**T.C.**

**KIRIKKALE ÜNİVERSİTESİ**

**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

# ÇELİK TAŞIYICI SİSTEMLİ ÇERÇEVE TİPİ YAPININ ÇYTHYDE 2016, AISC 360-10 VE EUROCODE 3 YÖNETMELİKLERİNE GÖRE ANALİZ VE TASARIMI

**Yaşar ÖZALP**

**İnşaat Müh.**

**Eylül-2020**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yaşar ÖZALP tarafından hazırlanan, ÇELİK TAŞIYICI SİSTEMLİ ÇERÇEVE TİPİ YAPININ ÇYTHYDE 2016, AISC 360-10 VE EUROCODE 3 YÖNETMELİKLERİNE GÖRE ANALİZ VE TASARIMI adlı Yüksek Lisans Tezinin Anabilim Dalı standartlarına uygun olduğunu onaylarım.

Doç. Dr. Orhan DOĞAN

Anabilim Dalı Başkanı

Bu tezi okuduğumu ve tezin **Yüksek Lisans Tezi** olarak bütün gereklilikleri yerine getirdiğini onaylarım.

Doç. Dr. İlker KALKAN

Danışman

Başkan : Dr. Öğr. Üyesi Şule BAKIRCI ER _____

Üye (Danışman) : Doç. Dr. İlker KALKAN _____

Üye : Doç. Dr. Selçuk BAŞ _____

……/09/2020

Bu tez ile Kırıkkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu Yüksek Lisans derecesini onaylamıştır.

Prof. Dr. Recep ÇALIN

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

# ÖZET

ÇELİK TAŞIYICI SİSTEMLİ ÇERÇEVE TİPİ YAPININ ÇYTHYDE 2016, AISC 360-10 VE EUROCODE 3 YÖNETMELİKLERİNE GÖRE ANALİZ VE TASARIMI

ÖZALP, Yaşar

Kırıkkale Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yüksek Lisans Tezi

Danışman: Doç. Dr. İlker KALKAN

Eylül 2020, 228 sayfa

Bu çalışma kapsamında 42x25 m plan ölçülerine sahip 8 katlı çelik bir yapı, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları Yönetmeliği (ÇYTHYDE 2016), Amerikan Yapısal Çelik Şartnamesi (AISC 360-10) ve Avrupa Birliği Çelik Yapı Yönetmeliği'ne (Eurocode 3) göre tasarlanarak, elde edilen tasarımlar maliyet ve etkinlik açısından karşılaştırılmıştır. Yapı, bir doğrultuda süneklik düzeyi yüksek ve kolon-kiriş birleşimleri moment aktaran çelik çerçeve olarak; diğer doğrultuda ise kolon-kiriş birleşimleri yalnızca kesme kuvveti aktaracak şekilde merkezi çelik çaprazlı olarak tasarlanmıştır.

Yapının deprem hesabında Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018) esasları temel alınmış ve analizler zaman tanım alanında doğrusal elastik analiz yöntemine göre gerçekleştirilmiştir. Zaman tanım alanı fonksiyonlarının türetilmesinde ise gerçek deprem ivme kayıtları kullanılmıştır. Yapının yapılacağı

koordinatlara uygun gerçek deprem ivme kayıtlarının elde edilebilmesi için hedef spektrum oluşturulmuş ve deprem büyüklüğü, faylanma şekli, yapının faya olan uzaklığı, fayın yırtılma tipi, yerel zemin özellikleri gibi parametreler kullanılarak en uygun deprem kaydı seçilmiştir. Bu kayıtlar için ölçekleme katsayıları kullanılarak ölçeklendirme yapılmıştır.

Rüzgar yükü hesabında, ÇYTHYDE 2016 ve Eurocode 3 yönetmelikleri için, TS EN 1991-1-4 (Eurocode1-4) Şartnamesi; AISC360-10 yönetmeliği için, ASCE 7-10 Şartnamesi kullanılmıştır. Kar yükü hesabında, ÇYTHYDE 2016 ve Eurocode 3 yönetmelikleri için, TS EN 1991-1-3 (Eurocode1-3) Şartnamesi; AISC360-10 yönetmeliği için, ASCE 7-10 Şartnamesi kullanılmıştır. Ayrıca sabit ve hareketli yüklerin belirlenmesinde, TS 498 şartnamesi kullanılmıştır.

SAP2000 yazılımı yardımıyla gerçekleştirilen analizler neticesinde elde edilen kesit tesirleri, deplasman değerleri ve kullanım/kapasite oranları incelenerek, seçilen eleman profillerinin yeterliliği belirlenmiştir. Bu analizler, AISC 360-10 yönetmeliğine göre elde edilen tasarımın diğer yönetmeliklere göre yapılan tasarımlardan daha ekonomik olduğunu ve bu ekonomikliğin esasen ASCE 7-10 Şartnamesine göre elde edilen rüzgar yükü değerlerinin daha küçük olmasından kaynaklandığı göstermiştir. Rüzgar yükü hesaplarında TS EN 1991-1-4 (Eurocode1-4) Şartnamesinden faydalanan ÇYTHYDE 2016 ve Eurocode 3 yönetmelikleri ise daha büyük kesitlerin kullanımını öngörmektedir. Ancak, ÇYTHYDE 2016 yönetmeliğine göre elde edilen profil kesitleri, Eurocode 3 yönetmeliğine göre tasarımdan elde edilen kesitlerden daha küçüktür.

**Anahtar Sözcükler:** Rüzgar yükü; kar yükü; çelik-çapraz; moment-aktaran birleşim; moment-aktarmayan birleşim; deprem yükü.

# ABSTRACT

## ANALYSIS AND DESIGN OF STEEL FRAME STRUCTURE ACCORDING TO THE TURKISH STEEL REGULATION (ÇYTHYDE2016), AISC360-10 AND EUROCODE3

ÖZALP, Yaşar

Kırıkkale University

Graduate School of Natural and Applied Sciences

Department of Civil Engineering, Master Thesis

Supervisor: Assoc. Prof. Dr İlker KALKAN

September 2020, 228 pages

Within the scope of the present study, an eight-story steel structure with plan dimensions of 42x25 m was designed based on the Turkish steel regulation ÇYTHYDE 2016, the American structural steel specification AISC 360-10 and the European structural steel standard Eurocode 3 and these designs were compared in terms of economy and efficiency. The structure was modeled as a high-ductility frame with moment-resisting beam-column connections in one plan dimension and a frame with centric steel braces and beam-column connections transmitting solely the shear forces in the other plan dimension.

In the seismiccal culations of the structure, the 2018 Turkish Building Earthquake Code (TBEC2018) regulations were reliedupon and the analyses were performed according to the line arelastic time-history analysis method. Real seismic records were used for obtaining the time history functions. A target spectrum was established and the

mostappro priate earthquake records were selected based on various parameters, including the earthquake magnitude, faulting type, distance of the structure to the active fault, type of rupture of the fault and soil classification. The sere cords were scaled by using scale factors.

The wind loads were calculated from the TS EN 1991-1-4 (Eurocode1-4) standard in the designs according to the Turkish and European steel standards, yet from ASCE 7-10 in the design according to the American AISC 360-10 steel specification. The snow loads, on the other hand, were obtained from the TS EN 1991-1-3 (Eurocode1-3) regulation in the designs according to the Turkish and European steel standards, yet from ASCE 7-10 in the design according the the American steel specification. In all designs, the TS 498 standard was used for determining the dead and live loads.

The a dequacy of the members were determined by examining the internal forces, moments, deformation sand demand/capacity ratios from the analyses in SAP2000 structural analysis software. The se analyses indicated that the design according to AISC 360-10 is more economical than its counterpart sac cording to the other code sand this economy arises from the fact that the wind loads from ASCE 7-10 are smaller than the respective evalues from TS EN 1991-1-4 (Eurocode1-4).The Turkish steel regulation ÇYTHYDE 2016 and Eurocode 3 refer to the TS EN 1991-1-4 (Eurocode 1-4) standard in wind load calculation sand the use of this Standard yields to greater wind loads, and hence, greater member sections in the design. Finally, the profile sections according to ÇYTHYDE 2016 are smaller than the ones from Eurocode 3.

**Keywords:** Wind load; snow load; steel diagonal; moment-resisting connection; non-moment-resisting connection; earthquake load.

# İÇİNDEKİLER

**Sayfa**

**ÖZET** ..... **iii**

**ABSTRACT** ..... **v**

**ÇİZELGE LİSTESİ** ..... **ix**

**ŞEKİL LİSTESİ** ..... **xi**

**SİMGELER** ..... **xiii**

**1. GİRİŞ** ..... **1**

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı ..... 1

1.2 Literatür Çalışmaları ..... 2

1.2.1 Eurocode 3 (CEN 2005) Üzerine Yapılan Çalışmalar ..... 2

1.2.2 AISC 360-10 (AISC 2010) Üzerine Yapılan Çalışmalar ..... 4

1.2.3 Zaman Tanım Alanında Analiz Hakkında Yapılan Çalışmalar ..... 6

1.2.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi Hakkında Yapılan Çalışmalar ..... 9

1.2.5 Yükler Hakkında Yapılan Çalışmalar ..... 12

**2. YAPI SİSTEMİ VE YÜKLER** ..... **14**

2.1 Sabit ve Hareketli Yükler ..... 19

2.2 Kar Yükü ..... 19

2.3 Rüzgar Yükü ..... 20

2.4 Yapı ile İlgili Parametreler ve Deprem Yükleri ..... 31

2.5 Deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklendirilmesi ..... 32

2.6 Yük Kombinasyonları ..... 34

2.7 Stabilite Tasarımları ..... 37

2.8 Yanal Deplasmanlar ..... 40

2.9 Düzensizliklerin Kontrolü ..... 41

2.9.1 A1 Burulma Düzensizliği ..... 41

2.9.2 A2 Döşeme Süreksizlikleri ..... 43

2.9.3 A3 Planda Çıkıntılar Bulunması ..... 43

2.9.4 B1 Komsu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat) ..... 43

2.9.5 B2 Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat) ..... 43

2.9.6 B3 Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği ..... 45

2.10 Göreli Kat Ötelenmelerinin Kontrolü ..... 45

2.11 İkinci Mertebe Etkisinin Kontrolü ..... 49

2.12 TBDY 2018'e (AADYB 2018) Göre Yapı Elemanlarının Enkesit Koşullarının Kontrol Edilmesi ..... 52

**3. STANDART BİR YAPININ YÖNETMELİKLERE GÖRE ANALİZİ ..... 52**

3.1 Tali Kiriş Hesapları ..... 52

3.2 x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesapları ..... 57

3.3 y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesapları ..... 61

3.4 Kolon Hesapları ..... 67

3.5 Merkezi Çapraz Hesapları ..... 74

**4. YÖNETMELİKLERE GÖRE EN EKONOMİK TASARIMLAR VE KARŞILAŞTIRMA ..... 79**

**5. SONUÇ VE ÖNERİLER ..... 86**

**KAYNAKLAR ..... 90**

**EK - 1 ..... 95**

# ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Yönetmeliklere Göre Kullanılacak Standartlar ..... 18
Çizelge 2.2 Sabit ve Hareketli Yükler ..... 19
Çizelge 2.3 Düşey Duvarlar için Net Basınç Katsayıları ..... 23
Çizelge 2.4 Çatı Net Basınç Katsayıları ..... 23
Çizelge 2.5 Çatı Net Basınç Katsayıları ..... 23
Çizelge 2.6 Duvarlar İçin Net Basınç Katsayıları ..... 26
Çizelge 2.7 Duvar Net Basınç Katsayıları ..... 28
Çizelge 2.8 Çatı Net Basınç Katsayıları ..... 29
Çizelge 2.9 Çatı Net Basınç Katsayıları ..... 30
Çizelge 2.10 x Doğrultusu Rüzgar Yükü Deplasmanları ..... 31
Çizelge 2.11 Yapı ve Deprem Parametreleri ..... 32
Çizelge 2.12 İkinci Mertebe Analiz Kriteri ($a_{cr}$) ..... 39
Çizelge 2.13 Yanal Öteleme Kusurları ..... 39
Çizelge 2.14 x Doğrultusu A1 Düzensizliği Kontrolü ..... 42
Çizelge 2.15 y Doğrultusu A1 Düzensizliği Kontrolü ..... 42
Çizelge 2.16 x Doğrultusu B2 Düzensizliği Kontrolü ..... 44
Çizelge 2.17 y Doğrultusu B2 Düzensizliği Kontrolü ..... 44
Çizelge 2.18 x Doğrultusu Göreli Kat Ötelenmeleri ( R=8 ) ..... 48
Çizelge 2.19 y Doğrultusu Göreli Kat Ötelenmeleri ( R=5 ) ..... 48
Çizelge 2.20 x Doğrultusu İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü ..... 49
Çizelge 2.21 y Doğrultusu İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü ..... 51
Çizelge 3.1 ÇYTHYDE2016 (ÇŞB 2016) ile SAP2000 Kullanım/Kapasite Oranlarının Karşılaştırılması ..... 77
Çizelge 3.2 AISC 360-10 (AISC 2010) ile SAP2000 Kullanım/Kapasite Oranlarının Karşılaştırılması ..... 77

Çizelge 3.3 Eurocode 3 (CEN 2005) ile SAP2000 Kullanım/Kapasite Oranlarının Karşılaştırılması ..... 78
Çizelge 3.4 Yönetmelik Kullanım/Kapasite Oranlarının Karşılaştırılması..... 78
Çizelge 4.1 Tasarımda Kullanılan Profillerin Karşılaştırılması ..... 81
Çizelge 4.2 ÇYTHYDE 2016(ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Profil ve Metrajlar..... 82
Çizelge 4.3 AISC 360-10(AISC 2010)Yönetmeliğine Göre Profil ve Metrajlar..... 83
Çizelge 4.4 Eurocode3(CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Profil ve Metrajlar..... 84
Çizelge 4.5 Yönetmeliklere Göre Yapısal Sistem Metraj Değerleri..... 85
Çizelge 4.6 Yönetmeliklere Göre Yapısal Sistem Metraj Karşılaştırması..... 85

## ŞEKİL LİSTESİ

**Şekil** **Sayfa**

Şekil 2.1 Analiz Edilen Yapı Modelinin İzometrik Görüntüsü..... 15
Şekil 2.2 y-z Düzlemi Bağlantı Mafsalları..... 16
Şekil 2.3 x-y Planı Bağlantı Mafsalları ..... 17
Şekil 2.4 Düşey Duvar Basınç Bölgeleri ..... 26
Şekil 2.5 Yapıya x Doğrultusunda Etkiyen Rüzgar Yükleri ..... 27
Şekil 2.6 Düşey Duvar Basınç Bölgeleri ..... 28
Şekil 2.7 Çatı Basınç Bölgeleri ..... 29
Şekil 2.8 Çatı Basınç Bölgeleri ..... 30
Şekil 2.9 PEER Veri Giriş Sayfası ..... 33
Şekil 2.10 Zaman Tanım Alanı Fonksiyon Tanımlama Ekranı ..... 34
Şekil 2.11 x Doğrultusunda Deprem Yüklemesi Deplasmanları (cm)..... 40
Şekil 2.12 ASCE 7-10 Standardına Göre x Doğrultusu Rüzgar Yüklemesi Deplasmanları (cm)..... 41
Şekil 3.1 ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi Hesap Sonuçları ..... 53
Şekil 3.2 ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi Hesap Sonuçları ..... 54
Şekil 3.3 Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi Kesit Tesirleri ..... 56
Şekil 3.4 ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları ..... 59
Şekil 3.5 AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları ..... 60
Şekil 3.6 Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları ..... 61
Şekil 3.7 ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Kesit Tesirleri..... 64

Şekil 3.8 ÇYTHYDE 2016(ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Maksimum Deplasman (*G+0.5Q* Yüklemesi) ..... 65

Şekil 3.9 AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları ..... 66

Şekil 3.10 Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları ..... 67

Şekil 3.11 ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları ..... 70

Şekil 3.12 AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (Eksenel) ..... 71

Şekil 3.13 AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (V2, M3) ..... 71

Şekil 3.14 AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (V3, M2) ..... 72

Şekil 3.15 Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (Eksenel) ..... 73

Şekil 3.16 Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (V2, M3) ..... 74

## SİMGELER

$A_e$ : Etkin alan
$A_g$ : Kayıpsız enkesit alanı
$A_v$ : Kesme kuvveti enkesit alanı( EC3)
$b_f$ : Başlık genişliği
$B_1$ : P-δ etkisini dikkate alan büyütme katsayısı.
$B_2$ : P-Δ etkisini dikkate alan büyütme katsayısı.
c : Yerel burkulma sırasında etkili gövde veya başlık uzunluğu (EC3)
$C_b$ : Yanal burulmalı burkulma sınır durumunda moment düzeltme katsayısı
$C_1$ : Moment düzeltme katsayısı
D : Dayanım fazlalığı katsayısı
E : Yapısal çelik elastisite modülü
$E_d^{(H)}$ : Doğrultu birleştirmesi uygulanmış tasarıma esas yatay deprem etkisi
$E_d^{(X)}$ : (x) doğrultusundaki depremin etkisi altında tasarıma esas deprem etkisi
$E_d^{(Y)}$ : (y) doğrultusundaki depremin etkisi altında tasarıma esas deprem etkisi
$F_{cr}$ : Kritik burkulma gerilmesi
$F_e$ : Elastik burkulma gerilmesi
$F_y$ : Yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi
$F_u$ : Yapısal çelik karakteristik çekme dayanımı
$F_s$ : Kısa periyod için yerel zemin etki katsayısı
$F_1$ : 1,0 saniye periyod için yerel zemin etki katsayısı
G : Yapısal çelik kayma modülü
g : Yerçekmi ivmesi
$H_N$ : Bina toplam yüksekliği
I : Bina önem katsayısı
I : Atalet momenti
$I_x$ : x ekseni atalet momenti
$I_y$ : y ekseni atalet momenti
$I_y$ : Kuvvetli eksen atalet momenti(EC3)
$I_z$ : Zayıf eksen atalet momenti(EC3)
i : Atalet yarıçapı
$i_x$ : x ekseni atalet yarıçapı
$i_y$ : y ekseni atalet yarıçapı
$i_y$ : Kuvvetli eksen atalet yarıçapı(EC3)
$i_{ts}$ : Etkin atalet yarıçapı
$I_z$ : Zayıf eksen atalet yarıçapı(EC3)
J : Burulma sabiti

$k_{zz}$ : Etkileşim faktörü(EC3)
$k_{zy}$ : Etkileşim faktörü(EC3)

L : Basınç başlığında yanal yerdeğiştirmenin ve enkesit burulmasının önlendiği noktalar arasındaki eleman uzunluğu
$L_c$ : Eleman burkulma boyu
$L_p$ : Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk
$L_r$ : Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluk
$M_c$ : Mevcut eğilme momenti dayanımı
$M_{cr}$ : Kritik eğilme moment (EC3)
$M_{Ed}$ : Tasarım moment değeri(EC3)
$M_n$ : Karakteristik eğilme momenti dayanımı
$M_p$ : Plastik eğilme momenti
$M_{pl,Rd}$ : Kesitin plastik moment dayanımı (EC3)
$M_r$ : Karakteristik moment dayanımı(EC3)
$M_r$ : YDKT veya GKT yük birleşimleri için gerekli eğilme momenti dayanımı
$N_{b,Rd}$ : Enkesit burkulma dayanımı(EC3)
$N_{c,Rd}$ : Kesitin eksenel yüke karşı dayanımı(EC3)
$N_{Ed}$ : Tasarım eksenel Kuvvet değeri(EC3)
$N_{pl,Rd}$ : Brüt enkesit plastik tasarım dayanımı(EC3)
$N_r$ : Eksenel yük karakteristik dayanımı(EC3)
$P_c$ : Mevcut eksenel çekme veya basınç kuvveti dayanımı
$P_r$ : YDKT veya GKT yük birleşimler için gerekli eksenel kuvvet dayanımı
R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a$ : GKT yük birleşimleri altında hesaplanan gerekli dayanım
$R_a$ (T) : Öngörülen süneklik kapasitesi ve periyoda bağlı deprem yükü azaltma katsayısı
$R_u$ : YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan gerekli dayanım
$R_n$ : Karakteristik dayanım
$S_{ae}$ (T) : Yatay elastik tasarım spektral ivmesi (g)
$S_{DS}$ : Kısa periyod bölgesi için tasarım spektral ivme katsayısı (boyutsuz)
$S_{D1}$ : 1,0 saniye periyod bölgesi için tasarım spektral ivme katsayısı (boyutsuz)
$S_S$ : Kısa periyod bölgesi için harita spektral ivme katsayısı (boyutsuz)
$S_1$ : 1.0 saniye periyod için harita spektral ivme katsayısı (boyutsuz)
S : Kar yükü
T : Doğal titreşim periyodu (s)
T : Sıcaklık değişmesi ve/veya mesnet çökmesi etkileri
$T_A$ : Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)
$T_B$ : Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)
$T_P^X$ : (x) deprem doğrultusunda binanın hakim doğal titreşim periyodu (s)
t : Eleman kalınlığı
$t_f$ : Başlık kalınlığı
$t_w$ : Gövde kalınlığı

$V_c$ : Mevcut kesme kuvveti dayanımı, (YDKT için tasarım kesme kuvveti : dayanımıveya GKT için güvenli kesme kuvveti dayanımı)

$V_n$ : Karakteristik kesme kuvveti dayanımı.

$V_r$ : Göz önüne alınan gövde paneli için YDKT veya GKT yük birleşimleri ile elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı.

W : Rüzgar yükü

$W_e$ : Eğilme ekseni etrafında elastik mukavemet momenti

$W_{ex}$ : x-eksenine göre elastik mukavemet momenti

$W_{ey}$ : y-ekseni etrafında elastik mukavemet momenti

$W_p$ : Eğilme ekseni etrafında plastik mukavemet momenti

$W_{px}$ : x-ekseni etrafında plastik mukavemet momenti

$W_{py}$ : y-ekseni etrafında plastik mukavemet momenti

$W_{y,el}$ : Kuvvetli eksen elastik mukavemet momenti(EC3)

$W_{z,el}$ : Zayıf eksen elastik mukavemet momenti(EC3)

$W_{y,pl}$ : Kuvvetli eksen plastik mukavemet momenti(EC3)

$W_{z,pl}$ : Zayıf eksen plastik mukavemet momenti(EC3)

$Y_i$ : YDKT veya GKT yük birleşimleri ile belirlenen, (i) katı döşemesine etkiyentoplam düşey yük.

$\phi$ : Dayanım katsayısı

$\Omega$ : Güvenlik katsayısı

$\lambda$ : Yerel burkulma narinlik değeri

$\lambda_p$ : Kompakt elemanlar için narinlik sınır değeri

$\lambda_r$ : Kompakt olmayan eleman için narinlik sınır değeri

$\upsilon$ : Poisson sayısı

$\gamma_0$ : Merkezi güvenlik katsayısı(EC3)

$\gamma_{m1}$ : Özel güvenlik katsayısı(EC3)

$\lambda$ : Narinlik(EC3)

$\lambda_1$ : Kıyaslanma narinliği(EC3)

X : Burkulma modu azaltma çarpanı(EC3)

$X_{LT}$ : Yanal burulmalı burkulma indirgeme katsayısı(EC3)

$a$ : Kusur katsayıs(EC3)

$\varepsilon$ : Çelik uzama değeri(EC3)

$\eta$ : Sönüm düzeltme katsayısı (EC3)

## KISALTMALAR

| | |
|---|---|
| ÇYTHYE | : Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar |
| TBDY | : Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği |
| ABYYHY | : Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik |
| ANSI | : American National Standard Institute |
| AISC | : American Institute of Steel Construction |
| ASD | : Allowable Strength Design |
| ASCE | : American Society of Civil Engineers |
| ASTM | : American Society for Testing and Materials |
| ATC | : Applied Technology Council |
| BKS | : Bina Kullanım Sınıfı |
| BYS | : Bina Yükseklik Sınıfı |
| C&C | : Companent and Cladding (Kaplama ve Bileşenler) |
| DBYBHY | : Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik |
| DTS | : Deprem Tasarım Sınıfı |
| EC3 | : Euroceode3 |
| EN | : Euronorm |
| FEMA | : Federal Emergency Management Agency |
| GKT | : Güvenlik Katsayıları ile Tasarım |
| MWFRS | : Mean Wind Force Resisting System (Ortalama Rüzgar Dayanım Sistemi) |
| PEER | : Pacific Earthquake Engineering Research PEER |
| SAP | : Structural Analysis Program |
| LRFD | : Load Resistance Factor Design |
| YDKT | : Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım |

| | |
|---|---|
| TS | : Türk Standartları |
| TS 648 | : Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları |
| TS 498 | : Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri |

## ÖNSÖZ

Lisans eğitimimde ve yüksek lisans tez çalışmam boyunca bana her konuda yardım eden, bilgi ve deneyimlerini benimle paylaşan, başarı ve ahlak olarak örnek aldığım danışman hocam Doç. Dr. İlker KALKAN' a teşekkür ederim.

Ayrıca, beni her konuda destekleyen, hayatımın her aşamasında maddi ve manevi olarak yanımda olan fedakâr annem Firdevs ÖZALP ve babam Mustafa ÖZALP'e sevgi ve saygılarımı sunarak sonsuz teşekkür ederim.

Ayrıca, lisans eğitimim ve yüksek lisans eğitimim sırasında her konuda bana destek olan eşim Eda ÖZALP'e ve bu süreçlerde zaman zaman ihmal ettiğim, odama her gelişinde ödevlerimin ne zaman biteceğini soran oğlum Mustafa ÖZALP ve kızım Zeynep ÖZALP'e sevgilerimi sunmayı bir borç bilirim ve fedakârlıklarından dolayı sonsuz teşekkür ederim.

Yaşar ÖZALP
İnşaat Mühendisi

Eylül 2020

***SEVGİLİ EŞİME…***

# 1. GİRİŞ

Bilim ve bilgi seviyesinin hızlı ilerleyişi, mühendislik rehberi niteliği taşıyan şartname ve yönetmeliklerinde geliştirilmesi zorunluluğunu ortaya çıkarmaktadır. 1980-2016 yılları arasında ülkemizde çelik yapıların tasarımında kullanılmış olan, TS648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (TS 1980) şartnamesi de, zaman içinde güncelliğini yitirmiştir.

Ülkemizde güncel bir yapısal çelik yönetmeliğine ihtiyaç olması üzerine, 2014 yılında Çevre ve Şehircilik Bakanlığı tarafından yeni bir çelik yapı yönetmeliğinin hazırlanmasına karar vermiştir. Çalışmalar sonucu, 4 Şubat 2016 tarihinde Resmi Gazetede yayımlanan ve 1 Eylül 2016 tarihi itibariyle yürürlüğe giren ÇYTHDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliği hali hazırda da çelik yapıların tasarım ve hesaplarında kullanılmaktadır.

## 1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu tezin amacı, örnek bir çelik yapıyı, ülkemizde yeni kullanılmaya başlanan Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar Yönetmeliği (ÇŞB 2016) ve uluslararası alanda sıklıkla tercih edilen Amerikan Yapısal Çelik Şartnamesi AISC 360-10 (AISC 2010) ile Avrupa Birliği Çelik Yapı Yönetmeliği Eurocode 3'e (CEN 2005) göre ayrı ayrı tasarlamak ve bu tasarımları ekonomiklik ve pratiklik yönlerinden karşılaştırmaktır. Bu sayede, yeni çelik yönetmeliğimizin etkinliği ve ekonomikliğinin daha iyi irdelenmesi mümkün olacak ve önemli çıkarımlara ulaşılacaktır.

Bu üç yönetmeliğe göre yapılacak tasarımlarda, her yönetmeliğin atıf yaptığı rüzgar ve kar yükü standartları kullanılacaktır. Tüm tasarımlarda deprem yükü hesabı, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 (AADYB 2018) esasları ve zaman

tanım alanında doğrusal elastik analiz yöntemine göre yapılacaktır. Her üç tasarımda sabit ve ölü yük değerleri, TS 498 (TS 1997) standardından elde edilecektir. Deprem yükü, ölü yük ve hareketli yükleri tasarımlarda özdeş seçerek, rüzgar yükünün çok katlı çelik yapı tasarımı üzerindeki etkileri daha net ortaya konmuş olacaktır. Bilindiği üzere, rüzgar yükü, çok katlı çelik yapıların tasarımında en önemli yük bileşenlerinden birini teşkil etmektedir. Bu bağlamda, yönetmeliklerin ekonomikliği ve etkinliğini belirleyen en önemli etkenlerden biri de, rüzgar yükü değerleri arasındaki farklar olacaktır. Rüzgar yüklerinin yönetmeliklerin atıf yaptığı belgelere göre hesaplanması, üç yönetmeliğin ekonomikliklerinin daha net anlaşılmasını sağlayacaktır.

## 1.2 Literatür Çalışmaları

Eurocode 3 (CEN 2005) ve AICS 360-10 (AISC 2010) yapısal çelik yönetmelikleri birçok bilimsel çalışmaya konu olmuş ve bu çalışmalarda yönetmeliklerin etkinliği ve tasarım kuralları hakkında önemli bulgulara ulaşılmıştır. Ayrıca, rüzgar yükü şartnamesi TS-EN 1991-1-4 (TS 2004), kar yükü şartnamesi TS-EN 1991-1-3 (TS 2007), Amerikan yük şartnamesi ASCE 7-10 (ASCE 2010) esaslarına göre hesaplanan yük değerleri ile zaman tanım alanında yapılacak analizlere göre deprem ivme kayıtlarının seçilmesi ve kullanılması konularında da birçok çalışma gerçekleştirilmiştir.

### 1.2.1 Eurocode 3 (CEN 2005) Üzerine Yapılan Çalışmalar

Özgül (2006), ABYYHY1998 (BİB 1998) ile Eurocode 8 (CEN 2003) yönetmelikleri karşılaştırılmış, elde edilen sonuçlar kullanılarak4 katlı çelik bir yapının, TS 648 (TS 1980) ve Eurocode 3 (CEN 2005) uyarınca boyutlandırılması ve sayısal karşılaştırılması yapılmıştır. Analiz aşamasında, SAP2000 programı kullanılmıştır. Sonuç bölümünde, ABYYHY (BİB 1998) ile Eurocod 8 (CEN 2003) yönetmelikleri arasındaki benzerlikler, tasarım prensipleri ve farklılıklar hakkında

bilgiler verilmiştir. Ayrıca TS 648 (TS 1980) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmelikleri kıyaslanmıştır, ekonomiklik açısından Eurocode 3 ’ün (CEN 2005) avantajlı olduğu metraj tabloları ile gösterilmiştir.

Cinel (2006), Uçak hangarları ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliği hakkında bilgiler verilmiştir. Eurocode 3’e (CEN 2005) yönetmeliğine göre tasarlanan kafes kirişli uçak hangarının analizi yapılmıştır. Hesaplamalarda SAP2000 programı kullanılmıştır. Deprem yüklerinin hesaplanmasında, eşdeğer deprem yükü ve zaman tanım alanında analiz yöntemleri kullanılmış ve karşılaştırmaları yapılmıştır. Zaman tanım alanı yönteminde, Bolu-Düzce Depremi’ne ait gerçek ivme kayıtları kullanılmıştır. Yapı elemanlarının ve bağlantılarının hesapları gösterilmiştir. Sonuç bölümü de ise çelik yapı tasarımında dikkat edilmesi gereken hususlara değinilmiştir.

Ar (2009), TS 648 (TS 1980) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmelikleri hakkında rehber niteliği taşıyacak şekilde çok detaylı bilgiler verilmiştir. Yönetmeliklerin genel tasarım esasları ve boyutlandırma kuralları incelenmiştir. Süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan 5 katlı bir yapı ve süneklik yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan 7 katlı bir yapının Eurocode 3 (CEN 2005) ve TS 648’e (TS 1980) göre ayrı ayrı boyutlandırması ve hesaplamaları yapılmıştır. Yapının deprem hesabı, DBYBHY 2007’ye (BİB 2007) uyarınca eşdeğer deprem yükü yöntemiyle yapılmıştır. Sonuç bölümünde, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğinin TS 648 (TS 1980) yönetmeliğine göre daha kapsamlı ve güncel olduğu ortaya konmuştur. Yönetmelikler arasındaki en büyük farkın, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğinin tasıma gücü yöntemine göre; TS 648’in (TS 1980) ise emniyet gerilmesi yöntemine göre hesap esaslarını kullandığı sonucuna varılmış ve sayısal uygulama hakkında bilgiler verilmiştir.

Demir (2012), Geniş açıklıkları olan alışveriş merkezi olarak tasarlanmış çelik bir yapının, EN 1993-1-1 (CEN 2005) ve TS 648 (TS 1980) yönetmelikleri uyarınca boyutlandırılması ve analizleri yapılmıştır. Rüzgar yükü hesapları, TS EN 1991-1-4 (TS 2004) ve TS 498 (TS 1997) şartnamelerine göre; kar yükü hesapları, TS EN 1991-1-3 (TS 2007) ve TS 498 (TS 1997) şartnamelerine göre yapılmıştır. Deprem yüklerinin hesaplanmasında, EN-1998-1 (CEN 2003) ve DBYBHY (BİB 1998) yönetmeliklerinin esasları kullanılmıştır. Sonuç bölümünde ise deprem sonuçlarının değerlendirilmesi, EN 1993-1-1 (TS 2005) ve TS 648 (TS 1980) yönetmeliklerinin karşılaştırılması, tasarım sonuçlarının değerlendirilmesi ve yapısal çelik elemanlarının ağırlık olarak ekonomikliklerinin karşılaştırması yapılmıştır.

### 1.2.2 AISC 360-10 (AISC 2010) Üzerine Yapılan Çalışmalar

Çelik (2011), Simetrik eksenli I kesitli bir eleman, eksenel basınç ve iki yönde eğilme durumları için, EC3 (CEN 2005) ve AISC 360-05 (AISC 2005) standartlarına göre araştırılmıştır. Örnekler üzerinde sayısal hesaplamalar yapılmıştır. Sonuç bölümünde, EC3 (CEN 2005) ve AISC 360-05 (AISC 2005) şartnamelerinin benzerlik ve farklılıkları hakkında bilgi verilmiştir. İncelenen örnekte ise, her iki şartname için sonuçların birbirine yakın olduğu vurgulanmıştır.

Ülker (2014), Bu yüksek lisans tezinde Amerikan AISC 360-10 (AISC 2010) ve DBYBHY 2007 (BİB 2007) yönetmelikleri kullanılarak beş katlı örnek bir yapını analizi ve boyutlandırması yapılmıştır. Analizlerde SAP2000 programı kullanılmıştır. AISC 360-10 (AISC 2010) ve DBYBHY 2007 (BİB 2007) yönetmelikleri hakkında bilgiler verilmiştir. Sonuç bölümünde, tezin yazıldığı tarihte (2014) ülkemizde kullanılmakta olan DBYBHY 2007' nin (BİB 2007), Amerikan ANSI/AISC 341-05 (AISC 2005) yönetmeliğiyle çok benzer olduğu vurgulanmıştır. Amerikan çelik yapılar yönetmeliği AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğinin, Ülkemizde yaygın olarak kullanılıyor olması, anlaşılır bir yapıda olması ve güncel olması gibi

gerekçeler sunularak, AISC360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine benzer bir çelik yapılar yönetmeliği hazırlanarak ülkemizde kullanılmasının uygun olacağı savunulmuştur.

Bingöl (2014), Bir doğrultu da merkezi çaprazlı, diğer doğrultuda ise çerçeve sistem olarak tanımlanmıştır. Süneklik düzeyi normal çelik yapının, ağır sanayi yapısı olarak kullanılacağı düşünülmüştür. Amerikan Çelik Yapı Yönetmeliği AISC 360-10 (AISC 2010) ve Türk Çelik Yapı Yönetmeliği TS-648'e (TS 1980) göre tasarımlar yapılmıştır. Analizlerde, SAP2000 programı kullanılmıştır. Düşey yük ve rüzgar yükleri için TS-498 (TS 1997) yönetmeliği kullanılmıştır. Deprem yükünün belirlenmesinde, ASCE 7-10 (ASCE 2010) ve DBYBHY-2007 (BİB 2007) yönetmelikleri kullanılmıştır. Sonuç bölümünde, AISC360-10 (AISC 2010) yönetmeliğinin, LRFD ve ASD tarsım kriterlerine göre yapılan boyutlandırmaların birbirine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. TS-648 (TS 1980) yönetmeliğine göre yapılan boyutlandırma da ise kesitlerin büyütülmesi gerektiği tespit edilmiştir. Dolayısıyla TS-648 (TS 1980) yönetmeliğinin ekonomik sonuçlar vermediği vurgulanmıştır.

Ülker ve Savaş (2015), Amerikan AISC 360-10 (AISC 2010) ve DBYBHY 2007 (BİB 1998) yönetmelikleri kullanılarak, 5 katlı çelik bir yapının tahkikleri yapılmıştır. AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliği hakkında genel bilgiler verilmiştir. Tahkikler, SAP2000 programında yapılmıştır. ASCE/SEI-7 (ASCE 2007) yönetmeliğinin yük kombinasyonları kullanılmıştır. Sonuç bölümünde, DBYBHY-2007 (BİB 2007) ile Amerikan ANSI/AISC 341-05 (AISC 2005) yönetmeliklerinin son derece benzer olduğu belirtilmiştir. Amerikan AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğiyle bulunan, kat kütleleri, kat deplasmanları ve ikinci mertebe tesirlerinin TS 648 (TS 1980) yönetmeliğiyle bulunan sonuçlara göre %10-28 mertebesinde daha büyük olduğu bulunmuştur. AISC 360-10 (AISC 2010) ve DBYBHY 2007 (BİB

2007) yönetmelikleri kullanılarak yapılacak hesapların daha güvenli tarafta kalınacağı sonucu vurgulanmıştır.

Ülker ve Savaş (2018), Amerikan AISC 360-10 (AISC 2010) ve DBYBHY 2007 (BİB 2007) yönetmelikleri kullanılarak, 5 katlı çelik bir yapı tasarlanmış ve analiz yapılmıştır. Hesaplamalar, SAP2000 programı ile yapılmıştır. Analizde, ASCE/SEI-7 (ASCE 2007) yönetmeliğinin yük kombinasyonları kullanılmıştır. Deprem yükü hesabı, toplam eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yapılmıştır. Sonuç bölümünde, DBYBHY-2007 (BİB 2007) ile Amerikan ANSI/AISC 341-05 (AISC 2005) yönetmeliklerinin son derece benzer olduğu belirtilmiştir. Yeni Türk çelik yönetmeliği ÇYTHYEY 2016'nın (ÇŞB 2016) Amerikan AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine benzer olarak oluşturulmasının, yapı tasarımında güvenli tarafta kalınacağı sonucu vurgulanmıştır.

### 1.2.3 Zaman Tanım Alanında Analiz Hakkında Yapılan Çalışmalar

Yılmaz (2006), Fay uzaklığı, fayın kırılma şekli, fay kırılmasının yönü gibi hususların yapı üzerindeki etkileri incelenmiştir. Yakın fay etkisinin net bir şekilde görüldüğü Adapazarı bölgesi incelenmiştir. Örnek bir yapı, SAP2000 bilgisayar programında analiz yapılmıştır. Deprem kuvvetlerinin hesaplanmasında, zaman tanım alanında analiz yöntemi kullanılmıştır. Zaman tanım alanı fonksiyonlarında, 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi Sakarya kayıtları kullanılmıştır. Sonuç bölümünde, deprem kaynaklı oluşacak hasarların, yapısal kusurlara ve daha önemlisi yerel zemin koşullarına, zemin büyütmelerine ve yakın fay etkilerine bağlı olduğu ortaya konmuştur. Bazı deprem yönetmelikleri bu etkileri göz önüne alarak yerleşim bölgelerini belli sınıflandırmalara tabii tuttuğu ve bu sınıflandırma da yerleşim bölgesinin aktif fay bölgesine uzaklığı ve bu fayların oluşturabileceği deprem büyüklükleri ana etken oluşturduğu vurgulanmıştır. Bu sınıflandırma doğrultusunda belirli artırım katsayılarının belirlendiği ve aynı fay etkisinde olan bölgelerde bile

belli katsayı farklılıklarının oluşacağı söylenmiştir. Ülkemizde kullanılan deprem yönetmeliklerinin de bu sınıflandırmayı yapması gerektiği ana fikrine ulaşılmıştır. Bu sınıflandırmalar neticesinde, aynı deprem bölgeleri içerisinde de yeni sınıflandırmaların yapılması gereği tepsi edilmiştir. Sınıflandırmalar yapılırken, faya yakınlık, fayın oluşturabileceği depremler, bölgedeki yapıların yerleşim durumu, fayın atımı ve fayın kırılma şekilleri gibi hususların dikkate alınması gerektiği belirtilmiştir.

Ünerdem (2011), Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi ile 30 katlı betonarme bir binanın deprem performansının değerlendirilmesi irdelenmiştir. Zaman tanım alanı fonksiyonlarında, yapay yollarla üretilen ivme kayıtları ve Erzincan depreminin gerçek ivme kaydı kullanılmıştır. Yapı analizinde, SAP2000 ve ETABS programları kullanılmıştır. SAP2000 programında plastik mafsal tanımlamaları gösterilmiştir. Analiz sonuçlarına göre, kolon, kiriş ve perde elemanların hasar durumları hakkında bilgi verilmiştir.

*‘‘x doğrultusundaki deprem etkisinde yapıdaki tüm kirişlerinin %28,76’sı belirgin hasar bölgesinde, %5,69’u ileri hasar bölgesinde, %0,07’si göçme bölgesinde bulunmuştur. y doğrultusundaki deprem etkisinde zemin kat kirişlerinin %36,80’i belirgin hasar bölgesinde bulunmuştur.’’*

*‘‘Zemin kat kolonlarının tamamı x doğrultusundaki deprem etkisinde minimum hasar bölgesinde, y doğrultusundaki deprem etkisinde %11’i göçme bölgesinde bulunmuştur. Tüm yapıdaki kolonlar incelendiğinde, Y doğrultusundaki kolonların %3’ü göçme bölgesinde bulunmuştur.’’*

*‘‘Perde elemanlar kritik perde yüksekliği boyunca incelendiğinde, x doğrultusundaki deprem etkisinde %58’i göçme bölgesinde, y doğrultusundaki deprem etkisinde %53’ü göçme bölgesinde, %5’i ileri hasar bölgesinde bulunmuştur.’’*

DBYBHY 2007’ye (BİB 2007) uygun olarak yapılan analizler sonucunda, tez konusu 30 katlı yapının düşey elemanlarında ciddi hasarlar oluştuğu

gözlemlenmiştir. Buna bağlı olarak da yapının performansının göçme düzeyinde olduğu ve 30 katlı betonarme yapının can güvenliği açısından tehlikeli olduğu ortaya konmuştur.

Dok (2011), Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi ile 32 katlı betonarme bir binanın deprem performansının değerlendirilmesi irdelenmiştir. Yapının doğrusal elastik analizi için ETABS V9.6.0 programından, doğrusal elastik olmayan analizinde, SAP2000 V14.0.0 programından yararlanılmıştır. FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency) ve ATC-40 (Applied Technology Council) tarafından hazırlanan plastik mafsal yaklaşımları kullanılarak plastik mafsal tanımlamaları yapılmıştır. Analiz sırasında 3 deprem kaydı x ve y doğrultularında ayrı ayrı uygulanmıştır. Deprem kayıtlarının ikisi, DBYBHY 2007 (BİB 2007) Z2 zemin sınıfına göre üretilmiş yapay deprem kaydıdır, biri ise 12 Kasım 1999 Düzce depreminin kaydedilmiş gerçek ivme kayıtlarıdır. SAP2000 programında, ‘‘ Load Case Data’’ bölümünde ‘‘Scale Factor’’ değeri “0.01” olarak tanımlanmıştır, 0.01 katsayısının kullanılma sebebi olarak, programda kullanılan birimin KN-m olması, deprem kayıtlarının ise cm/sn$^2$birimini kullanıyor olması gösterilmektedir. Sonuç bölümünde, analiz neticesinde, kolon, kiriş ve perde elemanlarında oluşan hasar durumları hakkında bilgi verilmiştir.

Uçar ve Merter (2012), Deprem Yönetmeliği 2007’de (BİB 2007) verilen, eşdeğer deprem yükü, mod birleştirme ve zaman tanım alanında analiz yöntemleri incelenmiştir ve yöntemler hakkında açıklanmalar yapılmıştır. Bu hesap yöntemleri kullanılarak, Beş, sekiz ve on katlı betonarme örnek yapılarda analizler yapılmıştır. Zaman tanım analizi yöntemi fonksiyonlarında gerçek deprem ivme kayıtları kullanılmıştır. Seçilen deprem kayıtlarının spektrum değerlerine göre, Newmark-Hall yaklaşımı ile ortalama tasarım spektrumu oluşturulmuştur. Analizlerde SAP2000 programı kullanılmıştır. Yapı tasarımında, C25 beton ve S420 inşaat çeliği kullanılmıştır. Deprem parametreleri olarak, birinci derece deprem bölgesi, Z2 zemin sınıfı ve bina önem katsayısı I=1 seçilmiştir. Sonuç bölümünde, eşdeğer deprem yükü yöntemiyle bulunan deprem kuvvetleri, mod birleştirme yöntemiyle bulunan

değerden daha büyük olduğu, zaman tanım alanında analiz yönteminden hesaplanan deprem kuvvetlerinin ise diğer iki yöntemden elde edilen değerlerden büyük olduğu belirtilmiştir. Yöntemlere göre deprem kuvvetlerinin farklılık göstermesinin nedeni olarak, zaman tanım alanında analiz yönteminde deprem ivme kayıtlarının doğrudan yapıya etkittirildiği, buna karşın eşdeğer deprem yükü yöntemi ve modbirleştirme yönteminde deprem yükü azaltma katsayısı kullanılarak yapıya tesir eden deprem yüklerinin azaltıldığı savunulmuştur.

Korkmaz, Zabin, Çarhoğlu ve Nuhoğlu (2014), Çalışmada örnek olarak Kurşunlu Camisi sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmiş ve model üzerinde zaman tanım alanında doğrusal dinamik analiz yapılmıştır. Sonlu elemanlar ve zaman tanım alanında analiz hakkında genel bilgiler verilmiştir. Zaman tanım alanı fonksiyonlarında, Cape Mendocino, Düzce ve Landers gerçek deprem ivme kayıtları kullanılmıştır. Sonuç bölümünde, Üç farklı deprem kaydı ile yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar değerlendirilmiş, en büyük deplasman değerleri, en büyük normal gerilme ve kayma gerilmesi değerleri sayısal olarak belirtilmiştir. Kurşunlu Camii'nin bu büyüklükteki depremlere dayanamayacağı ortaya konmuştur.

### 1.2.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi Hakkında Yapılan Çalışmalar

Özdemir ve Fahjan (2007), Deprem kayıtlarının üç farklı kaynaktan elde edilebileceğinden bahsedilmiş bu kaynakların; yapay kayıtlar, benzeştirilmiş (simüle edilmiş) kayıtlar ve gerçek depremler olduğu vurgulanmıştır. Gerçek yer hareketi kayıtlarının diğer kayıt türlerine göre üstünlüklerinin olduğundan ve daha çok tercih edildiğinden bahsedilmiştir. Gerçek deprem kayıtlarının, deprem yönetmeliğinde belirtilen kriterlere uygun olarak seçilmesi gerektiği; seçilen kayıtların tasarım ivme spektrumu ile uyumlu olacak şekilde ölçeklenmesi gerektiği; ölçeklendirme işlemi için kullanılabilecek pek çok yöntemin olduğundan ve bu yöntemlerin zaman tanım

alanındaki yöntemler ve frekans tanım alanındaki yöntemler olmak üzere ikiye ayrıldığı anlatılmıştır.

Gerçek deprem kayıtları, yer hareketinin belli özelliklerini temsil etmesi için genellikle ya tasarım ivme spektrumuna veya deprem büyüklüğü, faya olan mesafe ve yerel zemin sınıfı gibi parametrelere dayandırılarak seçilmesi gerektiği anlatılmıştır.

Ölçekleme katsayısının nasıl elde edileceği hakkında, çeşitli formüller ve işlem basamakları verilmiş; örnekler üzerinden hesaplamalar yapılarak ölçekleme katsayısı değerleri bulunmuştur.

Sonuç bölümünde, zaman tanım alanında veya frekans tanım alanında ölçekleme yöntemlerinin her ikisiyle de, gerçek deprem ivme kayıtlarından tasarım spektrumlarına uyumlu kayıtlar elde edilebileceğine, ancak frekans tanım alanında ölçekleme yöntemi kullanılarak elde edilen kayıtların, zaman tanım alanında ölçekleme yöntemi kullanılarak elde edilen kayıtlara kıyasla, tasarım spektrumuyla daha iyi uyumlu olduğu tespit edilmiştir.

Fahjan (2008), Zaman tanım alanında doğrusal elastik veya doğrusal elastik olmayan analizlerin yapılabilmesi için, uygun deprem ivme kayıtlarının seçilmesi ve bunların ölçeklendirilmesi gerektiği vurgulanmıştır. Deprem ivme kayıtlarının üç farklı şekilde elde edilebileceğinden bahsedilmiş ve bunların; yapay kayıtlar, benzeştirilmiş (simüle edilmiş) kayıtlar ve gerçek deprem kayıtları olduğu vurgulanmıştır. Gerçek deprem kayıtlarının, verilen bir tasarım ivme spektrumuna uyumlu olarak zaman tanım alanında veya frekans tanım alanında ölçeklenebileceğinden bahsedilmiş ve bu yöntemler açıklanmıştır. DBYBHY 2007'ye (BİB 2007) göre kayıtların seçilme koşulları anlatılmıştır. Deprem kayıtlarının PEER internet sitesinden indirilebileceği ve bu kayıtların ölçeklenmesinde izlenmesi gereken işlemler iki örnek üzerinden anlatılmıştır.

Fahjan, Vatansever, Özdemir (2011), DBYBHY 2007 (BİB 2007) yönetmeliğine uygun olarak zaman tanım alanında analiz yapılmıştır. Zaman tanım alanı fonksiyonlarında gerçek deprem kayıtları kullanılmıştır. Hedef spektruma, yönetmelik de belirtilen yerel zemin değerlerine ve diğer kurallara uygun olacak şekilde deprem kayıtları seçilmiştir. Seçilen deprem kayıtları, zaman tanım alanında ölçekleme yöntemi kullanılarak ölçeklendirilmiştir. On iki katlı betonarme bir yapının zaman tanım alanımda doğrusal ve doğrusal olmayan analizleri yapılmıştır. Analizler sonucunda yapının yer değiştirme ve göreli kat ötelemeleri elde edilmiştir. Sonuç olarak, yönetmelikte deprem kayıtlarının kullanılma kuralları olarak belirtilen analizler için rastgele seçilen üç yer hareketinden elde edilen sonuçların maksimumunun kullanılması yerine; en az yedi deprem kaydı kullanılarak sonuçların ortalamasının alınmasının daha doğru olacağı vurgulanmıştır.

Sönmezer, Akbaş, Işık (2015) " *Kırıkkale İli Yerleşim Alanı İçin En Büyük İvme, Zemin Büyütmesi Ve Hakim Titreşim Periyodu Özelliklerinin Değerlendirilmesi"* isimli çalışmada, çok sayıda jeoteknik veri kullanılarak Kırıkkale İli'nin yerleşim alanlarına ait zeminlerin geoteknik özellikleri belirlenmiştir. Azalım ilişkisine göre hedef spektrum değerleri elde edilmiş, yerleşim yerinin faya olan mesafesi ve yerel zemin özellikleri gibi parametreler kullanılarak PEER sitesinden gerçek deprem ivme kayıtları elde edilmiştir. 1999 Düzce Lemont-1061 numaralı kayıt istasyonu verileri kullanılarak analizler yapılmıştır. Sonuç bölümünde, zemin büyütmelerinin etkisiyle Yüksek ivme oranlarının görüldüğünden bahsedilmiştir.''Çalışmanın yapıldığı Kırıkkale İli'nin orta ve güneybatı bölgesinde, zemin hakim periyodu 0,40-0,50 sn; doğu ve güneydoğusunda ise 1 sn civarında olduğu tespit edilmiştir. Bu sonuçların, orta ve güneybatı bölümünde 3-6 katlı binalar da, doğu ve güneydoğusunda ise 8-10 katlı binalarda deprem neticesinde önemli zorlanmaların oluşabileceği ve yapısal hasarların meydana gelebileceği ortaya konmuştur.

Koç (2019), Yapısal analiz yöntemleri hakkında genel bilgiler verilmiştir. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği ile uyumlu farklı ivme kaydı setleri kullanılarak zaman tanım alanı tahkikleri yapılmıştır. Tek serbestlik dereceli sistemler için elde edilecek en büyük ötelenme talepleri değerlendirilmiştir. Tahkiklerde, ZB, ZC ve ZD gibi farklı zemin gruplarıyla uyumlu 180 ivme kaydı seti kullanılmıştır. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği ile uyumlu bir ivme setinde yer alan ivme kayıtları kullanılarak hesaplanan en büyük ötelenme taleplerinin ortalamasının ve saçılımının, kullanılan ivme setine bağlı olarak rastgele değiştiği, ötelenme taleplerinin set içerisindeki saçılımının önemsenecek düzeyde yüksek olduğu belirlenmiştir. Ötelenme taleplerinin set içerisindeki saçılımı üzerinde ölçeklendirme stratejilerinin anlamlı bir etkisinin olmadığı ve analiz sonuçlarına göre, aynı hedef spektrumla uyumlu farklı ivme setleri için hesaplanan ortalama ötelenme taleplerinin saçılımı düşük olduğu sonucuna varılmıştır.

### 1.2.5 Yükler Hakkında Yapılan Çalışmalar

Polat (2010), Yapılan bu çalışmada, ASCE 7-05 (ASCE 2005), EUROCODE 1-4 (CEN 2004) ve TS 498 (TS 1997) rüzgar yükü şartnamelerini detaylı olarak incelenmiştir. Üç farklı örnek yapı üzerinde, belirtilen yönetmeliklere uygun olarak rüzgar yükü analizleri detaylı olarak yapılmıştır. Örnek analizler de, yönetmelik bazında ayrı ayrı hesaplama yapılmış ve işlem basamakları detaylı olarak gösterilmiştir. Sonuç bölümünde, ASCE 7-05 (ASCE 2005), EUROCODE 1-4(CEN 2004) ve TS 498 (TS 1997) yönetmeliklerinin birbirine olan üstünlükleri ve pratiklikleri hakkında açıklamalar yapılmıştır. ASCE 7-05 (ASCE 2005) Amerikan yönetmeliğinin, EUROCODE 1-4 (CEN 2004) Avrupa yönetmeliğine kıyasla uygulamasının daha kolay olduğundan, iç basınç katsayılarının daha küçük olduğundan ve daha düşük sonuçlar verdiği savunulmuştur. TS 498 (TS 1997) yönetmeliğinin diğer iki yönetmeliğe kıyasla daha düşük sonuçlar verdiği ve yetersiz olduğu sonucuna varılmıştır.

Özlek (2015), Yapılan bu çalışmada, ASCE 7-10 (ASCE 2010), EUROCODE 1-4 (CEN 2004) ve TS 498 (TS 1997) rüzgar yükü şartnamelerinin kıyaslaması yapılmıştır. Rüzgar ve oluşumu hakkında bilgi verilmiştir. ASCE 7-10 (ASCE 2005), EUROCODE 1-4 (CEN 2004) ve TS 498 (TS 1997) rüzgar yükü şartnameleri detaylı olarak incelenmiştir. İki farklı örnek üzerinden, her bir yönetmelik için ayrı ayrı rüzgar yükü analizleri yapılmıştır. Analiz sonuçları yönetmelik bazında kıyaslanmış ve yönetmeliklerin birbirine üstünlükleri ve kolaylıkları değerlendirilmiştir. ASCE 7-10 (ASCE 2010) şartnamesinin, EUROCODE 1-4 (CEN 2004) şartnamesine göre uygulanmasının daha kolay olduğu, çizelgelerinin ve denklemlerinin daha anlaşılır olduğu vurgulanmıştır. TS 498 (TS 1997) yönetmeliğinin, rüzgar yükü hesaplamalarında diğer iki şartnameye kıyasla yüzeysel bilgiler içerdiği ve yetersiz olduğu sonucuna varılmıştır.

Haberdar (2015), Yapılan bu çalışmada, ASCE 7-10 (ASCE 2010), EUROCODE 1-3 (CEN 2003) ve TS 498 (TS 1997) kar yükü şartnamelerini incelenmiştir. Çelik çatı şekilleri hakkında genel bilgiler verilmiş ve kar yükü nedeniyle, Dünya genelinde meydana gelen çatı göçmesi vakaları gösterilmiştir. İki farklı örnek üzerinde, belirtilen yönetmeliklere uygun olarak kar yükü tahkikleri detaylı olarak yapılmıştır. Hesaplamalar da SAP 2000 programından yararlanılmıştır. Örnek analizler de, yönetmelik bazında ayrı ayrı hesaplama yapılmıştır. Sonuç bölümünde, ASCE 7-10 (ASCE 2010), EUROCODE 1-3 (CEN 2003) ve TS 498 (TS 1997) yönetmeliklerinin birbirine olan üstünlükleri ve pratiklikleri hakkında sayısal verilerler açıklamalar yapılmıştır. TS 498 (TS 1997) yönetmeliğinde kar yükü bölümünün yetersiz olduğu ve detayları yansıtmadığı, buna karşın ASCE 7-10 (ASCE 2010), EUROCODE 1-3 (CEN 2003) yönetmeliklerinin fazlasıyla detaylı olduğundan bahsedilmiştir.

# 2. YAPI SİSTEMİ VE YÜKLER

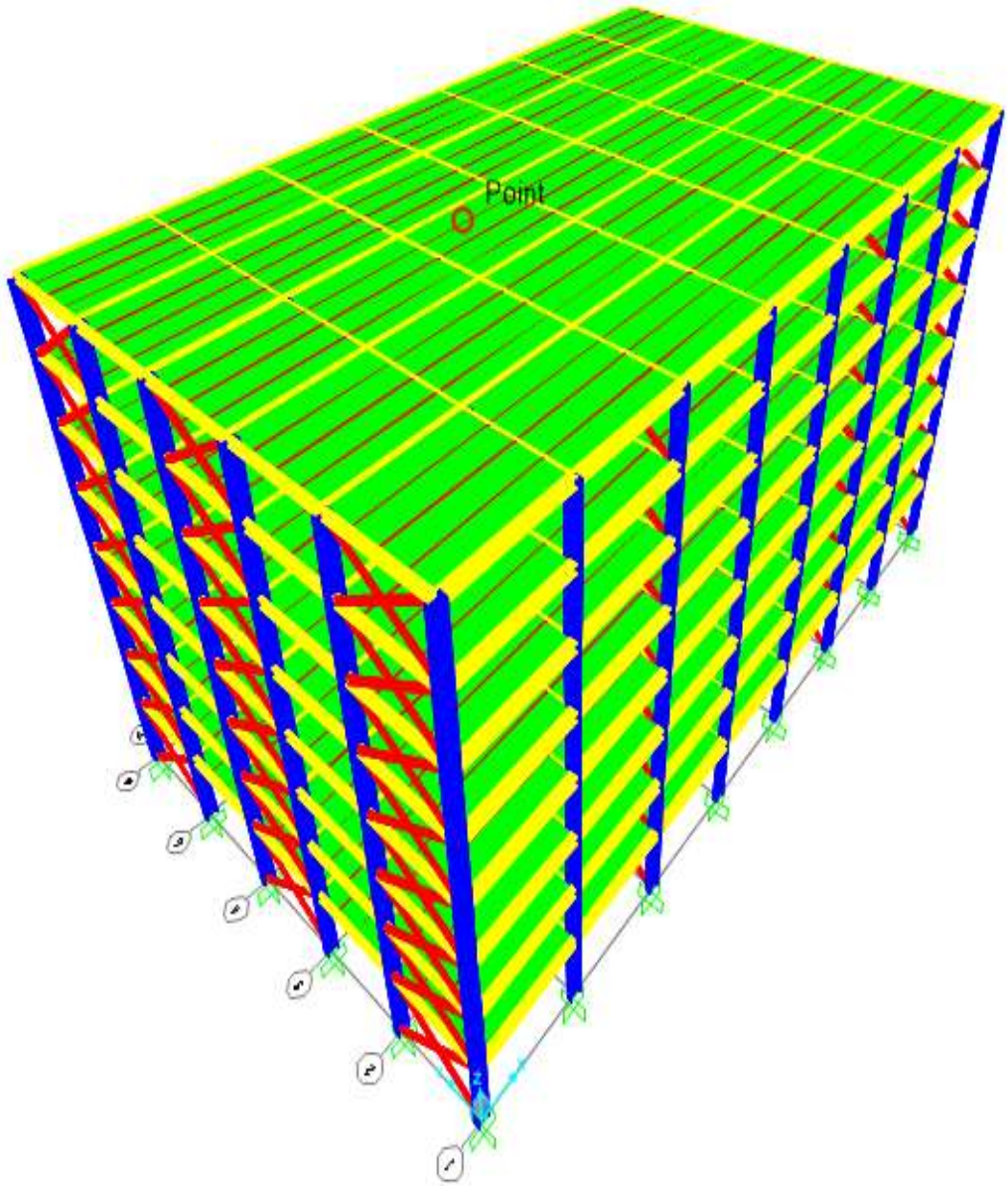
Bu çalışma kapsamında analiz edilen çelik çerçevenin izometrik görüntüsü Şekil 2.1'de gösterilmiştir. Toplam 8 katlı olarak tasarlanan bu yapının zemin kat yüksekliği 3,5 metre, diğer kat yükseklikleri ise 3 metre olarak seçilmiştir. Toplam yapı yüksekliği 24,5 metre olup, yapı 42x25 metre plan ölçülerine sahiptir. Ayrıca, yapı x doğrultusunda 7 açıklığa ve y doğrultusunda 5 açıklığa sahiptir. Yapı, x doğrultusunda yatay yüklerin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveyle karşılandığı; y doğrultusunda ise yatay yüklerin tamamının süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlar tarafından karşılandığı (Şekil 2.2) bir yapısal sisteme sahiptir. Kat döşemeleri için teşkil edilen tali kirişler, y doğrultusu çerçeve kirişlerine sadece kesme kuvveti aktaracak şekil de mafsallı olarak bağlanmaktadır (Şekil 2.3).

Yapının bir doğrultuda yalın çerçeve sistemine, diğer doğrultuda ise kesme kuvvetlerini karşılayacak çaprazlara sahip olacak şekilde seçilmesinin temel nedeni, deprem kuvvetlerinin her iki yapısal sistemin tasarımı ve ekonomikliği üzerindeki etkilerini belirlemek ve farklı yönetmeliklere göre yapılan tasarımların her iki yapısal sistem özelinde araştırılmasına imkan sağlamaktır.

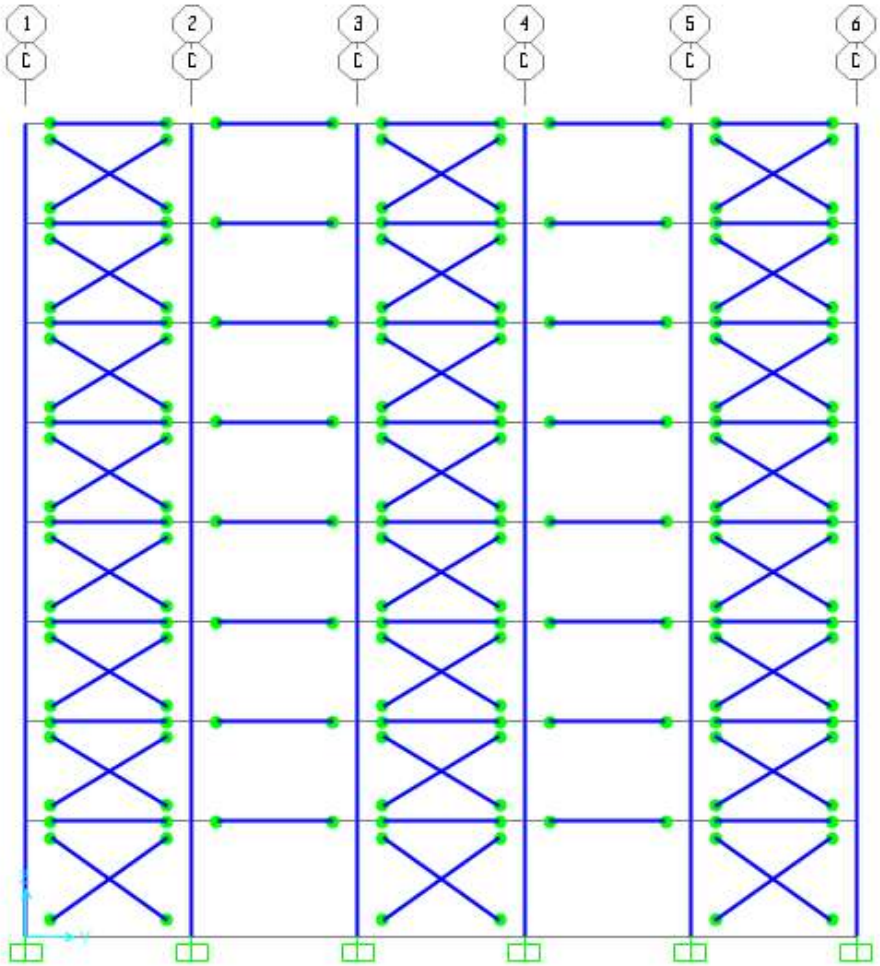
Yapısal çerçevenin, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC 360-10 (AISC 2010) ve Eurocode 3 (CEN 2005) şartnamelerine uygun olarak modelleri oluşturulmuş ve bu modeller SAP2000 programında analiz edilmiştir. Analiz edilen yapının, Kırıkkale Üniversitesi sınırları içerisinde, yani 39.881866°/33.44631° koordinatlarında inşa edildiği varsayılmıştır. Bu konumun yerel zemin özellikleri ve deprem parametreleri analizlerde kullanılmıştır.

Deprem parametreleri ve deprem hesap yöntemleri, TBDY2018'e (AADYB 2018) uygun olarak belirlenmiştir. Deprem yüklerinin hesap yöntemi olarak, zaman tanım alanında doğrusal elastik analiz yöntemi kullanılmıştır. PEER sitesinden alınan gerçek deprem kayıtları kullanılarak, SAP2000 programında zaman tanım alanı

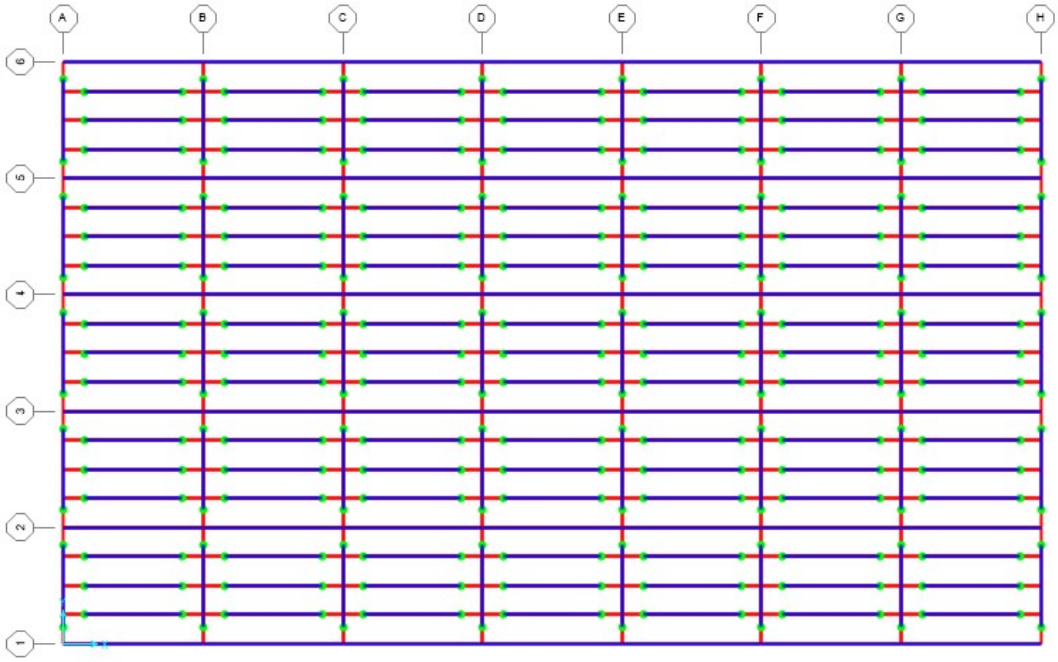
fonksiyonları oluşturulmuştur. Yönetmeliklere göre analizlerde kullanılacak, tasarım yöntemleri ile yük şartnameleri ve malzeme standartları Çizelge 2.1'de gösterilmiştir.




**Şekil 2.1** Analiz Edilen Yapı Modelinin İzometrik Görüntüsü




**Şekil 2.2** y-z Düzlemi Bağlantı Mafsalları




**Şekil 2.3** x-y Planı Bağlantı Mafsalları

**Çizelge 2.1** Yönetmeliklere Göre Kullanılacak Standartlar

| | **ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016)** | **AISC360-10 (AISC 2010)** | **Eurocode 3 (CEN 2005)** |
|---|---|---|---|
| Tasarım Yöntemi | YDKT | YDKT | YDKT |
| Kar Yükü | TS EN 1991-1-3 (TS 2007) | ASCE7-10 (ASCE 2010) | Eurocode1-1-3 (CEN 2003) |
| Rüzgar Yükü | TS EN 1991-1-4 (TS 2004) | ASCE7-10 (ASCE 2010) | Eurocode1-1-4 (CEN 2004) |
| Hareketli ve Ölü Yükler | TS 498(TS 1997) | TS 498(TS 1997) | TS 498(TS 1997) |
| Deprem Yükleri | TBDY 2018 (AADYB 2018) | TBDY 2018 (AADYB 2018) | TBDY 2018 (AADYB 2018) |
| Çelik Standardı | EN 10025-2 (CEN 2004 ) | EN 10025-2 (CEN 2004) | EN 10025-2 (CEN 2004) |
| Profil Standardı | Avrupa Norm | Avrupa Norm | Avrupa Norm |

Çizelge 2.1'de de görüldüğü üzere, deprem yükü, sabit yük ve hareketli yük hesapları her üç modelde de özdeş olacak şekilde seçilmiştir. Bu sayede, çok katlı çelik yapıların tasarımında önem taşıyan rüzgar yüklerinin, tasarım üzerindeki etkileri araştırılmış ve farklı yapısal çelik yönetmeliklerinin atıf yaptığı rüzgar yükü standartlarının da tasarımda belirleyici olması hedeflenmiştir. Yük hesapları, aşağıda verilen bölümlerde özetlenmiştir:

## 2.1 Sabit ve Hareketli Yükler

Bu bölümde tanımlanan sabit ve hareketli yük değerleri, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC360-10 (AISC 2010) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmelikleri için yapılacak analizlerin her birinde kullanılacaktır. TS 498 (TS 1997) şartnamesi uyarınca hesaplanan sabit ve hareketli yük değerleri,Çizelge2.2'de verilmektedir.

**Çizelge 2.2** Sabit ve Hareketli Yükler

| **Yük Çeşidi** | **Yük (kN/m2)** | |
|---|---|---|
| | **Normal Kat** | **Çatı Katı** |
| Kat Döşemesi | 3.89 | 2.61 |
| Çatı Kaplaması | - | 1.0 |
| Çatı İzolasyon | - | 0.2 |
| Asma Tavan ve Tesisat | 0.5 | 0.5 |
| Çelik Kontrüksiyon Öz Ağırlığı | Program Tarafından Hesaplanacaktır. | Program Tarafından Hesaplanacaktır. |
| Sabit Yük | 4.39 | 4.31 |
| Hareketli Yük | 2.00 | 1.00 |

## 2.2 Kar Yükü

Kar yükü değerleri, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmelikleri için, TS EN 1991-1-3 (TS 2007) şartnamesinden; AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliği için, ASCE 07-10 (ASCE 2010) şartnamesinden alınıştır. TS EN 1991-1-3 (TS 2007) şartnamesine göre hesaplanan kar yükü değeri aşağıda sunulmuştur:

$$S = S_k x\ C_e x\ C_t x\ m = 0.75x\ 1.0\ x\ 1.0\ x\ 0.8 = 0.60\ kN / m^2 \quad \textbf{(1)}$$

Denklem(1)'de verilen, $S_k$ karakteristik zemin kar yükü; $C_e$ maruz kalma katsayısı, $C_t$ ısı katsayısı ve $\mu$ çatı şekil katsayısıdır.

ASCE 07-10 (ASCE 2010) şartnamesine göre hesaplanan yük değeri aşağıda sunulmuştur:

$$P_f = 0.7\ x\ P_g x\ C_e x\ C_t x\ I_s = 0.70\ x\ 0.75\ x\ 1.0\ x\ 1.1\ x\ 1.0 = 0.57\ kN / m^2 \quad \textbf{(2)}$$

Denklem(2)'de verilen, $P_g$ karakteristik zemin kar yükü; $C_e$ etkime yükü, $C_t$ ısı katsayısı ve $I_s$ Bina önem katsayısıdır.

## 2.3 Rüzgar Yükü

Rüzgar kuvvetlerinin hesaplanmasında, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmelikleri için TS EN 1991-1- 4 (TS 2004) (Eurocode 1-1-4) şartnamesinden; AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliği için ASCE 07-10 (ASCE 2010) şartnamesinden faydalanılmıştır.

SAP2000 yazılımında rüzgar yükü için referans alınacak yönetmelikler seçilebilmektedir. Seçilen yönetmelik için, rüzgar hızı, topoğrafya katsayısı, fırtına faktörü vb. parametre girişleri yapılarak, rüzgar yükleri program tarafından otomatik olarak hesaplanabilmektedir. Bu tez çalışmasında da, SAP2000 programının bu özelliğinden yararlanılarak rüzgar yükleri otomatik olarak hesaplanmıştır. Ayrıca, rüzga kuvvetlerinin şartnamelerde belirtilen kriterlere göre nasıl hesaplanacağı hususuna genel olarak değinilecektir.

ASCE 7-10 (ASCE 2010) şartnamesine göre, arazi kategorisi *C* olan bölgelerde, 10 metre yükseklikte 3 saniye periyotlar ile ölçülen hız, rüzgar hızı olarak kullanılmaktadır. Eurocode 1-4 (CEN 2003) şartnamesinde ise rüzgar hızı,

açık arazilerde 10 dakikalık periyotlarla ölçülen hız değeri olarak tanımlanmıştır. Ölçüm farklılıkları nedeniyle, ASCE 7-10'a (ASCE 2010) göre hesaplanan rüzgar hızı değerleri, Eurocode 1-4'e (CEN 2003) göre hesaplanan rüzgar hızı değerlerinden ortalama 1,5 kat büyük olmaktadır. Bu durumun nedeni, ASCE 7-10 (ASCE 2010) şartnamesinde türbülans etkilerinin rüzgar hızına dahil edilerek işlemlerde kullanılması, Eurocode 1-4 (CEN 2003) şartnamesinde rüzgar basıncı hesaplanırken ayrıca işleme dahil edilmesidir.(Özlek, 2015).

ASCE 7- 10 (ASCE 2010) standardına göre rüzgar yükünün hesaplanmasında Basitleştirilmiş Yöntem( MWFRS ) kullanılmıştır. Bu yönteme göre hesaplarda kullanılacak rüzgar yükü değeri Denklem (3) ile belirlenir:

$$P = q \, x \, G \, x C_p - q_i x \left( G \, x C_{pi} \right) \qquad \textbf{(3)}$$

Denklem (3)'de verilen, $q$ ortalama hız basıncı, $G$ fırtına faktörü, $C_p$ dış basınç katsayısı , $q_i$ iç basıncı, $C_{pi}$ iç basınç katsayısıdır.

Ortalama rüzgar hız basıncı değeri aşağıdaki Denklem (4) ile belirlenir:

$$q_z = K_z x \, K_{zt} x \, K_d x \, 0,613 \, x \, V^2 = 0.928 \, x \, 1.00 \, x \, 0.85 \, x \, 1.00 \, x \, 0.613 \, x \, 45^2 = 0.97 \;\; kN/m^2 \qquad \textbf{(4)}$$

Denklem (4)'de verilen, $q_z$ ortalama hız basıncı, $K_z$ maruz kalma katsayısı, $K_{zt}$ topoğrafya etkisi, $K_d$ rüzgar doğrultu katsayısı, $V$ rüzgar hızı, 0.613 bernoulli akışkanlar denkleminden sabitidir.

ASCE 7-10'da (ASCE 2010) fırtına faktörü, rijit yapılar için 0,85 alınmaktadır. Bu çalışmada da fırtına faktörü G= 0,85 alınacaktır.

$$G = 0,925\left(\frac{1+1,7g_Q I_z Q}{1+1,7g_v I_z}\right) = 0,925\times\left(\frac{1+1,7\times 3.4\times 0.281\times 0.8515}{1+1,7\times 3.4\times 0.281}\right) = 0.84 \qquad \textbf{(5)}$$

Denklem (5)'de verilen, $G$ fırtına faktörü, $g_Q$ zemin tepkisi için tepe faktörü, $I_z$ z yüksekliğinde ki türbülans yoğunluğu, $Q$ zemin tepki faktörü, $g_v$ rüzgar tepkisi için tepe faktörüdür. $g_Q$ ve $g_v$ değerleri yönetmelikte 3.4 olarak tavsiye edilmektedir.

$$I_{\bar{z}} = 0.3\left(\frac{10}{14.7}\right)^{1/6} = 0.281$$

$$L_{\bar{z}} = 97.54\left(\frac{14.7}{10}\right)^{1/3} = 110.90$$

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63\left(\frac{25+24.5}{110.90}\right)^{0,63}}} = 0.8515$$

Bu çalışma kapsamında, ASCE 7-10 (ASCE 2010) şartnamesine göre yapılacak rüzgar hesaplarından kullanılan, duvarlar için net basınç katsayıları (**$C_{pnet}$ = $C_p$ - $C_{pi}$ )** Çizelge 2.3'de verilmiştir. Çatı dış basınç katsayıları, rüzgarın 42 metrelik duvara dik esmesi durumu için Çizelge 2.4 ve ve rüzgarın 25 metrelik duvara dik esmesi durumu için Çizelge 2.5'de verilmiştir.

SAP2000 programında rüzgar yükü ataması yapılırken, rüzgar kuvvetinin tesir edeceği bina yüzey alanları için ayrı ayrı basınç katsayıları ( $C_{pnet}$ ) tanımlanmalıdır. Dolayısıyla bu bölümde hesaplanacak olan basınç katsayısı değerleri, rüzgar kuvvetlerinin doğru hesaplanabilmesi için son derece önemlidir.

**Çizelge 2.3** Düşey Duvarlar için Net Basınç Katsayıları

| **Yüzey** | **Rüzgar doğrultusu** | **L/B** | **$C_{pnet}$** |
|---|---|---|---|
| Rüzgara dik duvar | Tüm | Tüm | +1.35 |
| Arka duvar | 42 metrelik duvara dik | 0.59 | -1.05 |
| | 25 metreleik duvara dik | 1.68 | -0.91 |
| Yan duvar (Rüzgara paralel duvar) | Tüm | Tüm | -1.25 |

**Çizelge 2.4** Çatı Net Basınç Katsayıları

| **Köşeden uzaklık** | **$C_p$ x Azaltma katsayısı** | **$C_{pnet}$** |
|---|---|---|
| 0 - h/2 (0-12,25 m ) | -0.9 x 0.8 | *-1.27* |
| h/2 – h (12,25 - 24,5 m ) | -0.9 x 0.8 | *-1.27* |
| > h ( > 24,5 m ) | -0.5 x 0.8 | *-0.95* |

**Çizelge 2.5** Çatı Net Basınç Katsayıları

| **Köşeden uzaklık** | **$C_p$ x Azaltma katsayısı** | **$C_{pnet}$** |
|---|---|---|
| 0 - h/2 (0-12,25 m ) | -0.9 x 1.3 | -1.72 |
| > h/2 (>12,25m) | -0.9 x 0.7 | -1.18 |

TS EN 1991-1-4 (TS 2004) şartnamesine göre, rüzgar hızı basıncı yüksekliğin bir fonksiyonu olması nedeniyle, tepe hızı kaynaklı basıncın yapıya ait farklı yükseklikler için ayrı ayrı hesaplaması gerekmektedir. Rüzgar hız basınçları, TS EN 1991-1-4(TS 2004) şartnamesine uygun olarak SAP2000 programı tarafından otomatik hesaplanmıştır. Bu yönteme göre hesaplarda kullanılacak rüzgar yükü değeri Denklem (6) ile belirlenir:

$$q_p(z) = \left[1 + 7I_v(z)\right]\frac{1}{2}\rho V^2{}_m(z) \tag{6}$$

Denklem (6)'da verilen, $q_{p(z)}$ esas hız kaynaklı rüzgar basıncı, $I_{v(z)}$ rüzgar türbülans katsayısı, $\rho$ hava yoğunluğu, $V_{m(z)}$ z yüksekliğinde ki ortalama rüzgar hızıdır.

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z)\ln(z/z_0)} = \frac{1.0}{(1.0)\ln(24.5/0.3)} = 0.23 \tag{7}$$

Denklem (7)'de verilen, $q_{p(z)}$ esas hız kaynaklı rüzgar basıncı, $I_{v(z)}$ rüzgar türbülans katsayısı, $\rho$ hava yoğunluğu, $V_{m(z)}$ z yüksekliğinde ki ortalama rüzgar hızıdır.

$$\mathrm{v_m}(\mathrm{z}) = \mathrm{c_r}(\mathrm{z}).\mathrm{c_0}(\mathrm{z}).\mathrm{v_b} = (0.95)\mathrm{x}(1.0)\,\mathrm{x}(30) = 28.5\,\mathrm{m/sn} \tag{8}$$

Denklem (8)'de verilen, $C_0(z)$ orografi katsayısı ve 1.0 olarak alınmıştır, $C_r(z)$ engebelilik katsayısı ve $V_b$ rüzgar hızıdır.

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.22 \ln\left(\frac{24.5}{0.3}\right) = 0.95 \quad \textbf{(9)}$$

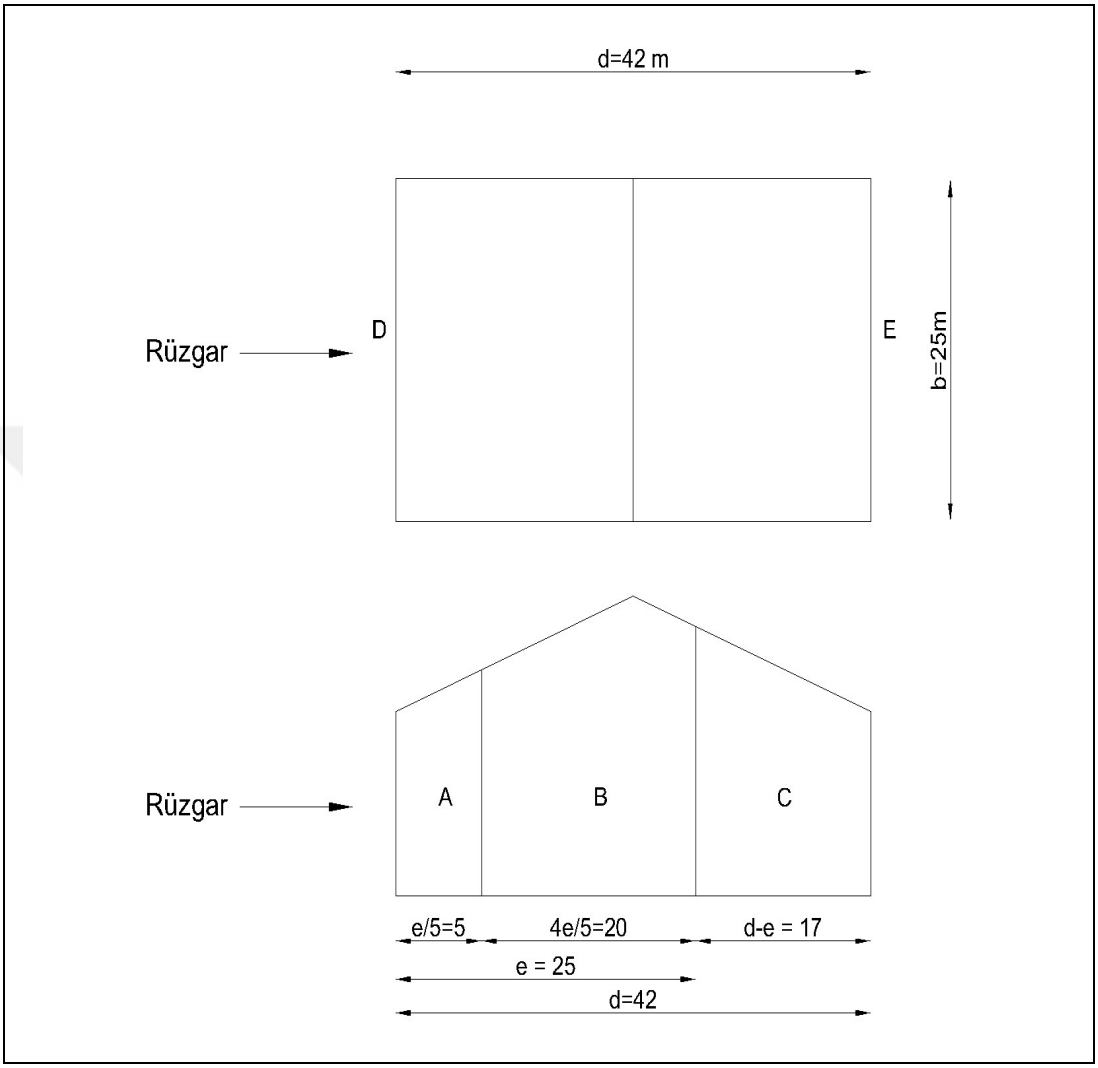
Denklem (9)'da verilen, $k_r$ arazi katsayısı, $z$ yapı yüksekliği, $z_0$ engebelilik uzunluğudur.

$$k_r = 0.19\left(\frac{z_0}{z_{0.11}}\right)^{0.07} = 0.19\left(\frac{0.3}{0.05}\right)^{0.07} = 0.22 \quad \textbf{(10)}$$

Denklem (10)'da verilen, $z_0$ arazi kategorisi değeri ve 0.3 olarak alınır, $z_{0.11}$ arazi kategorisi değei ve 0.05 olarak alınır.

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0.23]\frac{1}{2}(1.2) \times (28.5)^2 = 1.31\, kN/m^2$$

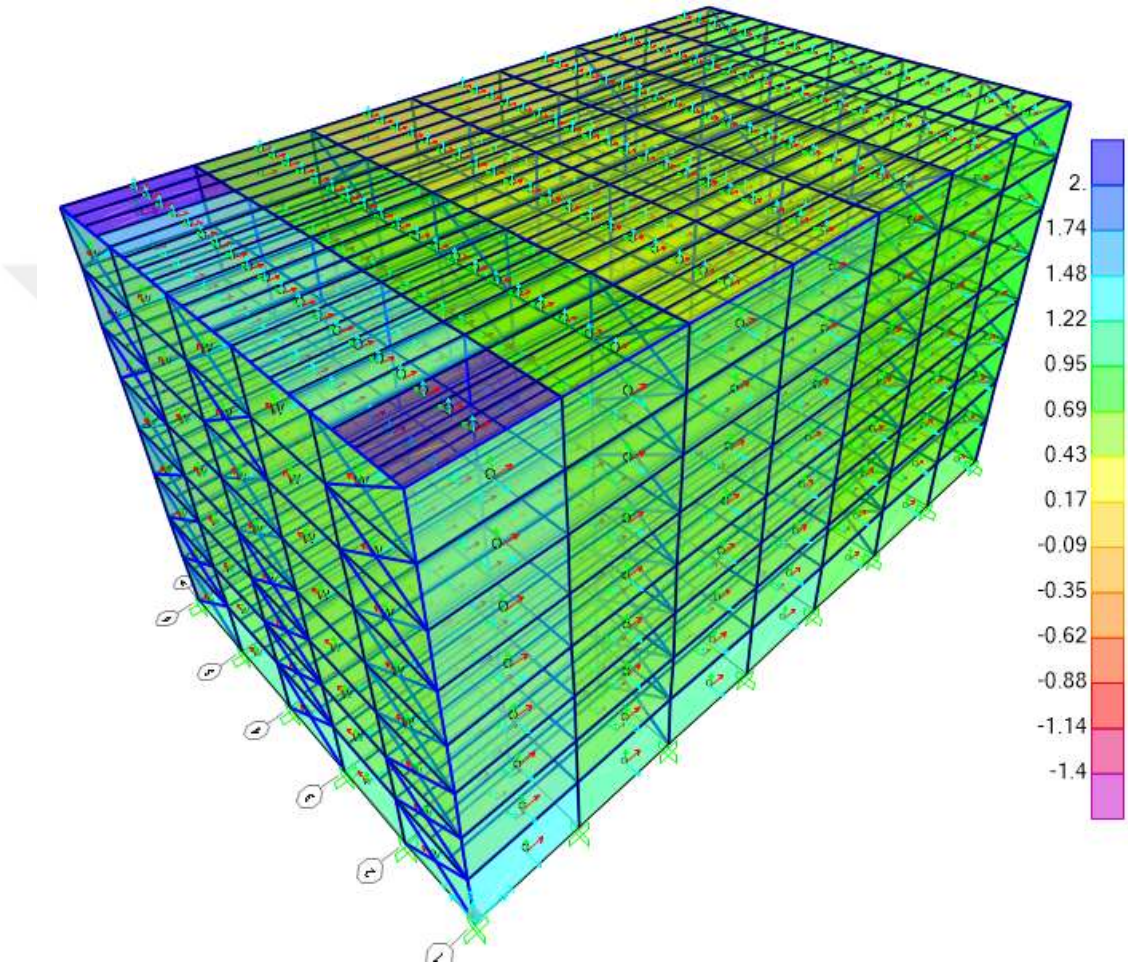
Bu çalışma kapsamında, TS EN 1991-1-4 (TS 2004) şartnamesine göre, rüzgarın 25 metrelik duvara dik olarak gelmesi durumunda hesaplar, Şekil 2.4'e göre yapılmıştır. Rüzgarın 25 metrelik duvara dik gelmesi durumunda, duvar net basınç katsayıları için, Çizelge 2.6'da verilen değerler kullanılmıştır. x doğrultusunda etkiyen rüzgar yükleri Şekil 2.5'te gösterilmiştir.




**Şekil 2.4** Düşey Duvar Basınç Bölgeleri

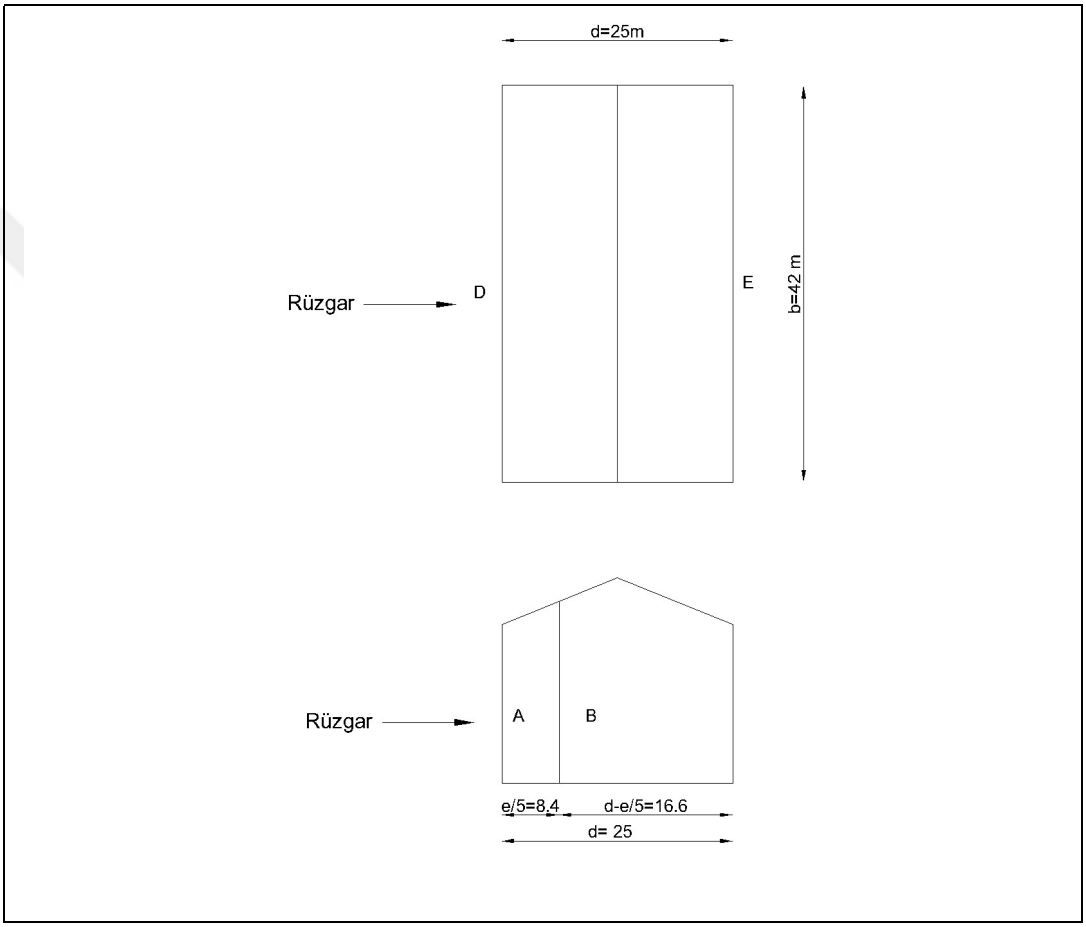
**Çizelge 2.6** Duvarlar İçin Net Basınç Katsayıları

| **Bölge** | **A** | | **B** | | **C** | | **D** | | **E** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***h/d*** | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| ***0.583*** | -1,4 | -1,6 | -1.0 | -1,3 | -0,7 | | +1.1 | +1,3 | -0,7 | |




**Şekil 2.5** Yapıya x Doğrultusunda Etkiyen Rüzgar Yükleri

Rüzgarın 42 metrelik duvara dik olarak gelmesi durumunda hesaplar, Şekil 2.6'ya göre yapılmıştır ve bu durumda duvar net basınç katsayıları için, Çizelge 2.7'de verilen değerler kullanılmıştır.

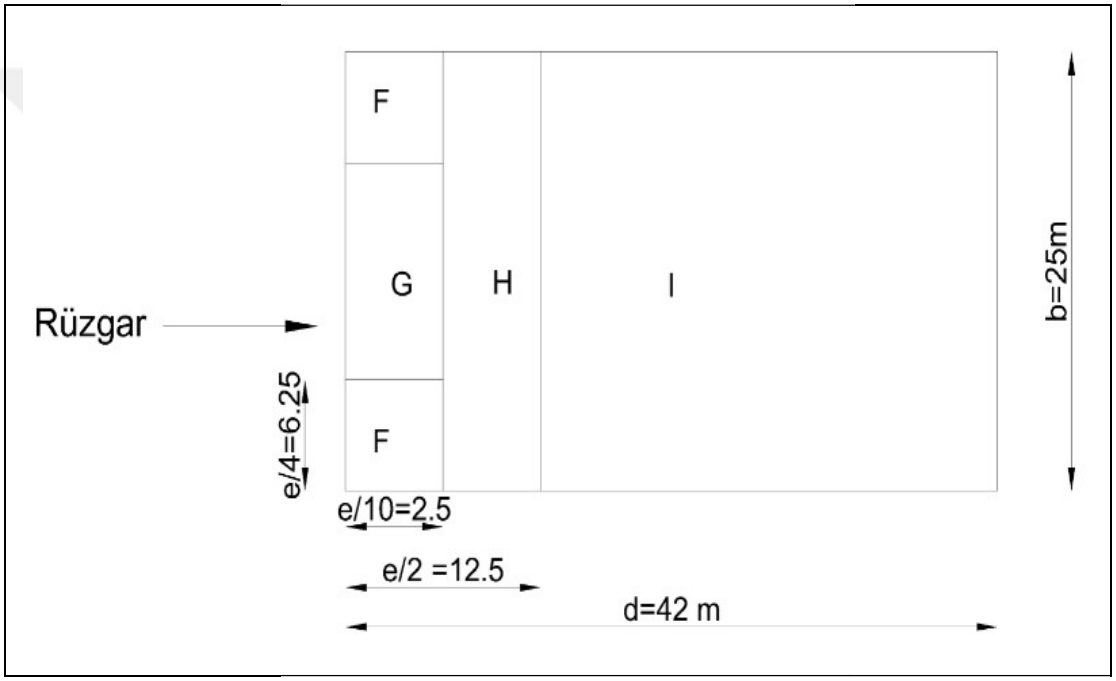



**Şekil 2.6** Düşey Duvar Basınç Bölgeleri

**Çizelge 2.7** Duvar Net Basınç Katsayıları

| **Bölge** | **A** | | **B** | | **D** | | **E** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***h/d*** | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| ***0.98*** | -1,4 | -1,6 | -1,0 | -1,3 | +1,1 | +1,3 | -0,7 | |

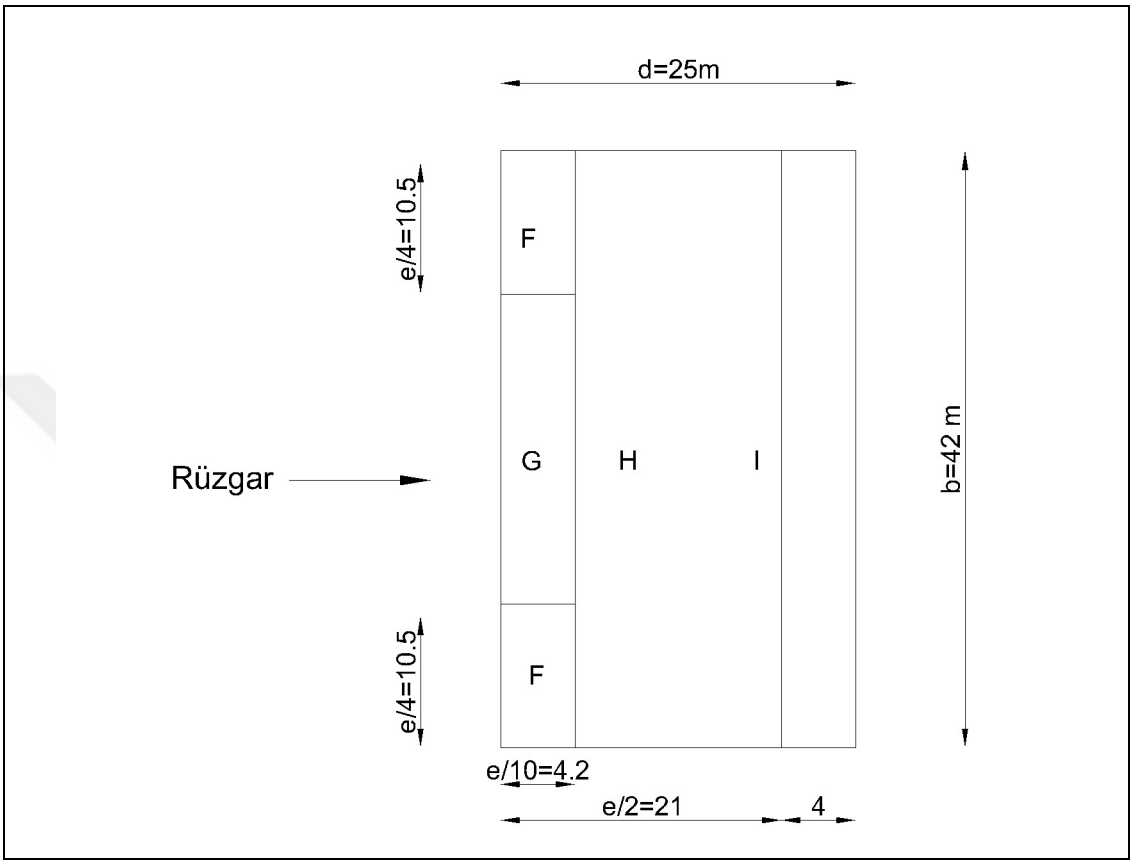
Rüzgarın 25 metrelik duvara dik gelme durumunda hesaplar Şekil 2.7 ile Çizelge 2.8'e ve 42 metrelik duvara dik gelme durumunda Şekil 2.8 ile Çizelge 2.9'a göre yapılmıştır.




**Şekil 2.7** Çatı Basınç Bölgeleri

**Çizelge 2.8** Çatı Net Basınç Katsayıları

| **Bölge** | **F** | | **G** | | **H** | | **I** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Keskin Kenarlı Saçaklar** | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| | **-2,0** | **-2,7** | **-1,4** | **-2,2** | **-0,9** | **-1,4** | **+0,5** | |




**Şekil 2.8** Çatı Basınç Bölgeleri

**Çizelge 2.9** Çatı Net Basınç Katsayıları

| Bölge | F | | G | | H | | I | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Keskin Kenarlı Saçaklar | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| | -2,0 | -2,7 | -1,4 | -2,2 | -0,9 | -1,4 | +0,5 | |

Çizelge 2.10'da x doğrultusundaki rüzgar yüklemesi için, TS EN 1991-1-4 (TS 2004) ve ASCE07-10 (ASCE 2010) şartnamelerine göre hesaplanan deplasmanlar gösterilmektedir.

**Çizelge 2.10** x Doğrultusu Rüzgar Yükü Deplasmanları

| | ***x Yönü Yatay Deplasmanları*** | |
|---|---|---|
| ***Kat*** | ***TS EN 1991-1-4 (m)*** | ***ASCE07-10(m)*** |
| 1 | 0.003834 | 0.002742 |
| 2 | 0.010098 | 0.007218 |
| 3 | 0.017219 | 0.012253 |
| 4 | 0.023973 | 0.016975 |
| 5 | 0.029772 | 0.020986 |
| 6 | 0.034348 | 0.024117 |
| 7 | 0.037434 | 0.026212 |
| 8 | 0.039313 | 0.027493 |

## 2.4 Yapı ile İlgili Parametreler ve Deprem Yükleri

Bu tez çalışması kapsamında, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC360-10 (AISC 2010) ve Eurocode 3'e (CEN 2005) göre yapılan analizlerin tümünde deprem parametreleri ile deprem hesap yöntemleri TBDY2018'e (AADYB 2018) uygun olarak seçilmiştir. Deprem hesaplarında zaman tanım alanında doğrusal elastik analiz yöntemi kullanılmıştır. SAP2000 yazılımında zaman tanım alanı fonksiyonlarının oluşturulması için gerçek deprem kayıtları kullanılmıştır. x ve y doğrultularının her

biri için yeterli mod sayısı belirlenirken, etkin kütlelerin toplamının bina kütlesinin % 90'ına ulaşması kuralına dikkat edilmiştir. Bina kat döşemeleri, z ekseninde eğilmeye karşı sonsuz rijit diyafram olarak tanımlanmıştır. Diğer deprem parametreleri Çizelge 2.11'de sunulmuştur.

**Çizelge 2.11** Yapı ve Deprem Parametreleri

| | |
|---|---|
| Hareketli yük katılım katsayısı (n) | 0.3 |
| Yapıya ait enlem / boylam bilgileri | 39. 881866° / 33. 44631° |
| Yapı yüksekliği | 3.5 + 3 x 7 = 24.5 metredir. |
| Bina kullanım sınıfı (BKS) | 3.0 |
| Bina önem sınıfı (I) | 1.0 |
| Yerel zemin sınıfı | ZC |
| Deprem düzeyi | DD-2 |
| Deprem tasarım sınıfı (DTS) | 2 |
| Bina yükseklik sınıfı (BYS) | 5 |

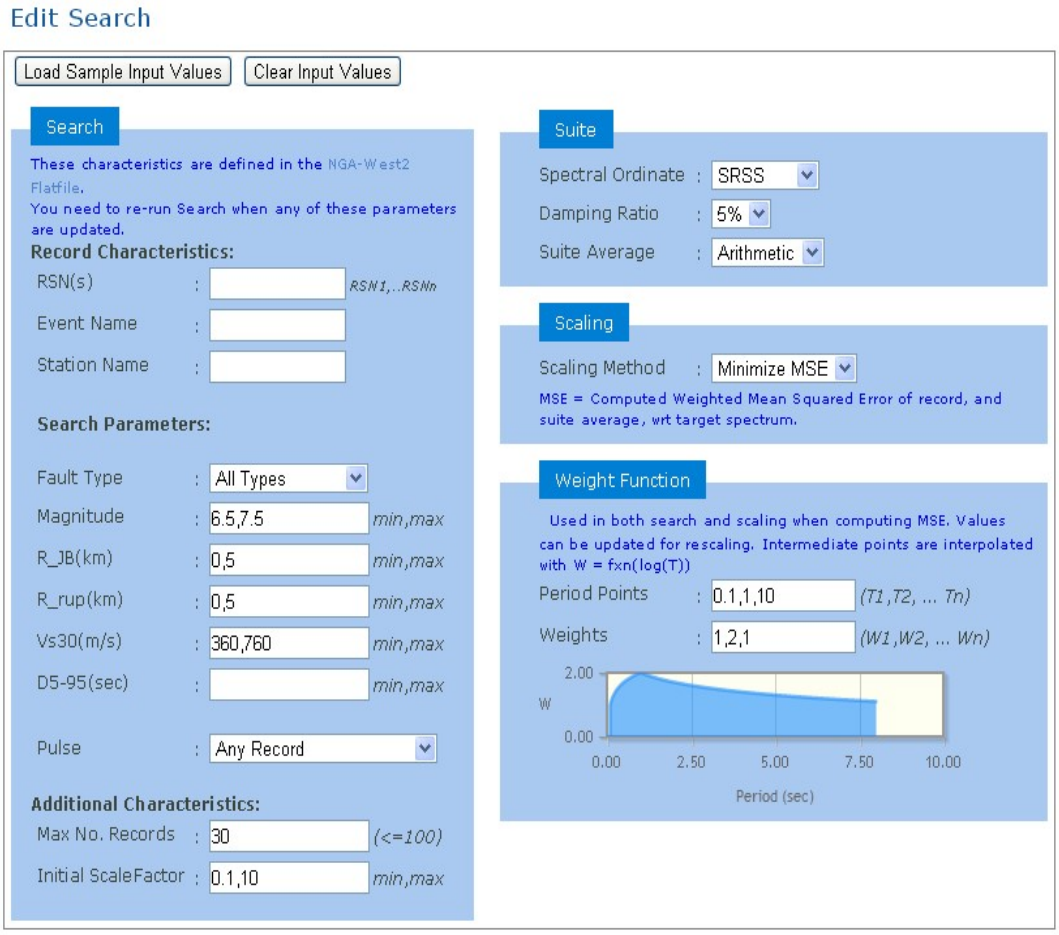
x doğrultusu için taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R_x = 8$ ve dayanım fazlalığı katsayısı $D_x = 3$ olarak alınmıştır. Aynı şekilde, y doğrultusu için taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R_y = 5$ ve dayanım fazlalığı katsayısı $D_y = 2$ olarak alınmıştır.

## 2.5 Deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklendirilmesi

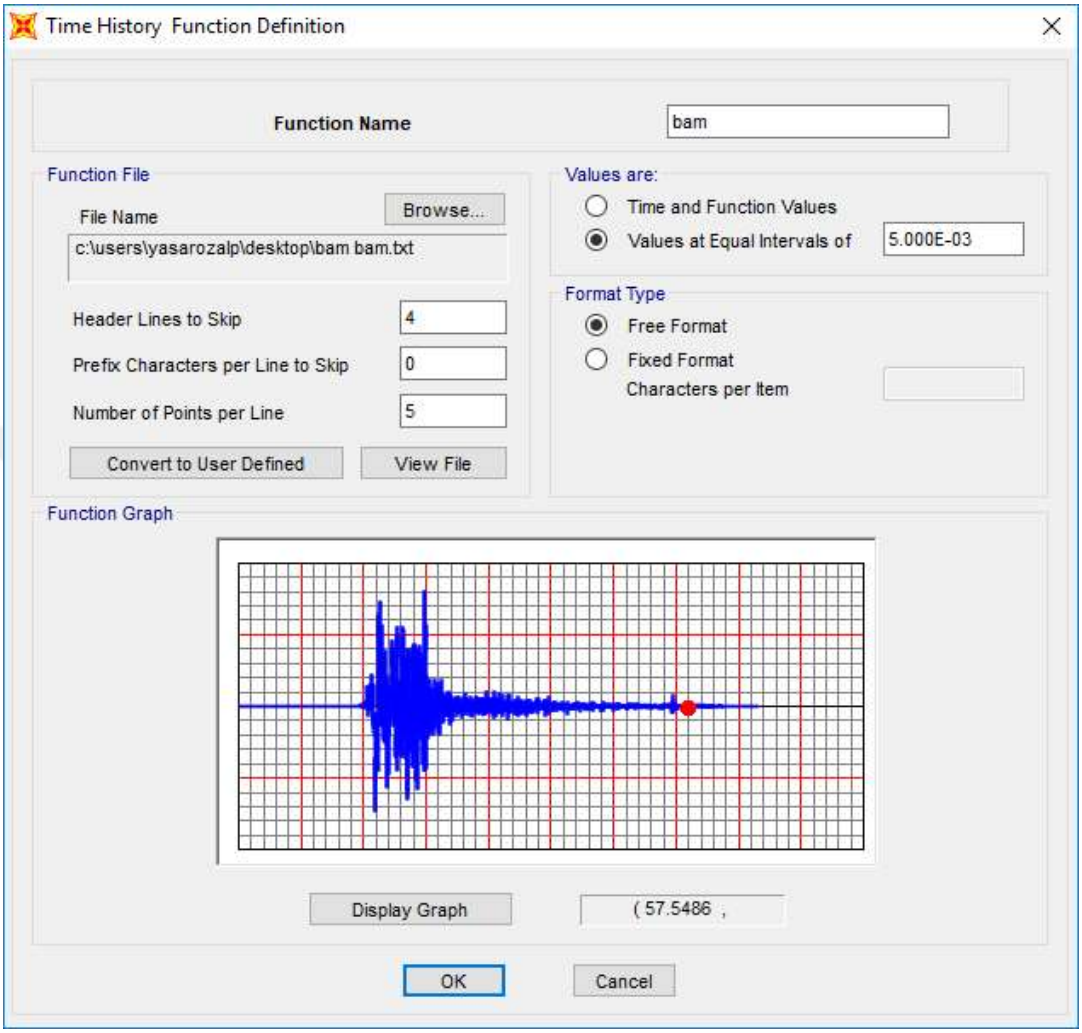
Deprem hesaplarında, gerçek deprem ivme kayıtları ile oluşturulan fonksiyonlar kullanılmıştır. Fakat, yapının yapılacağı bölgede kaydedilmiş gerçek deprem ivme kayıtları bulunmamaktadır. Bu durumda, yapının yapılacağı konum da olması muhtemel depremlere benzer özellikleri taşıyan ivme kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklendirilmesi gerekmektedir. Kayıtların seçiminde depremin büyüklüğü, bölgenin faylanma şekli, yapının faya uzaklığı, fayın yırtılma tipi, yerel zemin

özellikleri ve depremin spektral değerleri gibi değişkenler dikkate alınmaktadır (Fahjan2008). Analizlerde, yapının yer aldığı konum ile benzer sismik özelliklere sahip bölgelerde gerçekleşmiş deprem kayıtları kullanılmaktadır. Bu tez çalışmasında kullanılmış olan deprem ivme kayıtları, Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (Pacific Earthquake Engineering Research, PEER, Center) kuvvetli yer hareketi veri bankasından alınmıştır (Şekil 2.9).

Deprem yüklerinin hesaplanması aşamalarında, 4040 kayıt numaralı, 2003 yılında İran'da meydana gelen Bam depremi kullanılmıştır. Ölçekleme katsayısı değeri, 0.2163 alınmış ve bu katsayı SAP2000 programı "*Load Case Data*" sayfasında ölçeklendirme katsayısı kısmına girilmiştir.




**Şekil 2.9** PEER Veri Giriş Sayfası




**Şekil 2.10** Zaman Tanım Alanı Fonksiyon Tanımlama Ekranı

## 2.6 Yük Kombinasyonları

Bu tez çalışmasında kullanılan yük kombinasyonları, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC360-10 (AISC 2010) ve Eurocode3 (CEN 2005) yönetmeliklerinin YDKT tasarım felsefesine göre öngördüğü kombinasyonlardır. Her bir yönetmelik için yapılacak analizlerde, ilgili yönetmeliğe ait yük kombinasyonları kullanılmıştır.

Bu kombinasyonlarda, $G$ sabit yükü, $Q$ hareketli yükü, $Q_r$ çatı hareketli yükü, $S$ kar yükü, $W$ rüzgar yükü, $E$ deprem yükünü simgelemektedir.

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmelikleri aşağıdaki yük kombinasyonlarının kullanımını öngörmektedir:

$1.4\ G$

$1.2\ G + 1.6\ Q + 0.5Q_r$

$1.2\ G + 1.6\ Q + 0.5S$

$1.2\ G + 1.6\ Q_r + 1.0\ Q$

$1.2\ G + 1.6\ Q_r + 0.8\ WX$

$1.2\ G + 1.6\ Q_r - 0.8\ WX$

$1.2\ G + 1.6\ Q_r + 0.8\ WY$

$1.2\ G + 1.6\ Q_r - 0.8\ WY$

$1.2\ G + 1.6\ S + 1.0\ Q$

$1.2\ G + 1.6\ S + 0.8\ WX$

$1.2\ G + 1.6\ S - 0.8\ WX$

$1.2\ G + 1.6\ S + 0.8\ WY$

$1.2\ G + 1.6\ S - 0.8\ WY$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.5\ Q_r + 1.6\ Wx$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.5\ Q_r - 1.6\ Wx$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.5\ Q_r + 1.6\ Wy$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.5\ Q_r - 1.6\ Wy$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.5\ S + 1.6\ Wx$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.5\ S - 1.6\ Wx$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.5\ S + 1.6\ Wy$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.5\ S - 1.6\ Wy$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.2\ S + 1.0\ Ex + 0.3Ey$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.2\ S + 1.0\ Ex - 0.3Ey$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.2\ S - 1.0\ Ex + 0.3Ey$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.2\ S - 1.0\ Ex - 0.3Ey$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.2\ S + 1.0\ Ey + 0.3Ex$

$1.2\ G + 1.0\ Q + 0.2\ S + 1.0\ Ey - 0.3Ex$

*1.2 G + 1.0 Q + 0.2 S - 1.0 Ey + 0.3Ex*

*1.2 G + 1.0 Q + 0.2 S - 1.0 Ey - 0.3Ex*

*0.9 G + 1.6 Wx*

*0.9 G - 1.6 Wx*

*0.9 G + 1.6 Wy*

*0.9 G - 1.6 Wy*

*0.9 G + 1.0 Ex + 0.3Ey*

*0.9 G + 1.0 Ex - 0.3Ey*

*0.9 G - 1.0 Ex + 0.3Ey*

*0.9 G - 1.0 Ex - 0.3Ey*

*0.9 G + 1.0 Ey + 0.3Ex*

*0.9 G + 1.0 Ey - 0.3Ex*

*0.9 G - 1.0 Ey + 0.3Ex*

*0.9 G - 1.0 Ey - 0.3Ex*

Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliği ise, aşağıdaki yük kombinasyonlarının kullanımını öngörmektedir.

*1.35G*

*1.35G+1.5Q*

*1.35G +1.5Wx*

*1.35G - 1.5Wx*

*1.35G + 1.5Wy*

*1.35G - 1.5Wy*

*1.0G + 1.5Wx*

*1.0G - 1.5Wx*

*1.0G + 1.5Wy*

*1.0G - 1.5Wy*

*1.35G+1.35Q + 1.35Wx*

*1.35G+1.35Q - 1.35Wx*

*1.35G+1.35Q + 1.35Wy*

*1.35G+1.35Q - 1.35Wy*

*1.0G + 1.0Ex + 0.3Ey*

*1.0G + 1.0Ex - 0.3Ey*

*1.0G - 1.0Ex + 0.3Ey*

*1.0G - 1.0Ex - 0.3Ey*

*1.0G + 1.0Ey + 0.3Ex*

*1.0G + 1.0Ey - 0.3Ex*

*1.0G - 1.0Ey + 0.3Ex*

*1.0G - 1.0Ey - 0.3Ex*

*1.0G + 0.3Q + 1.0Ex + 0.3Ey*

*1.0G + 0.3Q + 1.0Ex - 0.3Ey*

*1.0G+ 0.3Q- 1.0Ex + 0.3Ey*

*1.0G+ 0.3Q - 1.0Ex - 0.3Ey*

*1.0G + 0.3Q + 1.0Ey + 0.3Ex*

*1.0G + 0.3Q + 1.0Ey - 0.3Ex*

*1.0G + 0.3Q - 1.0Ey + 0.3Ex*

*1.0G + 0.3Q - 1.0Ey - 0.3Ex*

## 2.7 Stabilite Tasarımları

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC360-10 (AISC 2010) yönetmeliklerine uygun olarak, hesaplarda genel analiz yöntemi kullanılmıştır. Bu bağlamda, geometrik ön kusurları temsil eden fiktif yükler oluşturulmuş, doğrusal olmayan şekil değiştirmeleri temsil eden rijitlik azaltması (eğilme rijitliği ve eksenel rijitlikte %20 azaltma) işlemleri yapılmış ve SAP2000 yazılımında ikinci mertebe analizleri gerçekleştirilmiştir.

Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre ise, düşük çatı, eğimli portal çerçeve ve kiriş-kolon düzlem çevre sistemleri için, elastik burkulma yükü hesaplanmaktadır. Elastik burkulma yükü değerinin Denklem(11)'de verilen koşulu sağlaması durumunda ikinci mertebe analizi yapılmaktadır. (Üstündağ, Ders Notları)

$$a_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}}\right)\left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}}\right) \leq 10 \qquad \textbf{(11)}$$

Denklem (11)' de verilen, $\alpha_{cr}$ elastik kritik burkulma yükü için tasarım yükü arttırma katsayısı, $H_{Ed}$ yatay tasarım yükleri ve geometrik kusur fiktif yatay yüklerinden kaynaklanan, kat taban düğüm noktalarındaki toplam yatay yükün tasarım değeri, $V_{Ed}$ kat taban düğüm noktalarında oluşan toplam düşey tasarım yükü, $\delta_{H,Ed}$ kat tavan düğüm noktalarının kat taban düğüm noktalarına göre yatay ötelenmesi, $h$ kat yüksekliğini ifade etmektedir.

Çizelge 2.12 incelendiğinde, elastik burkulma yükü sınır şartının her kat için sağlanmadığı görülmektedir. Dolayısıyla, birinci mertebe analizi sonucu yapı ve yapı elemanlarında meydana gelen şekil değiştirmelerin oluşturduğu iç kuvvetler, ikinci mertebe analizi yapılarak yapı tasarımına dahil edilecektir. Ancak, Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 5.3.2, $H_{Ed} < 0.15V_{Ed}$ şartının sağlanması durumunda yanal ötelenme kusurlarının tasarım hesaplarına dahil edilmeyeceğini öngörmektedir. Çizelge 2.13 incelendiğinde, tüm katlar için sınır şartın sağlandığı görülmektedir ve bu nedenle yanal ötelenme kusurları hesaplara dahil edilmeyecektir.

**Çizelge 2.12** İkinci Mertebe Analiz Kriteri ($a_{cr}$)

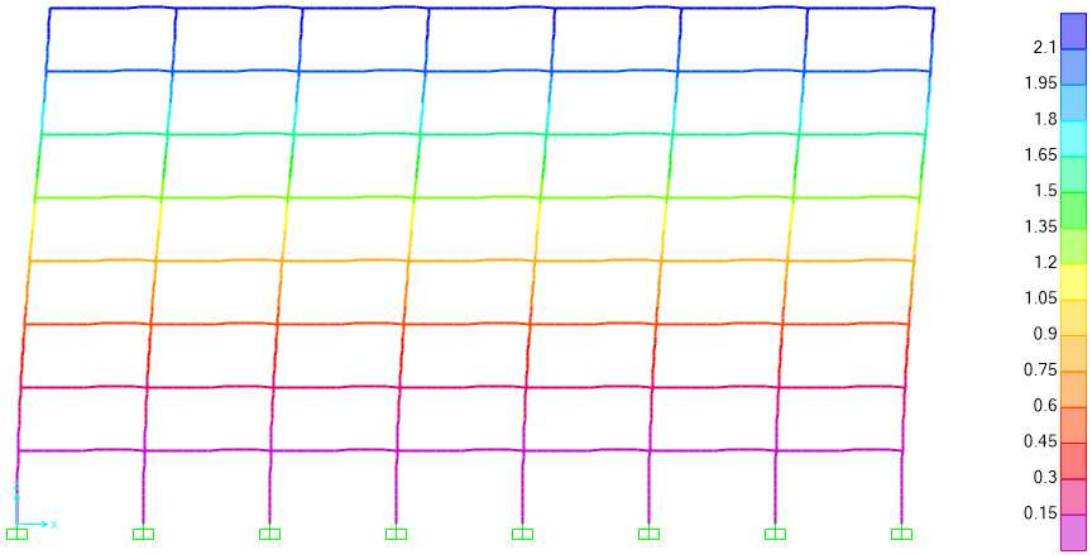
| *Kat* | *h* *(m)* | $H_{Ed}$ *(kN)* | $V_{Ed}$ *(kN)* | $\delta_{H,Ed}$ *(m)* | $a_{cr}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.5 | 1574.06 | 88009.92 | 0.0058 | 10.9 |
| 2 | 3.0 | 1386.54 | 77245.57 | 0.0094 | ***5.7*** |
| 3 | 3.0 | 1203.62 | 65763.68 | 0.0107 | ***5.1*** |
| 4 | 3.0 | 1005.76 | 54351.9 | 0.0101 | ***5.5*** |
| 5 | 3.0 | 796.61 | 42915.54 | 0.0087 | ***6.4*** |
| 6 | 3.0 | 578.27 | 31451.03 | 0.0069 | ***8.0*** |
| 7 | 3.0 | 352.18 | 20054.14 | 0.0046 | 11.4 |
| 8 | 3.0 | 119.38 | 8637.204 | 0.0028 | 14.7 |

**Çizelge 2.13** Yanal Öteleme Kusurları

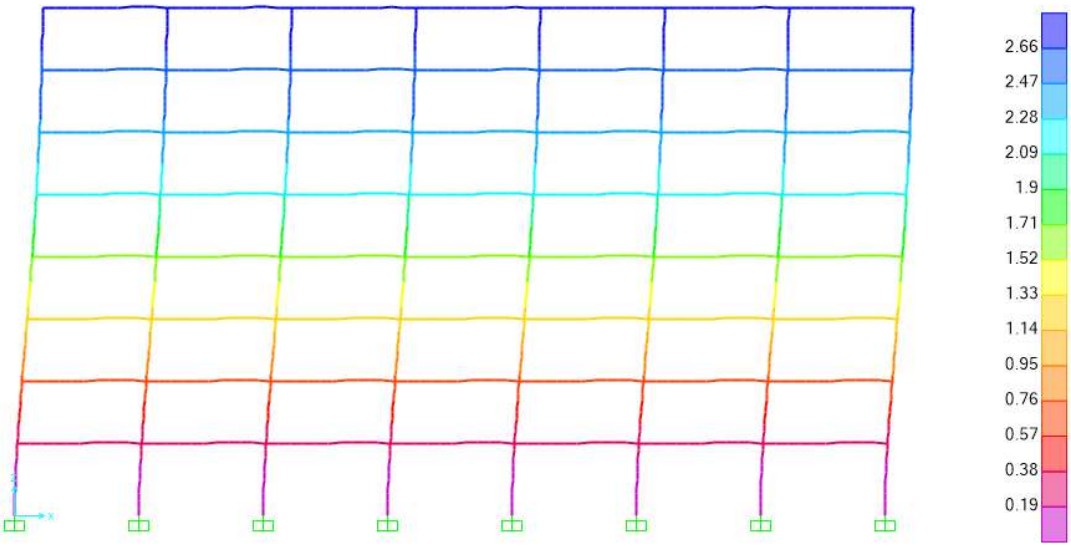
| *Kat* | $V_{Ed}$ *(kN)* | $H_{Ed}$ *(kN)* | $0.15V_{Ed}$ *(kN)* |
|---|---|---|---|
| 1 | 88009.92 | 1574.06 | 13201.49 |
| 2 | 77245.57 | 1386.54 | 11586.84 |
| 3 | 65763.68 | 1203.62 | 9864.55 |
| 4 | 54351.9 | 1005.76 | 8152.79 |
| 5 | 42915.54 | 796.61 | 6437.33 |
| 6 | 31451.03 | 578.27 | 4717.65 |
| 7 | 20054.14 | 352.18 | 3008.12 |
| 8 | 8637.204 | 119.38 | 1295.58 |

## 2.8 Yanal Deplasmanlar

Analizlerde yapısal tasarımı etkileyen en önemli yüklemenin, yanal (rüzgar ve deprem) yükleme olduğu belirlenmiştir. Ayrıca, rüzgar yükleri sonucu ortaya çıkan deplasmanların deprem yükleri etkisiyle ortaya çıkan deplasmanlardan daha büyük olduğu görülmüştür (Şekil 2.11 ve Şekil 2.12). Çok katlı çelik binaların tasarımında, rüzgar yükleri deprem yüklerinden daha etkin olmaktadır. Bu çalışma kapsamında yapılan analizler de, rüzgar yüklerinin tasarım üzerindeki etkinliğini göstermiştir.




**Şekil 2.11** x Doğrultusunda Deprem Yüklemesi Deplasmanları (cm**)**




**Şekil 2.12** ASCE 7-10 Standardına Göre x Doğrultusu Rüzgar Yüklemesi Deplasmanları (cm)

## 2.9 Düzensizliklerin Kontrolü

Bu bölümde, analiz edilen yapılarda yapısal düzensizliklerinin bulunup bulunmadığı TBDY 2018'e (AADYB 2018) yönetmeliği esaslarına göre kontrol edilmiştir.

### 2.9.1 A1 Burulma Düzensizliği

Burulma düzensizliği katsayısının ($\eta_{bi}$) Denklem (12)'de verilen şartı sağlanması durumunda burulma düzensizliğinin bulunmadığı kabul edilir.

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{ort} \leq 1.2 \qquad \textbf{(12)}$$

Denklem (12)'de verilen $\Delta_{i,max}$ binanın i'inci katındaki maksimum azaltılmış göreli kat ötelemesi ve $\Delta_{i,ort}$ binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış göreli kat ötelemesidir.

Çizelge 2.14 ve Çizelge 2.15 incelendiğinde, her bir kat için A1 türü düzensizliğin bulunmadığı görülmektedir. Kat döşemeleri için rijit diyaframı kabulü yapıldığı için, aynı katta oluşan tüm göreli kat ötelenmesi değerleri eşit olmaktadır. Dolayısıyla, $\Delta_{i,max}$ ve $\Delta_{i,ort}$ değerleri eşit çıkmaktadır.

**Çizelge 2.14** x Doğrultusu A1 Düzensizliği Kontrolü

| *Kat* | $\Delta_{i,\max}^{(x)}(m)$ | $\Delta_{i,ort}^{(x)}(m)$ | $\eta_{bi}^{x} = (\Delta_i)_{\max}^{x} / (\Delta_i)_{ort}^{x}$ | |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.001406 | 0.001406 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 2 | 0.003735 | 0.003735 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 3 | 0.006618 | 0.006618 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 4 | 0.009659 | 0.009659 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 5 | 0.013304 | 0.013304 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 6 | 0.017127 | 0.017127 | 1.0 | < 1.2 √ |
| **7** | 0.020108 | 0.020108 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 8 | 0.022147 | 0.022147 | 1.0 | < 1.2 √ |

**Çizelge 2.15** y Doğrultusu A1 Düzensizliği Kontrolü

| *Kat* | $\Delta_{i,\max}^{(y)}(m)$ | $\Delta_{i,ort}^{(y)}(m)$ | $\eta_{bi}^{y} = (\Delta_i)_{\max}^{y} / (\Delta_i)_{ort}^{y}$ | |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.002238 | 0.002238 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 2 | 0.005041 | 0.005041 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 3 | 0.007405 | 0.007405 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 4 | 0.010898 | 0.010898 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 5 | 0.015236 | 0.015236 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 6 | 0.018565 | 0.018565 | 1.0 | < 1.2 √ |
| **7** | 0.020598 | 0.020598 | 1.0 | < 1.2 √ |
| 8 | 0.022181 | 0.022181 | 1.0 | < 1.2 √ |

### 2.9.2 A2 Döşeme Süreksizlikleri

Herhangi bir katta döşeme boşluğu bulunmamaktadır. Katlar, eğilmeye ve burulmaya karşı rijit diyafram olarak tanımlanmıştır, döşeme düzleminde ani rijitlik azalması olmamaktadır. Dolayısıyla, A2 türü düzensizlik bulunmamaktadır.

### 2.9.3 A3 Planda Çıkıntılar Bulunması

Yapının herhangi bir cephesinde çıkıntı bulunmadığından, A3 türü düzensizlik bulunmamaktadır.

### 2.9.4 B1 Komsu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)

B1 türü düzensizlik, sadece betonarme binalar için incelenmektedir.

### 2.9.5 B2 Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

Herhangi bir kattaki ortalama göreli kat ötelemesi oranının birüst veya bir alt kattaki ortalama göreli kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısının ($\eta_{ki}$) Denklem (13)'de verilen şartı sağlaması durumunda yapıda B2 düzensizliği yoktur.

$$\eta_{ki} = \left(\Delta_i / h_i\right)_{ort} / \left(\Delta_{i+1} / h_{i+1}\right)_{ort} \leq 2 \qquad \textbf{(13)}$$

Denklem (13)'de verilen, $\Delta_i$ x deprem doğrultusunda i'inci kat için herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, $\Delta_{i+1}$ x deprem doğrultusunda i+1'inci kat için herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, $h_i$ i'inci katın yüksekliği ve $h_{i+1}$ i+1'inci katın yüksekliğidir.

Çizelge 2.16 ve Çizelge 2.17 incelendiğinde, yapıda B2 düzensizliğinin bulunmadığı görülmektedir.

**Çizelge 2.16** x Doğrultusu B2 Düzensizliği Kontrolü

| *Kat* | $\Delta_{i,ort}^{(x)}(m)$ | $h_i$ *(m)* | $\eta_{ki}$ | |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.001406 | 3.5 | 0.52 | < 2.0 √ |
| 2 | 0.002329 | 3.0 | 0.81 | < 2.0 √ |
| 3 | 0.002883 | 3.0 | 0.95 | < 2.0 √ |
| 4 | 0.003041 | 3.0 | 0.83 | < 2.0 √ |
| 5 | 0.003645 | 3.0 | 0.95 | < 2.0 √ |
| 6 | 0.003823 | 3.0 | 1.28 | < 2.0 √ |
| 7 | 0.002981 | 3.0 | 1.46 | < 2.0 √ |
| 8 | 0.002039 | 3.0 | - | < 2.0 √ |

**Çizelge 2.17** y Doğrultusu B2 Düzensizliği Kontrolü

| *Kat* | $\Delta_{i,ort}^{(y)}(m)$ | $h_i$ *(m)* | $\eta_{ki}$ | |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.002238 | 3.5 | 0.68 | < 2.0 √ |
| 2 | 0.002803 | 3.0 | 1.19 | < 2.0 √ |
| 3 | 0.002364 | 3.0 | 0.68 | < 2.0 √ |
| 4 | 0.003493 | 3.0 | 0.81 | < 2.0 √ |
| 5 | 0.004338 | 3.0 | 1.30 | < 2.0 √ |
| 6 | 0.003329 | 3.0 | 1.64 | < 2.0 √ |
| 7 | 0.002033 | 3.0 | 1.28 | < 2.0 √ |
| 8 | 0.001583 | 3.0 | - | < 2.0 √ |

### 2.9.6 B3 Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizlik bulunmadığından, yapıda B3 türü düzensizlik bulunmamaktadır.

## 2.10 Göreli Kat Ötelenmelerinin Kontrolü

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC 360-10 (AISC 2010) ve EC3 (CEN 2005) yönetmelikleri için göreli kat öteleme kontrolü ayrı ayrı yapılacaktır.

Deprem hesaplarında öncelikle yapının doğal titreşim periyodu, Denklem(14) ile hesaplanmıştır:

$$T = 0{,}04 \cdot H_N = 0{,}04 \cdot 24.5 = 0.98\text{s} \qquad \textbf{(14)}$$

Denklem (14)'de verilen, $T$ yapının doğal titreşim periyodu ve $H_N$ yapının metre cinsiden toplam yüksekliğidir.

Yapının yer aldığı konum için kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı ($S_{DS}$) ile 1.0 saniye periyot tasarım spektral ivme katsayıları ($S_{D1}$) seçilmiş ve x ile y doğrultuları için yatay elastik tasarım spektral ivmeler ($S_{ae}(T)$) DD-2 için belirlenmiştir:

$$S_{D1} = 0.192$$

$$S_{DS} = 0.575$$

$$S_{ae}(T)^x = \frac{S_{D1}}{T_x} = \frac{0.192}{0.98} = 0.195g \qquad S_{ae}(T)^y = \frac{S_{D1}}{T_y} = \frac{0.192}{0.98} = 0.195g$$

Yapının yer aldığı konum için kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı ($S_{DS}$) ile 1.0 saniye periyot tasarım spektral ivme katsayıları ($S_{D1}$) seçilmiş ve x ile y

doğrultuları için yatay elastik tasarım spektral ivmeler ($S_{ae}(T)$) DD-3 için belirlenmiştir:

$S_{D1} = 0.081$

$S_{DS} = 0.205$

$$S_{ae}(T)^x = \frac{S_{D1}}{T_x} = \frac{0.081}{0.98} = 0.082g \qquad S_{ae}(T)^y = \frac{S_{D1}}{T_y} = \frac{0.081}{0.98} = 0.082g$$

$$\lambda_x = \frac{S_{ae}(T)^x_{DD-3}}{S_{ae}(T)^x_{DD-2}} = \frac{0.082}{0.195} = 0.42$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ae}(T)^y_{DD-3}}{S_{ae}(T)^y_{DD-2}} = \frac{0.082}{0.195} = 0.42$$

Göreli kat ötelenmelerinin sınırlandırılmasında kullanılan amprik katsayı λ, deprem düzeyi DD-3 elastik tasarım spektral ivmesinin, deprem düzeyi DD-2 elastik tasarım spektral ivmesine oranıdır.

Göreli kat ötelenmelerinin hesaplanmasında öncelikle, x deprem doğrultusu için ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden *azaltılmış göreli kat ötelemesi*, Denklem (15) ile hesaplanmıştır:

$$\Delta_i^{(X)} = u_i^{(X)} - u_{i-1}^{(X)} = 0.017127 - 0.013304 = 0.00382 \qquad \textbf{(15)}$$

Denklem (15)'de verilen $u_i^{(x)}$ i'inci kat için deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri ve $u_{i-1}^{(x)}$ i+1'inci kat için deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir.

Etkin göreli kat ötelemesi değeri Denklem (16) ile hesaplanmıştır:

$$\delta_i^{(X)} = \frac{R}{I}\Delta_i^{(X)} = \frac{8}{1.0} \text{x} 0.00382 = 0.03058 \qquad \textbf{(16)}$$

Denklem (16)'da verilen, $R$ taşıyıcı sistem davranış katsayısı, $I$ bina önem katsayısıdır.

Çizelge 2.18'de verilen değerler kullanılarak, Denklem (17) ile göreli kat ötelenmesi kontrolü yapılmış ve yapının x doğrultusundaki kat ötelenmelerinin sınırlar içinde kaldığı görülmüştür:

$$\lambda \frac{\delta_{i,\max}^{(X)}}{h_i} \leq 0.008 \qquad \textbf{(17)}$$

$$0.42 \times \frac{0.03058}{3} = 0.42 \times 0.01019 = 0.00427 \leq 0.008 \ \sqrt{} \text{ Göreli kat ötelenmesi uygun}$$

Denklem (17)'de verilen, $\delta_{i,\max}^{(X)}$ göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri, $h_i$ i'inci kat yüksekliğidir.

**Çizelge 2.18** x Doğrultusu Göreli Kat Ötelenmeleri ( R=8 )

| *Kat* | $h_i$ *(m)* | $u_i^{(X)}(m)$ | $\Delta_i^{(X)}(m)$ | $\delta_i^{(X)}$ | $\delta_i^{(X)}/h_i$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.5 | 0.001406 | 0.00141 | 0.01125 | 0.00321 |
| 2 | 3.0 | 0.003735 | 0.00233 | 0.01863 | 0.00621 |
| 3 | 3.0 | 0.006618 | 0.00288 | 0.02306 | 0.00769 |
| 4 | 3.0 | 0.009659 | 0.00304 | 0.02433 | 0.00811 |
| 5 | 3.0 | 0.013304 | 0.00365 | 0.02916 | 0.00972 |
| **6** | **3.0** | **0.017127** | **0.00382** | **0.03058** | **0.01019** |
| 7 | 3.0 | 0.020108 | 0.00298 | 0.02385 | 0.00795 |
| 8 | 3.0 | 0.022147 | 0.00204 | 0.01631 | 0.00544 |

**Çizelge 2.19** y Doğrultusu Göreli Kat Ötelenmeleri ( R=5 )

| *Kat* | $h_i$ *(m)* | $u_i^{(X)}(m)$ | $\Delta_i^{(X)}(m)$ | $\delta_i^{(X)}$ | $\delta_i^{(X)}/h_i$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.5 | 0.002238 | 0.00224 | 0.01119 | 0.00320 |
| 2 | 3.0 | 0.005041 | 0.00280 | 0.01402 | 0.00467 |
| 3 | 3.0 | 0.007405 | 0.00236 | 0.01182 | 0.00394 |
| 4 | 3.0 | 0.010898 | 0.00349 | 0.01747 | 0.00582 |
| **5** | **3.0** | **0.015236** | **0.00434** | **0.02169** | **0.00723** |
| 6 | 3.0 | 0.018565 | 0.00333 | 0.01665 | 0.00555 |
| 7 | 3.0 | 0.020598 | 0.00203 | 0.01017 | 0.00339 |
| 8 | 3.0 | 0.022181 | 0.00158 | 0.00791 | 0.00264 |

Çizelge 2.19'da verilen değerler kullanılarak, Denklem (18) ile göreli kat ötelenmesi kontrolü yapılmış ve yapının y doğrultusundaki kat ötelenmelerinin sınırlar içinde kaldığı görülmüştür:

$$\lambda_Y \frac{\delta_{i,\max}^{(Y)}}{h_i} = 0.42 \times \frac{0.02169}{3} = 0.42 \times 0.00723 = 0.00303 \leq 0.008 \qquad \textbf{(18)}$$

√ Göreli kat ötelenmesi uygundur.

## 2.11 İkinci Mertebe Etkisinin Kontrolü

Çizelge 2.20 ve Çizelge 2.21'de, sırasıyla x ve y doğrultuları için ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden ortalama azaltılmış göreli kat ötelemesi ($\Delta_{i,ort}(m)$) değerleri hesaplamıştır:

**Çizelge 2.20** x Doğrultusu İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

| *Kat* | $u_{i,\min}^{(X)}(m)$ | $u_{i,\max}^{(X)}(m)$ | $\Delta_{i,\min}^{(X)}(m)$ | $\Delta_{i,\max}^{(X)}(m)$ | $\Delta_{i,ort}^{(X)}(m)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.001406 | 0.001406 | 0.001406 | 0.001406 | 0.001406 |
| 2 | 0.003735 | 0.003735 | 0.002329 | 0.002329 | 0.002329 |
| 3 | 0.006618 | 0.006618 | 0.002883 | 0.002883 | 0.002883 |
| 4 | 0.009659 | 0.009659 | 0.003041 | 0.003041 | 0.003041 |
| 5 | 0.013304 | 0.013304 | 0.003645 | 0.003645 | 0.003645 |
| **6** | **0.017127** | **0.017127** | **0.003823** | **0.003823** | **0.003823** |
| 7 | 0.020108 | 0.020108 | 0.002981 | 0.002981 | 0.002981 |
| 8 | 0.022147 | 0.022147 | 0.002039 | 0.002039 | 0.002039 |

$(\Delta_6^{(X)})_{ort} = 0.003823m,$

$D = 3,\ R = 8,\ C_h = 1.0,\ h_6 = 3m$

| Kesme Kuvvetleri: | | | Toplam Ağırlık: |
|---|---|---|---|
| 6. kat | = 393.98 | kN | |
| 7. kat | = 308.35 | kN | $\sum_{k=i}^{N} w_k = \sum_{k=6}^{8} w_k = 29851.1kN$ |
| 8. kat | = 158.08 | kN | |
| TOPLAM | = 860.42 | kN | |

$$\theta_{II,i}^{(X)} = \frac{(\Delta_i^{(X)})_{ort} \sum_{k=i}^{N} w_k}{V_i^{(X)} h_i} = \frac{0.003823 \times 29851.1}{860.42 \times 3} = 0.0442 \qquad \textbf{(19)}$$

Denklem (19)'da verilen, $\theta_{II.i}^{(x)}$ (x) deprem doğrultusunda her bir i'inci kat için tanımlanan ikinci mertebe gösterge değeri, $(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ (x) deprem doğrultusunda ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden ortalama azaltılmış göreli kat ötelemesi, $w_k$ k'ıncı kata etkiyen toplam ağırlık, $V_i$ i'inci kattaki azaltılmış kat kesme kuvveti, $h_i$ i'inci katın yüksekliğidir.

$$\theta_{II,\max}^{(X)} \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} \;\Rightarrow\; 0.0442 \leq 0.12 \frac{3}{1.0 \times 8} = 0.045 \;\sqrt{}\; \text{uygun} \qquad \textbf{(20)}$$

Denklem (20)'de verilen, $\theta_{II.max}^{(x)}$ (x) deprem doğrultusunda tanımlanan maksimum ikinci mertebe gösterge değeri, $D$ dayanım fazlalığı katsayısı, $C_h$ taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan histeretik davranışına bağlı olarak tanımlanan bir katsayı, $R$ taşıyıcı sistem davranış katsayısıdır.

**Çizelge 2.21** y Doğrultusu İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

| *Kat* | $u_{i,\min}^{(Y)}(m)$ | $u_{i,\max}^{(Y)}(m)$ | $\Delta_{i,\min}^{(Y)}(m)$ | $\Delta_{i,\max}^{(Y)}(m)$ | $\Delta_{i,ort}^{(Y)}(m)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.002238 | 0.002238 | 0.002238 | 0.002238 | 0.002238 |
| 2 | 0.005041 | 0.005041 | 0.002803 | 0.002803 | 0.002803 |
| 3 | 0.007405 | 0.007405 | 0.002364 | 0.002364 | 0.002364 |
| 4 | 0.010898 | 0.010898 | 0.003493 | 0.003493 | 0.003493 |
| **5** | **0.015236** | **0.015236** | **0.004338** | **0.004338** | **0.004338** |
| 6 | 0.018565 | 0.018565 | 0.003329 | 0.003329 | 0.003329 |
| 7 | 0.020598 | 0.020598 | 0.002033 | 0.002033 | 0.002033 |
| 8 | 0.022181 | 0.022181 | 0.001583 | 0.001583 | 0.001583 |

$(\Delta_5^{(Y)})_{ort} = 0.004338m$,

$D = 2,\ R = 5,\ C_h = 1.0,\ h_5 = 3m$

<u>*Kesme Kuvvetleri*</u>:

5. kat = 449.66 kN

6. kat = 393.98 kN

7. kat = 308.352 kN

8. kat = 158.088 kN

TOPLAM = 1310.08 kN

<u>*Toplam Ağırlık:*</u>

$$\sum_{k=i}^{N} w_k = \sum_{k=5}^{8} w_k = 40879.9kN$$

$$\theta_{II,i}^{(X)} = \frac{0.004338 \times 40879.9}{1310.08 \times 3} = 0.0451$$

$$\theta_{II,\max}^{(X)} \le 0.12\frac{D}{C_h R} \Rightarrow 0.0451 \le 0.12\frac{2}{1.0 \times 5} = 0.048 \surd \text{ uygun}$$

## 2.12 TBDY 2018'e (AADYB 2018) Göre Yapı Elemanlarının Enkesit Koşullarının Kontrol Edilmesi

Tali döşeme ve çerçeve kirişleri ile kolonların enkesit parçalarının narinlikleri TBDY 2018'e (AADYB 2018) yönetmeliğine göre kontrol edilmiş, bütün kesit parçalarının kompakt olduğu Ek-1'de gösterilmiştir.

# 3. STANDART BİR YAPININ YÖNETMELİKLERE GÖRE ANALİZİ

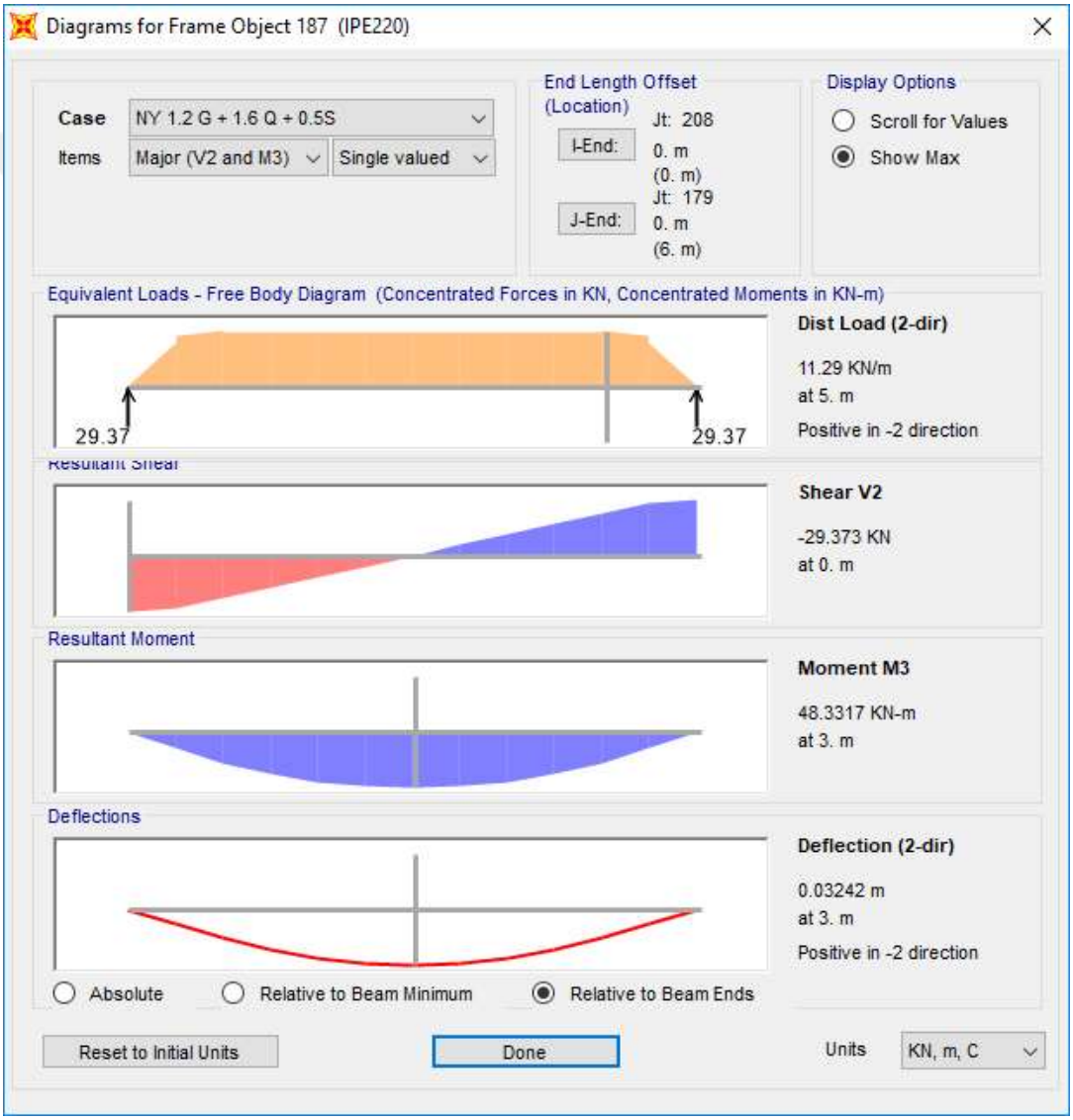
Bu bölümde, çelik çerçevenin analiz sonuçları her üç yönetmeliğe göre belirlenen kapasitelerle kıyaslanmış ve üç yönetmelik, kullanım/kapasite oranları cinsiden karşılaştırılmıştır.

## 3.1 Tali Kiriş Hesapları

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, örnek bir tali döşeme kirişi için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve deplasman değerleri Şekil 3.1'de gösterilmektedir. Kat döşemelerine etki eden sabit ve hareketli yükler, kirişlere çizgisel yük olarak uygulanmıştır. Tali döşeme kirişlerinin üzerine kat döşemesini temsil eden elemanlar teşkil edilmiş ve yayılı yükler bu elemanlara etkitilmiştir. Kiriş üzerindeki yük dağılımları trapezdir. Örnek tali kirişte *1.2G+1.6Q+0.5S* yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri 48.33 kN.m ve en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 29.37 kN olarak hesaplanmıştır.

IPE 220 tali döşeme kirişi için yapılan kapasite (taşıma gücü) hesapları Ek-1'de gösterilmiştir. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti kapasitesine göre kullanım/kapasite ($M_{maks}$/ $M_c$) oranı, 0.684 olmaktadır. Tali kirişe ait SAP 2000 programı hesap sonuçları da (Şekil 3.2), *1.2G+1.6Q+0.5S* yüklemesi için IPE220 kesitte kullanım kapasite oranını 0.69

olarak göstermektedir. Aynı kirişe ait kesme dayanımının yeterli olduğu, deplasmanların kritik değerlere ulaşmadığı ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliği ile aynı taşıma gücü denklemlerine sahip olan AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre de $M_{maks}/ M_c$ oranı 0.68 olmaktadır ve bu oran *1.2G+1.6Q+0.5S* kombinasyonuna aittir.



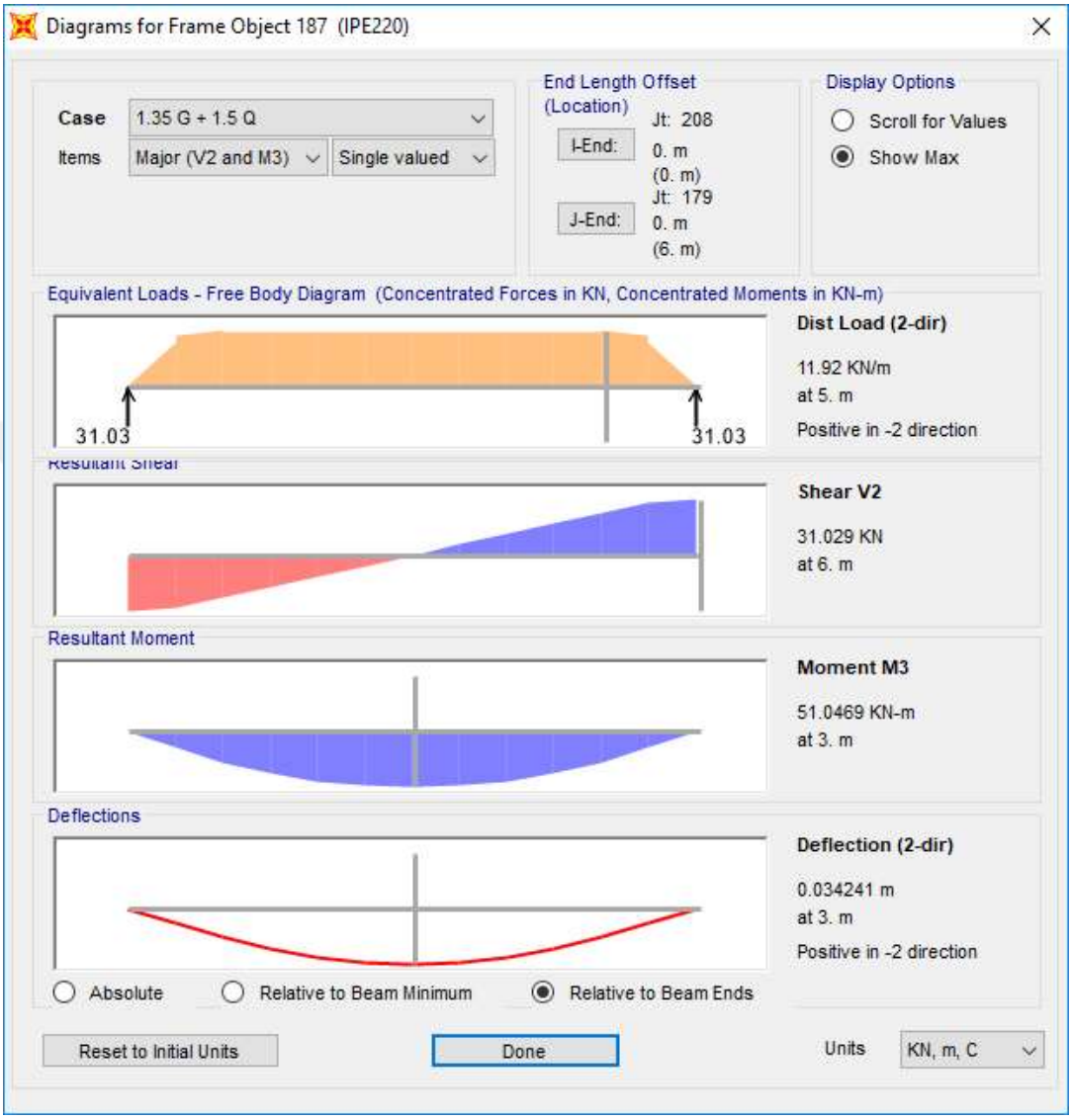

**Şekil 3.1** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi Hesap Sonuçları

```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 187        X Mid: 9.000      Combo: NY 1.2 G + 1.6 Q Design Type: Beam
 Length: 6.000      Y Mid: 2.500      Shape: IPE220           Frame Type: SCBF
 Loc   : 3.000      Z Mid: 3.500      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD    Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950    2nd Order: General 2nd Order        Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.000   AlphaPr/Pe=0.000  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900         PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900         PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.003            I33=2.772E-05     r33=0.091         S33=2.520E-04     Av3=0.002
 J=0.000            I22=2.050E-06     r22=0.025         S22=3.727E-05     Av2=0.001
 E=200000000.0      fy=275000.000     Ry=1.100          z33=2.850E-04     Cw=0.000
 RLLF=1.000         Fu=430000.000                       z22=5.810E-05


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NY 1.2 G + 1.6 Q + 0.5S)
Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
3.000              0.000      48.332      -0.097       0.000       0.000   6.793E-05

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1b)
     D/C Ratio:    0.692 = 0.000 + 0.685 + 0.007
                         = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1b)
Factor                 L          K1          K2          B1          B2          Cm
Major Bending      1.000       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000
Minor Bending      0.100       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000

                        Lltb        Kltb          Cb
     LTB                0.100       1.000       1.004

                          Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                       Force    Capacity    Capacity
     Axial             0.000     641.910     826.650

                          Mu      phi*Mn      phi*Mn
                      Moment    Capacity     No LTB
     Major Moment     48.332      70.538      70.538
     Minor Moment     -0.097      14.380

 SHEAR CHECK
                          Vu      phi*Vn      Stress      Status
                       Force    Capacity       Ratio       Check
     Major Shear       0.000     214.170       0.000          OK
     Minor Shear       0.000     300.564       0.000          OK

 CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                      VMajor      VMajor
                        Left       Right
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
```

**Şekil 3.2** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi Hesap Sonuçları

Eurucode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre yapılan hesaplarda örnek tali kirişte *1.35G+1.5Q* yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir ve Şekil 3.3'de gösterilmektedir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri 51.04 kN.m ve en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 31.02 kN olarak hesaplanmıştır.

Eurucode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti kapasitesine göre kullanım/kapasite ($M_{maks}$/ $M_c$) oranı, 0.65 olmaktadır. Tali kirişe ait SAP 2000 programı hesap sonuçları da, *1.35G+1.5Q* yüklemesi için IPE220 kesitte kullanım kapasite oranını 0.65 olarak göstermektedir. Aynı kirişe ait kesme dayanımının yeterli olduğu, deplasmanların kritik değerlere ulaşmadığı ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir.




**Şekil 3.3** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi Kesit Tesirleri

## 3.2 x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesapları

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, örnek x doğrultusu çerçeve kirişi için elde edilen eğilme momenti, kesme kuvveti ve deplasman değerleri Şekil 3.4'te gösterilmektedir. Örnek kirişte $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri 78.10 kN.m ve en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 52.28 kN olarak hesaplanmıştır. Çerçeve kirişlerinde rüzgar yüklerinin de yer aldığı yük kombinasyonlarının daha büyük tesirlere sebep olduğu görülmüştür.

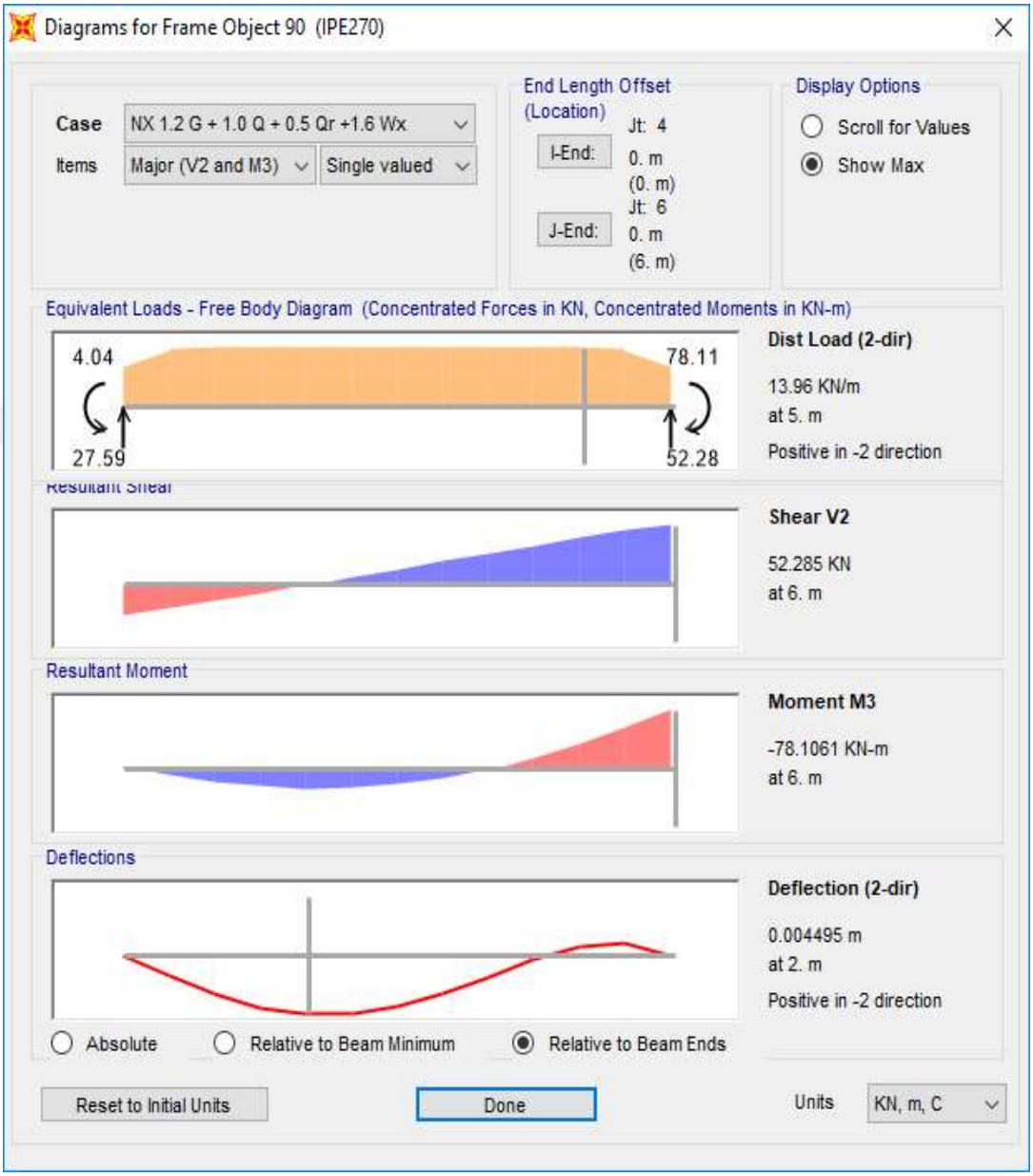
IPE 270 çerçeve kirişi için yapılan kapasite (taşıma gücü) hesapları Ek-1'de gösterilmiştir. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti kapasitesine göre, kullanım/kapasite ($M_{maks}$/ $M_c$) oranı 0.765 olmaktadır. Çerçeve kirişine ait SAP2000 programı hesap sonuçları da, $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi için IPE 270 kesitte kullanım kapasite oranını 0.763 olarak göstermektedir. Aynı kirişe ait kesme dayanımının yeterli olduğu, deplasmanların kritik değerlere ulaşmadığı ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir.

Aynı çerçeve kirişinin AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre tasarımında, $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri 64.12 kN.m ve en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 47.62 kN olarak hesaplanmıştır (Şekil 3.5).

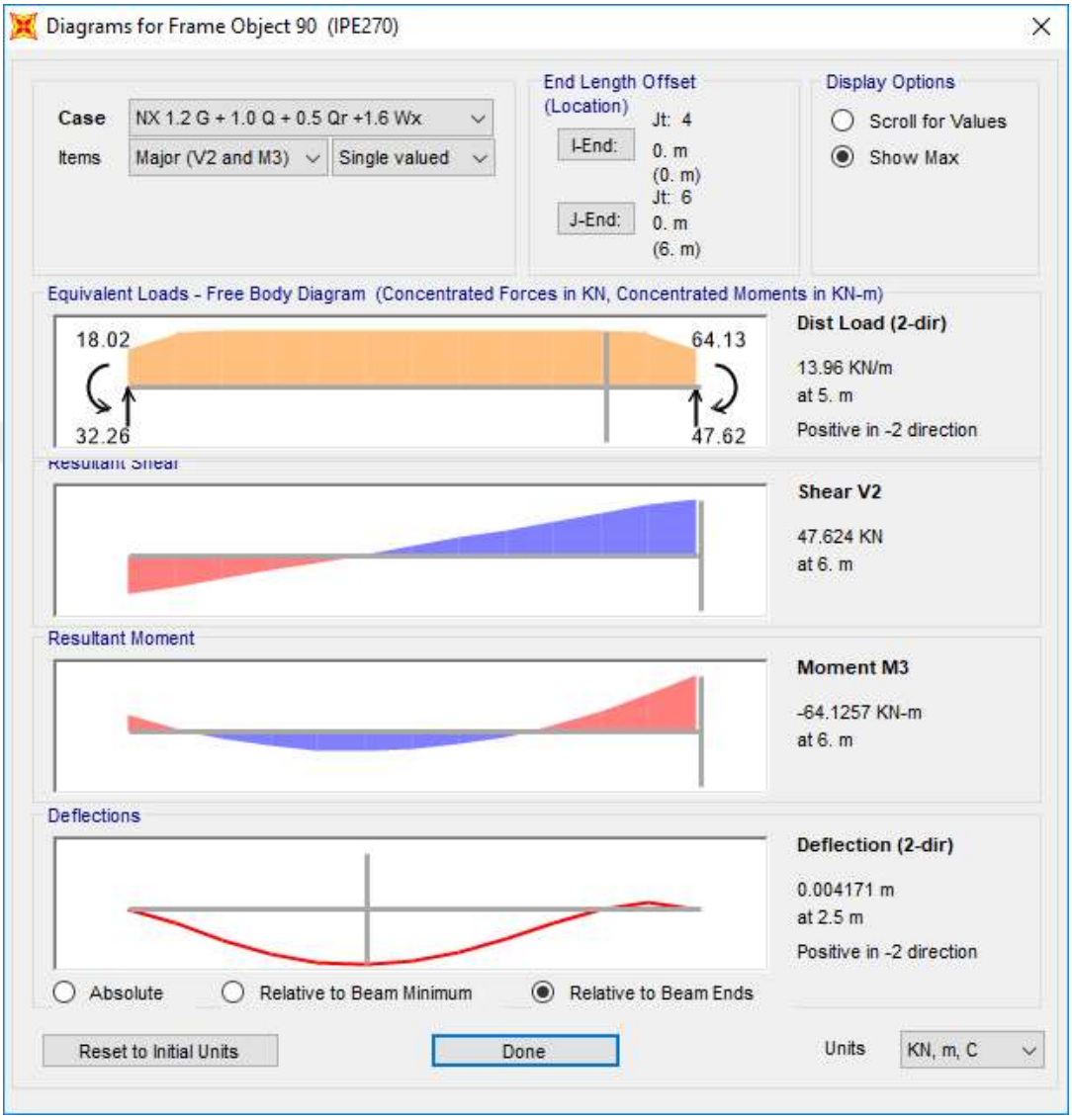
AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti kapasitesine göre, kullanım/kapasite ($M_{maks}$/ $M_c$) oranı 0.62 olmaktadır. Çerçeve kirişine ait SAP2000 programı hesap sonuçları da, $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi için IPE 270 kesitte kullanım kapasite oranını 0.62 olarak göstermektedir. Aynı kirişe ait kesme dayanımının yeterli olduğu, deplasmanların kritik değerlere ulaşmadığı ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir.

Aynı çerçeve kirişinin Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre tasarımında, $1.35G+1.35Q+1.35Q_r-1.35W_x$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri 76.70 kN.m ve en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 55.57 kN olarak hesaplanmıştır (Şekil 3.6).

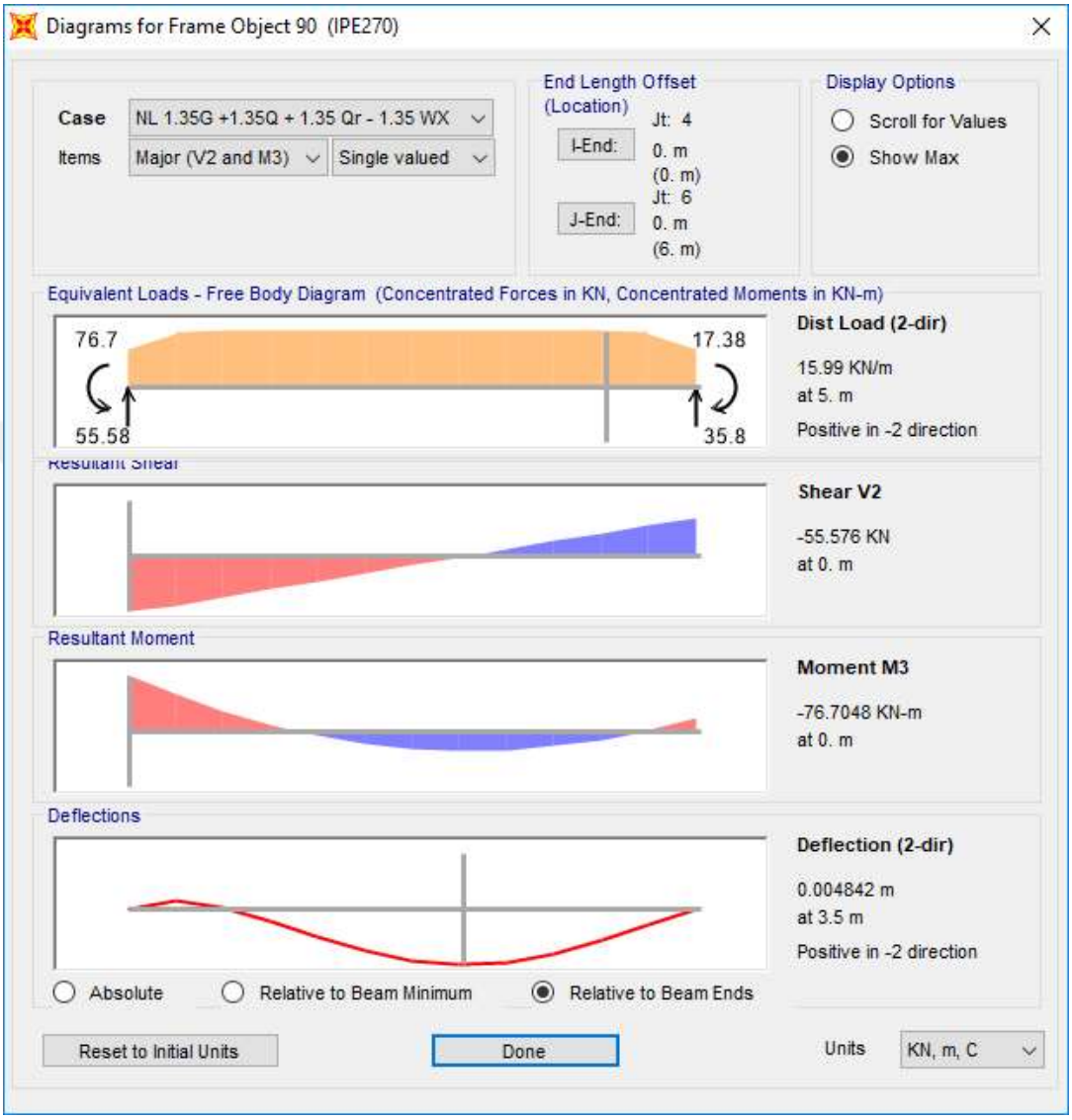
Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti kapasitesine göre, kullanım/kapasite ($M_{maks}/ M_c$) oranı 0.883 olmaktadır. Çerçeve kirişine ait SAP 2000 programı hesap sonuçları da, $1.35G+1.35Q+1.35Q_r-1.35W_x$ yüklemesi için IPE 270 kesitte kullanım kapasite oranını 0.884 olarak göstermektedir. Aynı kirişe ait kesme dayanımının yeterli olduğu, deplasmanların kritik değerlere ulaşmadığı ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir.




**Şekil 3.4** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları




**Şekil 3.5** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları




**Şekil 3.6** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları

## 3.3 y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesapları

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine göre SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, örnek y doğrultusu çerçeve kirişi için elde edilen eğilme momenti, kesme kuvveti ve deplasman değerleri Şekil 3.7'te gösterilmektedir. Örnek kirişte $1.2G+1.6Q+0.5Q_r+1.2NGx+1.6NQx+0.5NQRx$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum

eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri 168.87 kN.m ve en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 105.72 kN olarak hesaplanmıştır. Çerçeve kirişlerinde düşey yüklerin de yer aldığı yük kombinasyonlarının daha büyük tesirlere sebep olduğu görülmüştür.

IPE 360 çerçeve kirişi için yapılan kapasite (taşıma gücü) hesapları Ek-1'de gösterilmiştir. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti kapasitesine göre, kullanım/kapasite ($M_{maks}$/ $M_c$) oranı 0.783 olmaktadır. Çerçeve kirişine ait SAP 2000 programı hesap sonuçları da, $1.2G+1.6Q+0.5Q_r+1.2NGx+1.6NQx+0.5NQRx$ yüklemesi için IPE 360 kesitte kullanım kapasite oranını 0.784 olarak göstermektedir. Aynı kirişe ait kesme dayanımının yeterli olduğu, deplasmanların kritik değerlere ulaşmadığı (Şekil 3.8) ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir.

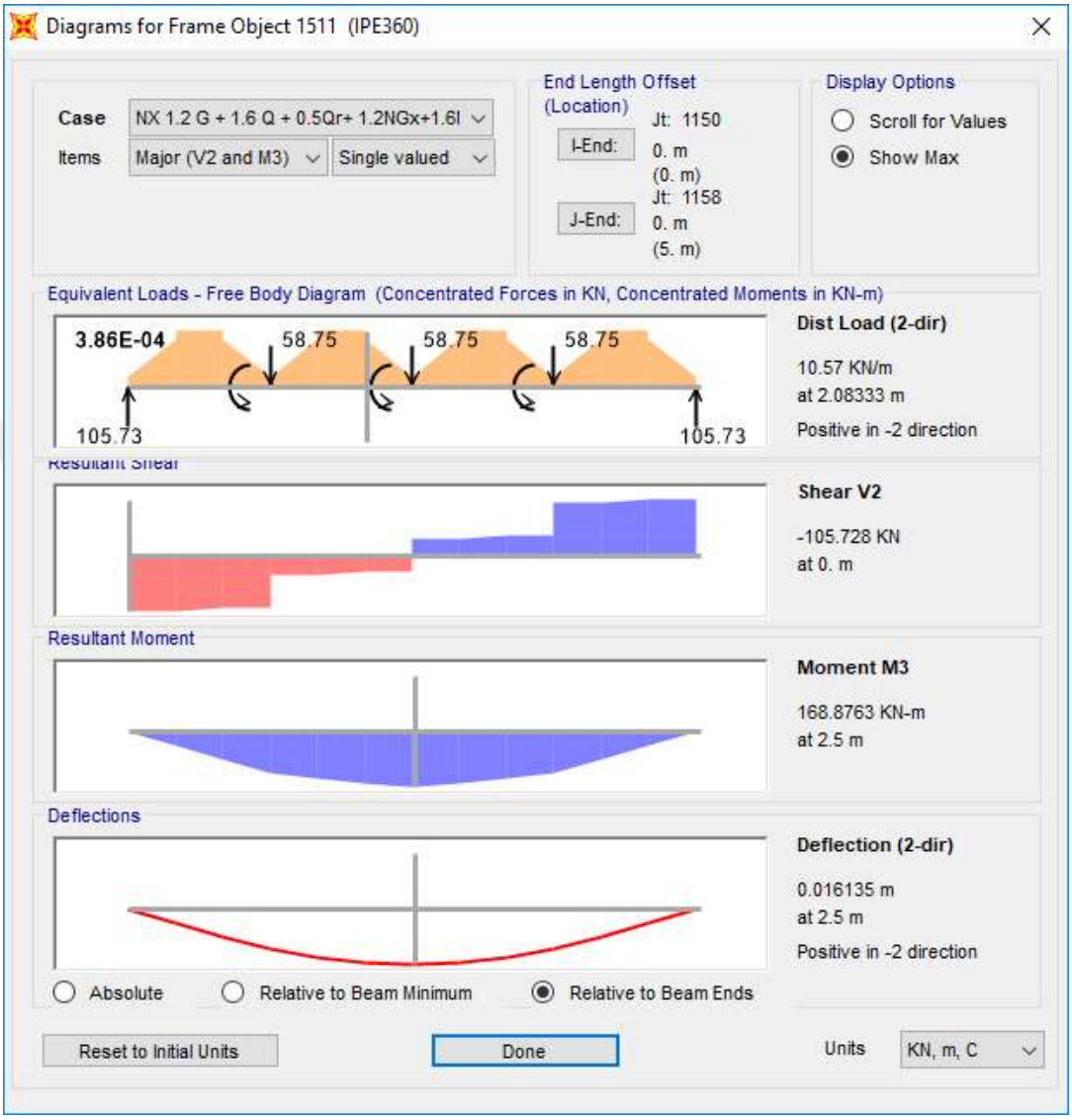
Aynı çerçeve kirişinin AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre tasarımında, $1.2G+1.6Q+0.5Q_r+1.2NGx+1.6NQx+0.5NQRx$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri 168.87 kN.m ve en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 105.72 kN olarak hesaplanmıştır (Şekil 3.9).

AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti kapasitesine göre, kullanım/kapasite ($M_{maks}$/ $M_c$) oranı 0.783 olmaktadır. Çerçeve kirişine ait SAP 2000 programı hesap sonuçları da, $1.2G+1.6Q+0.5Q_r+1.2NGx+1.6NQx+0.5NQRx$ yüklemesi için IPE 270 kesitte kullanım kapasite oranını 0.784 olarak göstermektedir. Aynı kirişe ait kesme dayanımının yeterli olduğu, deplasmanların kritik değerlere ulaşmadığı ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir.

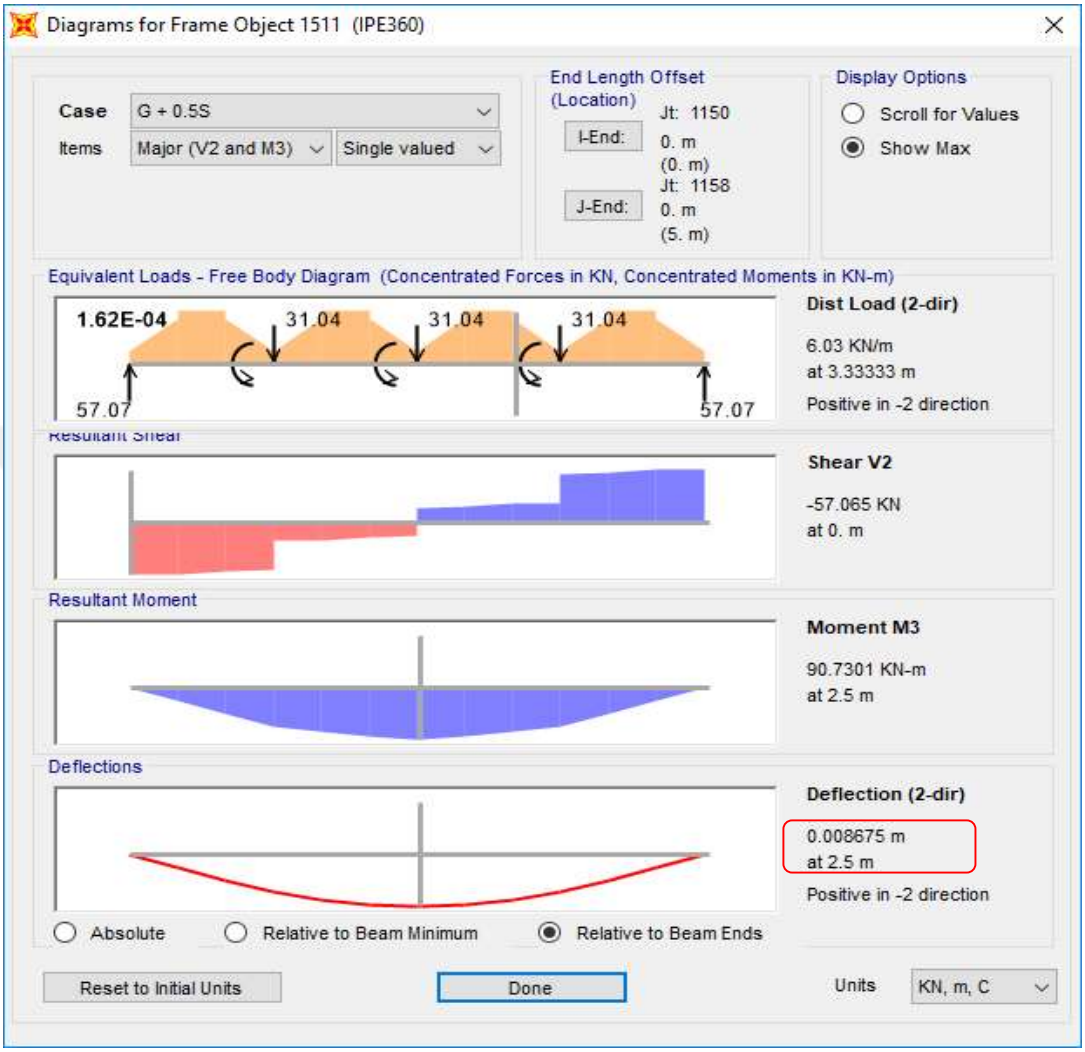
Aynı çerçeve kirişinin Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre tasarımında, $1.35G+1.5Q$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri

178.73 kN.m ve en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 111.96 kN olarak hesaplanmıştır (Şekil 3.10).

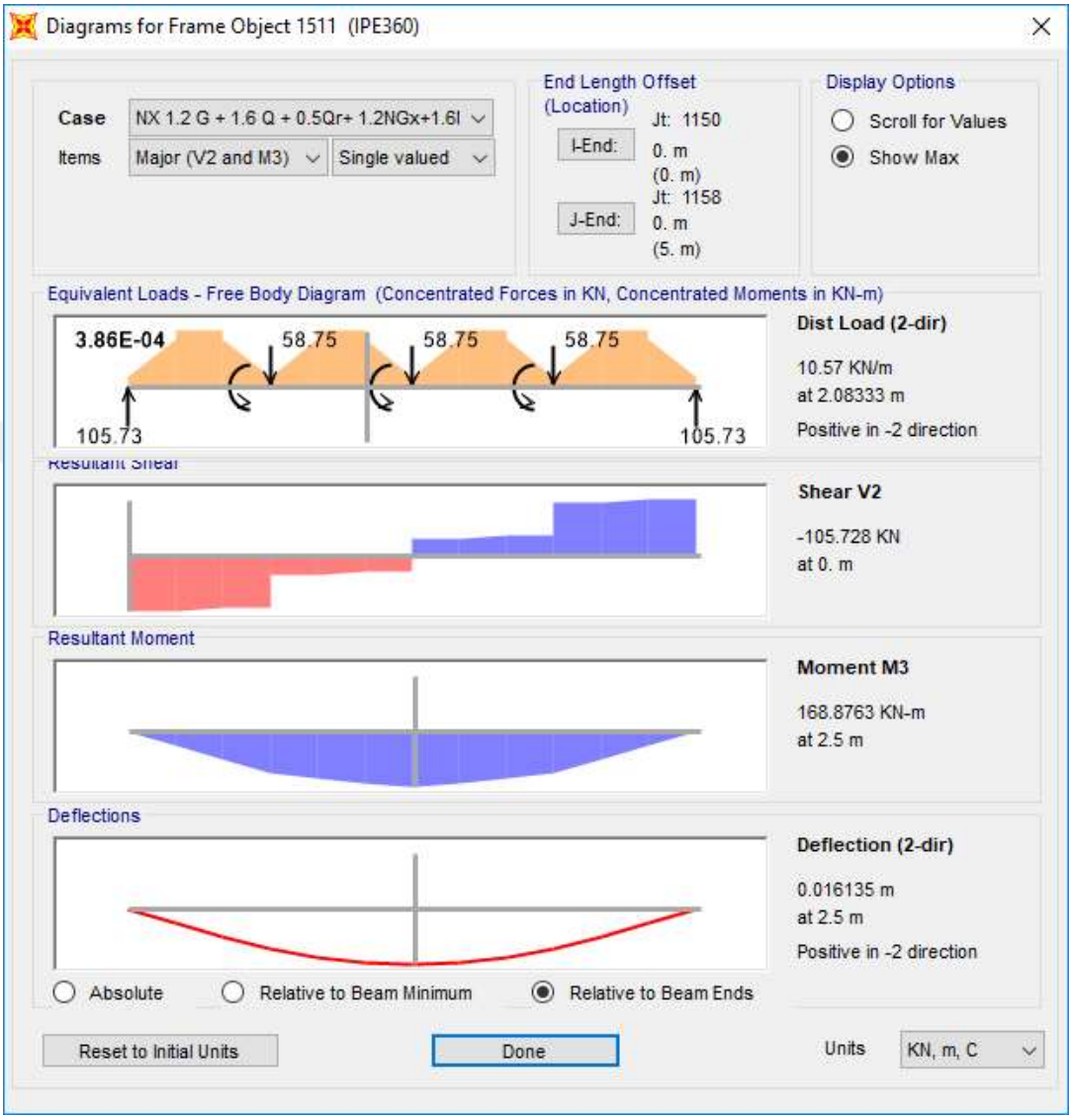
Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti kapasitesine göre, kullanım/kapasite ($M_{maks}$/ $M_c$) oranı 0.77 olmaktadır. Çerçeve kirişine ait SAP 2000 programı hesap sonuçları da, *1.35G+1.5Q* yüklemesi için IPE 270 kesitte kullanım kapasite oranını 0.74 olarak göstermektedir. Aynı kirişe ait kesme dayanımının yeterli olduğu, deplasmanların kritik değerlere ulaşmadığı ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir.



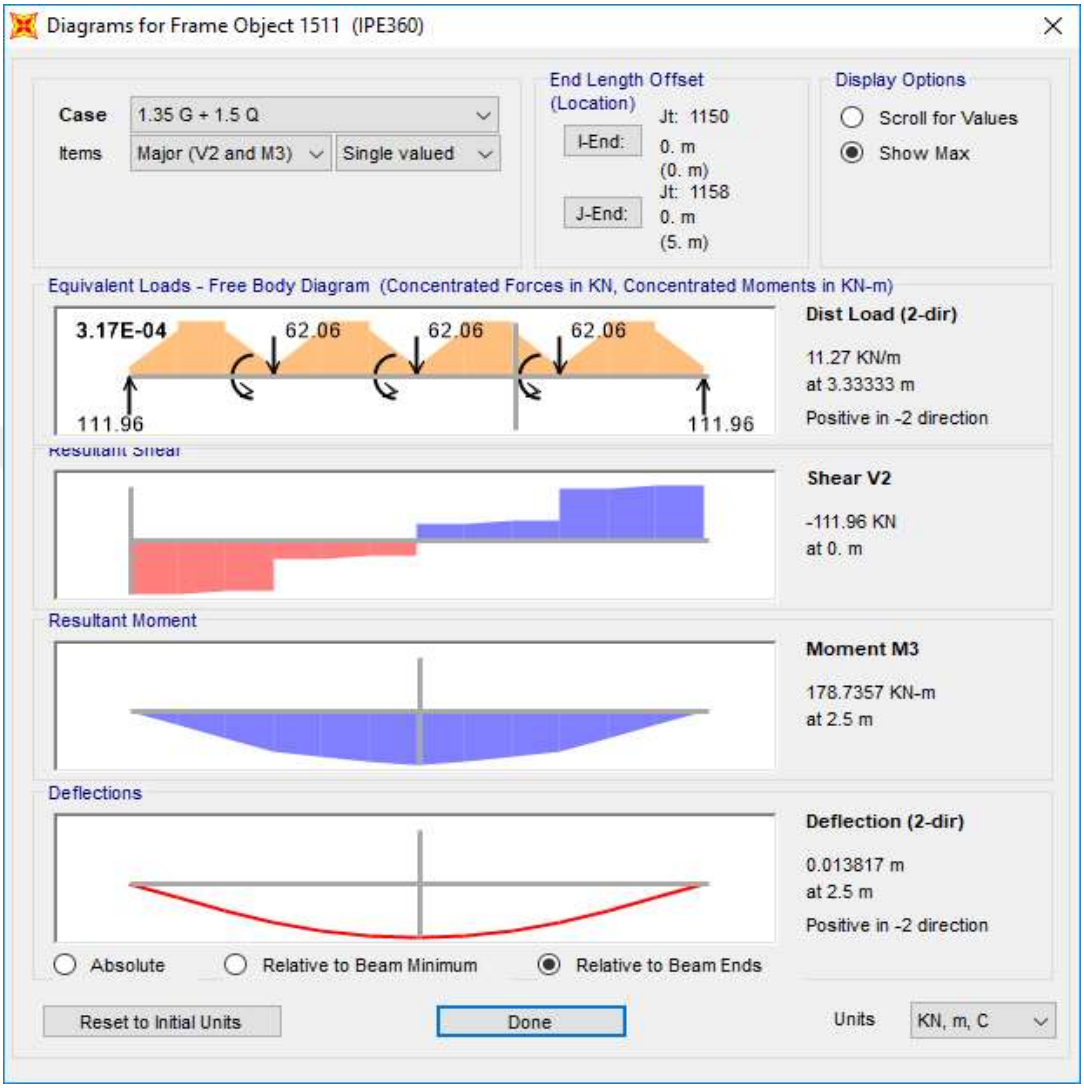

**Şekil 3.7** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Kesit Tesirleri




**Şekil 3.8** ÇYTHYDE 2016(ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Maksimum Deplasman (*G+0.5Q* Yüklemesi)




**Şekil 3.9** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları




**Şekil 3.10** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları

## 3.4 Kolon Hesapları

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, örnek kolon için elde edilen eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri Şekil 3.11'de gösterilmektedir. Örnek kolonda $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri

206.44kN.m, en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 42.53 kN ve en büyük eksenel kuvvetin ($P_{max}$) değeri1702.95 kN olarak hesaplanmıştır.

HE 450A kolonu için yapılan kapasite (taşıma gücü) hesapları Ek-1'de gösterilmiştir. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti ve eksenel kuvvet kapasitelerine göre, kullanım/kapasite oranları ($M_{maks}/M_c$ ve $P_{max}/P_c$) 0.27 ve 0.50 olmaktadır. Ayrıca, Denklem (21) ve Denklem (22)'de gösterilen etkileşim şartı da sağlanmaktadır:

$$\frac{p_r}{P_c} = \frac{1702.95}{3355.80} = 0.50 \geq 0.2 \quad olduğundan \tag{21}$$

Denklem (21)'de verilen, $P_r$ gerekli eksenel kuvvet dayanımı, $P_c$ mevcut eksenel basınç kuvveti dayanımıdır.

$$\frac{p_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) = \frac{1702.95}{3355.80} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{206.44}{680.184} + \frac{0}{M_{cy}}\right) = 0.777 \leq 1.0 \tag{22}$$

Denklem (22)'de verilen, $P_r$ gerekli eksenel kuvvet dayanımı, $P_c$ mevcut eksenel basınç kuvveti dayanımı, $M_{rx}$ x yönü gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_{ry}$ y yönü gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_{cx}$ x yönü gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_{cy}$ y yönü gerekli eğilme momenti dayanımıdır.

Buna göre, $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi için HE450A kesitte, kullanım kapasite oranı 0.777 (0.50+0.27) olarak hesaplanmıştır. SAP2000 programı hesap sonuçları incelendiğinde, program tarafından hesaplanan kullanım/kapasite oranının 0.775 olduğu görülmektedir.

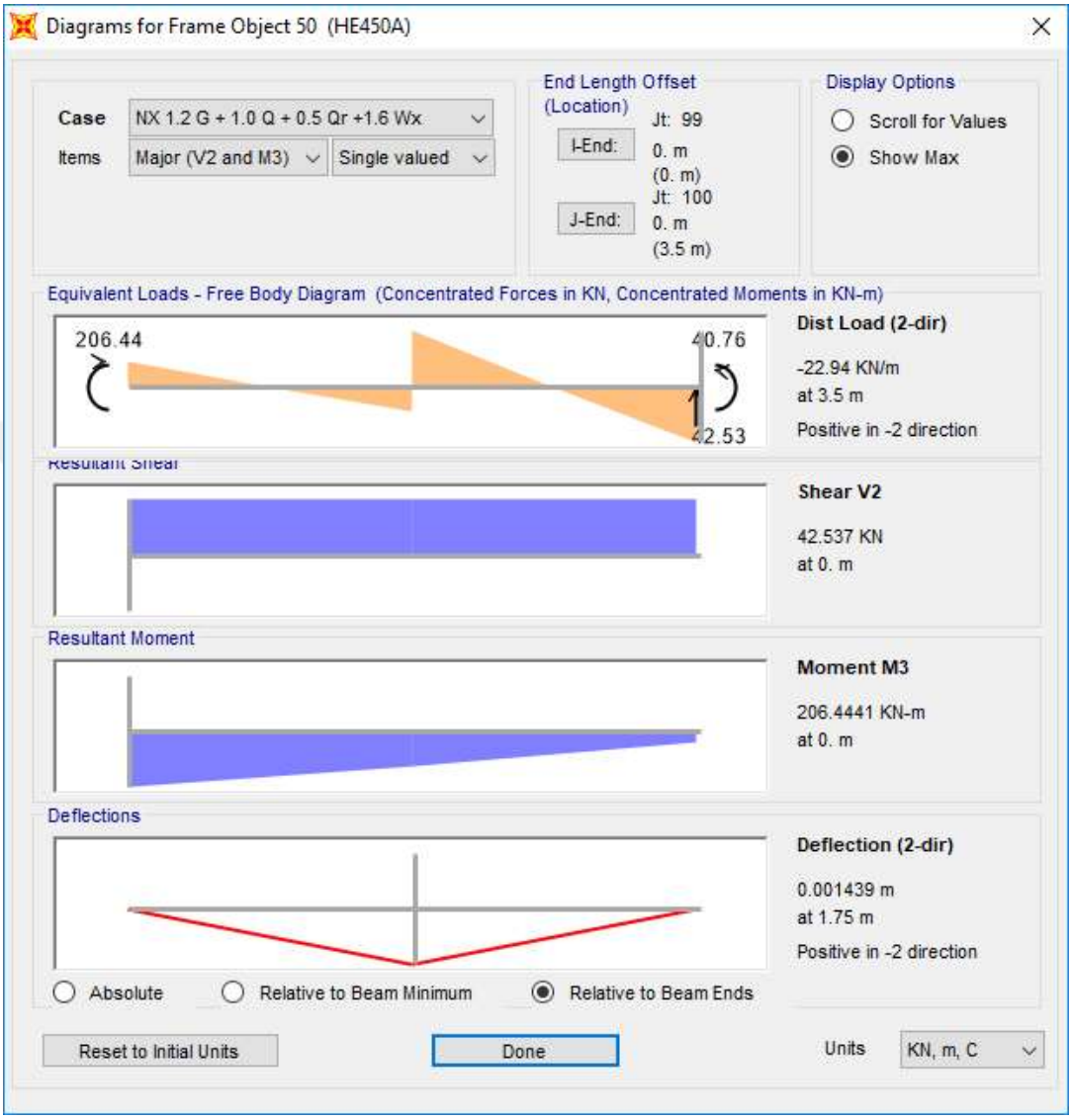
Aynı kolon için AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre tasarımında, $1.2G+1.0Q+0.2S+1.0Ey-0.3E_x$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük

tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri 27.10 kN.m, en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 5.96 kN ve en büyük eksenel kuvvetin ($P_{max}$) değeri 2204.97 kN olarak hesaplanmıştır. (Şekil 3.12, Şekil 3.13, Şekil 3.14)

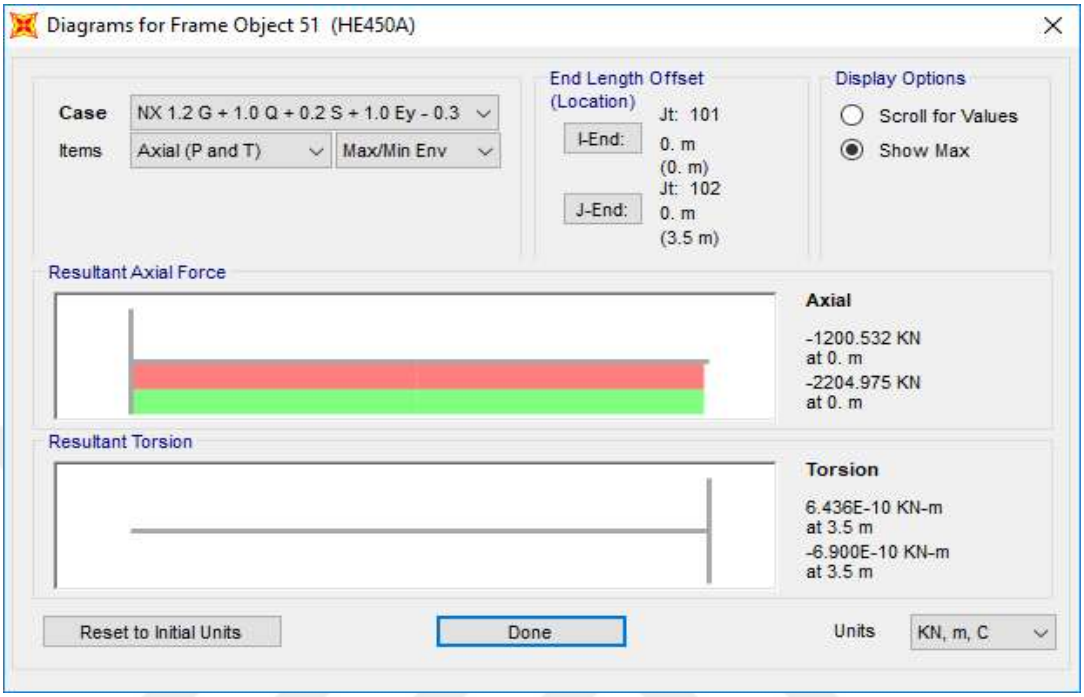
AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti ve eksenel kuvvet kapasitelerine göre, kullanım/kapasite ($M_{maks}$/ $M_c$ ve $P_{max}/P_c$) oranı 0.72 olmaktadır. Kolona ait SAP2000 programı hesap sonuçları da, $1.2G+1.0Q+0.2S+1.0Ey-0.3E_x$ yüklemesi için HE 450A kesitte kullanım kapasite oranını 0.72 olarak göstermektedir. Aynı kolona ait kesme dayanımının yeterli olduğu ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir.

Aynı kolonun Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre tasarımında, $1.35G +1.35Q + 1.35Qr - 1.35WX$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri, en büyük tesirler olarak belirlenmiştir. Bu tesirlerden maksimum eğilme momentinin ($M_{maks}$) değeri 140.78 kN.m, en büyük kesme kuvvetinin ($V_{maks}$) değeri 33.79 kN ve en büyük eksenel kuvvetin ($P_{max}$) değeri 2028.07 kN olarak hesaplanmıştır. (Şekil 3.15, Şekil 3.16)

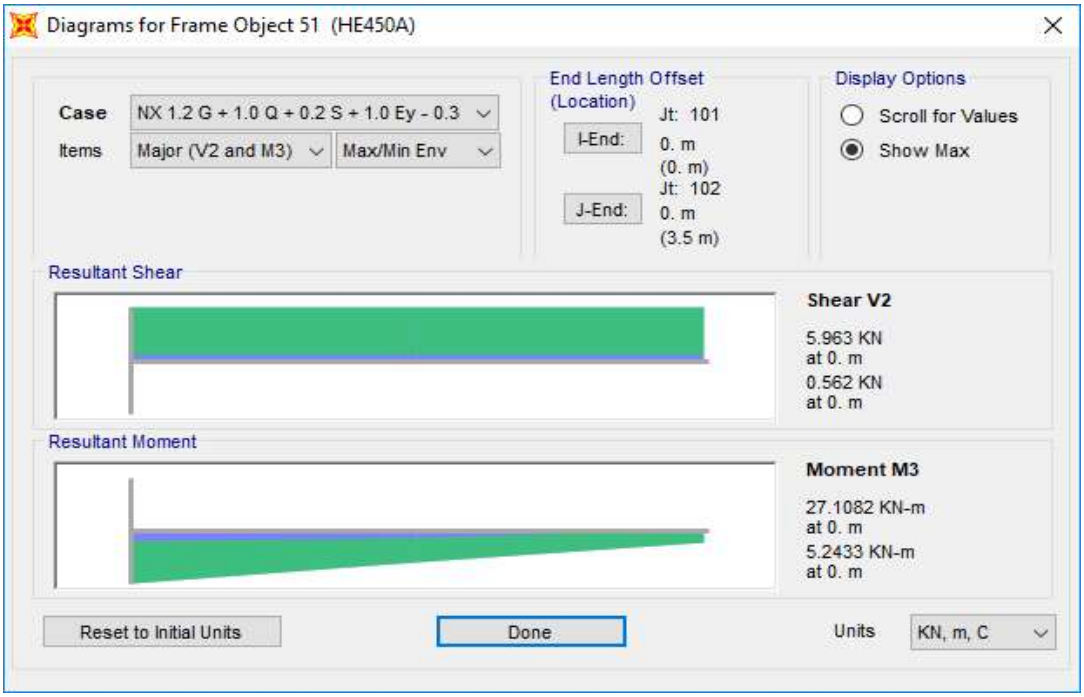
Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre hesaplanan eğilme momenti ve eksenel kuvvet kapasitelerine göre, kullanım/kapasite ($M_{maks}$/ $M_c$ ve $P_{max}/P_c$) oranı 0.75 olmaktadır. Kolona ait SAP2000 programı hesap sonuçları da, $1.35G +1.35Q + 1.35Qr - 1.35WX$ yüklemesi için HE 450A kesitte kullanım kapasite oranını 0.75 olarak göstermektedir. Aynı kolona ait kesme dayanımının yeterli olduğu ve başlık ile gövdenin kompakt olduğu da Ek-1'de gösterilmiştir.



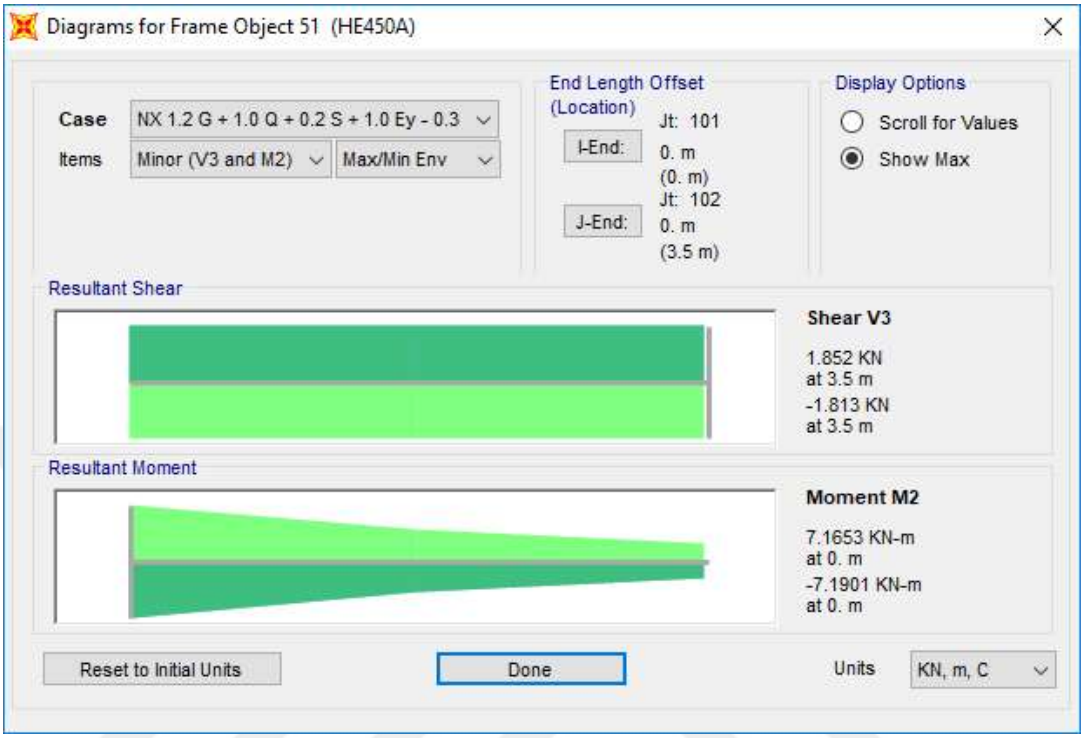

**Şekil 3.11** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları



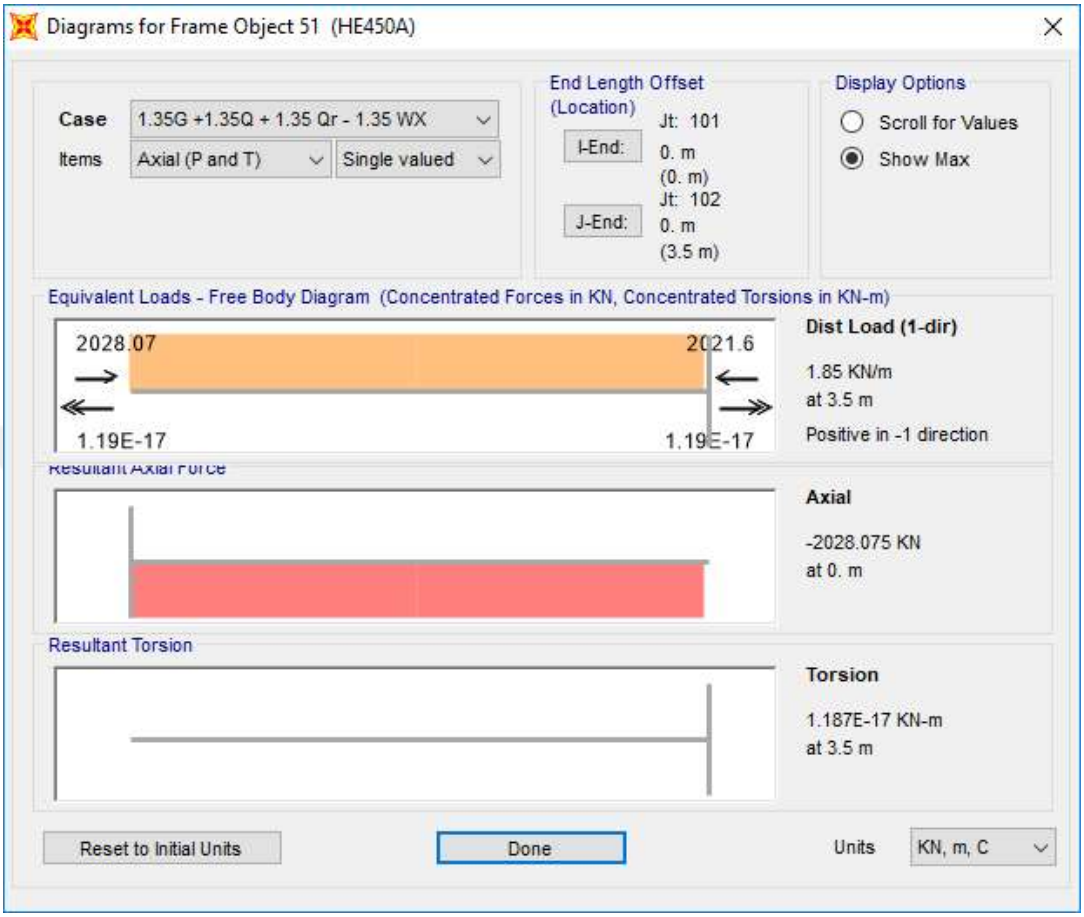

**Şekil 3.12** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (Eksenel)



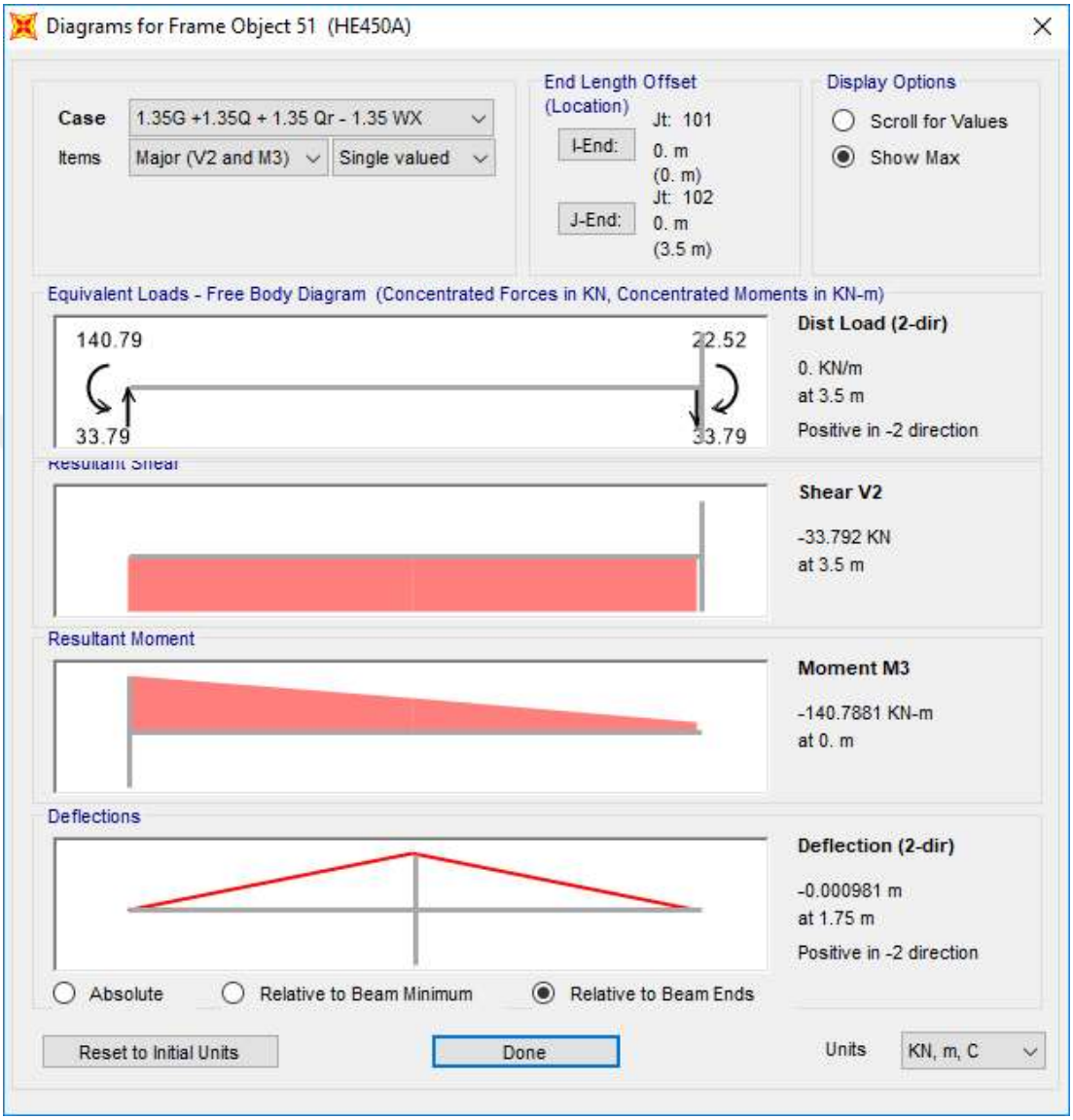

**Şekil 3.13** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (V2, M3)




**Şekil 3.14** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (V3, M2)




**Şekil 3.15** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (Eksenel)




**Şekil 3.16** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Kolon Hesap Sonuçları (V2, M3)

## 3.5 Merkezi Çapraz Hesapları

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, çaprazlarda elde edilen en büyük eksenel basınç kuvveti ($P_{max}$) değerinin, $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_y$ yük kombinasyonunun etkisiyle ortaya

çıkan 272.098 kN olduğu ve en büyük eksenel çekme kuvveti değerinin ise, $1.2G+1.0Q+0.5Q_r -1.6W_y$ yük kombinasyonunun etkisiyle ortaya çıkan 57.182 kN olduğu belirlenmiştir.

TUBU-219.1x5 çaprazı için yapılan kapasite (taşıma gücü) hesapları Ek-1'de gösterilmiştir. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre hesaplanan eksenel basınç kuvvet kapasitesine göre, kullanım/kapasite oranı ($P_{max}/P_c$) 0.529 olmaktadır. Çapraza ait SAP 2000 programı hesap sonuçları da, $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi için kullanım/kapasite oranını 0.549 olarak göstermektedir. Ayrıca eksenel çekme kuvvet kapasitesine göre, kullanım/kapasite oranı ($T_{max}/T_n$) 0.080 olmaktadır. Bu elemanda narinlik ve enkesit parçalarında kompaktlık kontrolleri de yapılmıştır (Ek 1).

AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, çaprazlarda elde edilen en büyük eksenel basınç kuvveti ($P_{max}$) değerinin, $1.2G+1.0Q+0.2S+1.0E_y+0.3E_x$ yük kombinasyonunun etkisiyle ortaya çıkan 229.866 kN olduğu ve en büyük eksenel çekme kuvveti değerinin ise, $0.9G-1.0E_y+0.3E_x$ yük kombinasyonunun etkisiyle ortaya çıkan 49.20 kN olduğu belirlenmiştir.

TUBU-219.1x5 çaprazı için yapılan kapasite (taşıma gücü) hesapları Ek-1'de gösterilmiştir. AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre hesaplanan eksenel basınç kuvvet kapasitesine göre, kullanım/kapasite oranı ($P_{max}/P_c$) 0.44 olmaktadır. Çapraza ait SAP 2000 programı hesap sonuçları da, $1.2G+1.0Q+0.2S+1.0E_y+0.3E_x$ yüklemesi için kullanım/kapasite oranını 0.46 olarak göstermektedir. Ayrıca eksenel çekme kuvvet kapasitesine göre, kullanım/kapasite oranı ($T_{max}/T_n$) 0.070 olmaktadır. Bu elemanda narinlik ve enkesit parçalarında kompaktlık kontrolleri de yapılmıştır (Ek 1).

Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, çaprazlarda elde edilen en büyük eksenel basınç kuvveti ($P_{max}$) değerinin, $1.0G+0.3Q-1.0E_y+0.3E_x$ yük kombinasyonunun etkisiyle ortaya çıkan

367.63 kN olduğu ve en büyük eksenel çekme kuvveti değerinin ise, $1.0G-1.0E_y+0.3E_x$ yük kombinasyonunun etkisiyle ortaya çıkan 211.12 kN olduğu belirlenmiştir.

TUBU-219.1x5 çaprazı için yapılan kapasite (taşıma gücü) hesapları Ek-1'de gösterilmiştir. Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre hesaplanan eksenel basınç kuvvet kapasitesine göre, kullanım/kapasite oranı ($P_{max}/P_c$) 0.61 olmaktadır. Çapraza ait SAP 2000 programı hesap sonuçları da, $1.0G+0.3Q-1.0E_y+0.3E_x$ yüklemesi için kullanım/kapasite oranını 0.64 olarak göstermektedir. Ayrıca eksenel çekme kuvvet kapasitesine göre, kullanım/kapasite oranı ($T_{max}/T_n$) 0.267 olmaktadır. Bu elemanda narinlik ve enkesit parçalarında kompaktlık kontrolleri de yapılmıştır (Ek 1).

Çizelge 3.1-3.3'te SAP2000 hesap sonuçları ile yönetmelikler uyarınca yapılan hesap sonuçları, kullanım/kapasite oranları şeklinde gösterilmektedir. Çizelge 3.4'te de bu sonuçlar birbirleri ile karşılaştırılmıştır. Bu çizelgelerden hangi eleman gruplarının hangi yönetmeliklere göre daha etkin olarak kullanılabildiği, yani daha büyük kullanım/kapasite oranlarına sahip oldukları görülmektedir. Örneğin, tali kirişlerde düşey yüklerin etkisi ile ortaya çıkan eğilme momentleri etkili olduğu için, düşey yük bileşenlerinin katsayıları daha küçük olan ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliklerine göre, bu kirişler daha büyük kullanım/kapasite oranlarına sahiptir; x yönü çerçeve kirişlerde yatay yükler etkisi ile ortaya çıkan moment değerleri etkili olduğu için, TS EN 1991-1-4 şartnamesine göre hesaplanan rüzgar yükü de daha büyük değerler aldığından ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliği AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre daha büyük kullanım/kapasite oranlarına sahiptir ve rüzgar yükü bileşenlerinin katsayıları daha küçük olan ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliği Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre daha küçün kullanım/kapasite oranlarına sahiptir.

**Çizelge 3.1** ÇYTHYDE2016 (ÇŞB 2016) ile SAP2000 Kullanım/Kapasite Oranlarının Karşılaştırılması

| Yapı Elemanı | Hesap Sonuçları | SAP2000 Sonuçları |
|---|---|---|
| **Tali Döşeme Kirişi** | 0.68 | 0.69 |
| **x Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 0.76 | 0.76 |
| **y Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 0.78 | 0.78 |
| **Kolon** | 0.77 | 0.77 |
| **Düşey Deprem Çaprazı** | 0.52 | 0.54 |

**Çizelge 3.2** AISC 360-10 (AISC 2010) ile SAP2000 Kullanım/Kapasite Oranlarının Karşılaştırılması

| Yapı Elemanı | Hesap Sonuçları | SAP2000 Sonuçları |
|---|---|---|
| **Tali Döşeme Kirişi** | 0.68 | 0.69 |
| **x Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 0.62 | 0.62 |
| **y Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 0.78 | 0.78 |
| **Kolon** | 0.72 | 0.72 |
| **Düşey Deprem Çaprazı** | 0.44 | 0.46 |

**Çizelge 3.3** Eurocode 3 (CEN 2005) ile SAP2000 Kullanım/Kapasite Oranlarının Karşılaştırılması

| Yapı Elemanı | Hesap Sonuçları | SAP2000 Sonuçları |
|---|---|---|
| **Tali Döşeme Kirişi** | 0.65 | 0.65 |
| **x Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 0.88 | 0.88 |
| **y Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 0.77 | 0.74 |
| **Kolon** | 0.75 | 0.75 |
| **Düşey Deprem Çaprazı** | 0.61 | 0.64 |

**Çizelge 3.4** Yönetmelik Kullanım/Kapasite Oranlarının Karşılaştırılması

| Yapı Elemanı | ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) | AISC360-10 (AISC 2010) | Eurocode3 (CEN 2005) |
|---|---|---|---|
| **Tali Döşeme Kirişi** | 0.69 | 0.69 | 0.65 |
| **x Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 0.76 | 0.62 | 0.88 |
| **y Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 0.78 | 0.78 | 0.74 |
| **Kolon** | 0.77 | 0.72 | 0.75 |
| **Düşey Deprem Çaprazı** | 0.54 | 0.46 | 0.64 |

# 4. YÖNETMELİKLERE GÖRE EN EKONOMİK TASARIMLAR VE KARŞILAŞTIRMA

Bu bölümde, örnek yapının taşıyıcı sistem elemanlarında (kolon, kiriş vb.) değişiklikler yapılarak optimum kesitler seçilmiş ve ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC 360-10 (AISC 2010) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmelikleri için en ekonomik tasarımların yapılması sağlanmıştır. Her yönetmelik için taşıyıcı sistem elemanlarının kullanım/ kapasite oranları 0.75 ile 0.99 arasında değerler alacak şekilde tasarım yapılmıştır. ÇYTYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC 360-10 (AISC 2010) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliklerine göre yapılan tasarımlarda elde edilen yapısal çelik profillerinin karşılaştırmalı özeti Çizelge 4.1'de, her yönetmelik için elde edilen profiller ve metrajlar da Çizelge 4.2 - 4.4'te gösterilmiştir. Ayrıca, yapısal sistem metrajlarının mutlak değerleri Çizelge 4.5'te, oranları da Çizelge 4.6'da sunulmuştur.

Çizelge 4.5 ve 4.6, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğinin diğer yönetmeliklere göre daha ekonomik bir yapısal sistem tasarımına olanak sağladığını göstermektedir. Bu sonuçlara göre, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre yapılan tasarım AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre yapılan tasarıma göre 4% daha büyük çelik metrajına sahiptir. Ancak, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre yapılan tasarım, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre yapılan tasarıma kıyasla 1.2% daha küçük çelik metrajına sahiptir. Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliği ile yapılan tasarımda, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliği ile yapılan tasarıma göre 5.2% daha fazla çelik sarfiyatı olmaktadır. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmelikleri aynı tasarım kurallarını kullanmalarına rağmen, bu yönetmeliklere göre yapılan tasarımlar arasındaki temel fark rüzgar yüklerinin hesabı ve büyüklüğünden kaynaklanmaktadır.

Bölüm 3'te de ifade edildiği üzere, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğinin rüzgar yükü hesaplarında kullanılmasını öngördüğü TS EN1991-1-4 (TS 2004) standardı, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğinin rüzgar yükü hesaplarında kullanılmasını öngördüğü ASCE07-10 (ASCE 2010) şartnamesine göre

daha büyük yük değerleri vermektedir. Bu nedenle, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliği daha ekonomik bir tasarıma imkan sağlamaktadır. ÇYTYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve Eurocode3 (CEN 2005) yönetmelikleri ise aynı rüzgar yükü standardına atıf yapsalar da, iki yönetmelikteki yapısal tasarım ve eleman taşıma gücü denklemleri farklıdır. ÇYTYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliklerindeki tasarım ve taşıma gücü denklemleri, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğindeki ilgili denklemlere göre daha ekonomik tasarıma imkan sunmakta ve eleman kapasitelerinin daha verimli kullanımını sağlamaktadır. Özetle, hem rüzgar yükü hesaplarında hem de tasarım denklemlerinde ekonomi sağlayan AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliği optimum bir tasarıma imkan sunmaktadır. Eurocode 3 (CEN 2005) ise en büyük kesitlerin ve metraj değerlerinin ortaya çıkmasına neden olmaktadır.

**Çizelge 4.1** Tasarımda Kullanılan Profillerin Karşılaştırılması

| Yapı Elemanı | Konumu | ÇYTHYDE 2016 | AISC360-10 | Eurocode3 |
|---|---|---|---|---|
| Tali Döşeme Kirişleri | Normal Katlar | IPE220 | IPE220 | IPE220 |
| | Çatı Katı | IPE240 | IPE240 | IPE240 |
| x Yönü Çerçeve Kirişleri | Kenar Akslar | IPE270 | IPE240 | IPE270 |
| | Orta Akslar | IPE270 | IPE240 | IPE270 |
| y Yönü Çerçeve Kirişleri | Kenar Aksları | IPE300 | IPE300 | IPE300 |
| | Orta Akslar | IPE330 | IPE330 | IPE330 |
| Kolonlar | 1.Kat | HE400 A | HE400 A | HE400 A |
| | 2.Kat | HE340 A | HE340 A | HE360 A |
| | 3.Kat | HE300 A | HE300 A | HE320 A |
| | 4.Kat | HE260 A | HE260 A | HE280 A |
| | 5.Kat | HE240 A | HE240 A | HE260 A |
| | 6.Kat | HE220 A | HE200 A | HE220 A |
| | 7.Kat | HE220 A | HE200 A | HE220 A |
| | 8.Kat | HE220 A | HE200 A | HE220 A |
| Düşey Deprem Çaprazları | 1.Kat | D 159-5 | D 152.4-5 | D 159-5 |
| | 2.Kat | D 152.4-5 | D 139.7-4.5 | D 152.4-5 |
| | 3.Kat | D 139.7-4.5 | D 139.7-4.5 | D 139.7-4.5 |
| | 4.Kat | D 133-4.5 | D 133-4.5 | D 133-4.5 |
| | 5.Kat | D 133-4.5 | D 133-4.5 | D 133-4.5 |
| | 6.Kat | D 114.3-5 | D 114.3-5 | D 114.3-5 |
| | 7.Kat | D 101.6-5 | D 114.3-4.5 | D 101.6-5 |
| | 8.Kat | D 88.9-5 | D 88.9-5 | D 88.9-5 |

**Çizelge 4.2** ÇYTHYDE 2016(ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Profil ve Metrajlar

| Yapı Elemanları | Kullanıldığı Yer | Profiller | Ağırlık (kg/m) | Toplam Uzunluk (m) | Metraj (ton) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Tali Döşeme Kirişleri** | **Normal Katlar** | IPE220 | 26.2 | 4410 | 115.542 |
| | **Çatı Katı** | IPE240 | 30.7 | 630 | 19.341 |
| **x Doğrultusu Çerçeve Kirişleri** | **Kenar Aksları** | IPE270 | 36.1 | 672 | 24.259 |
| | **Orta Akslar** | IPE270 | 36.1 | 1344 | 48.518 |
| **y Doğrultusu Çerçeve Kirişleri** | **Kenar Aksları** | IPE300 | 42.2 | 400 | 16.880 |
| | **Orta Akslar** | IPE330 | 49.1 | 1200 | 58.920 |
| **Kolonlar** | **1.Kat** | HE400 A | 125 | 168 | 21.000 |
| | **2.Kat** | HE340 A | 105 | 144 | 15.120 |
| | **3.Kat** | HE300 A | 88.3 | 144 | 12.715 |
| | **4.Kat** | HE260 A | 68.2 | 144 | 9.821 |
| | **5.Kat** | HE240 A | 60.3 | 144 | 8.683 |
| | **6.Kat** | HE220 A | 50.5 | 144 | 7.272 |
| | **7.Kat** | HE220 A | 50.5 | 144 | 7.272 |
| | **8.Kat** | HE220 A | 50.5 | 144 | 7.272 |
| **Düşey Deprem Çaprazları** | **1.Kat** | D 159-5 | 18.99 | 139.94 | 2.657 |
| | **2.Kat** | D 152.4-5 | 18.17 | 139.94 | 2.543 |
| | **3.Kat** | D139.7-4.5 | 15.00 | 139.94 | 2.099 |
| | **4.Kat** | D 133-4.5 | 14.26 | 139.94 | 1.996 |
| | **5.Kat** | D 133-4.5 | 14.26 | 139.94 | 1.996 |
| | **6.Kat** | D 114.3-5 | 13.48 | 139.94 | 1.886 |
| | **7.Kat** | D 101.6-5 | 11.91 | 139.94 | 1.666 |
| | **8.Kat** | D 88.9-5 | 10.35 | 139.94 | 1.448 |
| ***TOPLAM =*** | | | | | ***388.908*** |

**Çizelge 4.3** AISC 360-10(AISC 2010)Yönetmeliğine Göre Profil ve Metrajlar

| Yapı Elemanları | Kullanıldığı Yer | Profiller | Ağırlık (kg/m) | Toplam Uzunluk (m) | Metraj (ton) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Tali Döşeme Kirişleri** | **Normal Katlar** | IPE220 | 26.20 | 4410 | 115.542 |
| | **Çatı Katı** | IPE240 | 30.70 | 630 | 19.341 |
| **x Doğrultusu Çerçeve Kirişleri** | **Kenar Aksları** | IPE240 | 30.70 | 672 | 20.630 |
| | **Orta Akslar** | IPE240 | 30.70 | 1344 | 41.261 |
| **y Doğrultusu Çerçeve Kirişleri** | **Kenar Aksları** | IPE300 | 42.20 | 400 | 16.880 |
| | **Orta Akslar** | IPE330 | 49.10 | 1200 | 58.920 |
| **Kolonlar** | **1.Kat** | HE400 A | 125.00 | 168 | 21.000 |
| | **2.Kat** | HE340 A | 105.00 | 144 | 15.120 |
| | **3.Kat** | HE300 A | 88.30 | 144 | 12.715 |
| | **4.Kat** | HE260 A | 68.20 | 144 | 9.821 |
| | **5.Kat** | HE240 A | 60.30 | 144 | 8.683 |
| | **6.Kat** | HE200 A | 42.30 | 144 | 6.091 |
| | **7.Kat** | HE200 A | 42.30 | 144 | 6.091 |
| | **8.Kat** | HE200 A | 42.30 | 144 | 6.091 |
| **Düşey Deprem Çaprazları** | **1.Kat** | D 152.4-5 | 18.17 | 139.94 | 2.543 |
| | **2.Kat** | D139.7-4.5 | 15.00 | 139.94 | 2.099 |
| | **3.Kat** | D139.7-4.5 | 15.00 | 139.94 | 2.099 |
| | **4.Kat** | D 133-4.5 | 14.26 | 139.94 | 1.996 |
| | **5.Kat** | D 133-4.5 | 14.26 | 139.94 | 1.996 |
| | **6.Kat** | D 114.3-5 | 13.48 | 139.94 | 1.886 |
| | **7.Kat** | D114.3-4.5 | 12.18 | 139.94 | 1.705 |
| | **8.Kat** | D 88.9-5 | 10.35 | 139.94 | 1.448 |
| ***TOPLAM =*** | | | | | ***373.960*** |

**Çizelge 4.4** Eurocode3(CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Profil ve Metrajlar

| Yapı Elemanları | Kullanıldığı Yer | Profiller | Ağırlık (kg/m) | Toplam Uzunluk (m) | Metraj (ton) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Tali Döşeme Kirişleri** | **Normal Katlar** | IPE220 | 26.20 | 4410 | 115.542 |
| | **Çatı Katı** | IPE240 | 30.70 | 630 | 19.341 |
| **x Doğrultusu Çerçeve Kirişleri** | **Kenar Aksları** | IPE270 | 36.10 | 672 | 24.259 |
| | **Orta Akslar** | IPE270 | 36.10 | 1344 | 48.518 |
| **y Doğrultusu Çerçeve Kirişleri** | **Kenar Aksları** | IPE300 | 42.20 | 400 | 16.880 |
| | **Orta Akslar** | IPE330 | 49.10 | 1200 | 58.920 |
| **Kolonlar** | **1.Kat** | HE400 A | 125.00 | 168 | 21.000 |
| | **2.Kat** | HE360 A | 112.00 | 144 | 16.128 |
| | **3.Kat** | HE320 A | 97.60 | 144 | 14.054 |
| | **4.Kat** | HE280 A | 76.40 | 144 | 11.002 |
| | **5.Kat** | HE260 A | 68.20 | 144 | 9.821 |
| | **6.Kat** | HE220 A | 50.50 | 144 | 7.272 |
| | **7.Kat** | HE220 A | 50.50 | 144 | 7.272 |
| | **8.Kat** | HE220 A | 50.50 | 144 | 7.272 |
| **Düşey Deprem Çaprazları** | **1.Kat** | D 159-5 | 18.99 | 139.94 | 2.657 |
| | **2.Kat** | D 152.4-5 | 18.17 | 139.94 | 2.543 |
| | **3.Kat** | D139.7-4.5 | 15.00 | 139.94 | 2.099 |
| | **4.Kat** | D 133-4.5 | 14.26 | 139.94 | 1.996 |
| | **5.Kat** | D 133-4.5 | 14.26 | 139.94 | 1.996 |
| | **6.Kat** | D 114.3-5 | 13.48 | 139.94 | 1.886 |
| | **7.Kat** | D 101.6-5 | 11.91 | 139.94 | 1.666 |
| | **8.Kat** | D 88.9-5 | 10.35 | 139.94 | 1.448 |
| ***TOPLAM =*** | | | | | ***393.574*** |

**Çizelge 4.5** Yönetmeliklere Göre Yapısal Sistem Metraj Değerleri

| Yapı Elemanı | ÇYTHYDE 2016 (ton) | AISC360-10 (ton) | Eurocode3 (ton) |
|---|---|---|---|
| **Tali Döşeme Kirişi** | 134.883 | 134.883 | 134.883 |
| **x Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 72.778 | 61.891 | 72.778 |
| **y Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 75.800 | 75.800 | 75.800 |
| **Kolon** | 89.155 | 85.613 | 93.821 |
| **Düşey Deprem Çaprazı** | 16.292 | 15.773 | 16.292 |
| **Toplam** | **388.908** | **373.960** | **393.574** |

**Çizelge 4.6** Yönetmeliklere Göre Yapısal Sistem Metraj Karşılaştırması

| Yapı Elemanı | ÇYTHDE2016 / AISC360-10 | ÇYTHDE2016 / EC3 |
|---|---|---|
| **Tali Döşeme Kirişi** | 0% | -6% |
| **x Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | -23% | 13% |
| **y Doğrultusu Çerçeve Kirişi** | 0% | -5% |
| **Kolon** | -7% | -1% |
| **Düşey Deprem Çaprazı** | -17% | 16% |

# 5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC 360-10 (AISC 2010) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliklerine örnek bir çelik yapının analiz ve tasarımı yapılmış ve elde edilen tasarımlar ekonomi ve etkinlik açılarından karşılaştırılmıştır. Rüzgar yükleri, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliklerine göre tasarım yapılırken TS EN1991-1-4 (TS 2004) standardına göre; AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre tasarım yapılırken ise ASCE07-10 (ASCE 2010) standardına uygun olarak hesaplanmıştır.

Göz önüne alınan yapıya etkiyen deprem yükleri, zaman tanım alanında doğrusal analiz yöntemi ile hesaplanmıştır. Zaman tanım alanı fonksiyonlarında, İran Bam'da (2003) kaydedilen gerçek deprem ivme kayıtları kullanılmıştır. Bam (2003) deprem ivme kayıtları, yerel zemin özellikleri, faylanma şekli, yapının faya uzaklığı gibi değişkenlere uygun olarak PEER sitesinden (http://peer.berkeley.edu/smcat/) alınan ölçekleme katsayısı ile ölçeklendirilerek yapının yer aldığı konum için kullanılabilir düzeye getirilmiştir. Ayrıca, Türkiye Deprem Tehlike Haritasından (*https:// tdth.afad.gov.tr*) elde edilen, 1 saniye periyot ve kısa tasarım spektral ivme katsayısı değerleri kullanılarak SAP2000 programında mod birleştirme yöntemi ile analiz yapılmıştır. Her iki deprem hesap yöntemi ile hesaplanan maksimum yatay deplasmanlar karşılaştırılmış ve deplasman değerlerinin her iki yöntemde de benzer olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, gerçek deprem ivme kayıtlarının ölçekleme katsayısı ile ölçeklendirilerek kullanılmasının uygun olacağı anlaşılmıştır.

Çalışma, temel olarak iki bölüme ayrılmıştır. İlk bölümde, tez konusu örnek yapının taşıyıcı sistem elemanları (kolon, kiriş vb.) sabit tutularak, bu elemanların ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC 360-10 (AISC 2010) ve Eurocode3 (CEN 2005) yönetmeliklerine göre hesaplanan taşıma güçleri (kapasite) ile SAP2000 yazılımından elde edilen ilgili kullanım değerleri karşılaştırılmıştır. Her yönetmelik

için ortak birer adet yapı elemanı (tali döşeme kirişi, x yönü çerçeve kirişi, y yönü çerçeve kirişi, kolon ve düşey deprem çaprazı) seçilerek, yönetmeliklerde verilen sınır durumlara göre kapasite hesapları yapılmıştır. Yapı elemanlarına ait iç kuvvetler, yani eğilme momentleri, eksenel (çekme, basınç) kuvvet ve kesme kuvveti belirlenmiş ve bu değerlere bağlı olarak yönetmeliklerin hesap yöntemleri karşılaştırılmıştır. Ayrıca, her yönetmelik için, eleman bazında hesaplanan kullanım / kapasite oranları kullanılarak, yönetmeliklerin birbirine göre avantaj ve dezavantaj durumları oransal olarak belirlenmiştir. İkinci bölümde ise, tez konusu örnek yapının taşıyıcı sistem elemanlarında (kolon, kiriş vb.) değişiklikler yapılarak optimum kesitler seçilmiş ve ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016), AISC 360-10 (AISC 2010) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmelikleri için en ekonomik tasarımların yapılması sağlanmıştır. Bu çalışma kapsamında yapılan analiz ve tasarımdan elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- TS EN1991-1-4 (TS 2004) ve ASCE07-10 (ASCE 2010) şartnameleri kıyaslandığında, TS EN1991-1-4 (TS 2004) şartnamesi ile bulunan birim alana etkiyen rüzgar basınç değerinin yaklaşık %26 daha büyük olduğu, ayrıca dış ve iç basınç katsayılarının etkisiyle yapıda oluşan yatay deplasmanların ise ortalama %45 daha büyük olduğu görülmüştür. Buna göre, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliklerine göre elde edilen kesitlerin ve metrajların, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre belirlenen ilgili değerlerden büyük olmalarının temel nedeni, rüzgar yüklerinin çok daha büyük olarak hesaplanmasıdır. Rüzgar yükleri, çelik yüksek çerçevelerin tasarımında en belirleyici yük bileşenidir.
- Tali döşeme kirişlerinin her iki ucu basit mesnetli olarak tanımlandığından, kiriş kesitinde oluşan en büyük eğilme momenti değerleri, ölü ve hareketli yük (düşey yükler) bileşenlerini içeren yük kombinasyonlarının etkisiyle ortaya çıkmaktadır. Düşey yükler ve yük kombinasyonları, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC360-10 (AISC 2010) yönetmeliklerinde özdeştir. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC360-10 (AISC 2010) yönetmeliklerinin eğilme momenti taşıma gücü formülleri de ortaktır. Ayrıca, her iki yönetmeliğin yapı elemanlarının boyutlandırılması için

öngördüğü hesap yöntemleri de aynı olduğundan, iki yönetmeliğe göre hesaplanan eleman eğilme momenti kapasiteleri aynı çıkmaktadır.

- ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC360-10 (AISC 2010) yönetmeliklerinde *1.2G+1.6Q* düşey yük kombinasyonu kullanılırken, Eurocode3 (CEN 2005) yönetmeliğinde *1.35G+1.5Q* kombinasyonu mevcuttur. Bu kombinasyon katsayılarına bağlı olarak, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC360-10 (AISC 2010) yönetmeliklerine göre hesaplanan maksimum moment (kullanım) değeri, Eurocode3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre hesaplanan maksimum moment değerinden küçüktür. Bu durum, özellikle düşey yük kombinasyonlarının daha büyük önem kazandığı tali kirişlerin hesap ve tasarımlarını etkilemektedir. Yani, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre tali kirişler daha güvenli tarafta kalacak şekilde tasarlanmaktadır.
- ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliklerinde, eğilme momenti dayanım katsayısı 0.9'dur. Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğinde ise, birinci ve ikinci sınıf kesitlerin en kesit direnci katsayısı, 1.0 olarak alınmaktadır. Bu duruma bağlı olarak, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre hesaplanan tali döşeme kirişi tasarım eğilme dayanımı, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC360-10 (AISC 2010) yönetmeliklerine göre hesaplanan ilgili değerden daha büyüktür.
- Çerçeve kirişlerinde ise en büyük eğilme momenti değerleri, rüzgar yükü içeren kombinasyonlardan kaynaklanmaktadır. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliği ile hesaplanan maksimum moment değeri, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliği ile hesaplanan değerden büyük olmaktadır. Bu durum, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliği için rüzgar yüklerinin TS EN 1991-1-4 (TS 2004) şartnamesine; AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliği için ise ASCE07-10 (ASCE 2010) standardına göre hesaplanmasından kaynaklanmaktadır. Bununla birlikte, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre belirlenen maksimum moment değeri, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre belirlenen ilgili değerden büyük olmaktadır. Bu durum, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliği yük kombinasyonlarında rüzgar yükü

katsayısının 1.6, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğinde ise 1.35 olmasından kaynaklanmaktadır.

- Çerçeve kirişi hesaplarında görüldüğü üzere, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre hesaplanan moment dayanım değeri, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre hesaplanan değere eşit, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre hesaplanan değerden ise büyük çıkmaktadır. Bu durum, ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) ve AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmelikleri ile hesaplanan yanal burkulmalı burulma sınır durumu değerlerinin, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliği ile hesaplanan yanal burkulmalı burulma sınır durumu değerinden büyük olması nedeniyle oluşmaktadır.
- Tüm yapısal sistemin metrajları kıyaslandığında, ÇYTYDE2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre yapılan tasarımda, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre 4% daha fazla, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre 1.2% daha az çelik kullanıldığı görülmektedir. Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliği ile yapılan tasarımda, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre 5.2% daha fazla çelik sarfiyatı olmaktadır.

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliği 16 bölümden oluşmaktadır. Yönetmeliği oluşturan bu bölümler incelendiğinde, malzeme özellikleri ve yük şartnameleri olarak, Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmelikleriyle benzer olduğu; yapısal tasarım prensipleri, yük kombinasyonları, eleman en kesit özellikleri, yapı elemanlarının tahkiklerinde kullanılan hesap yöntemleri ile birleşimler ve birleşim araçlarının hesaplanması gibi temel konularda da, AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğiyle özdeş olduğu görülmüştür. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğinin, Dünya çapında referans alınan yönetmeliklerle benzer sonuçlar verdiği ve güvenle kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

# KAYNAKLAR


Aydın M. R. ve Günaydın A., Çelik Yapılar Tasarım Kuralları ve Uygulama Örnekleri, Birsen Yayınevi (2017).

Ar E., ‘‘Çelik Yapıların Tasarım Metodları Ve Bunların Karşılaştırılması’’, Yüksek Lisans Tezi, İzmir, (2009).

AISC-360. Specification for Structural Steel Buildings – American Institute of Steel Structures , *American Institute of Steel Structures*, Chicago, (2010).

ASCE 7-05. *Minumum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, (2005).

ASCE 7-10. *Minumum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, (2010).

Bingöl C., ‘‘Ağır Sanayi Yapısının AISC 360-10 ve TS-648Yönetmeliklerine Göre Karşılaştırmalı Boyutlandırılması’’, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, (2014).

Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar, T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara, (2016).

Demir A., ‘‘Geniş Açıklıklı Ve Makas Kirişli Çelik Bir Alışveriş Merkezi Yapısının İlgili Türk Standartları İle Avrupa Standartları Uyarınca Ayrı Ayrı Boyutlandırılıp Karşılaştırılması’’, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, (2012)

EN 1991-1-3 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: General actions Snow loads, *Avrupa Standartları Komitesi* (2003).

EN 1991-1-4, Eurocode 1: Actions OnStructures - Part 1-4: General Actions - Wind Actions, CEN,(2004).

Eurocode 1, Actions on structures, *European Committee For Standardization,* Brussels (2002)

Eurocode 3, Design of steel structures, *European Committee For Standardization,* Brussels (2005).

Haberdar E. A., ‘‘Şed Tipi Çelik Çatıların Kar Yükü Değerlerinin TS-498, Eurocode 1-3 Ve ASCE 07-10 Kapsamında Analizi, Karşılaştırılması ve Değerlendirilmesi’’, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, (2015).

Fahjan, Y.M., ve Özdemir Z., “Gerçek Deprem Kayıtlarının Tasarım Spektrumlarına Uygun Olarak Zaman Ve Frekans Tanım Alanlarında Ölçekleme Yöntemlerinin Karşılaştırılması”, *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, (2007).

Fahjan, Y.M., “Türkiye Deprem Yönetmeliği Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi”, *İMOTeknik Dergi*, 4423-4444, (2008).

Fahjan, Y.M., Vatansever S. ve Özdemir Z., “Ölçeklenmiş Deprem Kayıtları ile Yapıların Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Dinamik Analizleri”, *ODTÜ Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, Ankara, (2011).

Fahjan, Y.M., ‘‘Türk Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2017) Tabanlı Tasarım Spektrumları’’, Seminer, (2017).

Özgül S., “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik - Eurocode 8 Ve Ts648 - Eurocode 3'ün Genel İlkeler Ve Hesap Metotları Açısından Karşılaştırılması” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, (2006).

Öz D., ‘‘Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Kuralları Doğrultusunda Çelik Yapıların Tasarımı’’, Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir, (2018).

Özlek C., ‘‘ASCE 7-10, Eurocode 1-4 Ve TS 498 Yönetmelikleri Kullanılarak Yapılara Etki Eden Rüzgar Yüklerinin Karşılaştırılması’’, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, (2015).

Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center. *PEER Strong Motion Database*, http://peer.berkeley.edu/smcat/, (2006).

Polat Ö.O., ‘‘ASCE 7-05, Eurocode 1-4 Ve TS 498 Yönetmelikleri Kullanılarak Yapılara Gelen Rüzgar Yüklerinin Karşılaştırılması’’, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, (2010).

SAP2000 Structural Software for Analysis and Design, Computers and Structures Inc.

Sönmezer Y. B., Akbaş S.O., Işık N.S., ‘‘Kırıkkale İli Yerleşim Alanı İçin En Büyük İvme, Zemin Büyütmesi ve Hakim Titreşim Periyodu Özelliklerinin Değerlendirilmesi’’, Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Der., Cilt 30, No 4, 711-721, Ankara, (2015).

Ülker M., ‘‘AISC 360-10 ve Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007)’ ne Göre Çelik Yapıların Tasarımı’’, Yüksek Lisans Tezi, Elazığ, (2014).

Üstündağ C., ‘‘Çelik Yapıların Tasarımı Bölüm 1-1: Genel kurallar ve bina kuralları’’, Ders Notları, İstanbul Teknik Üniversitesi

Yorgun C., Topkaya C. ve Vatansever C., , Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Esasları Yönetmeliği Eğitim Notları, (2017).

TBDY, Türkiye Binalar Deprem Yönetmeliği, T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara, (2018).

Türkiye Deprem Tehlike Haritası, T.C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetimi Deprem Dairesi Başkanlığı, *https:// tdth.afad.gov.tr,* (2018).

TS EN 1991-1-3,Yapılar Üzerindeki Etkiler - Bölüm 1-3: Genel Etkiler - Kar Yükleri (Eurocode 1), Türk Standartları Enstitüsü,Ankara, (2007).

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

TS 648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (1980).

**EK - 1**

# 1. TBDY 2018'e Göre Yapı Elemanlarının Enkesit Koşullarının Kontrol Edilmesi

## 1.1 Tali Döşeme Kirişleri

TBDY 2016 Bölüm 9.2.7 Tablo 9.3(devam)'e göre, süneklik düzeyi yüksek I kesitli elemanların başlıkları, Denklem (1.1)'de verilen sınır değeri şartını sağlamalıdır.

$$\frac{b}{t} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(1.1)}$$

Denklem (1.1)'de verilen, $b$ başlık genişliği, $t$ başlık kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

Tali döşeme kirişinin başlıkları, Denklem (1.1)'de verilen sınır değere göre kontrol edilmiştir:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{b}{t} = \frac{55}{9.2} = 5.97 \\ &0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30\sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.09 \end{aligned}\right\} \quad 5.97 < 8.09 \quad \surd \quad \textit{Kesit uygundur.}$$

TBDY 2016 Bölüm 9.2.7 Tablo 9.3'e göre, kiriş veya kolon olarak kullanılacak süneklik düzeyi yüksek I kesitli elemanların gövdeleri, $C_a \leq 0.125$ ise Denklem (1.2) ve $C_a > 0.125$ ise Denklem (1.3)' de verilen sınır değer şartını sağlamalıdır.

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1-0.93C_a\right) \tag{1.2}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.93-C_a\right) \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{1.3}$$

Denklem (1.2) ve Denklem (1.3)' de verilen, $h$ gövde yüksekliği, $t_w$ gövde kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi ve $C_a$ gerekli eksenel kuvvet dayanımının tasarım eksenel kuvvet dayanımına oranıdır.

Gerekli eksenel kuvvet dayanımının tasarım eksenel kuvvet dayanımına oranı Denklem (1.4) ile hesaplanacaktır. $\phi_c = 0.90\ \left(YDKT\right)$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c\left(F_y A\right)} \tag{1.4}$$

Denklem (1.4)' de verilen $P_u$ (YDKT) yük birleşimleri ile hesaplanan gerekli eksenel kuvvet dayanımı, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi ve $A$ Enkesit alanıdır.

IPE220 tali döşeme kirişinde $P_u$ = 0 olduğundan $C_a$= 0 dır. Kesitin gövde kontrolleri Denklem (1.2) ile yapılmıştır:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{h}{t_w}=\frac{220-2\times 9.2}{5.9}=34.16 \\ &2.45\times\sqrt{\frac{200000}{275}}\left(1-0.93\times 0\right)=66.07 \end{aligned}\right\} 34.16<66.07 \ \surd \ \textit{Kesit uygundur.}$$

## 1.2 x Doğrultusu Çerçeve Kirişleri

Çerçeve kirişinin başlıkları, Denklem (1.1)'de verilen sınır değere göre kontrol edilmiştir:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{b}{t}=\frac{67.5}{10.2}=6.61 \\ &0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.30\sqrt{\frac{200000}{235}}=8.75 \end{aligned}\right\} 6.61<8.75 \ \surd \ \textit{Kesit uygundur.}$$

IPE270 x doğrultusu kirişinde $P_u$ = 0 olduğundan $C_a$= 0 dır. Kesitin gövde kontrolleri Denklem (1.2) ile yapılmıştır:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{h}{t_w}=\frac{270-2\times 10.2}{6.6}=37.81 \\ &2.45\times\sqrt{\frac{200000}{235}}\left(1-0.93\times 0\right)=71.47 \end{aligned}\right\} 37.81<71.47 \ \surd \ \textit{Kesit uygundur.}$$

## 1.3 y Doğrultusu Çerçeve Kirişleri

Çerçeve kirişinin başlıkları, Denklem (1.1)'de verilen sınır değere göre kontrol edilmiştir:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{b}{t}=\frac{85}{12.7}=6.69 \\ &0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.30\sqrt{\frac{200000}{235}}=8.75 \end{aligned}\right\} \; 6.69<8.75 \quad \surd \quad \textit{Kesit uygundur.}$$

IPE360 y doğrultusu çerçeve kirişinde $P_u = 0$ olduğundan $C_a = 0$ dır. Kesitin gövde kontrolleri Denklem (1.2) ile yapılmıştır:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{h}{t_w}=\frac{360-2\times 12.7}{8}=41.82 \\ &2.45\times\sqrt{\frac{200000}{235}}\left(1-0.93\times 0\right)=71.47 \end{aligned}\right\} \; 41.82<71.47 \; \surd \; \textit{Kesit uygundur.}$$

## 1.4 Zemin Kat Kolonları

Kolon başlıkları, Denklem (1.1)'de verilen sınır değere göre kontrol edilmiştir:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{b}{t}=\frac{150}{21}=7.14 \\ &0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.30\sqrt{\frac{200000}{235}}=8.75 \end{aligned}\right\} \; 7.14<8.75 \quad \surd \quad \textit{Kesit uygundur.}$$

HE450 A zemin kat kolonunda tez konusu yönetmeliklere göre yapılan analizlerde farklı $P_u$ değerleri elde edilmiştir, her değer için ayrı ayrı kesit tahkiki yapılacak ve $C_a$ değerleri hesaplanacaktır.

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmeliğine göre $P_u$=1702.95 kN dur.

$$C_a = \frac{1702.95}{0.9 \times (235 \times 17800)} = 0.45 > 0.125$$

HE450 A kolonunun gövde kontrolleri Denklem (1.3) ile yapılmıştır:

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{t_w} = \dfrac{440 - 2 \times 21}{11.5} = 34.60 \\[2ex] 0.77\sqrt{\dfrac{200000}{235}}(2.93 - 0.45) = 55.70 \\[2ex] 1.49\sqrt{\dfrac{200000}{235}} = 43.46 \end{array}\right\} \begin{pmatrix} 34.60 < 55.70 \\ 43.46 < 55.70 \end{pmatrix} \sqrt{}\ \textit{Kesit uygundur.}$$

AISC 360-10 (AISC 2010) yönetmeliğine göre $P_u$=2204.97 kN dur.

$$C_a = \frac{2204.97}{0.9 \times (235 \times 17800)} = 0.58 > 0.125$$

HE450 A kolonunun gövde kontrolleri Denklem (1.3) ile yapılmıştır:

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{t_w} = \dfrac{440 - 2\times 21}{11.5} = 34.60 \\[2ex] 0.77\sqrt{\dfrac{200000}{235}}\left(2.93 - 0.53\right) = 53.91 \\[2ex] 1.49\sqrt{\dfrac{200000}{235}} = 43.46 \end{array}\right\} \quad \begin{pmatrix} 34.60 < 53.91 \\ 43.46 < 53.91 \end{pmatrix} \ \surd \ \textit{Kesit uygundur.}$$

Eurocode 3 (CEN 2005) yönetmeliğine göre $P_u$=2028.07 kN dur.

$$C_a = \frac{2028.07}{0.9\times\left(235\times 17800\right)} = 0.53 > 0.125$$

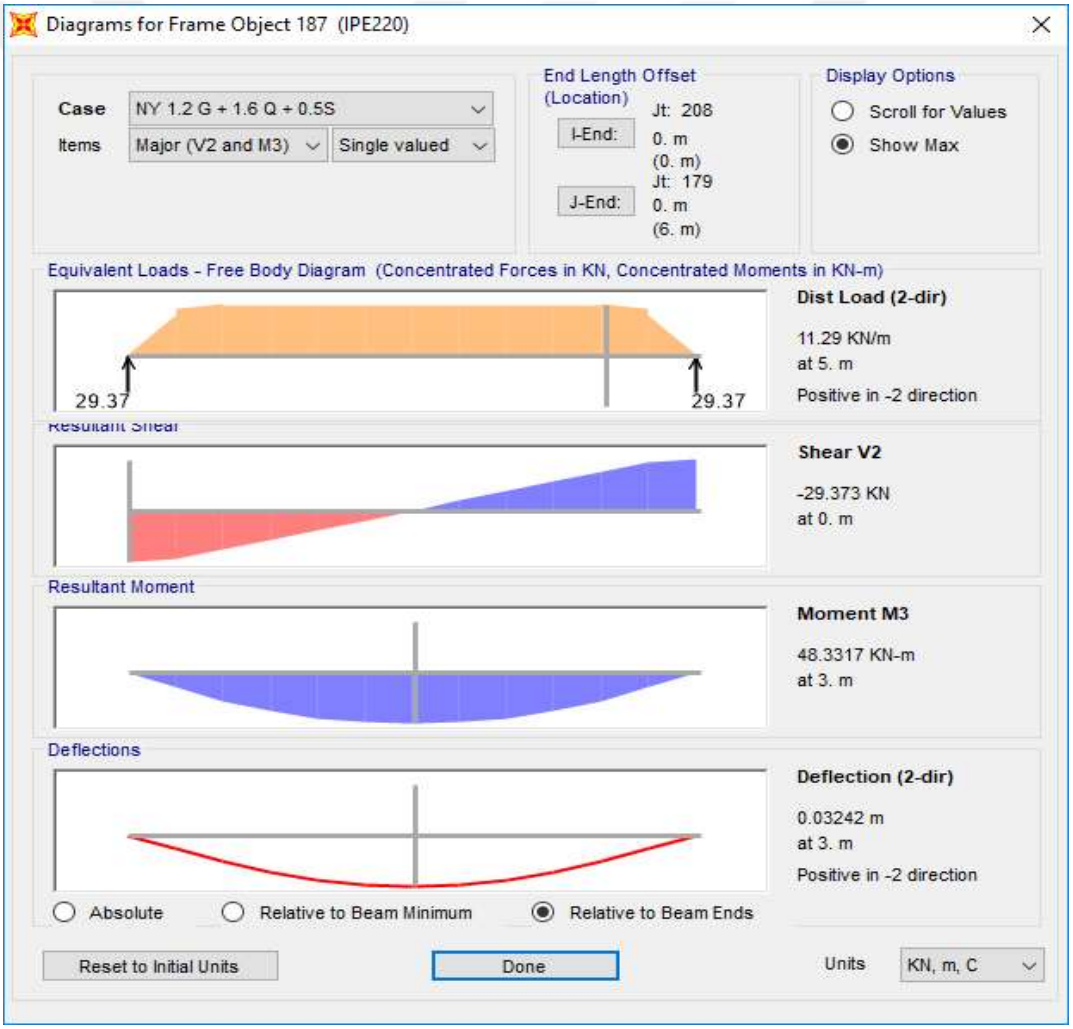
HE450 A kolonunun gövde kontrolleri Denklem (1.3) ile yapılmıştır:

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{t_w} = \dfrac{440 - 2\times 21}{11.5} = 34.60 \\[2ex] 0.77\sqrt{\dfrac{200000}{235}}\left(2.93 - 0.58\right) = 52.78 \\[2ex] 1.49\sqrt{\dfrac{200000}{235}} = 43.46 \end{array}\right\} \quad \begin{pmatrix} 34.60 < 52.78 \\ 43.46 < 52.78 \end{pmatrix} \ \surd \ \textit{Kesit uygundur.}$$

## 2. ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) (YDKT) Yönetmeliğine Göre Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

### 2.1 Tali Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, tali döşeme kirişi (187 numaralı kiriş) için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve deplasman değerleri Şekil 2.1'de gösterilmektedir.




**Şekil 2.1** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi Hesap Sonuçları

Kat döşemelerine etki eden sabit ve hareketli yükler, kirişlere doğrudan çizgisel yük olarak yüklenmemiştir. Tali döşeme kirişlerinin üzerinde kat döşemesi şeklinde çalışacak alan elemanlar tanımlanmış ve bu elemanlara yüklemeler alan yükü ( Yayılı yük ) olarak tanımlanmıştır. Kiriş üzerindeki yük dağılımları trapez şeklinde oluşmuştur.

*NY 1.2G+1.6Q+0.5S* yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri; $M_{maks}$=48.33 kN.m ve $V_{maks}$=29.37 kN olarak hesaplanmıştır.

Tali döşeme kirişi olarak seçilen IPE 220 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 220mm | $\mathbf{i_x}$ = | 91.1mm | $\mathbf{W_x}$ = | 252000mm$^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 110mm | $\mathbf{i_y}$ = | 24.8mm | $\mathbf{W_{px}}$ = | 285400mm$^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 5.9mm | $\mathbf{I_x}$ = | 27720000mm$^4$ | $\mathbf{W_y}$= | 37250mm$^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 9.2mm | $\mathbf{I_y}$ = | 2049000mm$^4$ | $\mathbf{C_w}$ = | 22670000000mm$^6$ |
| **r** = | 12mm | **A**= | 3337mm$^2$ | **J** = | 90700mm$^6$ |

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmelik Bölüm 5.4 uyarınca başlıkların kesit sınıfları Denklem(2.1) ile belirlenmiştir:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(2.1)}$$

Denklem(2.1)'de verilen, $b$ başlık genişliği, $t_f$ başlık kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

*Başlık için;*

$$b = \frac{b_f}{2} = \frac{110}{2} = 55mm$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{55}{9.2} = 5.98$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{275}} = 10.24 \text{ ise}$$

$5.98 \leq 10.24$ √ Kompakt başlık

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmelik Bölüm 5.4 uyarınca gövdenin kesit sınıfı Denklem(2.2) ile belirlenmiştir:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(2.2)}$$

Denklem(2.2)'de verilen, $h$ gövde yüksekliği, $t_w$ gövde kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$h = 220 - 2 \times 9.2 - 2 \times 12 = 177.6mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{177.6}{5.90} = 30.10$$

$$h / t_w \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.39$$

$30.10 \leq 101.39$ √ Kompakt gövde

***<u>Tali Kiriş Eğilme Momenti Kontrolleri:</u>***

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Bölüm 9.2 uyarınca, karakteristik eğilme momenti Denklem (2.3) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = M_p = F_y W_{px} \tag{2.3}$$

Denklem (2.3)'de verilen, $M_n$ karakteristik eğilme momenti dayanımı $M_P$ plastik eğilme momenti, $F_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi, $W_{px}$ x-ekseni etrafında plastik mukavemet momentidir.

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 28.54 \times 10^4 \times 275 = 78485000 Nmm = 78.485 \ kN.m$$

*<u>Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu Tahkiki:</u>*

$L_b \leq L_p$ ise bu sınır durumun göz önüne alınmasına gerek yoktur.

$L_p < L_b \leq L_r$ olması durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, $M$n, Denklem (2.4) ile hesaplanacaktır.

$$M_n = C_b \left[ M_p - \left( M_p - 0.7 F_y W_{ex} \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \tag{2.4}$$

Denklem (2.4)'de verilen, $C_b$ moment düzeltme katsayısı, $M_P$ plastik eğilme momenti, $F_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi, $W_{ex}$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momenti, $L_b$ basınç başlığında yanal yerdeğiştirmenin ve enkesit burulmasının önlendiği noktalararasındaki eleman uzunluğu (stabilite bağlantısı ile desteklenmeyen eleman uzunluğu), $L_p$ akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen uzunluk sınır değeri, $L_r$ Elastik olmayan yanal burulmalı burkulma için sınır uzunluğudur.

$L_b > L_r$ olması durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, $M$n, Denklem (2.5) ile hesaplanacaktır.

$$M_n = F_{cr} W_{ex} \leq M_p \tag{2.5}$$

Denklem (2.5)'de verilen, $M_n$ karakteristik eğilme momenti dayanımı $M_P$ plastik eğilme momenti, $F_{cr}$ yapısal çelik kritik gerilmesi, $W_{ex}$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momentidir.

$L_p$ ve $L_r$ sınır uzunlukları sırasıyla, Denklem (2.6) ve Denklem (2.7) ile; etkin atalet yarıçapı $i_{ts}$ Denklem (2.8) ile ve kritik gerilme $F_{cr}$ Denklem (2.9) ile hesaplanmaktadır.

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{2.6}$$

Denklem (2.6)'da verilen, $L_p$ akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen uzunluk sınır değeri, $i_y$ y-ekseni etrafında atalet yarıçapı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$L_r = 1.95 i_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{W_{ex} h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{W_{ex} h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \tag{2.7}$$

Denklem (2.7)'de verilen, $L_r$ elastik olmayan yanal burulmalı burkulma için sınır uzunluk, $i_{ts}$ etkin atalet yarıçapı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi, $J$ burulma sabiti, $c$ katsayısı (çift simetri eksenli I-enkesitlerde $c$ =1.0 alınır), $W_{ex}$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momenti, $h_0$ enkesit başlıklarının ağırlık merkezleri arasındaki uzaklıktır.

$$i_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{W_{ex}} \tag{2.8}$$

Denklem (2.8)'de verilen, $i_{ts}$ etkin atalet yarıçapı, $I_y$ y- ekseni etrafında atalet momenti, $C_w$ Çarpılma sabiti, $W_{ex}$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momentidir.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{i_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{W_{ex} h_0} \left(\frac{L_b}{i_{ts}}\right)^2} \tag{2.9}$$

Denklem (2.9)'da verilen,$F_{cr}$ Kritik gerilme, $C_b$ moment düzeltme katsayısı, $L_b$ Basınç başlığında yanal yerdeğiştirmenin ve enkesit burulmasının önlendiği noktalar arasındaki eleman uzunluğu $i_{ts}$ etkin atalet yarıçapı, $J$ burulma sabiti, $c$ katsayısı (çift simetri eksenli I-enkesitlerde $c$ =1.0 alınır), $W_{ex}$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momenti, $h_0$ enkesit başlıklarının ağırlık merkezleri arasındaki uzaklıktır.

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 24.8 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 1177.09 \ mm$$

$$i_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{W_{ex}}} = \sqrt{\frac{\sqrt{2049000 \times 22670000000}}{252000}} = 29.245$$

$$L_r = 1.95 i_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{W_{ex}h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{W_{ex}h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 1.95 \times 29.245 \times \frac{200000}{0.7 \times 275} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{90700 \times 1.0}{252000 \times 210.8} + \sqrt{\left(\frac{90700 \times 1.0}{252000 \times 210.8}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 275}{200000}\right)^2}} = 4077.821\ mm$$

* $\mathbf{L_b}$ = 400 mm

$\mathbf{L_r}$ = 4077.821 mm

$\mathbf{L_p}$ = 1177.09 mm

* Tali Kirişler üst başlıklarından her 400 mm de bir stud çivisi (kayma çivisi) ile betonarme döşemeye bağlı olduğundan $L_b$=400 mm olarak alınmıştır.

$L_b \leq L_p$ olduğundan yanal burulmalı burkulma sınır durumun göz önüne alınmasına gerek yoktur.

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 28.54 \times 10^4 \times 275 = 78485000 Nmm = 78.485\ kN.m$$

$$M_c = \phi M_n = 0.90 \times 78.485 = 70.63 kN.m$$

***70.63*** kN.m **>** ***48.33*** kN.m √ Kesit yeterlidir.

$M_{maks}$ / $M_c$ oranı = $\frac{48.33}{70.63} = 0.684$ olmaktadır. Şekil 2.1'de tali kirişe ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir, *1.2G+1.6Q+0.5S* yüklemesi için IPE220 kesitte, kullanım / kapasite oranı 0.692 olarak hesaplanmıştır. 0.684 ≅ 0.692 olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

***Tali Kiriş Kesme Kuvveti Kontrolleri:***

Gövde narinliği, Denklem (2.10) ile kontrol edilmiştir:

$$h / t_w \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(2.10)}$$

Denklem (2.10)'da verilen, $h$ gövde yüksekliği, $t_w$ gövde kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$h = 220 - 2\times 9.20 - 2\times 12 = 177.6 mm$

$t_w$= 5.9 mm

$$h / t_w = \frac{177.6}{5.9} = 30.10 \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{235}} = 65.34 \surd$$

Denklem (2.10) sınır şartın sağlandığı için, $C_{v1}$=1.0 ve $\phi_v = 1.0$ olarak alınmıştır; ayrıca kiriş gövdesine ara rijitlik levhası kullanmaya gerek yoktur.

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Bölüm 10 uyarınca, Karakteristik kesme kuvveti dayanımı Denklem (2.11) ile hesaplanmıştır:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \qquad \textbf{(2.11)}$$

Denklem (2.11)'de verilen, $V_n$ karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi, $A_w$ gövde alanı, $C_{v1}$ gövde kesme kuvveti dayanım katsayısıdır.

$$A_w = d \times t_w = 220 \times 5.9 = 1298 mm^2$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} = 0.6 \times 275 \times 10^{-3} \times 1298 \times 1.0 = 214.170 \ kN$$

$$V_r = \phi_v V_n = 214.170 \times 1.0 = 214.170 \ kN$$

$V_r$= 214.170 kN > $V_{maks}$=29.37 kN √ Uygundur.

***<u>Deplasman hesapları:</u>***

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Bölüm 15.2' ye göre, düşey deplasman kontrollerinin *G+0.5Q* yüklemesi için $\frac{l}{300}$ sınır değerine göre yapılmıştır:

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{EI}$$

q = 5.95 kN/m

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{5.95 \times 6000^4}{200000 \times 27720000} = 18.11 \ mm$$

$$\frac{L}{300} = \frac{6000}{300} = 20 \ mm$$

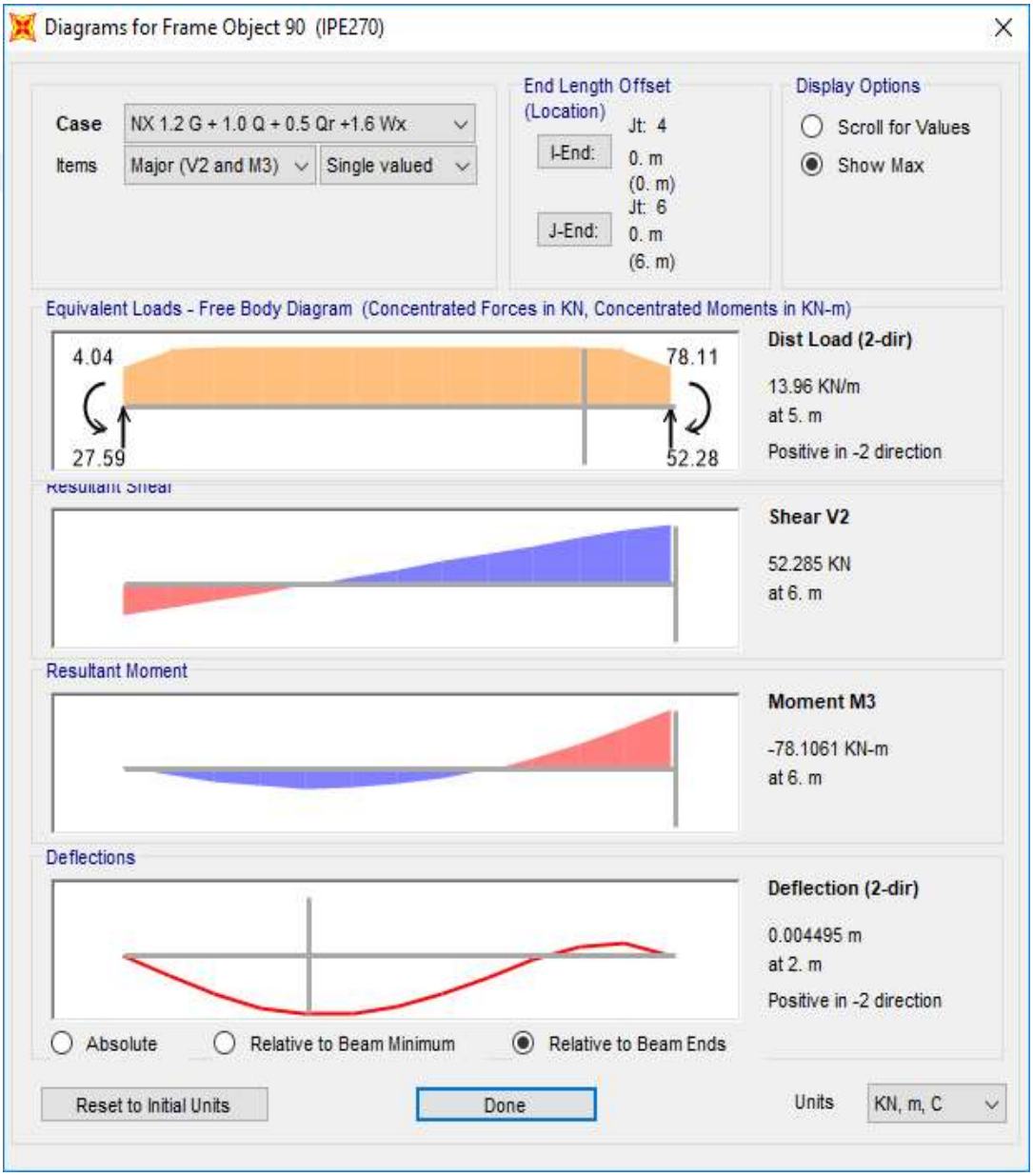
**20** mm>**18.11** mm √ Düşey deplasman uygundur.

```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 187        X Mid: 9.000      Combo: NY 1.2 G + 1.6 Q Design Type: Beam
 Length: 6.000      Y Mid: 2.500      Shape: IPE220           Frame Type: SCBF
 Loc   : 3.000      Z Mid: 3.500      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD    Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950    2nd Order: General 2nd Order        Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.000   AlphaPr/Pe=0.000  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900         PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900         PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.003            I33=2.772E-05     r33=0.091         S33=2.520E-04     Av3=0.002
 J=0.000            I22=2.050E-06     r22=0.025         S22=3.727E-05     Av2=0.001
 E=200000000.0      fy=275000.000     Ry=1.100          z33=2.850E-04     Cw=0.000
 RLLF=1.000         Fu=430000.000                       z22=5.810E-05


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NY 1.2 G + 1.6 Q + 0.5S)
Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
3.000             0.000      48.332      -0.097       0.000       0.000   6.793E-05

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1b)
     D/C Ratio:   0.692 = 0.000 + 0.685 + 0.007
                        = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1b)
Factor                L          K1          K2          B1          B2          Cm
Major Bending     1.000       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000
Minor Bending     0.100       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000

                        Lltb        Kltb          Cb
     LTB               0.100       1.000       1.004

                         Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                      Force    Capacity    Capacity
     Axial            0.000     641.910     826.650

                         Mu      phi*Mn      phi*Mn
                     Moment    Capacity     No LTB
     Major Moment    48.332      70.538      70.538
     Minor Moment    -0.097      14.380

 SHEAR CHECK
                         Vu      phi*Vn      Stress      Status
                      Force    Capacity       Ratio       Check
     Major Shear      0.000     214.170       0.000          OK
     Minor Shear      0.000     300.564       0.000          OK

 CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                     VMajor      VMajor
                       Left       Right
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
```

**Şekil 2.2** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Tali Kiriş SAP2000 Hesap Sonuçları

### 2.1.1 X Doğrultusu Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, x yönü çerçeve kirişi ( 90 numaralı kiriş) için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve deplasman değerleri Şekil 2.3'de gösterilmektedir.




**Şekil 2.3** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları

$1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri; $M_{maks}=78.10$ kN.m ve $V_{maks}=52.28$ kN olarak hesaplanmıştır.

Çerçeve kirişi olarak seçilen IPE 270 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d =** | 270mm | $\mathbf{i_x}$ = | 112.3mm | $\mathbf{W_x}$ = | 428900mm$^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 135mm | $\mathbf{i_y}$ = | 30.2mm | $\mathbf{W_{px}}$ = | 484000mm$^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 6.6mm | $\mathbf{I_x}$ = | 57900000mm$^4$ | $\mathbf{W_y}$= | 62200mm$^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 10.2mm | $\mathbf{I_y}$ = | 4199000mm$^4$ | $\mathbf{C_w}$ = | 70.58x10$^9$ mm$^6$ |
| **r =** | 15mm | **A=** | 4595mm$^2$ | **J =** | 159400mm$^6$ |

IPE 270 çerçeve kirişi başlıklarının kesit sınıfları Denklem (2.1) ile belirlenmiştir:

$$b=\frac{b_f}{2}=\frac{135}{2}=67.5mm$$

$$\frac{b}{t_f}=\frac{67.5}{10.2}=6.62$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.38\sqrt{\frac{200000}{235}}=11.08 \text{ ise}$$

$6.62 \leq 11.08$ √ Kompakt başlık

IPE 270 çerçeve kirişi gövde kesit sınıfı Denklem (2.2) ile belirlenmiştir

$$h = 220 - 2\times 10.2 - 2\times 15 = 219.6\ mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27$$

$$h / t_w \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{235}} = 109.69$$

$33.27 \leq 109.69$ √ Kompakt gövde

***<u>Çerçeve Kiriş Eğilme Momenti Kontrollari:</u>***

IPE 270 çerçeve kirişi karakteristik eğilme momenti dayanımı Denklem (2.3) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 484000\times 235 = 113740000 Nmm = 113.74 kNm$$

*<u>Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu Tahkiki:</u>*

Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk, Denklem (2.6) ile hesaplanmıştır:

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\times 30.2\times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 1550.60\ mm$$

Etkin atalet yarıçapı, Denklem (2.8) ile hesaplanmıştır:

$$i_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{W_{ex}}} = \sqrt{\frac{\sqrt{4199000 \times 70580000000}}{428900}} = 35.627$$

Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluğu, Denklem (2.7) ile hesaplanmıştır:

$$L_r = 1.95 i_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{W_{ex}h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{W_{ex}h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 1.95 \times 35.627 \times \frac{200000}{0.7 \times 235} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{159400 \times 1.0}{428900 \times 259.8} + \sqrt{\left(\frac{159400 \times 1.0}{428900 \times 259.8}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 235}{200000}\right)^2}} = 5344.294mm$$

**$L_b$ =** 6000 mm

**$L_r$ =** 5344.29 mm

**$L_p$ =** 1550.60 mm

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmelik Bölüm 9.1 uyarınca, moment düzeltme katsayısı Denklem (2.12) ile hesaplanmıştır:

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad \textbf{(2.12)}$$

Denklem (2.12)'da verilen, $C_b$ moment düzeltme katsayısı, $M_{maks}$ yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar arasındaki kiriş uzunluğu boyunca en büyük eğilme momentinin mutlak değeri, $M_A$ yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar arasındaki kiriş uzunluğunun1/4 noktasındaki eğilme momentinin mutlak değeri, $M_B$ yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar

arasındaki kiriş uzunluğunun 1/2 noktasındaki eğilme momentinin mutlak değeri $M_C$ yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar arasındaki kiriş uzunluğunun 3/4 noktasındaki eğilme momentinin mutlak değeridir.

$M_A =$ 23.67 kNm $M_C =$ 13.35kNm

$M_B =$ 20.67 kNm $M_{maks} =$ 78.10kNm

$$C_b = \frac{12.5 \times 78.10}{2.5 \times 78.10 + 3 \times 23.67 + 4 \times 20.67 + 3 \times 13.35} = 2.509$$

Kritik gerilme, Denklem (2.9) ile hesaplanmıştır:

$$F_{cr} = \frac{2.509 \times \pi^2 \times 200000}{\left(\frac{6000}{35.62}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{159400 \times 1.0}{428900 \times 259.8} \times \left(\frac{6000}{35.62}\right)^2} = 356.08\,kN$$

Karakteristik eğilme momenti dayanımı, Denklem (2.5) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = F_{cr} W_{ex} = 356.08 \times 428900 = 152.72\,kN.m \quad > \quad M_n = 113.74\,kN.m$$

$$M_c = \phi_b M_n = 0.9 \times 113.35 = 102.01\,kN.m$$

*102.01* kN.m > *78.10* kN.m√ Kesit yeterlidir.

$M_{maks}$ / $M_c$ oranı = $\frac{78.10}{102.01} = 0.765$ olmaktadır. Şekil 2.4'de x yönü çerçeve kirişine ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir, *1.2G+1.0Q+0.5*$Q_r$*+1.6*$W_x$ yüklemesi için IPE270 kesitte, kullanım / kapasite oranı

0.763 olarak hesaplanmıştır. 0.765 ≅ 0.763 olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın değerler verdiği görülmüştür.

***Kiriş Kesme Kuvveti Kontrolleri:***

Gövde narinliği, Denklem (2.10) ile kontrol edilmiştir:

$$h = 270 - 2\times 10.20 - 2\times 15 = 219.6 mm$$

$t_w$= 6.6 mm

$$A_w = d\times t_w = 270\times 6.6 = 1782\ mm^2$$

$$h / t_w = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{235}} = 65.34\ \surd$$

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı Denklem (2.11) ile hesaplanmıştır:

$$V_n = 0.6F_yA_wC_{v1} = 0.6\times 235\times 10^{-3}\times 1782\times 1.0 = 251.26\ kN$$

$$V_r = \phi_v V_n = 1.0\times 251.26 = 251.26\ kN$$

$V_r$= **251.26**kN > $V_{maks}$=**52.28**kN √ Uygundur.

***Deplasman hesapları:***

$$\delta = \frac{1}{384}\times\frac{ql^4}{EI}$$

q = 11.07 kN/m

$$\delta = \frac{1}{384}\times\frac{11.07\times 6000^4}{200000\times 57900000} = 3.22mm$$

$$\frac{L}{300} = \frac{6000}{300} = 20\ mm$$

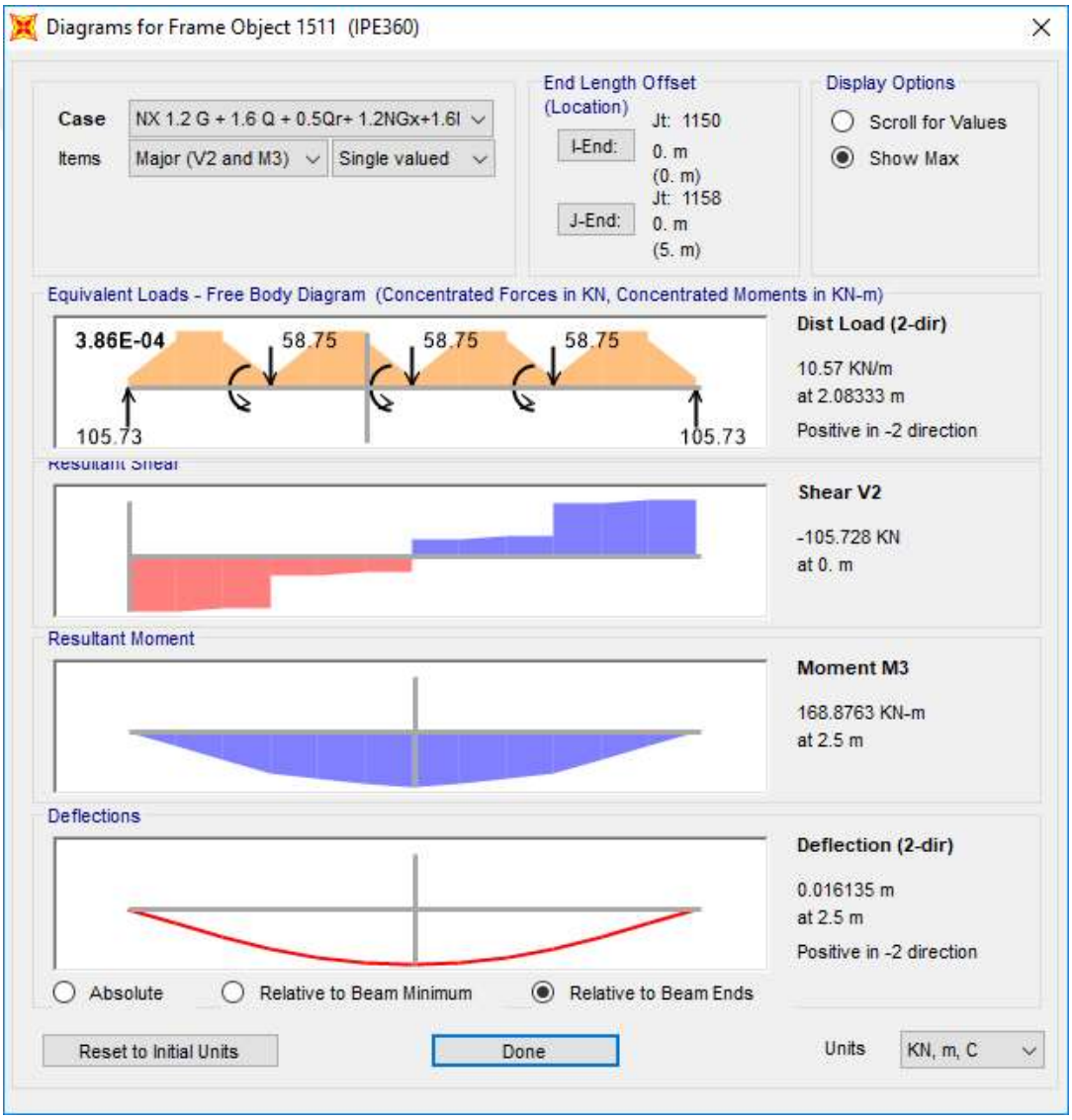
**20 mm**>**3.22 mm**√ Düşey deplasman uygundur.

```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 90        X Mid: 9.000      Combo: NX 1.2 G + 1.0 Q Design Type: Beam
 Length: 6.000     Y Mid: 0.000      Shape: IPE270           Frame Type: SCBF
 Loc   : 6.000     Z Mid: 3.500      Class: Compact       Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD   Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950   2nd Order: General 2nd Order    Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=7E-05  AlphaPr/Pe=0.000  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900        PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900        PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.005           I33=5.790E-05     r33=0.112         S33=4.289E-04     Av3=0.002
 J=0.000           I22=4.200E-06     r22=0.030         S22=6.222E-05     Av2=0.002
 E=200000000.0     fy=235000.000     Ry=1.100          z33=4.840E-04     Cw=0.000
 RLLF=1.000        Fu=360000.000                       z22=9.700E-05


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NX 1.2 G + 1.0 Q + 0.5 Qr +1.6 Wx)
     Location              Pu        Mu33       Mu22       Vu2       Vu3          Tu
     6.000             -0.080     -78.106      0.000     52.285     0.000       0.000

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1b)
     D/C Ratio:   0.763 = 0.000 + 0.763 + 0.000
                        = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1b)
     Factor                L          K1         K2         B1         B2          Cm
     Major Bending     1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       1.000
     Minor Bending     1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       1.000

                        Lltb        Kltb         Cb
     LTB               1.000       1.000      2.509

                          Pu     phi*Pnc    phi*Pnt
                       Force    Capacity   Capacity
     Axial            -0.080     181.769    970.785

                          Mu     phi*Mn     phi*Mn
                      Moment    Capacity    No LTB
     Major Moment    -78.106     102.366    102.366
     Minor Moment      0.000      20.516

 SHEAR CHECK
                          Vu     phi*Vn     Stress     Status
                       Force    Capacity      Ratio      Check
     Major Shear       52.285     251.262      0.208         OK
     Minor Shear        0.000     349.483      0.000         OK

 CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                      VMajor     VMajor
                        Left      Right
     Major (V2)        49.789     52.285
```

**Şekil 2.4** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi SAP2000 Hesap Sonuçları

### 2.1.2 y Doğrultusu Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

SAP 2000 programında yapılan hesaplar sonucu, y doğrultusu çerçeve kirişi ( 1511 numaralı kiriş) için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve sehim değerleri Şekil 2.5'de gösterilmektedir.




**Şekil 2.5** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Kesit Tesirleri

$1.2G+1.6Q+0.5Q_r+1.2NGx+1.6NQx+0.5NQRx$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri; $M_{maks}=168.87$ kN.m ve $V_{maks}=105.72$ kN olarak hesaplanmıştır.

y doğrultusu çerçeve kirişi olarak seçilen, IPE 360 profile ait teknik özellikler aşağıda gösterilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d =** | 360mm | $\mathbf{i_x}$= | 149.5mm | $\mathbf{W_x}$= | 90360 $mm^3$ |
| $\mathbf{b_f}$= | 170mm | $\mathbf{i_y}$= | 37.9mm | $\mathbf{W_{px}}$= | 1019000$mm^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 8mm | $\mathbf{I_x}$= | 162.7x$10^6$$mm^4$ | $\mathbf{W_y}$= | 122800$mm^3$ |
| $\mathbf{t_f}$= | 12.7mm | $\mathbf{I_y}$= | 104.3 x$10^5$$mm^4$ | $\mathbf{C_w}$ = | 3.136x$10^{11}$$mm^6$ |
| **r =** | 18mm | **A=** | 727 $mm^2$ | **J =** | 373200$mm^6$ |

IPE 360 çerçeve kirişi başlıklarının kesit sınıfları Denklem (2.1) ile belirlenmiştir:

$$b=\frac{b_f}{2}=\frac{170}{2}=85mm$$

$$\frac{b}{t_f}=\frac{85}{12.7}=6.69$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.38\sqrt{\frac{200000}{235}}=11.08 \text{ ise}$$

$6.69 \leq 11.08$ √ Kompakt başlık

IPE 360 çerçeve kirişi gövde kesit sınıfı Denklem (2.2) ile belirlenmiştir:

$$h = 360 - 2 \times 12.7 - 2 \times 18 = 298.6 \ mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.33$$

$$h / t_w \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{235}} = 109.69$$

$37.33 \leq 109.69 \surd$ Kompakt gövde

***<u>Eğilme Momenti Kontrolları:</u>***

IPE 360 çerçeve kirişi karakteristik eğilme momenti dayanımı Denklem (2.3) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 1019000 \times 235 = 239465000 N.mm = 239.465 \ kN.m$$

*<u>Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu Tahkiki:</u>*

Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk Denklem (2.6) ile hesaplanmıştır:

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 37.9 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 1945.95 \ mm$$

Etkin atalet yarıçapı Denklem (2.8) ile hesaplanmıştır:

$$i_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{W_{ex}}} = \sqrt{\frac{\sqrt{10430000 \times 3.136 \times 10^{11}}}{903600}} = 44.738$$

Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluğu, Denklem (2.7) ile hesaplanmıştır:

$$L_r = 1.95 i_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{W_{ex}h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{W_{ex}h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 1.95 \times 44.738 \times \frac{200000}{0.7 \times 235} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{373200 \times 1.0}{903600 \times 347.3} + \sqrt{\left(\frac{373200 \times 1.0}{903600 \times 347.3}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 235}{200000}\right)^2}} = 6395.812 mm$$

* **$L_b$ =** 1250 mm

**$L_r$ =** 6395.81 mm

**$L_p$ =** 1945.956 mm

* 1250 mm $\left(\frac{l}{4} = \frac{5000}{4} = 1250 mm\right)$ aralıklarla teşkil edilen tali döşeme kirişleri, y yönü çerçeve kirişlerinin yanal yerdeğiştirmesini engellenmiş olduğundan, $L_b$=1250 mm olarak alınmıştır.

$L_b \leq L_p$ olduğundan, yanal burulmalı burkulma sınır durumunun göz önüne alınmasına gerek yoktur.

$$M_c = \phi_b M_n = 0.9 \times 239.46 = 215.51 kNm$$

*215.51* kN.m > *168.87*kN.m√ Kesit yeterlidir.

$M_{maks}$ / $M_c$ oranı = $\frac{168.87}{215.51}$ = 0.783 olmaktadır. Şekil 2.7'de y yönü çerçeve kirişine ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir, *1.2G+1.6Q+0.5Q$_r$+1.2NGx+1.6NQx+0.5NQRx* yüklemesi için IPE360 kesitte, kullanım / kapasite oranı 0.784 olarak hesaplanmıştır. 0.783 ≅ 0.784 olduğundan bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın değerler verdiği görülmektedir.

***<u>Kesme Kuvveti Kontrolleri:</u>***

Gövde narinliği, Denklem (2.10) ile kontrol edilmiştir:

$$h = 360 - 2\times 12.70 - 2\times 18 = 298.6 mm$$

$t_w$= 6.6 mm

$$A_w = d\times t_w = 360\times 8 = 2880 mm^2$$

$$h / t_w = \frac{298.6}{8} = 37.33 \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{235}} = 65.34 \quad \surd$$

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı Denklem (2.11) ile hesaplanmıştır:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} = 0.6\times 235\times 10^{-3}\times 2880\times 1.0 = 406.080 \ kN$$

$$V_r = \phi_v V_n = 1.0\times 406.080 = 406.080 kN$$

$V_r$= 406.080 kN > $V_{maks}$=105.72 kN √ Uygundur.

***Deplasman hesapları:***

Düşey deplasman kontrollerinin, *G+0.5Q* yüklemesi için $\frac{l}{300}$ sınır değerine göre yapılmıştır:

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16.66\ mm$$

16.66 mm > 8.67 mm √ Düşey deplasman uygundur.

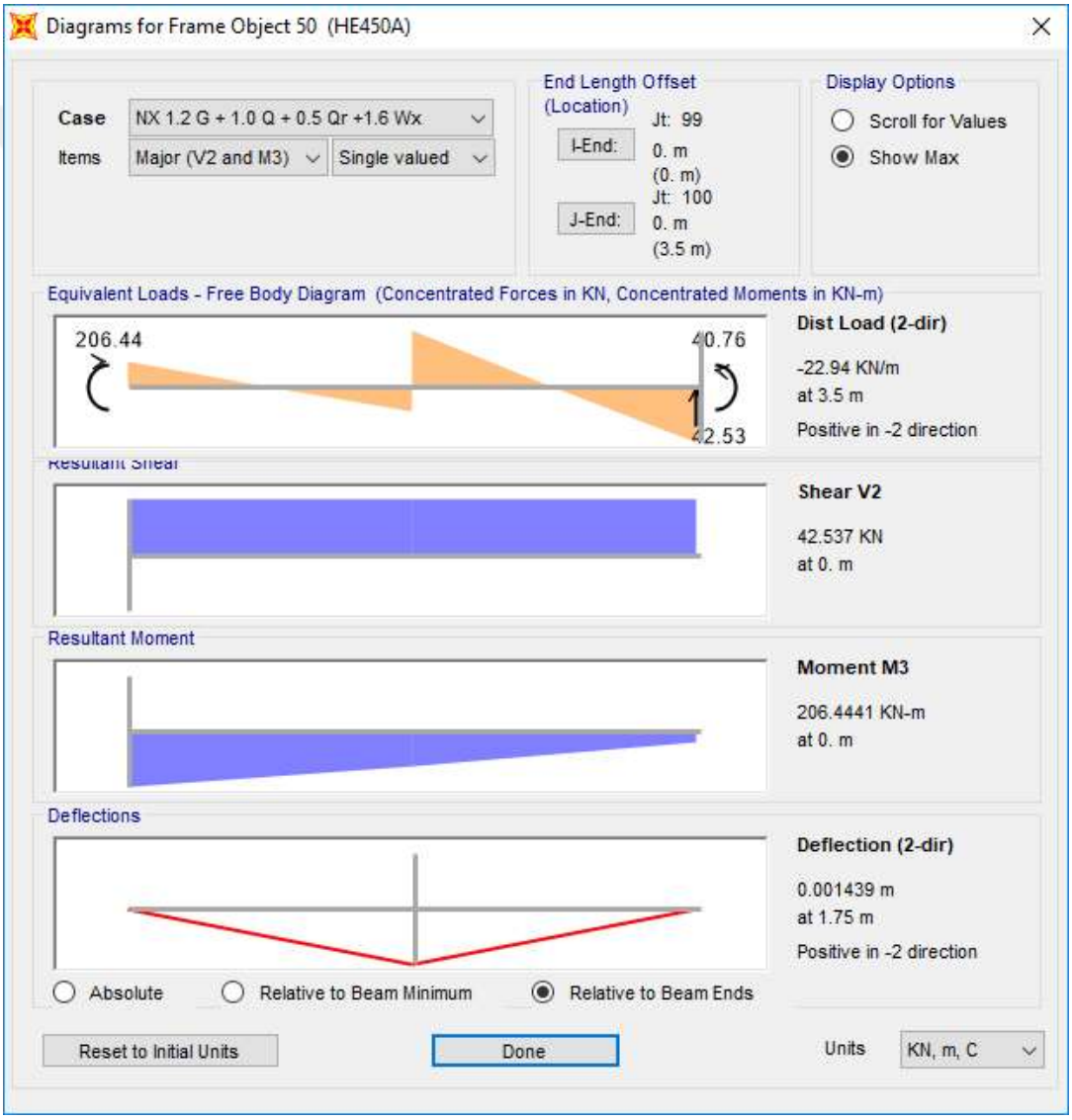
**Şekil 2.6** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine *G+0.5Q* Yüklemesi İçin Deplasman Hesapları

```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 187        X Mid: 9.000      Combo: NY 1.2 G + 1.6 Q Design Type: Beam
 Length: 6.000      Y Mid: 2.500      Shape: IPE220           Frame Type: SCBF
 Loc   : 3.000      Z Mid: 3.500      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD    Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950    2nd Order: General 2nd Order        Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.000   AlphaPr/Pe=0.000  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900         PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900         PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.003            I33=2.772E-05     r33=0.091         S33=2.520E-04     Av3=0.002
 J=0.000            I22=2.050E-06     r22=0.025         S22=3.727E-05     Av2=0.001
 E=200000000.0      fy=275000.000     Ry=1.100          z33=2.850E-04     Cw=0.000
 RLLF=1.000         Fu=430000.000                       z22=5.810E-05


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NY 1.2 G + 1.6 Q + 0.5S)
Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
3.000             0.000      48.332      -0.097       0.000       0.000   6.793E-05

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1b)
     D/C Ratio:   0.692 = 0.000 + 0.685 + 0.007
                        = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1b)
Factor                L          K1          K2          B1          B2          Cm
Major Bending     1.000       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000
Minor Bending     0.100       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000

                        Lltb        Kltb          Cb
     LTB               0.100       1.000       1.004

                          Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                       Force    Capacity    Capacity
     Axial             0.000     641.910     826.650

                          Mu      phi*Mn      phi*Mn
                      Moment    Capacity     No LTB
     Major Moment     48.332      70.538      70.538
     Minor Moment     -0.097      14.380

 SHEAR CHECK
                          Vu      phi*Vn      Stress      Status
                       Force    Capacity       Ratio       Check
     Major Shear       0.000     214.170       0.000          OK
     Minor Shear       0.000     300.564       0.000          OK

 CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                      VMajor      VMajor
                        Left       Right
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
```

**Şekil 2.7** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi SAP2000 Hesap Sonuçları

### 2.1.3 Kolonların Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, kolon profili ( 51 numaralı kolon ) için elde edilen, eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri Şekil 2.8'de gösterilmektedir.




**Şekil 2.8** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Kolon Profili Hesap Sonuçları

$1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.2NGx+1.6W_x$ yüklemesi sonucu kesit oluşan moment, kesme kuvveti ve eksenel yük değerleri sırasıyla; $M_{maks}=206.44$ kN.m, $V_{maks}=42.53$ kN ve $P_{maks}=1702.95$ kN olarak hesaplanmıştır.

Kolon olarak seçilen, HE450A profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 440 mm | $\mathbf{i_x}$ = | 189.2mm | $\mathbf{W_x}$= | 2896000mm$^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 300mm | $\mathbf{i_y}$ = | 72.9 mm | $\mathbf{W_x}$= | 631000mm$^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 11.5mm | $\mathbf{I_x}$ = | 6372 x10$^5$ mm$^4$ | $\mathbf{W_{px}}$= | 3216000mm$^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 21mm | $\mathbf{I_y}$ = | 946.5 x10$^5$ mm$^4$ | $\mathbf{W_{py}}$= | 965500 mm$^3$ |
| **r** = | 27mm | **A**= | 17800 mm$^2$ | $\mathbf{C_w}$ = | 4.148x10$^{12}$mm$^6$ |
| | | | | **J** = | 2438000mm$^6$ |

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmelik Bölüm 5.4 uyarınca başlıkların kesit sınıfları Denklem(2.13) ile belirlenmiştir:

$$b / t_f \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(2.13)}$$

Denklem(2.13)'de verilen, $b$ başlık genişliği, $t_f$ başlık kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150mm$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{21} = 7.14$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{200000}{235}} = 16.33 \text{ ise}$$

$7.14 \leq 16.33$ √ Kompakt başlık

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) yönetmelik Bölüm 5.4 uyarınca gövde kesit sınıfı Denklem(2.14) ile belirlenmiştir:

$$h / t_w \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{2.14}$$

Denklem(2.14)'de verilen, $h$ gövde yüksekliği, $t_w$ gövde kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$h = 440 - 2 \times 21 - 2 \times 27 = 344\, mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29.91$$

$$h / t_w \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{200000}{235}} = 43.46$$

$29.91 \leq 43.46$ √ Kompakt gövde

***Basınç Kuvveti Dayanım Hesabı:***

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Bölüm 8 uyarınca, karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı Denklem (2.15) ile hesaplanmıştır:

Karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı, $P_n$, eksenel basınç etkisindeki elemanın enkesit asal eksenlerinden herhangi biri etrafında *eğilmeli burkulma*, *burulmalı burkulma* ve/veya *eğilmeli burulmalı burkulma sınır durumlarına* göre hesaplanacak dayanımların en küçüğü olarak alınacaktır.

$\phi_c = 0.9$ (YDKT için)

$$P_n = F_{cr} A_g \tag{2.15}$$

Denklem (2.15)'de verilen, $P_n$ karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı, $F_{cr}$ kritik burkulma gerilmesi, $A_g$ kayıpsız enkesit alanıdır.

Kritik burkulma gerilmesi $F_{cr}$, Denklem (2.16) veya Denklem (2.17) ile belirlenecektir.

$$\frac{L_c}{i} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Veya} \quad \frac{F_y}{F_e} \le 2.25 \qquad F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \tag{2.16}$$

$$\frac{L_c}{i} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Veya} \quad \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \qquad F_{cr} = 0.877 F_e \tag{2.17}$$

Denklem (2.16) ve Denklem (2.17)'de verilen, $L_c$ burkulma boyu, $i$ atalet yarı çapı, $F_e$ elastik burkulma gerilmesi, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_{cr}$ kritik burkulma gerilmesi, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

*Eğilmeli Burkulma Sınır Durumu:*

Bu sınır durum, enkesit özelliklerine bakılmaksızın, tüm basınç elemanlarında kontrol edilecektir. Eğilmeli burkulma sınır durumu için elastik burkulma gerilmesi Denklem (2.18) ile hesaplanmıştır:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{i}\right)^2} \tag{2.18}$$

Denklem (2.18)'de verilen, $L_c$ burkulma boyu, $i$ atalet yarı çapı, $F_e$ elastik burkulma gerilmesi, $E$ yapı çeliği elastisite modülüdür.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{\left(\frac{3500 \times 1.0}{72.9}\right)^2} = 855.47$$

*Burulmalı ve Eğilmeli-Burulmalı Burkulma Sınır Durumu:*

Burulmalı ve eğilmeli-burulmalı burkulma sınır durumu için elastik burkulma gerilmesi Denklem (2.19) ile hesaplanmıştır:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{\left(L_{cz}\right)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \tag{2.19}$$

Denklem (2.19)'da verilen, $F_e$ elastik burkulma gerilmesi, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $C_w$ çarpılma sabiti, $G$ yapısal çelik kayma modülü, $J$ burulma sabiti, $L_{cz}$ z-ekseni (boyuna eksen) etrafında burkulma durumunda burkulma boyu, $I_x$ x asal ekseni etrafındaki atalet momenti, $I_y$ y asal ekseni etrafındaki atalet momentidir.

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 \times 200000 \times 4.148 \times 10^{12}}{3500^2} + 77200 \times 2438000 \right] \times \frac{1}{6372 \times 10^5 + 946.5 \times 10^5}$$

$$F_e = 1169.543 \ N/mm^2$$

1169.54 > 855.47 olduğundan, $F_e$= 855.47 Mpa olarak alınacaktır.

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{235}{855.47} = 0.274$$

0.274 ≤ 2.25 olduğundan, kritik gerilme Denklem (2.16) ile hesaplanmıştır:

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[ 0.658^{\frac{235}{855.47}} \right] \times 235 = 209.47 \, Mpa$$

$$A_e = A_g = 17800 mm^2$$

Tasarım basınç kuvveti dayanımı:

$$P_c = \phi F_{cr} A_g = 0.9 \times 209.47 \times 17800 = 3355803.47 N$$

3355.80 kN > 1702.95 kN √ uygundur.

***Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı:***

Tez konusu yapının taşıyıcı sistemi, x yönünde moment aktaran çerçeve olarak tasarlanmış olduğundan, kolonların sadece x ekseni moment taşıma kapasitesi hesaplanacaktır.

HE450 A kolon başlıklarının kesit sınıfları Denklem (2.1) ile belirlenmiştir:

$$b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150mm$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{21} = 7.14$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{235}} = 11.08$$

$7.14 \leq 11.08$ √ Kompakt başlık

HE450 A kolon gövde kesit sınıfı Denklem (2.2) ile belirlenmiştir:

$$h = 440 - 2 \times 21 - 2 \times 27 = 344\,mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29.91$$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{235}} = 109.69$$

$29.91 \leq 109.69$ √ Kompakt gövde

HE450 A kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımı Denklem (2.3) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 32.16 \times 10^5 \times 235 = 755760000 N.mm = 755.76 kN.m$$

*Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu Tahkiki:*

Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk Denklem (2.6) ile hesaplanmıştır:

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 72.9 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 3743.012 \ mm$$

Etkin atalet yarıçapı Denklem (2.8) ile hesaplanmıştır:

$$i_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{W_{ex}}} = \sqrt{\frac{\sqrt{94650000 \times 4.148 \times 10^{12}}}{2896000}} = 82.716$$

Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluğu, Denklem (2.7) ile hesaplanmıştır:

$$L_r = 1.95 i_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{W_{ex} h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{W_{ex} h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 1.95 \times 82.716 \times \frac{200000}{0.7 \times 235} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2438000 \times 1.0}{2896000 \times 419} + \sqrt{\left(\frac{2438000 \times 1.0}{2896000 \times 419}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 235}{200000}\right)^2}} = 13788.13 mm$$

$\mathbf{L_b} =$ 3500 mm

$\mathbf{L_r} =$ 13788.13 mm

$\mathbf{L_p} =$ 3743.012 mm

$L_b \leq L_p$ olduğundan yanal burulmalı burkulma sınır durumu göz önüne alınmasına gerek yoktur.

HE450 A kolonunun karakteristik eğilme momenti dayanımı Denklem (2.3) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 32.16 \times 10^5 \times 235 = 755760000 Nmm = 755.76 kNm$$

$$M_c = \phi_b M_n = 0.9 \times 755.76 = 680.184 \ kNm$$

***680.184****kNm* **> 206.44** *kNm*√ Kesit yeterlidir.

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Bölüm 11.1.1 uyarınca, eğilme ve basınç etkisindeki çift ve tek simetri eksenli elemanlarda, eğilme momenti ve eksenel basınç kuvvetlerinin birleşik etkileri Denklem(2.20) ve Denklem(2.21)'de verilen sınır değerlere göre hesaplanacaktır.

$$\frac{p_r}{P_c} \geq 0.2 \quad için \qquad \frac{p_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(2.20)}$$

$$\frac{p_r}{P_c} < 0.2 \quad için \qquad \frac{p_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(2.21)}$$

Denklem (2.20) ve Denklem (2.21)'de verilen, $P_r$ gerekli eksenel kuvvet dayanımı, $P_c$ mevcut eksenel basınç kuvveti dayanımı, $M_{rx}$ x yönü gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_{ry}$ y yönü gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_{cx}$ x yönü gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_{cy}$ y yönü gerekli eğilme momenti dayanımıdır.

$$\frac{p_r}{P_c} = \frac{1702.95}{3355.80} = 0.50 \geq 0.2 \quad olduğundan$$

$$\frac{p_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) = \frac{1702.95}{3355.80} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{206.44}{680.184} + \frac{0}{M_{cy}}\right) = 0.777 \leq 1.0$$

$M_{maks}$ / $M_c$ oranı = $\frac{8}{9} \times \frac{206.44}{680.184} = 0.27$ ; $P_{maks}$ / $P_c$ oranı = $\frac{1702.95}{3355.80} = 0.50$ olmaktadır. $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi için HE450A kesitte, kullanım kapasite oranı 0.777 ( 0.50 +0.27 ) olarak hesaplanmıştır.

Şekil 2.9'da SAP2000 programı hesap sonuçları incelendiğinde, program tarafından hesaplanan kullanım / kapasite oranının 0.775 olduğu görülmektedir.

Dolayısıyla 0.777 $\cong$ 0.775 olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 programı hesaplarının benzer sonuçlar verdiği görülmüştür.

***Kesme Kuvveti Kontrolleri:***

Gövde narinliği, Denklem (2.10) ile kontrol edilmiştir:

$$h = 440 - 2\times 21 - 2\times 27 = 344 mm$$

$t_w$= 11.5 mm

$$A_w = d \times t_w = 440 \times 11.5 = 5060\ mm^2$$

$$h / t_w = \frac{344}{11.5} = 29.91 \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{235}} = 65.34\ \surd$$

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı Denklem (2.11) ile hesaplanmıştır:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} = 0.6 \times 235 \times 10^{-3} \times 5060 \times 1.0 = 713.460\ kN$$

$$V_r = \phi_v V_n = 1.0 \times 713.460 = 713.460\ kN$$

$V_r$= 713.460 kN> $V_{maks}$= 42.53kN √ Uygundur.

```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 51        X Mid: 12.000     Combo: NX 1.2 G + 1.0 Q Design Type: Column
 Length: 3.500     Y Mid: 5.000      Shape: HE450A           Frame Type: SCBF
 Loc   : 0.000     Z Mid: 1.750      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD   Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950   2nd Order: General 2nd Order     Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.407  AlphaPr/Pe=0.106  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900        PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900        PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.018           I33=6.372E-04     r33=0.189         S33=0.003         Av3=0.011
 J=2.500E-06       I22=9.465E-05     r22=0.073         S22=6.310E-04     Av2=0.005
 E=210000000.0     fy=235000.000     Ry=1.100          z33=0.003        Cw=4.154E-06
 RLLF=1.000        Fu=360000.000                       z22=9.660E-04


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NX 1.2 G + 1.0 Q + 0.5 Qr +1.6 Wx)
     Location              Pu        Mu33       Mu22       Vu2       Vu3          Tu
     0.000           -1702.905     206.893      0.000     43.159     0.000       0.000

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1a)
     D/C Ratio:   0.775 = 0.505 + 0.270 + 0.000
                        = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
     Factor                L          K1         K2         B1         B2          Cm
     Major Bending     1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       0.678
     Minor Bending     1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       1.000

                        Lltb        Kltb         Cb
     LTB               1.000       1.000      1.458

                          Pu     phi*Pnc    phi*Pnt
                       Force    Capacity   Capacity
     Axial          -1702.905    3374.813   3764.700

                          Mu      phi*Mn     phi*Mn
                      Moment    Capacity    No LTB
     Major Moment     206.893     680.184    680.184
     Minor Moment       0.000     204.309

 SHEAR CHECK
                          Vu      phi*Vn     Stress     Status
                       Force    Capacity      Ratio      Check
     Major Shear       43.159     713.460      0.060         OK
     Minor Shear        0.000    1598.940      0.000         OK
```

**Şekil 2.9** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Kolon SAP 2000 Hesap Sonuçları

### 2.1.4 Merkezi Deprem Çaprazlarının Tasarımı

Düşey çapraz olarak seçilen TUBU-219.1x5 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d=** | 219.1 mm | $\mathbf{i_x}$ = | 75.7 mm | $\mathbf{W_x}$ = | 175992 $mm^3$ |
| **t=** | 5 mm | $\mathbf{i_y}$ = | 75.7 mm | $\mathbf{W_{px}}$ = | 229200 $mm^3$ |
| **A=** | 3363 $mm^2$ | $\mathbf{I_x}$ = | 19.28 $x10^6 mm^4$ | $\mathbf{W_y}$= | 175992 $mm^3$ |
| | | $\mathbf{I_y}$ = | 19.28 $x10^6$ $mm^4$ | | |

En büyük kesit tesirleri 2244 numaralı düşey çapraz da oluşmaktadır. SAP2000 programın ile yapılan hesaplamalar sonucu, $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_y$ yüklemesi için $P_{maks}$= -272.098 kN (basınç) ve $1.2G+1.0Q+0.5Q_r-1.6W_y$ yüklemesi için $P_{maks}$= 57.182 kN (çekme) kuvvetleri elde edilmiştir.

Basınç elemanları için narinlik oranı, Denklem (2.22) ile hesaplanmıştır:

$$\frac{L_c}{i} \leq 200 \qquad \textbf{(2.22)}$$

Denklem (2.22)'de verilen, $L_c$ burkulma boyu, $i$ atalet yarıçapıdır.

$$\lambda = \frac{(L_c)}{i} \leq 200 = \frac{6103 \times 1.0}{75.7} = 80.62 \leq 200 \quad \surd \text{ Uygundur.}$$

Basınç kuvveti etkisindeki enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranı, Denklem (2.23) ile belirlenmiştir.

$$\frac{D}{t} \leq 0.11\frac{E}{F_y} \tag{2.23}$$

Denklem (2.23)'de verilen, $D$ profil çapı, $t$ kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$\frac{D}{t} = \frac{219.1}{5} = 43.82 \leq 0.11\frac{E}{F_y} = 0.11\frac{200000}{235} = 93.61 \quad \surd \text{ Uygundur.}$$

***<u>Basınç Kuvveti Dayanımı:</u>***

Kritik burkulma gerilmesi $F_{cr}$, Denklem (2.16) ile hesaplanmıştır:

$$\frac{L_c}{i} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ise \quad \frac{6103}{75.7} = 80.62 \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 137.40 \, şartı\ sağlandığından$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{\left(\frac{6103}{75.7}\right)^2} = 303.38$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{235}{303.38}}\right]235 = 169.92 \ Mpa$$

Karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı Denklem (2.15) ile hesaplanmıştır:

$$P_n = A_g F_{cr} = 3363 \times 169.92 = 571.467 \ kN$$

$$P_r = \phi P_n = 0.9 \times P_r = \phi P_n = 0.9 \times 571.467 = 514.320 kN$$

514.320 kN > 272.098 kN √ Uygundur.

***<u>Çekme Kuvveti Hesabı</u>***

Çekme elemanları için narinlik oranı, Denklem (2.24) ile hesaplanmıştır:

$$\frac{L_c}{i} \leq 300 \qquad \textbf{(2.24)}$$

Denklem (2.24)'de verilen, $L_c$ burkulma boyu, $i$ atalet yarıçapıdır.

$$\lambda = \frac{(L_c)}{i} \leq 300 = \frac{6103 \times 1.0}{75.7} = 80.62 \leq 300 \surd \text{ Uygundur}$$

*<u>Akma Sınır Durumu</u>*

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Bölüm 7.2.1' e göre, çekme elemanlarında akma sınır durumu için, karakteristik çekme kuvveti dayanımı Denklem (2.25) ile hesaplanmıştır:

$$T_n = A_g F_y \qquad \textbf{(2.25)}$$

Denklem (2.25)'de verilen, $T_n$ karakteristik çekme kuvveti dayanımı, $A_g$ kayıpsız enkesit alanı, $F_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesidir.

$$T_n = A_g F_y = 3363 \times 235 = 790.305 kN$$

$$T_r = \phi_t T_n = 0.9 \times 790.305 = 711.274\ kN$$

**711.274** kN **> 57.182**kN √ Uygundur

*Kırılma Sınır Durumu*

ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Bölüm 7.2.1' e göre, çekme elemanlarında kırılma sınır durumu için, karakteristik çekme kuvveti dayanımı Denklem (2.26) ile hesaplanmıştır:

$$T_n = A_e F_u \tag{2.26}$$

Denklem (2.26)'de verilen, $T_n$ karakteristik çekme kuvveti dayanımı, $A_e$ Etkin net enkesit alanı, $F_u$ yapısal çelik karakteristik çekme gerilmesidir.

$$T_n = A_e F_u = 3363 \times 360 = 1210.680 kN$$

$$T_r = \phi_t T_n = 0.75 \times 1210.680 = 908.010 kN$$

**908.010** kN > **57.182** kN √ Uygundur.

$P_{maks}$ / $P_r$ oranı = $\frac{272.098}{514.32}$ = 0.529 olmaktadır. Şekil 2.10'da düşey çapraza ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir. $1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi için TUBU-219.1x5 kesitte, kullanım / kapasite oranı 0.549 olarak hesaplanmıştır. 0.529 ≅ 0.549 olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın değerler verdiği görülmüştür.

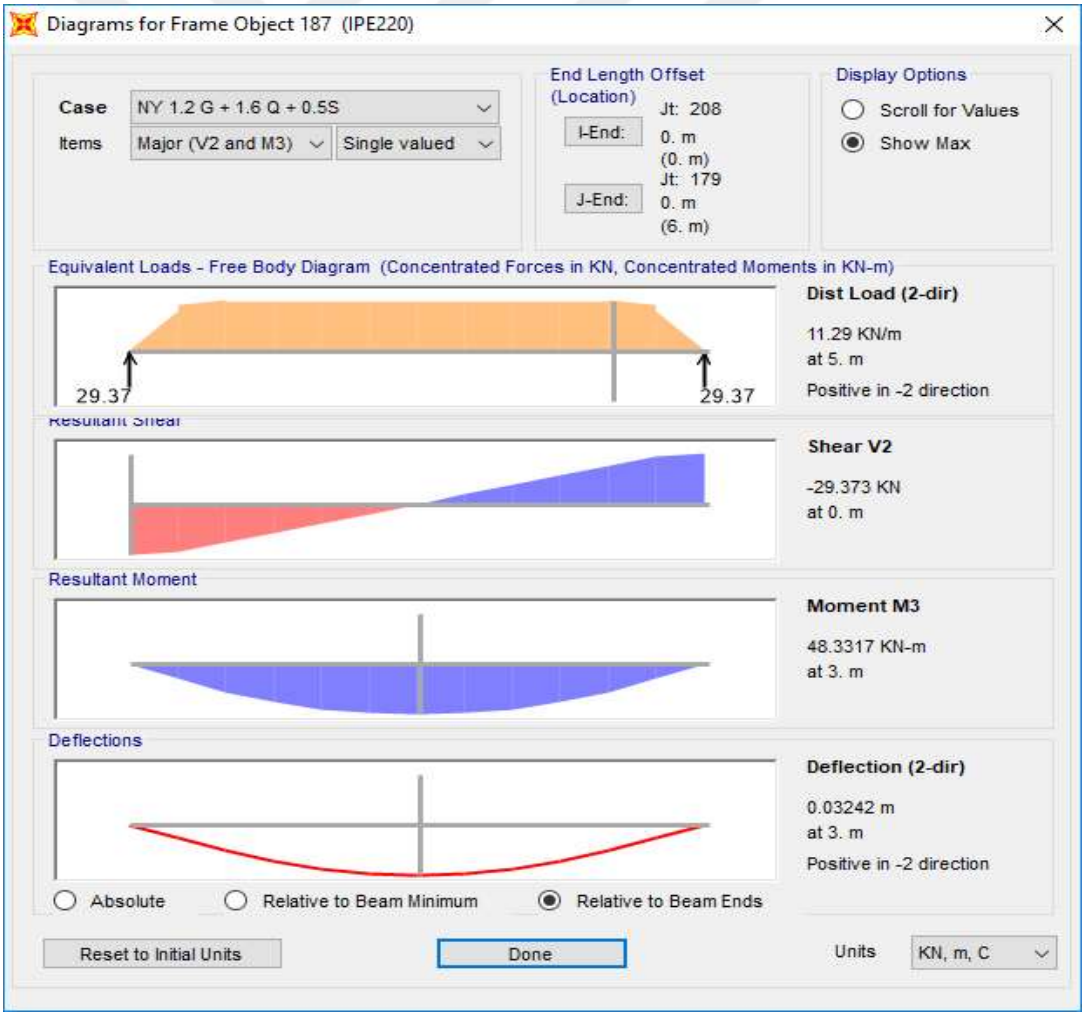
```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 2244       X Mid: 12.000     Combo: NY 1.2 G + 1.0 Q Design Type: Brace
 Length: 6.103      Y Mid: 12.500     Shape: TUBO-D219.1X5    Frame Type: SCBF
 Loc   : 3.052      Z Mid: 1.750      Class: Compact       Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD    Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950    2nd Order: General 2nd Order    Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.344   AlphaPr/Pe=0.266  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900         PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900         PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.003            I33=1.928E-05     r33=0.076         S33=1.760E-04     Av3=0.002
 J=3.854E-05        I22=1.928E-05     r22=0.076         S22=1.760E-04     Av2=0.002
 E=200000000.0      fy=235000.000     Ry=1.100          z33=2.292E-04
 RLLF=1.000         Fu=360000.000                       z22=2.292E-04

 HSS Welding: ERW  Reduce HSS Thickness? No


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NY 1.2 G + 1.0 Q + 0.5 Qr +1.6 Wy)
     Location              Pu        Mu33       Mu22       Vu2       Vu3          Tu
     3.052           -271.552       1.183      0.000    -0.024     0.000  -7.063E-06

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1a)
     D/C Ratio:    0.549 = 0.528 + 0.022 + 0.000
                         = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
     Factor                L          K1         K2        B1        B2          Cm
     Major Bending     1.000       1.000      1.000     1.000     1.000       1.000
     Minor Bending     1.000       1.000      1.000     1.000     1.000       1.000

                        Lltb        Kltb         Cb
     LTB               1.000       1.000      1.316

                          Pu     phi*Pnc    phi*Pnt
                       Force    Capacity   Capacity
     Axial          -271.552     514.550    711.275

                          Mu     phi*Mn     phi*Mn
                      Moment    Capacity    No LTB
     Major Moment       1.183      48.476     48.476
     Minor Moment       0.000      48.476

                          Tu          Tn     phi*Tn
                      Moment    Capacity   Capacity
     Torsion       -7.063E-06      50.762     45.686

 SHEAR CHECK
                          Vu     phi*Vn     Stress     Status
                       Force    Capacity      Ratio      Check
     Major Shear        0.024     213.382      0.000         OK
```

**Şekil 2.10** ÇYTHYDE 2016 (ÇŞB 2016) Yönetmeliğine Göre Düşey Çapraz SAP2000 Hesap Sonuçları

# 3. AISC 360-10 (AISC 2010) LRFD Yöntemine Göre Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

## 3.1 Tali Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, tali döşeme kirişi (187 numaralı kiriş) için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve deplasman değerleri Şekil 3.1'de gösterilmektedir.




**Şekil 3.1** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi Hesap Sonuçları

*1.2G+1.6Q+0.5S* yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri; $M_{maks}$=48.33 kN.m ve $V_{maks}$ = 29.37 kN olarak hesaplanmıştır.

Tali döşeme kirişi olarak seçilen, IPE 220 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 220mm | $\mathbf{r_x}$ = | 91.1mm | $\mathbf{S_x}$ = | 252000mm$^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 110mm | $\mathbf{r_y}$ = | 24.8mm | $\mathbf{S_{px}}$ = | 285400mm$^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 5.9mm | $\mathbf{I_x}$ = | 27720000mm$^4$ | $\mathbf{S_y}$= | 37250mm$^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 9.2mm | $\mathbf{I_y}$ = | 2049000mm$^4$ | $\mathbf{C_w}$ = | 22670000000mm$^6$ |
| **r** = | 12mm | **A**= | 3337mm$^2$ | **J** = | 90700mm$^6$ |

AISC 360-10 (AISC 2010) Bölüm B4. uyarınca başlıkların kesit sınıfları Denklem(3.1) ile belirlenmiştir:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(3.1)}$$

Denklem(2.1)'de verilen, *b* başlık genişliği, $t_f$ başlık kalınlığı, *E* yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$b = \frac{b_f}{2} = \frac{110}{2} = 55mm$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{55}{9.2} = 5.98$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{275}} = 10.24 \text{ ise}$$

$5.98 \leq 10.24$ √ Kompakt başlık

AISC 360-10 (AISC 2010) Bölüm B4. uyarınca gövdenin kesit sınıfı Denklem(3.2) ile belirlenmiştir:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{3.2}$$

Denklem(3.2)'de verilen, $h$ gövde yüksekliği, $t_w$ gövde kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$h = 220 - 2\times 9.2 - 2\times 12 = 177.6mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{177.6}{5.90} = 30.10$$

$$h / t_w \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.39$$

$30.10 \leq 101.39$ √ Kompakt gövde

***<u>Tali Kiriş Eğilme Momenti Kontrolları:</u>***

AISC 360-10 Bölüm F2. uyarınca, karakteristik eğilme momenti Denklem (3.3) ile hesaplanmıştır.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \tag{3.3}$$

Denklem (3.3)'de verilen, $M_n$ karakteristik eğilme momenti dayanımı $M_P$ plastik eğilme momenti, $F_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi, $Z_x$ x-ekseni etrafında plastik mukavemet momentidir.

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 28.54\times 10^4 \times 275 = 78485000Nmm = 78.485kN.m$$

*Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu Tahkiki:*

$L_b \leq L_p$ ise bu sınır durumun göz önüne alınmasına gerek yoktur.

$L_p < L_b \leq L_r$ olması durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, $M$n, Denklem (3.4) ile hesaplanacaktır.

$$M_n = C_b \left[ M_p - \left( M_p - 0.7 F_y S_x \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \qquad \textbf{(3.4)}$$

Denklem (3.4)'de verilen, $C_b$ moment düzeltme katsayısı, $M_P$ plastik eğilme momenti, $F_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi, $S_x$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momenti, $L_b$ basınç başlığında yanal yerdeğiştirmenin ve enkesit burulmasının önlendiği noktalararasındaki eleman uzunluğu (stabilite bağlantısı ile desteklenmeyen eleman uzunluğu), $L_p$ akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen uzunluk sınır değeri, $L_r$ Elastik olmayan yanal burulmalı burkulma için sınır uzunluğudur.

$L_b > L_r$ olması durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, $M$n, Denklem (3.5) ile hesaplanacaktır.

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \qquad \textbf{(3.5)}$$

Denklem (3.5)'de verilen, $M_n$ karakteristik eğilme momenti dayanımı $M_P$ plastik eğilme momenti, $F_{cr}$ yapısal çelik kritik gerilmesi, $S_x$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momentidir.

$L_p$ ve $L_r$ sınır uzunlukları sırasıyla, Denklem (3.6) ve Denklem (3.7) ile; etkin atalet yarıçapı $i_{ts}$ Denklem (3.8) ile ve kritik gerilme $F_{cr}$ Denklem (3.9) ile hesaplanmaktadır.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{3.6}$$

Denklem (3.6)'da verilen, $L_p$ akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen uzunluk sınır değeri, $r_y$ y-ekseni etrafında atalet yarıçapı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \tag{3.7}$$

Denklem (3.7)'de verilen, $L_r$ elastik olmayan yanal burulmalı burkulma için sınır uzunluk, $r_{ts}$ etkin atalet yarıçapı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi, $J$ burulma sabiti, $c$ katsayısı (çift simetri eksenli I-enkesitlerde $c$ =1.0 alınır), $S_x$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momenti, $h_0$ enkesit başlıklarının ağırlık merkezleri arasındaki uzaklıktır.

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \tag{3.8}$$

Denklem (3.8)'de verilen, $r_{ts}$ etkin atalet yarıçapı, $I_y$ y- ekseni etrafında atalet momenti, $C_w$ Çarpılma sabiti, $S_x$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momentidir.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \tag{3.9}$$

Denklem (3.9)'da verilen,$F_{cr}$ Kritik gerilme, $C_b$ moment düzeltme katsayısı, $L_b$ Basınç başlığında yanal yerdeğiştirmenin ve enkesit burulmasının önlendiği noktalar arasındaki eleman uzunluğu $r_{ts}$ etkin atalet yarıçapı, $J$ burulma sabiti, $c$ katsayısı (çift simetri eksenli I-enkesitlerde $c$ =1.0 alınır), $S_x$ x-ekseni etrafında elastik mukavemet momenti, $h_0$ enkesit başlıklarının ağırlık merkezleri arasındaki uzaklıktır.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 24.8 \times \sqrt{\frac{200000}{275}} = 1177.09 mm$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = \sqrt{\frac{\sqrt{2049000 \times 22670000000}}{252000}} = 29.245$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 1.95 \times 29.245 \times \frac{200000}{0.7 \times 275} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{90700 \times 1.0}{252000 \times 210.8} + \sqrt{\left(\frac{90700 \times 1.0}{252000 \times 210.8}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 275}{200000}\right)^2}} = 4077.821 mm$$

* $\mathbf{L_b}$ = 400 mm

$\mathbf{L_r}$ = 4077.821 mm

$\mathbf{L_p}$ = 1177.09 mm

* Tali döşeme kirişleri, her 400 mm de bir stud çivisi (kayma çivisi) ile üst başlıklarından betonarme döşemeye bağlı olduğundan $L_b$=400 mm olarak alınmıştır.

$L_b \leq L_p$ olduğundan, yanal burulmalı burkulma sınır durumunun göz önüne alınmasına gerek yoktur.

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 28.54 \times 10^4 \times 275 = 78485000 Nmm = 78.485 kNm$$

$$M_c = \phi M_n = 0.90 \times 78.485 = 70.63 kNm$$

*70.63* kN.m > *48.33* kN.m√ Kesit yeterlidir.

$M_{maks}$ / $M_c$ oranı = $\frac{43.33}{70.63} = 0.68$ olmaktadır. Şekil 3.2 'de tali kirişe ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir, *1.2G+1.6Q+0.5S* yüklemesi için IPE220 kesitte, kullanım / kapasite oranı 0.69 olarak hesaplanmıştır. 0.68 ≅ 0.69 olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

.

***<u>Tali Kiriş Kesme Kuvveti Kontrolleri:</u>***

Gövde narinliği, Denklem (3.10) ile kontrol edilmiştir:

$$h / t_w \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(3.10)}$$

Denklem (3.10)'da verilen, $h$ gövde yüksekliği, $t_w$ gövde kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$h = 220 - 2\times 9.20 - 2\times 12 = 177.6mm$

$t_w$= 5.9 mm

$A_w = d \times t_w = 220 \times 5.9 = 1298mm^2$

$$h / t_w = \frac{177.6}{5.9} = 30.10 \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{235}} = 65.34 \surd$$

Denklem (3.10) sınır şartın sağlandığı için, $C_{v1}$=1.0 ve $\phi_v = 1.0$ olarak alınmıştır.

AISC 360-10 (AISC 2010) Bölüm G2. uyarınca, Karakteristik kesme kuvveti dayanımı Denklem (3.11) ile hesaplanmıştır:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \qquad \textbf{(3.11)}$$

Denklem (3.11)'de verilen, $V_n$ karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi, $A_w$ gövde alanı, $C_v$ gövde kesme kuvveti dayanım katsayısıdır.

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v = 0.6\times275\times10^{-3}\times1298\times1.0 = 214.170\ kN$$

$$V_r = \phi_v V_n = 214.170\times1.0 = 214.170\ kN$$

$V_r$= 214.170 kN > $V_{maks}$= 29.37 kN √ Uygundur.

***<u>Deplasman hesapları:</u>***

AISC 360-10 Bölüm L3 uyarınca, düşey deplasman kontrolleri *G+0.5Q* yüklemesi için $\frac{l}{300}$ sınır değerine göre yapılmıştır.

$$\delta = \frac{5}{384}\times\frac{ql^4}{EI}$$

q = 5.95 kN/m

$$\delta = \frac{5}{384}\times\frac{5.95\times6000^4}{200000\times27720000} = 18.11mm$$

$$\frac{L}{300} = \frac{6000}{300} = 20\ mm$$

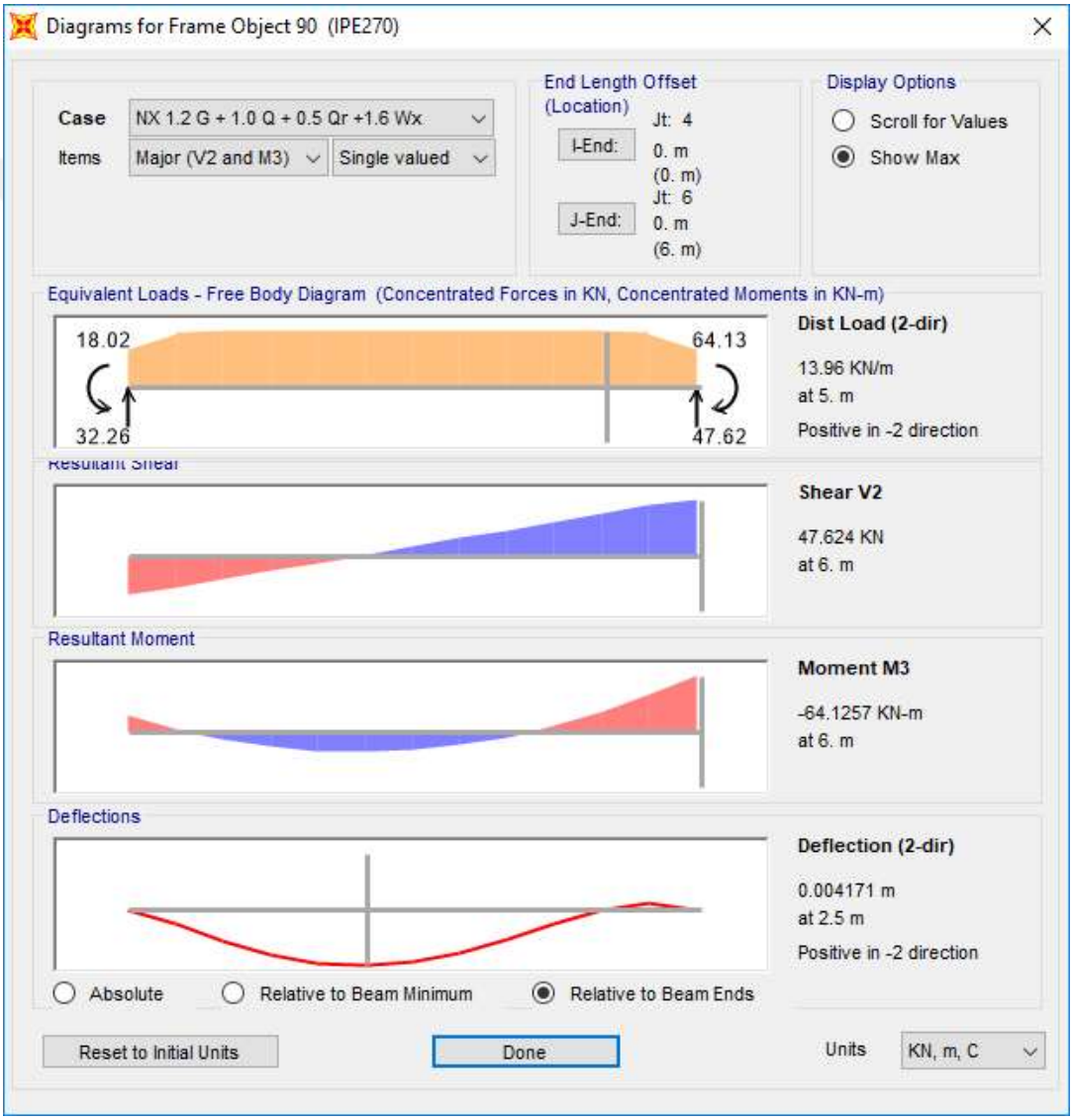
**20** mm > **18.11** mm √ Düşey deplasman uygundur.

```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 187        X Mid: 9.000      Combo: NY 1.2 G + 1.6 Q Design Type: Beam
 Length: 6.000      Y Mid: 2.500      Shape: IPE220           Frame Type: SCBF
 Loc   : 3.000      Z Mid: 3.500      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD    Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950    2nd Order: General 2nd Order        Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.000   AlphaPr/Pe=0.000  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900         PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900         PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.003            I33=2.772E-05     r33=0.091         S33=2.520E-04     Av3=0.002
 J=0.000            I22=2.050E-06     r22=0.025         S22=3.727E-05     Av2=0.001
 E=200000000.0      fy=275000.000     Ry=1.100          z33=2.850E-04     Cw=0.000
 RLLF=1.000         Fu=430000.000                       z22=5.810E-05


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NY 1.2 G + 1.6 Q + 0.5S)
Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
3.000             0.000      48.332      -0.097       0.000       0.000   6.793E-05

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1b)
     D/C Ratio:   0.692 = 0.000 + 0.685 + 0.007
                        = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1b)
Factor                L          K1          K2          B1          B2          Cm
Major Bending     1.000       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000
Minor Bending     0.100       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000

                        Lltb        Kltb          Cb
     LTB               0.100       1.000       1.004

                         Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                      Force    Capacity    Capacity
     Axial            0.000     641.910     826.650

                         Mu      phi*Mn      phi*Mn
                     Moment    Capacity     No LTB
     Major Moment    48.332      70.538      70.538
     Minor Moment    -0.097      14.380

 SHEAR CHECK
                         Vu      phi*Vn      Stress      Status
                      Force    Capacity       Ratio       Check
     Major Shear      0.000     214.170       0.000          OK
     Minor Shear      0.000     300.564       0.000          OK

 CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                     VMajor      VMajor
                       Left       Right
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
```

**Şekil 3.2** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi SAP2000 Hesap Sonuçları

## 3.2 x Doğrultusu Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, x yönü çerçeve kirişi ( 90 numaralı kiriş) için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve deplasman değerleri Şekil 3.3'da gösterilmektedir.




**Şekil 3.3** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları

$1.2G+1.0Q+0.5Q_r+1.6W_x$ yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri; $M_{maks}=64.12$ kN.m ve $V_{maks}=47.62$ kN olarak hesaplanmıştır.

Çerçeve kirişi olarak seçilen IPE 270 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 270mm | $\mathbf{r_x}$ = | 112.3mm | $\mathbf{S_x}$ = | 428900mm$^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 135mm | $\mathbf{r_y}$ = | 30.2mm | $\mathbf{S_{px}}$ = | 484000mm$^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 6.6mm | $\mathbf{I_x}$ = | 57900000mm$^4$ | $\mathbf{S_y}$= | 62200mm$^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 10.2mm | $\mathbf{I_y}$ = | 4199000mm$^4$ | $\mathbf{C_w}$ = | 70.58x10$^9$ mm$^6$ |
| **r** = | 15mm | **A**= | 4595mm$^2$ | **J** = | 159400mm$^6$ |

IPE 270 çerçeve kirişi başlıklarının kesit sınıfları Denklem (3.1) ile belirlenmiştir:

$$b=\frac{b_f}{2}=\frac{135}{2}=67.5mm$$

$$\frac{b}{t_f}=\frac{67.5}{10.2}=6.62$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.38\sqrt{\frac{200000}{235}}=11.08 \text{ ise}$$

$6.62 \leq 11.08$ √ Kompakt başlık

IPE 270 çerçeve kirişi gövde kesit sınıfı Denklem (3.2) ile belirlenmiştir

$$h = 220 - 2\times 10.2 - 2\times 15 = 219.6\ mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27$$

$$h / t_w \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{235}} = 109.69$$

$$33.27 \leq 109.69 \surd \quad \text{Kompakt gövde}$$

***<u>Çerçeve Kiriş Eğilme Momenti Kontrollari:</u>***

IPE 270 çerçeve kirişi karakteristik eğilme momenti dayanımı Denklem (3.3) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 484000\times 235 = 113740000 Nmm = 113.74 kNm$$

*<u>Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu Tahkiki:</u>*

Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk, Denklem (3.6) ile hesaplanmıştır:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\times 30.2\times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 1550.60\ mm$$

Etkin atalet yarıçapı, Denklem (3.8) ile hesaplanmıştır:

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = \sqrt{\frac{\sqrt{4199000\times 70580000000}}{428900}} = 35.627$$

Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluğu, Denklem (3.7) ile hesaplanmıştır:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 1.95 \times 35.627 \times \frac{200000}{0.7 \times 235} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{159400 \times 1.0}{428900 \times 259.8} + \sqrt{\left(\frac{159400 \times 1.0}{428900 \times 259.8}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 235}{200000}\right)^2}} = 5344.294 mm$$

**$L_b$ =** 6000 mm

**$L_r$ =** 5344.29 mm

**$L_p$ =** 1550.60 mm

Moment düzeltme katsayısı Denklem (3.12) ile hesaplanmıştır:

$$C_b = \frac{12.5 M_{maks}}{2.5 M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad \textbf{(3.12)}$$

Denklem (3.12)'da verilen, $C_b$ moment düzeltme katsayısı, $M_{maks}$ yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar arasındaki kiriş uzunluğu boyunca en büyük eğilme momentinin mutlak değeri, $M_A$ yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar arasındaki kiriş uzunluğunun1/4 noktasındaki eğilme momentinin mutlak değeri, $M_B$ yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar arasındaki kiriş uzunluğunun 1/2 noktasındaki eğilme momentinin mutlak değeri $M_C$ yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar arasındaki kiriş uzunluğunun 3/4 noktasındaki eğilme momentinin mutlak değeridir.

$M_A =$ 31.17 kNm $M_C =$ 20.84 kNm

$M_B =$ 20.67 kNm $M_{maks} =$ 93.08kNm

$$C_b = \frac{12.5 \times 93.08}{2.5 \times 93.08 + 3 \times 31.17 + 4 \times 20.67 + 3 \times 20.84} = 2.468$$

Kritik gerilme, Denklem (3.9) ile hesaplanmıştır:

$$F_{cr} = \frac{2.46 \times \pi^2 \times 200000}{\left(\frac{6000}{35.62}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{159400 \times 1.0}{428900 \times 259.8} \times \left(\frac{6000}{35.62}\right)^2} = 350.19\,kN$$

$$M_n = F_{cr} S_x = 350.19 \times 428900 = 150.19\,kN.m \quad > \quad M_n = 113.74\,kN.m$$

$$M_c = \phi_b M_n = 0.9 \times 113.35 = 102.01\,kN.m$$

*102.01* kN.m > *64.12* kN.m√ Kesit yeterlidir.

$M_{maks}$ / $M_c$ oranı = $\frac{64.12}{102.01} = 0.628$ olmaktadır. Şekil 3.5'de çerçeve kirişe ait SAP2000 programı verileri gösterilmektedir, *1.2G+1.0Q+0.5S+1.6*$W_x$ yüklemesi için IPE270 kesitte, kullanım / kapasite oranı 0.627 olarak hesaplanmıştır. 0.628 ≅ 0.627 olduğundan bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın değerler verdiği görülmektedir.

***Kiriş Kesme Kuvveti Kontrolleri:***

Gövde narinliği, Denklem (3.10) ile kontrol edilmiştir:

$h = 270 - 2\times 10.20 - 2\times 15 = 219.6 mm$

$t_w$= 6.6 mm

$A_w = d\times t_w = 270\times 6.6 = 1782 mm^2$

$$h / t_w = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{235}} = 65.34 \ \surd$$

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı Denklem (2.11) ile hesaplanmıştır:

$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6\times 235\times 10^{-3}\times 1782\times 1.0 = 251.26\ kN$

$V_r = \phi_v V_n = 1.0\times 251.26 = 251.26\ kN$

$V_r$ = 251.26 kN > $V_{maks}$= 47.12 kN √ Uygundur.

***Deplasman hesapları:***

AISC 360-10 (AISC 2010) Bölüm L3. uyarınca, düşey sehim kontrolleri *G+0.5Q* yüklemesi için, $\frac{l}{300}$ sınır değerine göre yapılmıştır.

$$\delta = \frac{1}{384}\times\frac{ql^4}{EI}$$

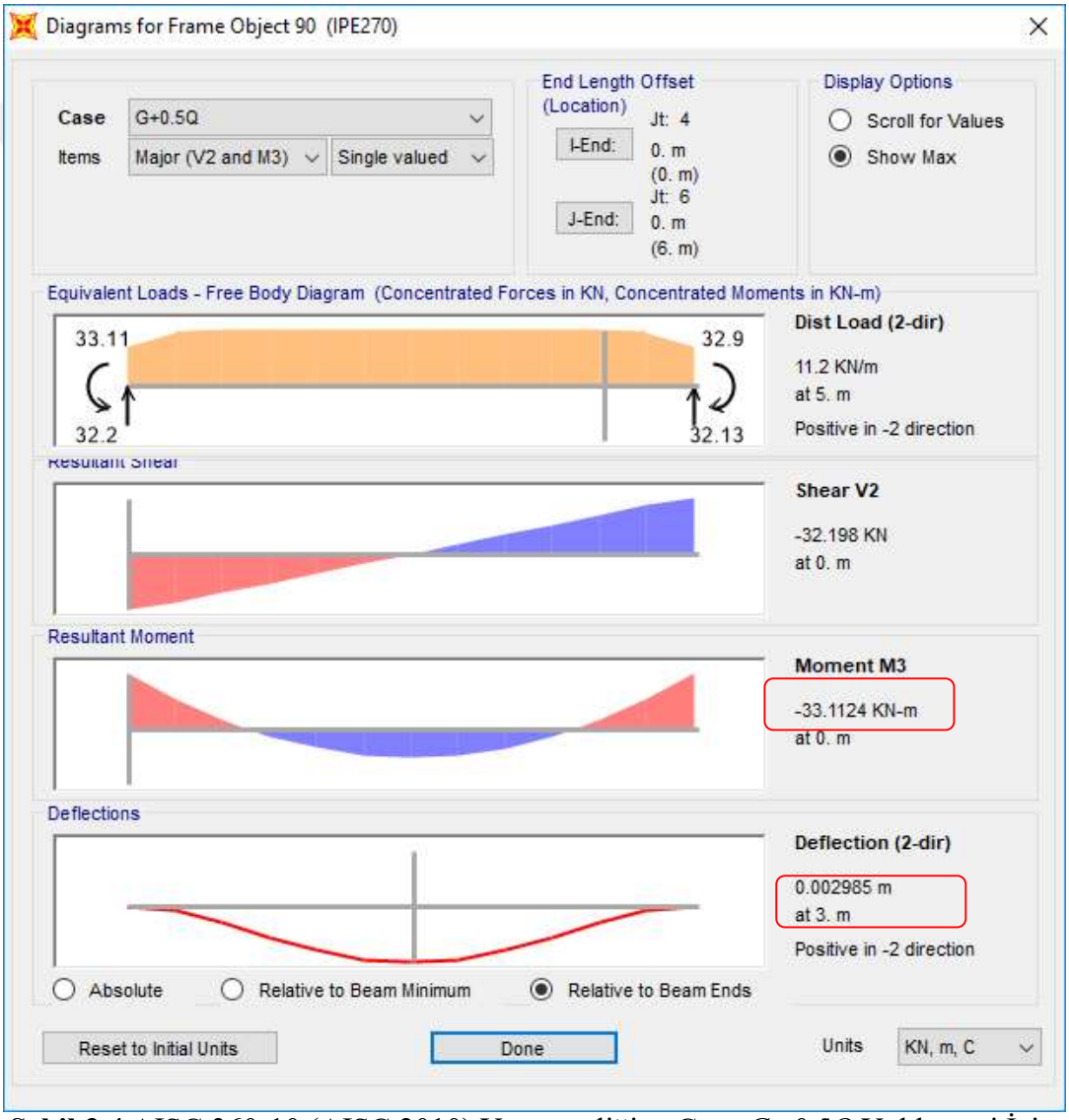
q = 11.07 kN/m

$$\delta = \frac{1}{384}\times\frac{11.07\times 6000^4}{200000\times 57900000} = 3.22 mm$$

$$\frac{L}{300} = \frac{6000}{300} = 20\ mm$$

**20 mm>3.22 mm** √ Düşey deplasman uygundur.

Şekil 3.4'de gösterildiği gibi, SAP2000 programı ile yapılan analizler sonucu x yönü çerçeve kirişinde, *G+0.5Q* yüklemesi için elde edilen düşey sehim değeri 2.98 mm dir.



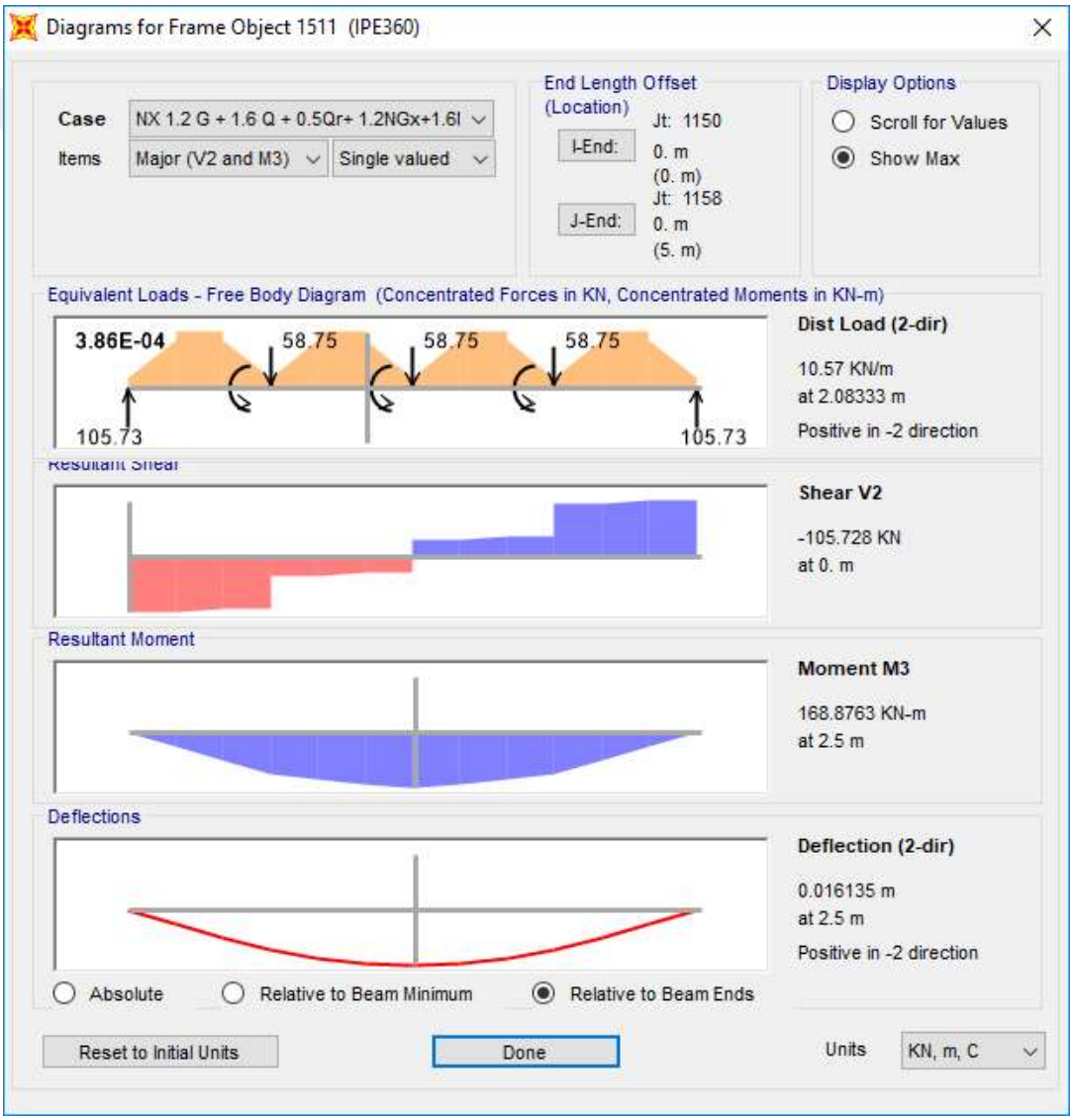

**Şekil 3.4** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre *G+0.5Q* Yüklemesi İçin Kesit Tesirleri

```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 90        X Mid: 9.000      Combo: NX 1.2 G + 1.0 Q Design Type: Beam
 Length: 6.000     Y Mid: 0.000      Shape: IPE270           Frame Type: SCBF
 Loc   : 6.000     Z Mid: 3.500      Class: Compact       Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD   Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950   2nd Order: General 2nd Order    Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=7E-05  AlphaPr/Pe=0.000  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900        PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900        PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.005           I33=5.790E-05     r33=0.112         S33=4.289E-04     Av3=0.002
 J=0.000           I22=4.200E-06     r22=0.030         S22=6.222E-05     Av2=0.002
 E=200000000.0     fy=235000.000     Ry=1.100          z33=4.840E-04     Cw=0.000
 RLLF=1.000        Fu=360000.000                       z22=9.700E-05


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NX 1.2 G + 1.0 Q + 0.5 Qr +1.6 Wx)
     Location              Pu        Mu33      Mu22       Vu2        Vu3          Tu
     6.000             -0.080     -64.126     0.000    47.624      0.000       0.000

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1b)
     D/C Ratio:   0.627 = 0.000 + 0.626 + 0.000
                        = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1b)
     Factor                L          K1         K2         B1         B2          Cm
     Major Bending     1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       1.000
     Minor Bending     1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       1.000

                        Lltb        Kltb         Cb
     LTB               1.000       1.000      2.568

                          Pu     phi*Pnc    phi*Pnt
                       Force    Capacity   Capacity
     Axial            -0.080     181.769    970.785

                          Mu     phi*Mn     phi*Mn
                      Moment    Capacity    No LTB
     Major Moment    -64.126     102.366    102.366
     Minor Moment      0.000      20.516

 SHEAR CHECK
                          Vu     phi*Vn     Stress     Status
                       Force    Capacity      Ratio      Check
     Major Shear      47.624     251.262      0.190         OK
     Minor Shear       0.000     349.483      0.000         OK

 CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                      VMajor     VMajor
                        Left      Right
     Major (V2)       42.691     47.624
```

**Şekil 3.5** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Çerçeve Kirişi SAP2000 Hesap Sonuçları

## 3.3 y Doğrultusu Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan hesaplar sonucu, y yönü çerçeve kirişi ( 1511 numaralı kiriş) için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve sehim değerleri Şekil 3.6'da gösterilmektedir.




**Şekil 3.6** AISC 360-10 (AISC 2010) y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları

*1.2G+1.6Q+0.5Q$_r$+1.2NGx+1.6NQx+0.5NQRx* yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri; $M_{maks}$ = *168.87* kN.m ve $V_{maks}$=*105.72* kN olarak hesaplanmıştır.

Çerçeve kirişi olarak seçilen IPE 360 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 360mm | **$r_x$**= | 149.5mm | **$S_x$**= | 90360 mm$^3$ |
| **$b_f$** = | 170mm | **$r_y$**= | 37.9mm | **$S_{px}$**= | 1019000mm$^3$ |
| **$t_w$** = | 8mm | **$I_x$**= | 162.7x10$^6$mm$^4$ | **$S_y$**= | 122800mm$^3$ |
| **$t_f$** = | 12.7mm | **$I_y$**= | 104.3 x10$^5$mm$^4$ | **$C_w$** = | 3.136x10$^{11}$mm$^6$ |
| **r** = | 18mm | **A**= | 727 mm$^2$ | **J** = | 373200mm$^6$ |

IPE 360 çerçeve kirişi başlıklarının kesit sınıfları Denklem (3.1) ile belirlenmiştir:

$$b = \frac{b_f}{2} = \frac{170}{2} = 85mm$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{85}{12.7} = 6.69$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{235}} = 11.08 \text{ ise}$$

$$6.69 \leq 11.08 \surd \quad \text{Kompakt başlık}$$

IPE 360 çerçeve kirişi gövde kesit sınıfı Denklem (3.2) ile belirlenmiştir:

$$h = 360 - 2 \times 12.7 - 2 \times 18 = 298.6 \ mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.33$$

$$h / t_w \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{235}} = 109.69$$

$37.33 \leq 109.69 \surd$ Kompakt gövde

***<u>Eğilme Momenti Kontrolları:</u>***

IPE 360 çerçeve kirişi karakteristik eğilme momenti dayanımı Denklem (3.3) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 1019000 \times 235 = 239465000 Nmm = 239.465 kNm$$

*<u>Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu Tahkiki:</u>*

Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk Denklem (3.6) ile hesaplanmıştır:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 37.9 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 1945.95 \ mm$$

Etkin atalet yarıçapı Denklem (3.8) ile hesaplanmıştır:

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = \sqrt{\frac{\sqrt{10430000 \times 3.136 \times 10^{11}}}{903600}} = 44.738$$

Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluğu, Denklem (3.7) ile hesaplanmıştır:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 1.95 \times 44.738 \times \frac{200000}{0.7 \times 235} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{373200 \times 1.0}{903600 \times 347.3} + \sqrt{\left(\frac{373200 \times 1.0}{903600 \times 347.3}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 235}{200000}\right)^2}} = 6395.812 mm$$

* **$L_b$ =** 1250 mm

**$L_r$ =** 6395.81 mm

**$L_p$ =** 1945.956 mm

* 1250 mm $\left(\frac{l}{4} = \frac{5000}{4} = 1250 mm\right)$ aralıklarla teşkil edilen tali döşeme kirişleri ile y doğrultusu çerçeve kirişlerinin yanal yerdeğiştirmesi engellenmiş olduğundan, $L_b$=1250 mm olarak alınmıştır.

$L_b \leq L_p$ olduğundan, yanal burkulmalı burulma sınır durumun göz önüne alınmasına gerek yoktur.

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 1019000 \times 235 = 239465000 Nmm = 239.465 \ kNm$$

$$M_c = \phi_b M_n = 0.9 \times 239.46 = 215.51 \ kNm$$

***215.51*** kN.m > ***168.87***kN.m√ Kesit yeterlidir.

$M_{maks}$ / $M_c$ oranı = $\frac{168.87}{215.51} = 0.783$ olmaktadır. Şekil 3.8'de y yönü çerçeve kirişine ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir, *NX 1.2G+1.6Q+0.5Q$_r$+1.2NGx+1.6NQx+0.5NQRx* yüklemesi için IPE360 kesitte, kullanım / kapasite oranı 0.784 olarak hesaplanmıştır. 0.783 $\cong$ 0.784 olduğundan bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

***Kesme Kuvveti Kontrolleri:***

Gövde narinliği, Denklem (3.10) ile kontrol edilmiştir:

$$h = 360 - 2\times 12.70 - 2\times 18 = 298.6\,mm$$

$t_w$= 6.6 mm

$$A_w = d\times t_w = 360\times 8 = 2880\,mm^2$$

$$h / t_w = \frac{298.6}{8} = 37.33 \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{235}} = 65.34\ \surd$$

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı Denklem (3.11) ile hesaplanmıştır:

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v = 0.6\times 235\times 10^{-3}\times 2880\times 1.0 = 406.080\ \ kN$$

$$V_r = \phi_v V_n = 1.0\times 406.080 = 406.080\,kN$$

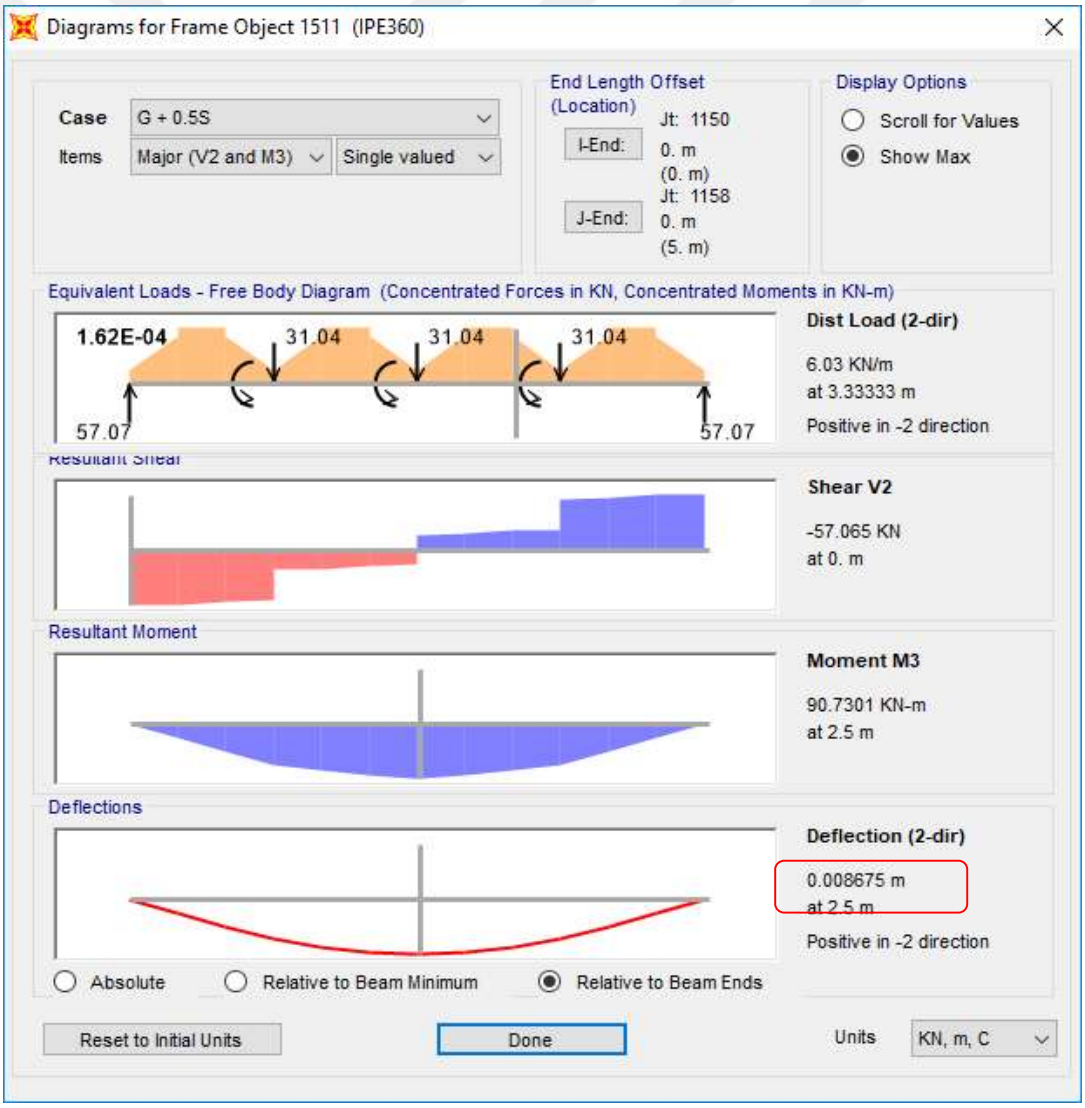
$V_r$ = *406.080* kN > $V_{maks}$ = *105.72* kN √ Uygundur.

***Deplasman hesapları:***

SAP2000 programı ile yapılan analizler sonucu x yönü çerçeve kirişinde, *G+0.5Q* yüklemesi için elde edilen düşey sehim değeri, Şekil 3.7'de 8.67 mm olarak gösterilmiştir.

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16.66\ mm$$

**8.67 mm < 16.66 mm** √ Düşey deplasman uygundur.



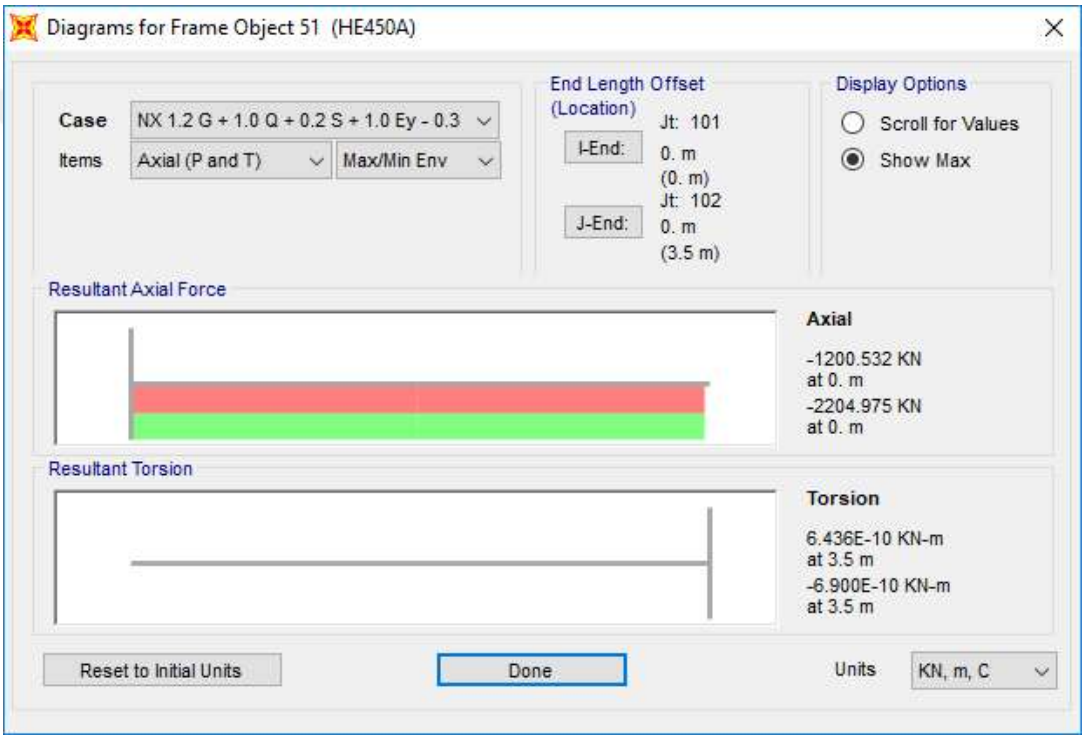

**Şekil 3.7** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre *G+0.5Q* Yüklemesi Kesit Tesirleri

```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 1511       X Mid: 12.000     Combo: NX 1.2 G + 1.6 Q Design Type: Beam
 Length: 5.000      Y Mid: 7.500      Shape: IPE360           Frame Type: SCBF
 Loc   : 2.500      Z Mid: 21.500     Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD   Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950   2nd Order: General 2nd Order    Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.000  AlphaPr/Pe=0.000  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900        PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900        PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.007           I33=1.627E-04     r33=0.150         S33=9.039E-04     Av3=0.004
 J=0.000           I22=1.043E-05     r22=0.038         S22=1.227E-04     Av2=0.003
 E=210000000.0     fy=235000.000     Ry=1.100          z33=0.001         Cw=0.000
 RLLF=1.000        Fu=360000.000                       z22=1.910E-04


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NX 1.2G + 1.6Q + 0.5Qr+ 1.2NGx+1.6NQx+0.5NQRx)
     Location              Pu        Mu33      Mu22       Vu2       Vu3          Tu
     2.500              0.000     168.876     0.002   -29.373    -0.009       0.000

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1b)
     D/C Ratio:   0.784 = 0.000 + 0.784 + 0.000
                        = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1b)
     Factor                 L          K1        K2        B1        B2          Cm
     Major Bending      1.000       1.000     1.000     1.000     1.000       1.000
     Minor Bending      0.250       1.000     1.000     1.000     1.000       1.000

                         Lltb        Kltb        Cb
     LTB                0.250       1.000     1.028

                           Pu     phi*Pnc    phi*Pnt
                        Force    Capacity   Capacity
     Axial              0.000    1458.215   1537.605

                           Mu      phi*Mn     phi*Mn
                       Moment    Capacity    No LTB
     Major Moment      168.876     215.519    215.519
     Minor Moment        0.002      40.397

 SHEAR CHECK
                           Vu      phi*Vn     Stress     Status
                        Force    Capacity      Ratio      Check
     Major Shear        29.373     406.080      0.072         OK
     Minor Shear         0.009     547.954  1.607E-05         OK

 CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                       VMajor     VMajor
                         Left      Right
     Major (V2)        105.728    105.728
```

**Şekil 3.8** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Çerçeve Kiriş SAP2000 Hesap Sonuçları

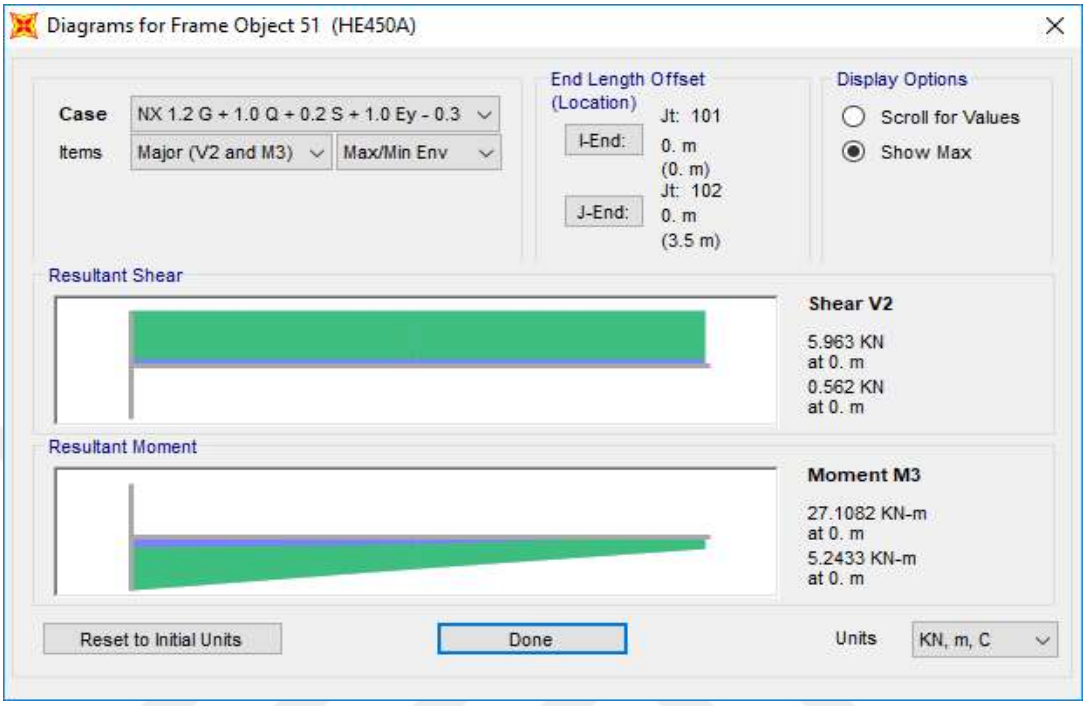
## 3.4 Kolonların Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, kolon profili ( 51 numaralı kolon ) için elde edilen, eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri Şekil 3.9, Şekil 3.10 ve Şekil 3.11'de gösterilmektedir.

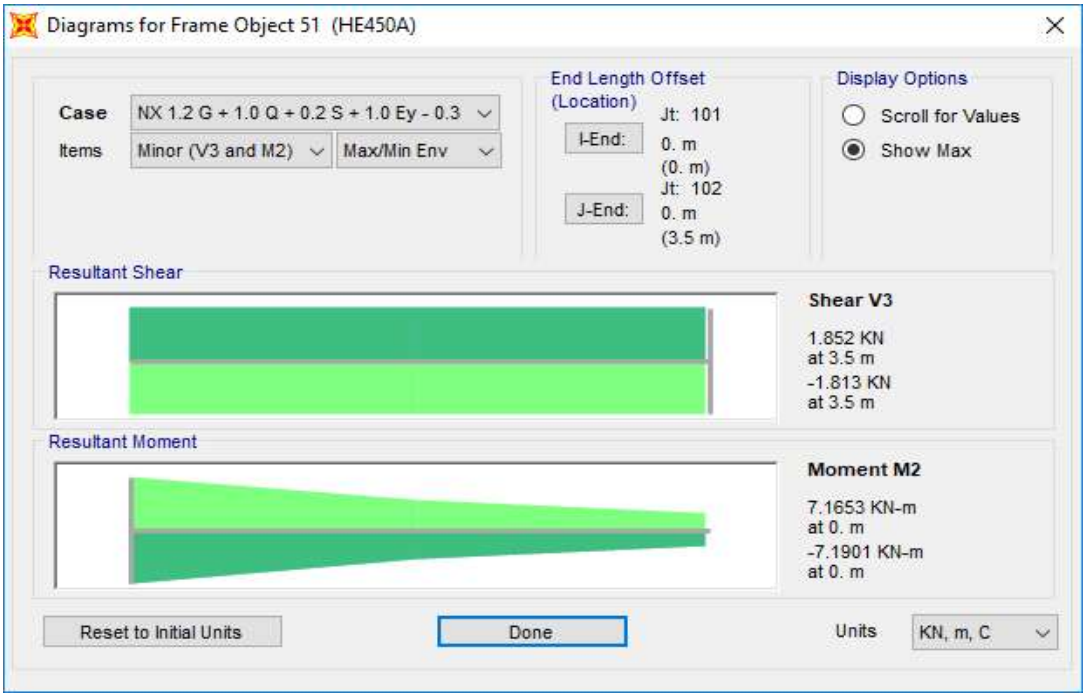



**Şekil 3.9** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon Profili Hesap Sonuçları (Eksenel)

*1.2G+1.0Q+0.2S+1.0Ey-0.3*$E_x$ yüklemesi sonucu kesit oluşan moment, kesme kuvveti ve eksenel yük değerleri sırasıyla; $M_{3\text{-}3}$ = *27.10* kN.m, $M_{2\text{-}2}$= *7.16* kNm, $V_{maks}$= *5.96* kN ve $P_{maks}$= *2204,97* kN olarak hesaplanmıştır.




**Şekil 3.10** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon Profili Hesap Sonuçları (V2, M3)




**Şekil 3.11** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon Profili Hesap Sonuçları (V3, M2)

Kolon olarak seçilen HE450A profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 440 mm | $\mathbf{i_x}$ = | 189.2mm | $\mathbf{S_x}$= | 2896000mm$^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 300mm | $\mathbf{r_y}$ = | 72.9 mm | $\mathbf{S_x}$= | 631000mm$^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 11.5mm | $\mathbf{I_x}$ = | 6372 x10$^5$ mm$^4$ | $\mathbf{S_{px}}$= | 3216000mm$^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 21mm | $\mathbf{I_y}$ = | 946.5 x10$^5$ mm$^4$ | $\mathbf{S_{py}}$= | 965500 mm$^3$ |
| **r** = | 27mm | **A**= | 17800 mm$^2$ | $\mathbf{C_w}$ = | 4.148x10$^{12}$mm$^6$ |
| | | | | **J** = | 2438000mm$^6$ |

AISC 360-10 (AISC 2010) Bölüm B4 uyarınca, başlıkların kesit sınıfları Denklem(3.13) ile belirlenmiştir:

$$b / t_f \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(3.13)}$$

Denklem(3.13)'de verilen, $b$ başlık genişliği, $t_f$ başlık kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150mm$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{21} = 7.14$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{200000}{235}} = 16.33 \text{ ise}$$

$7.14 \leq 16.33$ √ Kompakt başlık

AISC 360-10 (AISC 2010) Bölüm B4 uyarınca, gövde kesit sınıfı Denklem(3.14) ile belirlenmiştir:

$$h / t_w \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{3.14}$$

Denklem(3.14)'de verilen, $h$ gövde yüksekliği, $t_w$ gövde kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$h = 440 - 2 \times 21 - 2 \times 27 = 344\,mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29.91$$

$$h / t_w \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{200000}{235}} = 43.46$$

$29.91 \leq 43.46$ √ Kompakt gövde

***<u>Basınç Kuvveti Dayanım Hesabı:</u>***

AISC 360-10 (AISC 2010) Bölüm E3 ve E4 uyarınca, karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı Denklem (3.15) ile hesaplanmıştır:

$$P_n = F_{cr} A_g \tag{3.15}$$

Denklem (3.15)'de verilen, $P_n$ karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı, $F_{cr}$ kritik burkulma gerilmesi, $A_g$ kayıpsız enkesit alanıdır.

Kritik burkulma gerilmesi $F_{cr}$, Denklem (3.16) veya Denklem (3.17) ile belirlenecektir.

$$\frac{L_c}{i} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Veya} \quad \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \qquad F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y \tag{3.16}$$

$$\frac{L_c}{i} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Veya} \quad \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \qquad F_{cr} = 0.877F_e \tag{3.17}$$

Denklem (3.16) ve Denklem (3.17)'de verilen, $L_c$ burkulma boyu, $i$ atalet yarı çapı, $F_e$ elastik burkulma gerilmesi, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_{cr}$ kritik burkulma gerilmesi, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

*Eğilmeli burkulma sınır durumu:*

Bu sınır durum, enkesit özelliklerine bakılmaksızın, tüm basınç elemanlarında kontrol edilecektir. Eğilmeli burkulma sınır durumu için elastik burkulma gerilmesi Denklem (3.18) ile hesaplanmıştır:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \tag{3.18}$$

Denklem (3.18)'de verilen, $L_c$ burkulma boyu, $r$ atalet yarı çapı, $F_e$ elastik burkulma gerilmesi, $E$ yapı çeliği elastisite modülüdür.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{\left(\frac{3500 \times 1.0}{72.9}\right)^2} = 855.47$$

*Burulmalı ve Eğilmeli-Burulmalı Burkulma Sınır Durumu:*

Burulmalı ve eğilmeli-burulmalı burkulma sınır durumu için elastik burkulma gerilmesi Denklem (3.19) ile hesaplanmıştır:

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{\left(L_{cz}\right)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \tag{3.19}$$

Denklem (3.19)' da verilen, $F_e$ elastik burkulma gerilmesi, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $C_w$ çarpılma sabiti, $G$ yapısal çelik kayma modülü, $J$ burulma sabiti, $L_{cz}$ z-ekseni (boyuna eksen) etrafında burkulma durumunda burkulma boyu, $I_x$ x asal ekseni etrafındaki atalet momenti, $I_y$ y asal ekseni etrafındaki atalet momentidir.

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 \times 200000 \times 4.148 \times 10^{12}}{3500^2} + 77200 \times 2438000 \right] \times \frac{1}{6372 \times 10^5 + 946.5 \times 10^5}$$

$$F_e = 1169.543 \ N/mm^2$$

1169.54 > 855.47 olduğundan, $F_e$= 855.47 Mpa olarak alınacaktır.

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{235}{855.47} = 0.274$$

0.274 ≤ 2.25 olduğundan, kritik gerilme Denklem (3.16) ile hesaplanmıştır:

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{235}{855.47}} \right] \times 235 = 209.47 \, Mpa$$

$$A_e = A_g = 17800 mm^2$$

$$P_c = \phi F_{cr} A_g = 0.9 \times 209.47 \times 17800 = 3355803.47 N$$

3355.80kN > 2204.97 kN √ uygundur.

***<u>Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı:</u>***

HE450 A kolon başlıklarının kesit sınıfları Denklem (3.1) ile belirlenmiştir:

$$b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150mm$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{21} = 7.14$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{235}} = 11.08$$

$7.14 \leq 11.08$ √ Kompakt başlık

HE450 A kolon gövde kesit sınıfı Denklem (3.2) ile belirlenmiştir:

$$h = 440 - 2 \times 21 - 2 \times 27 = 344\ mm$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29.91$$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{235}} = 109.69$$

$29.91 \leq 109.69$ √ Kompakt gövde

*x ekseni moment taşıma kapasitesi:*

HE450 A kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımı Denklem (3.3) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 32.16 \times 10^5 \times 235 = 755760000 Nmm = 755.76 kN.m$$

*Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu Tahkiki:*

Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk Denklem (3.6) ile hesaplanmıştır:

$$L_p = 1.76 \times 72.9 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 3743.012 \ mm$$

Etkin atalet yarıçapı Denklem (3.8) ile hesaplanmıştır:

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{94650000 \times 4.148 \times 10^{12}}}{2896000}} = 82.716$$

Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluğu, Denklem (3.7) ile hesaplanmıştır:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 1.95 \times 82.716 \times \frac{200000}{0.7 \times 235} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2438000 \times 1.0}{2896000 \times 419} + \sqrt{\left(\frac{2438000 \times 1.0}{2896000 \times 419}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 235}{200000}\right)^2}} = 13788.13 mm$$

$\mathbf{L_b} =$ 3500 mm

$\mathbf{L_r} =$ 13788.13 mm

$\mathbf{L_p} =$ 3743.012 mm

$L_b \leq L_p$ olduğundan yanal burulmalı burkulma sınır durumunun göz önüne alınmasına gerek yoktur.

HE450 A kolonunun karakteristik eğilme momenti dayanımı Denklem (3.3) ile hesaplanmıştır:

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 32.16 \times 10^5 \times 235 = 755760000 Nmm = 755.76 \ kNm$$

$$M_c = \phi_b M_n = 0.9 \times 755.76 = 680.184 \ kNm$$

*680.184 kN.m* > 27.10*kN.m*√ Kesit yeterlidir.

*y ekseni moment taşıma kapasitesi:*

$$M_n = M_p = F_y Z_y = 965500 \times 235 = 226.892 \ kNm$$

*Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu Tahkiki:*

Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk Denklem (3.6) ile hesaplanmıştır:

$$L_p = 1.76 \times 72.9 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 3743.012 \ mm$$

Etkin atalet yarıçapı Denklem (3.8) ile hesaplanmıştır:

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{6372\ x10^5 \times 4.148 \times 10^{12}}}{631000}} = 177.205$$

Elastik olmayan yanal burulmalı burkulmada sınır uzunluğu, Denklem (3.7) ile hesaplanmıştır:

$$L_r = 1.95 \times 177.205 \times \frac{200000}{0.7 \times 235} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2438000 \times 1.0}{631000 \times 419} + \sqrt{\left(\frac{2438000 \times 1.0}{631000 \times 419}\right)^2 + 6.76 \times \left(\frac{0.7 \times 235}{200000}\right)^2}} = 57431.02mm$$

**$L_b$ =** 3500 mm

**$L_r$ =** 57431.02 mm

**$L_p$ =** 3743.012 mm

$L_b \leq L_p$ olduğundan yanal burulmalı burkulma sınır durumunun göz önüne alınmasına gerek yoktur.

$$M_n = M_p = F_y Z_y = 965500 \times 235 = 226.892kNm$$

$$M_c = \phi_b M_n = 0.9 \times 226.892 = 204.20kNm$$

***204.20*** kNm **>7.16** kNm √ Kesit yeterlidir.

AISC 360-10 Bölüm H1. uyarınca, eğilme ve basınç etkisindeki çift ve tek simetri eksenli elemanlarda, eğilme momenti ve eksenel basınç kuvvetlerinin birleşik etkileri Denklem(3.20) ve Denklem(3.21)'de verilen sınır değerlere göre hesaplanacaktır.

$$\frac{p_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \textit{için} \qquad \frac{p_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \tag{3.20}$$

$$\frac{p_r}{P_c} < 0.2 \quad \textit{için} \qquad \frac{p_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \tag{3.21}$$

Denklem (3.20) ve Denklem (3.21)'de verilen, $P_r$ gerekli eksenel kuvvet dayanımı, $P_c$ mevcut eksenel basınç kuvveti dayanımı, $M_{rx}$ x yönü gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_{ry}$ y yönü gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_{cx}$ x yönü gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_{cy}$ y yönü gerekli eğilme momenti dayanımıdır.

$$\frac{p_r}{P_c} = \frac{2204.97}{3355.80} = 0.65 \geq 0.2 \quad \textit{olduğundan}$$

$$\frac{p_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) = \frac{2204.97}{3355.80} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{27.10}{680.184} + \frac{7.16}{204.20}\right) = 0.723 \leq 1.0$$

*1.2G+1.0Q+0.2S+1.0Ey-0.3*$E_x$ yüklemesi için HE450A kesitte, kullanım kapasite oranı 0.723 olarak hesaplanmıştır.

Şekil 3.12'de verilen SAP2000 programı hesap sonuçları incelendiğinde, program tarafından hesaplanan kullanım kapasite oranının 0.718 olduğu görülmektedir. 0.723 $\cong$ 0.718 olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 programı hesapları benzer sonuçlar vermiştir.

***Kesme Kuvveti Kontrolleri:***

Gövde narinliği, Denklem (3.10) ile kontrol edilmiştir:

$h = 440 - 2 \times 21 - 2 \times 27 = 344\ mm$

$t_w$= 11.5 mm

$A_w = d \times t_w = 440 \times 11.5 = 5060\ mm^2$

$$h / t_w = \frac{344}{11.5} = 29.91 \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{235}} = 65.34\ \surd$$

Karakteristik kesme kuvveti dayanımı Denklem (3.11) ile hesaplanmıştır:

$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 235 \times 10^{-3} \times 5060 \times 1.0 = 713.460\ kN$

$V_r = \phi_v V_n = 1.0 \times 713.460 = 713.460\ kN$

$V_r$ = 713.460 kN > $V_{maks}$ = 5.96kN √ Uygundur

```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 51        X Mid: 12.000     Combo: NX 1.2 G + 1.0 Q Design Type: Column
 Length: 3.500     Y Mid: 5.000      Shape: HE450A           Frame Type: SCBF
 Loc    : 0.000      Z Mid: 1.750       Class: Seismic HD        Princpl Rot: 0.000
degrees

 Provision: LRFD   Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950   2nd Order: General 2nd Order    Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.527  AlphaPr/Pe=0.138  Tau_b=0.997   EA factor=0.800   EI factor=0.800

 PhiB=0.900        PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900        PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.018           I33=6.372E-04     r33=0.189         S33=0.003         Av3=0.011
 J=2.500E-06       I22=9.465E-05     r22=0.073         S22=6.310E-04     Av2=0.005
 E=210000000.0     fy=235000.000     Ry=1.100          z33=0.003       Cw=4.154E-06
 RLLF=1.000        Fu=360000.000                       z22=9.660E-04


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NX 1.2 G + 1.0 Q + 0.2 S + 1.0 Ey + 0.3 Ex)
     Location              Pu        Mu33       Mu22       Vu2       Vu3          Tu
     0.000          -2204.975      25.761     -7.190     0.559     1.852       0.000

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1a)
     D/C Ratio:   0.718 = 0.653 + 0.034 + 0.031
                        = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
     Factor                 L          K1         K2         B1         B2          Cm
     Major Bending      1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       0.701
     Minor Bending      1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       0.722

                         Lltb        Kltb         Cb
     LTB                1.000       1.000      1.479

                           Pu     phi*Pnc    phi*Pnt
                        Force    Capacity   Capacity
     Axial          -2204.975    3374.813   3764.700

                           Mu      phi*Mn     phi*Mn
                       Moment    Capacity    No LTB
     Major Moment      25.761     680.184    680.184
     Minor Moment      -7.190     204.309

 SHEAR CHECK
                           Vu      phi*Vn     Stress     Status
                        Force    Capacity      Ratio      Check
     Major Shear        5.961     713.460      0.008         OK
     Minor Shear        1.852    1598.940      0.001         OK
```

**Şekil 3.12** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Kolon SAP2000 Hesap Sonuçları

### 3.4.1 Merkezi Deprem Çaprazlarının Tasarımı

Düşey çapraz olarak seçilen TUBU-219.1x5 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d =** | 219.1 mm | $\mathbf{r_x}$ = | 75.7 mm | $\mathbf{S_x}$ = | 175992 $mm^3$ |
| **t=** | 5 mm | $\mathbf{r_y}$ = | 75.7 mm | $\mathbf{S_{px}}$ = | 229200 $mm^3$ |
| **A=** | 3363 $mm^2$ | $\mathbf{I_x}$ = | 19280000 $mm^4$ | $\mathbf{Z_y}$= | 175992 $mm^3$ |
| | | $\mathbf{I_y}$ = | 19280000 $mm^4$ | | |

En büyük kesit tesirleri 2244 numaralı düşey çapraz da oluşmaktadır. $1.2G+1.0Q+0.2S+1.0E_y+0.3E_x$ yüklemesi için $P_{maks}$= -229.866 kN (basınç) ve $0.9G-1.0E_y+0.3E_x$ yüklemesi için $P_{maks}$= 49.20 kN (çekme) kuvvetleri elde edilmiştir.

Basınç elemanları için narinlik oranı, Denklem (3.22) ile hesaplanmıştır:

$$\frac{L_c}{r} \leq 200 \qquad \textbf{(3.22)}$$

Denklem (3.22)'de verilen, $L_c$ burkulma boyu, $r$ atalet yarıçapıdır.

$$\lambda = \frac{(KL)}{r} \leq 200 = \frac{6103 \times 1.0}{75.7} = 80.62 \leq 200 \surd \text{ Uygundur}$$

Basınç kuvveti etkisindeki enkesit parçaları için genişlik/kalınlık oranı, Denklem (3.23) ile belirlenmiştir.

$$\frac{D}{t} \leq 0.11\frac{E}{F_y} \tag{3.23}$$

Denklem (3.23)'de verilen, $D$ profil çapı, $t$ kalınlığı, $E$ yapı çeliği elastisite modülü, $F_y$ yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesidir.

$$\frac{D}{t} = \frac{219.1}{5} = 43.82 \leq 0.11\frac{E}{F_y} = 0.11\frac{200000}{235} = 93.61 \surd \text{ Uygundur}$$

***<u>Basınç Kuvveti Dayanımı:</u>***

Kritik burkulma gerilmesi $F_{cr}$, Denklem (3.16) ile hesaplanmıştır:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ise \quad \frac{6103}{75.7} = 80.62 \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 137.40$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{\left(\frac{6103}{75.7}\right)^2} = 303.38$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{235}{303.38}}\right]235 = 169.92 \ Mpa$$

Karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı Denklem (3.15) ile hesaplanmıştır:

$$P_n = A_g F_{cr} = 3363 \times 169.92 = 571.467 \ kN$$

$$P_r = \phi P_n = 0.9 \times P_r = \phi P_n = 0.9 \times 571.467 = 514.320 kN$$

514.320 kN > 229.866 kN √ Uygundur.

***Çekme Kuvveti Hesabı***

Çekme elemanları için narinlik oranı, Denklem (3.24) ile hesaplanmıştır:

$$\frac{L_c}{r} \leq 300 \qquad \textbf{(3.24)}$$

Denklem (3.24)'de verilen, $L_c$ burkulma boyu, $r$ atalet yarıçapıdır.

$$\lambda = \frac{(KL)}{r} \leq 300 = \frac{6103 \times 1.0}{75.7} = 80.62 \leq 300 \quad \surd \text{ Uygundur}$$

*Akma Sınır Durumu*

AISC 360-10 Bölüm D2.'ye göre, çekme elemanlarında akma sınır durumu için, karakteristik çekme kuvveti dayanımı Deklem(3.25) ile hesaplanmaktadır.

$$T_n = A_g F_y \qquad \textbf{(3.25)}$$

Denklem (3.25)'de verilen, $T_n$ karakteristik çekme kuvveti dayanımı, $A_g$ kayıpsız enkesit alanı, $F_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesidir.

$$T_n = A_g F_y = 3363 \times 235 = 790.305 kN$$

$$T_r = \phi_t T_n = 0.9 \times 790.305 = 711.274 \ kN$$

711.274 kN > 49.204 kN √ Uygundur.

*Kırılma Sınır Durumu*

AISC 360-10 Bölüm D2.'ye göre, çekme elemanlarında kırılma sınır durumu için, karakteristik çekme kuvveti dayanımı Deklem(3.26) ile hesaplanmaktadır.

$$T_n = A_e F_u \tag{3.26}$$

Denklem (3.26)'de verilen, $T_n$ karakteristik çekme kuvveti dayanımı, $A_e$ Etkin net enkesit alanı, $F_u$ yapısal çelik karakteristik çekme gerilmesidir.

$$T_n = A_e F_u = 3363 \times 360 = 1210.680 kN$$

$$T_r = \phi_t T_n = 0.75 \times 1210.680 = 908.010 kN$$

908.010 kN > 49.204 kN √ Uygundur.

$P_{maks}$ / $P_r$ oranı = $\frac{229.866}{514.32} = 0.446$ olmaktadır. Şekil 3.13'de düşey çapraza ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir, *1.2 G + 1.0 Q + 0.2 S + 1.0 Ey + 0.3 Ex* yüklemesi için TUBU-219.1x5 kesitte, kullanım kapasite oranı 0.468 olarak hesaplanmıştır. 0.446 ≅ 0.468 olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın değerler vermiştir.

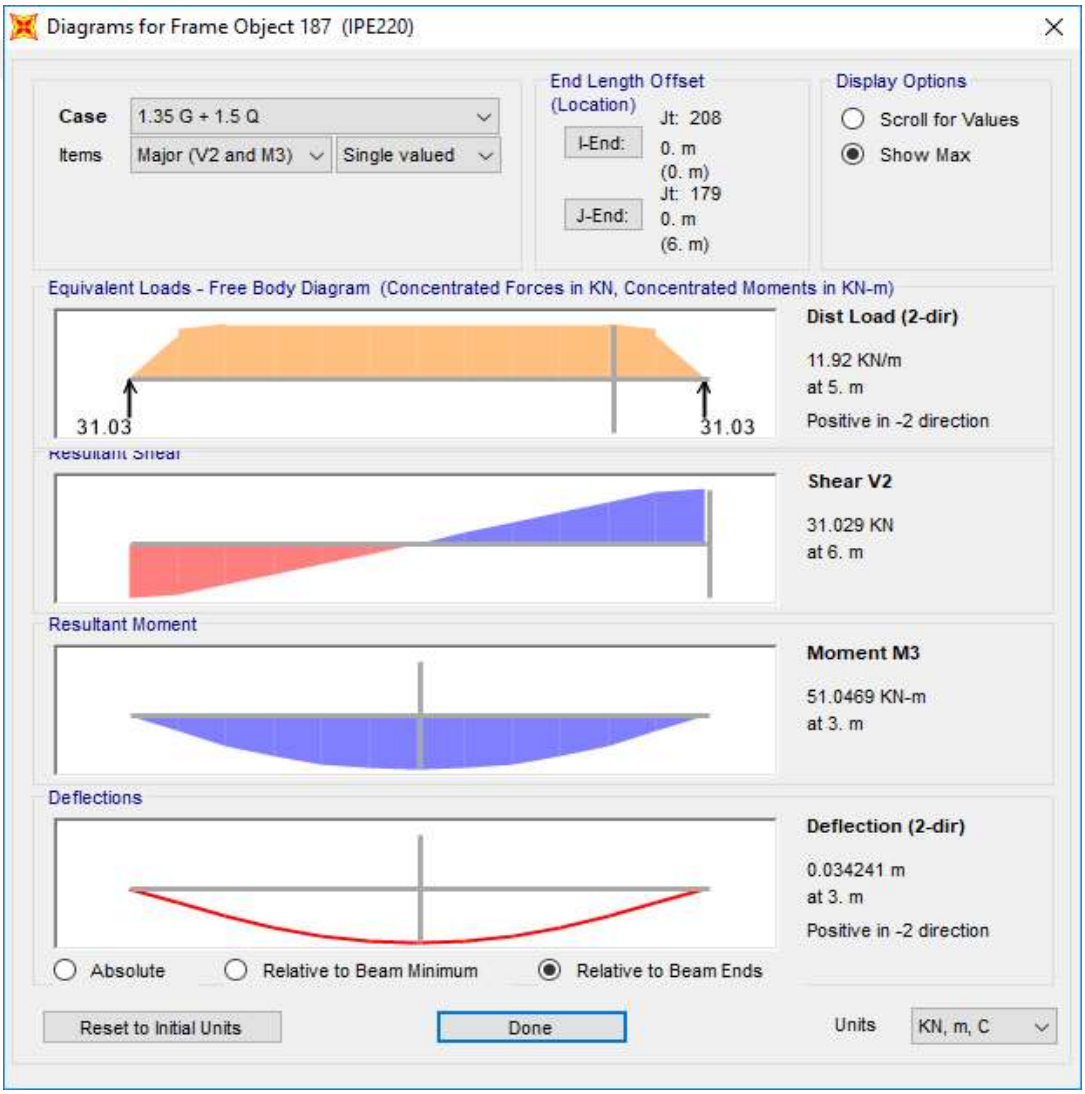
```
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 2244       X Mid: 12.000     Combo: NY 1.2 G + 1.0 Q Design Type: Brace
 Length: 6.103      Y Mid: 12.500     Shape: TUBO-D219.1X5    Frame Type: SCBF
 Loc   : 3.052      Z Mid: 1.750      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

 Provision: LRFD   Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950   2nd Order: General 2nd Order        Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.291  AlphaPr/Pe=0.225  Tau_b=1.000   EA factor=0.800   EI factor=0.800
 Ignore Seismic Code? Yes        Ignore Special EQ Load? Yes    D/P Plug Welded? Yes

 SDC: C            I=1.000           Rho=1.000         Sds=0.500
 R=8.000           Omega0=3.000      Cd=5.500
 PhiB=0.900        PhiC=0.900        PhiTY=0.900       PhiTF=0.750
 PhiS=0.900        PhiS-RI=1.000     PhiST=0.900

 A=0.003           I33=1.928E-05     r33=0.076         S33=1.760E-04     Av3=0.002
 J=3.854E-05       I22=1.928E-05     r22=0.076         S22=1.760E-04     Av2=0.002
 E=200000000.0     fy=235000.000     Ry=1.100          z33=2.292E-04
 RLLF=1.000        Fu=360000.000                       z22=2.292E-04

 HSS Welding: ERW  Reduce HSS Thickness? No


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo NY 1.2 G + 1.0 Q + 0.2 S + 1.0 Ey + 0.3 Ex)
     Location              Pu        Mu33       Mu22       Vu2       Vu3          Tu
     3.052           -229.866       1.183      0.000     0.032     0.000      -0.072

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1a)
     D/C Ratio:    0.468 = 0.447 + 0.022 + 0.000
                         = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

 AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
     Factor                 L          K1         K2         B1         B2          Cm
     Major Bending      1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       1.000
     Minor Bending      1.000       1.000      1.000      1.000      1.000       1.000

                         Lltb        Kltb         Cb
     LTB                1.000       1.000      1.316

                           Pu     phi*Pnc    phi*Pnt
                        Force    Capacity   Capacity
     Axial           -229.866     514.550    711.275

                           Mu      phi*Mn     phi*Mn
                       Moment    Capacity    No LTB
     Major Moment       1.183      48.476     48.476
     Minor Moment       0.000      48.476

                           Tu          Tn     phi*Tn
                       Moment    Capacity   Capacity
     Torsion           -0.072      50.762     45.686
```

**Şekil 3.13** AISC 360-10 (AISC 2010) Yönetmeliğine Göre Düşey Çapraz SAP2000 Hesap Sonuçları

# 4. EUROCODE 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

## 4.1 Tali Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, tali döşeme kirişi (187 numaralı kiriş) için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve deplasman değerleri Şekil 4.1'de gösterilmektedir.




**Şekil 4.1** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi Hesap Sonuçları

*1.35G +1.5Q* yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri; $M_{Ed}$=51.04 kN.m ve $V_{Ed}$=31.02 kN olarak hesaplanmıştır.

Tali döşeme kirişi olarak seçilen IPE 220 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 220mm | $\mathbf{i_x}$= | 91.1mm | $\mathbf{W_x}$ = | 252000mm$^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 110mm | $\mathbf{i_y}$= | 24.8mm | $\mathbf{W_{px}}$ = | 285400mm$^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 5.9mm | $\mathbf{I_x}$ = | 27.7 x10$^6$ mm$^4$ | $\mathbf{W_y}$= | 37250mm$^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 9.2mm | $\mathbf{I_y}$ = | 2049000mm$^4$ | $\mathbf{C_w}$ = | 22.67 x10$^9$ mm$^6$ |
| **r** = | 12mm | **A**= | 3337mm$^2$ | **J** = | 90700mm$^6$ |

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 5 (Tablo 5.2) uyarınca, sınıf 1 kesitler için Denklem (4.1), sınıf 2 kesitler için Denklem (4.2) ve sınıf 3 kesitler için Denklem (4.3)'de verile sınır şartlara göre profil başlıklarının kesit sınıfları belirlenecektir.

$$c / t_f \leq 9\varepsilon \quad \textbf{(4.1)}$$

$$c / t_f \leq 10\varepsilon \quad \textbf{(4.2)}$$

$$c / t_f \leq 14\varepsilon \quad \textbf{(4.3)}$$

Denklem (4.1), Denklem (4.2) ve Denklem (4.3)'de verilen, $c$ kesitin genişliği veya derinliği, $t_f$ başlık kalınlığı, $\varepsilon$ akma dayanımına bağlı bir katsayıdır.

Kesit genişliği Denklem (4.4) ile hesaplanmıştır:

$$c = \left(b - t_w - 2r\right) / 2 \tag{4.4}$$

Denklem (4.4)'de verilen, $b$ kesit genişliği, $t_w$ gövde kalınlığı, $r$ eğrilik yarıçapıdır.

$$c = \left(110 - 5.9 - 2 \times 12\right) / 2 = 40.05$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{40.05}{9.2} = 4.35 \leq 9 \times 0.92 = 8.31 \quad \surd \text{ Sınıf 1 kesittir.}$$

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 5 (Tablo 5.2) uyarınca, sınıf 1 kesitler için Denklem (4.5), sınıf 2 kesitler için Denklem (4.6) ve sınıf 3 kesitler için Denklem (4.7)'de verile sınır şartlara göre profil gövde kesit sınıfları belirlenecektir.

$$c / t_w \leq 72\varepsilon \tag{4.5}$$

$$c / t_w \leq 83\varepsilon \tag{4.6}$$

$$c / t_w \leq 124\varepsilon \tag{4.7}$$

Denklem (4.5), Denklem (4.6) ve Denklem (4.7)'de verilen, $c$ kesitin genişliği veya derinliği, $t_f$ başlık kalınlığı, $\varepsilon$ akma dayanımına bağlı bir katsayıdır.

Kesit derinliği Denklem (4.8) ile hesaplanmıştır:

$$c = \left(h - 2t_f - 2r\right) \tag{4.8}$$

Denklem (4.8)'de verilen, $h$ kesit yüksekliği, $t_f$ başlık kalınlığı, $r$ eğrilik yarıçapıdır.

$$c = \left(220 - 2\times 9.2 - 2\times 12\right)/2 = 177.6$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{177.6}{5.9} = 30.10 \le 72\times 0.92 = 66.24 \surd \quad \text{Sınıf 1 kesit}$$

***<u>Tali Kiriş Eğilme Momenti Kontrolleri:</u>***

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 6.2.5 uyarınca, Sınıf 1 ve Sınıf 2 kesitler için eğilme momenti dayanımı Denklem (4.9) ile hesaplanmıştır:

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} \tag{4.9}$$

Denklem (4.9)'da verilen, $f_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi, $\gamma_{mo}$ 1.0 olarak alınan katsayı, $W_{pl}$ plastik mukavet momentidir.

$$M_{c,y,Rd} = \frac{285400 \times 275}{1.0} = 78.48\ kNm$$

*78.48* kN.m > *51.04* kN.m √ Kesit yeterlidir.

$M_{maks}$ / $M_c$ oranı = $\frac{51.04}{78.35} = 0.65$ olmaktadır. Şekil 4.2'de tali kirişe ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir, *1.35G +1.5Q* yüklemesi için IPE220 kesitte, kullanım kapasite oranı 0.65 olarak hesaplanmıştır. 0.65 ≅ 0.65 olduğundan bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının eşit olduğu görülmektedir.

***<u>Tali Kiriş Kesme Kuvveti Kontrolleri:</u>***

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 6.2.6 uyarınca, kesme kuvveti kapasitesi Denklem(4.10) ile hesaplanmıştır:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left( f_y / \sqrt{3} \right)}{\gamma_{M0}} \qquad \textbf{(4.10)}$$

Denklem (4.10)'de verilen, $f_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi, $\gamma_{mo}$ 1.0 olarak alınan katsayı, $A_v$ kesme alanıdır.

$$A_v = A - 2b.t_f + \left( t_w + 2r \right) t_f$$

$$A_v = 3337 - 2 \times 110 \times 9.2 + \left( 5.9 + 2 \times 12 \right) \times 9.2 = 1588.05 mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1588.08 \left( 275 / \sqrt{3} \right)}{1.0} = 252.14\ kN$$

252.14 kN >31.02 kN √ Kesme kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.

$V_{Ed}$ = 31.02 kN

$V_{pl,y}$ =252.14 kN

$V_{Ed}$ = 31.02 ≤ 0.5 x 252.14 olduğundan eğilme momenti ve kesme kuvvetinin birleşik etkilerinin incelenmesine gerek yoktur.

*Kesme burkulması kontrolü :*

Kesme burkulması kontrolü, Denklem (4.11) ile kontrol edilmiştir:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72\frac{\varepsilon}{\eta} \tag{4.11}$$

Denklem (4.11)'de verilen, $h_w$ gövde yüksekliği, $t_w$ gövde kalınlığı, $\varepsilon$ akma dayanımına bağlı bir katsayı, $\eta$ kesme alanı katsayısıdır.

$h_w = h - 2t_f = 220 - 2\times 9.2 = 201.6mm$

$\frac{201.6}{5.9} = 34.16 \leq 72\times\frac{0.92}{1.2} = 55.2$ √ Kayma burkulması kapasitesi yeterlidir.

***Deplasman hesapları:***

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 5'e göre, düşey deplasman kontrollerinin Denklem (4.12)'de verilen sınır değerine göre yapılmıştır:

$$\frac{a_0}{L} \leq \frac{1}{300} \tag{4.12}$$

Denklem (4.12)'de verilen, $a_0$ deplasman değeri, $L$ eleman uzunluğudur.

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{EI}$$

q = 5.95 kN/m

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{5.95 \times 6000^4}{200000 \times 27720000} = 18.11mm$$

$\frac{18.11}{6000} = \frac{1}{331.3} \leq \frac{1}{300}$ √ Düşey deplasman uygundur.

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 187        X Mid: 9.000      Combo: 1.35 G + 1.5 Q   Design Type: Beam
 Length: 6.000      Y Mid: 2.500      Shape: IPE220           Frame Type: DCH-CBF
 Loc   : 3.000      Z Mid: 3.500      Class: Class 1          Rolled : Yes

 Country=CEN Default        Combination=Eq. 6.10                  Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B)      MultiResponse=Envelop        P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No

 GammaM0=1.00       GammaM1=1.00       GammaM2=1.25
 An/Ag=1.00         RLLF=1.000         PLLF=0.750        D/C Lim=0.950
 Aeff=0.003         eNy=0.000          eNz=0.000

 A=0.003          Iyy=2.772E-05   iyy=0.091      Wel,yy=2.520E-04    Weff,yy=2.520E-04
 It=0.000         Izz=2.050E-06   izz=0.025      Wel,zz=3.727E-05    Weff,zz=3.727E-05
 Iw=0.000         Iyz=0.000       h=0.220        Wpl,yy=2.850E-04    Av,y=0.002
 E=200000000.0    fy=275000.000   fu=430000.000  Wpl,zz=5.810E-05    Av,z=0.002


 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
 Location            Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z       Ved,y         Ted
 3.000             0.000      51.047       0.000      0.000       0.000   7.852E-05

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))
     D/C Ratio:   0.651 = 0.651   <        0.950          OK
                        = (My,Ed/Mn,y,Rd)        (EC3 6.2.9.1(6y))

 AXIAL FORCE DESIGN
                          Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                        Force    Capacity    Capacity
     Axial              0.000     918.500     918.500

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                      918.500    1034.064   14789.049   14789.049       1.000

            Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
 Major (y-y)    a   0.210    1519.919       0.777       0.863       0.808     742.493
 MajorB(y-y)    a   0.210    1519.919       0.777       0.863       0.808     742.493
 Minor (z-z)    b   0.340   11240.383       0.286       0.555       0.969     890.276
 MinorB(z-z)    b   0.340   11240.383       0.286       0.555       0.969     890.276
 Torsional TF   b   0.340   14789.049       0.249       0.539       0.982     902.419
```

**Şekil 4.2** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi SAP2000 Hesap Sonuçları

## 4.3

MOMENT DESIGN

| | Med Moment | Med,span Moment | Mc,Rd Capacity | Mv,Rd Capacity | Mn,Rd Capacity | Mb,Rd Capacity |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Major (y-y) | 51.047 | 51.047 | 78.375 | 78.375 | 78.375 | 77.442 |
| Minor (z-z) | 0.000 | 0.000 | 15.978 | 15.978 | 15.978 | |

| | Curve | AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | C1 | Mcr |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LTB | a | 0.210 | 0.254 | 0.538 | 0.988 | 1.000 | 1217.242 |

| | kyy | kyz | kzy | kzz |
|---|---|---|---|---|
| Factors | 0.950 | 0.600 | 0.886 | 1.000 |

SHEAR DESIGN

| | Ved Force | Ted Torsion | Vc,Rd Capacity | Stress Ratio | Status Check |
|---|---|---|---|---|---|
| Major (z) | 0.000 | 7.852E-05 | 252.618 | 0.000 | OK |
| Minor (y) | 0.000 | 7.852E-05 | 341.447 | 0.000 | OK |

| | Vpl,Rd | Eta | LambdabarW |
|---|---|---|---|
| Reduction | 252.618 | 1.200 | 0.428 |

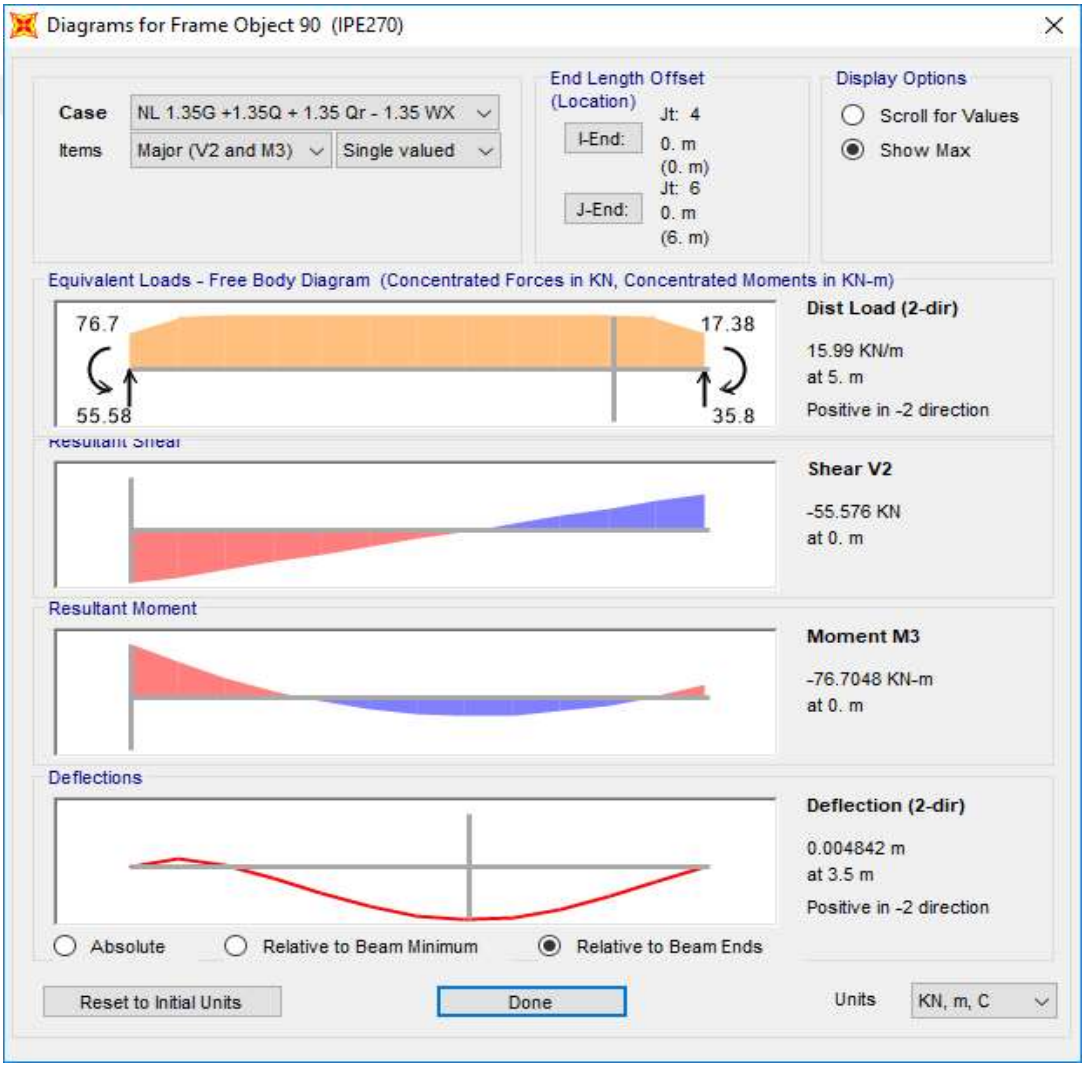
**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

| | VMajor Left | VMajor Right |
|---|---|---|
| Major (V2) | 31.029 | 31.029 |

**Şekil 4.2** (devam) Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Tali Döşeme Kirişi SAP2000 Hesap Sonuçları

## 4.2 x Doğrultusu Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, x yönü çerçeve kirişi ( 90 numaralı kiriş) için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve deplasman değerleri Şekil 4.4'de gösterilmektedir.




**Şekil 4.4** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre x Doğrultusu Çerçeve Kirişi Kesit Tesirleri

*1.35G+1.35Q+1.35Qr-1.35WX* yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri; $M_{Ed}$=*76.70* kN.m ve $V_{Ed}$=*55.57* kN olarak hesaplanmıştır.

Çerçeve kirişi olarak seçilen IPE 270 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 270mm | $\mathbf{i_y}$= | 112.3mm | $\mathbf{W_y}$= | 428900mm$^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 135mm | $\mathbf{i_z}$= | 30.2mm | $\mathbf{W_{py}}$= | 484000mm$^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 6.6mm | $\mathbf{I_y}$= | 57900000mm$^4$ | $\mathbf{W_z}$= | 62200mm$^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 10.2mm | $\mathbf{I_z}$= | 4199000mm$^4$ | $\mathbf{C_w}$ = | 70.58x10$^9$ mm$^6$ |
| **r** = | 15mm | **A**= | 4595mm$^2$ | **J** = | 159400mm$^6$ |

Sınıf 1 kesitler için Denklem (4.1), sınıf 2 kesitler için Denklem (4.2) ve sınıf 3 kesitler için Denklem (4.3)'de verile sınır şartlara göre profil başlıklarının kesit sınıfları belirlenmiştir:

Kesit genişliği Denklem (4.4) ile hesaplanmıştır:

$$c = (135 - 6.6 - 2\times 15)/2 = 49.2$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{49.2}{10.2} = 4.82 \le 9\times 1.0 = 9 \surd \quad \text{Sınıf 1 kesittir.}$$

Sınıf 1 kesitler için Denklem (4.5), sınıf 2 kesitler için Denklem (4.6) ve sınıf 3 kesitler için Denklem (4.7)'de verile sınır şartlara göre profil gövde kesit sınıfları belirlenmiştir:

Kesit derinliği Denklem (4.8) ile hesaplanmıştır:

$$c = (270 - 2\times 10.2 - 2\times 15)/2 = 219.6$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \le 72\times 1.0 = 72 \surd$$ Sınıf 1 kesittir.

***<u>Eğilme Momenti Kontrolleri</u>***

Sınıf 1 ve Sınıf 2 kesitler için eğilme momenti dayanımı Denklem (4.9) ile hesaplanmıştır:

$$M_{c,y,Rd} = \frac{484000\times 235}{1.0} = 113.74\ kNm$$

*113.74* kN.m > *72.48*kN.m√ Kesit yeterlidir

*<u>Yanal burulma burkulması taşıma gücü momenti hesabı:</u>*

Kritik elastik yanal burkulma momenti Denklem(4.13) ile hesaplanmıştır:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_b^2}\sqrt{\frac{C_w}{I_z} + \frac{L_b^2 GJ}{\pi^2 EI_z}} \qquad \textbf{(4.13)}$$

Denklem(4.13)'de verilen, $C_1$ moment düzeltme katsayısı, $E$ yapısal çelik elastisite modülü $I_z$ zayıf eksen yönünde atalet momenti, $G$ yapısal çelik kayma modülü, $J$ burulma sabitidir.

Narinlik katsayısı Denklem(4.14) ile hesaplanacaktır.

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y F_y}{M_{cr}}} \tag{4.14}$$

Denklem(4.14)'de verilen, $\lambda$ boyutsuz narinlik oranı, $W_y$ kuvvetli eksen elastik mukavemet momenti, $F_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi, $M_{cr}$ Kritik elastik yanal burkulma momentidir.

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı belirlemek için kullanılan değer Denklem(4.15) ile hesaplanacaktır.

$$\Phi = 0.5\left[1 + a\left(\lambda - 0.2\right) + \lambda^2\right] \tag{4.15}$$

Denklem(4.15)'de verilen, $\Phi$ yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı belirlemek için kullanılan değer, $a$ yetersizlik katsayısı, $\lambda$ boyutsuz narinlik oranıdır.

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı Denklem(4.16) ile hesaplanacaktır.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1.0 \tag{4.16}$$

Denklem(4.16)'de verilen, $\Phi$ yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı belirlemek için kullanılan değer, $\lambda$ boyutsuz narinlik oranıdır.

Yanal burulmalı burkulma taşıma gücü momenti Denklem(4.17) ile hesaplanacaktır.

$$M_r = \chi \frac{W_y F_y}{\gamma_{m1}} \tag{4.17}$$

Denklem(4.17)'de verilen, $\chi$ yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı, $W_y$ kuvvetli eksen elastik mukavemet momenti, $F_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi, $\gamma_{m1}$ kısmi güvenlik katsayısıdır.

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = \frac{12.5 \times 76.70}{2.5 \times 76.70 + 3 \times 8.92 + 4 \times 23.66 + 3 \times 20.76}$$

$$C_b = 2.554 \quad (moment\ düzeltme\ katsayısı)$$

$$M_{cr} = 2.554 \times \frac{\pi^2 \times 200000 \times 419900}{6000^2} \times \sqrt{\frac{70.58 \times 10^9}{419900} + \frac{6000^2 \times 77200159400}{\pi^2 \times 200000 \times 419900}}$$

$$M_{cr} = 155.7 kNm$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{484000 \times 235}{155784849.1(Nmm)}} = 0.85$$

$\frac{d}{b} = \frac{270}{135} = 2 \leq 2$ olduğundan hadde profiller için burkulma eğrisi tipi ''a'' ve bu eğri için verilen düzensizlik faktörü *a=0.21* olarak belirlenmiştir.

$$\Phi = 0.5\left[1 + a\left(\lambda - 0.2\right) + \lambda^2\right] = 0.5\left[1 + 0.21\left(0.85 - 0.2\right) + 0.85^2\right] = 0.93$$

$$\chi = \frac{1}{0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.85^2}} = 0.765 \leq 1.0$$

$$M_r = 0.763 \times \frac{484000 \times 235}{1.0} = 86.78 \quad kNm$$

$M_{c,y,Rd}$ =113.74kN.m > $M_r$ = 86.78 kN.m

$M_r$ = 86.78 kN.m > 76.60 kN.m√ Kesit yeterlidir.

***<u>Kiriş Kesme Kuvveti Kontrolleri:</u>***

Kesme kuvveti kapasitesi Denklem(4.10) ile hesaplanmıştır:

$$A_v = 4595 - 2 \times 135 \times 10.2 + (6.6 + 2 \times 15) \times 10.2 = 2214.32\, mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{2214.32\left(235/\sqrt{3}\right)}{1.0} = 300.43\, kN$$

300.43 kN >55.57 kN √ Kesme kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.

$V_{Ed}$ = 55.57

$V_{pl,y}$ =300.43 kN

$V_{Ed}$ = 55.57 ≤ 0.5 x 300.43 olduğundan eğilme momenti ve kesme kuvvetinin birleşik etkilerinin incelenmesine gerek yoktur.

*<u>Kesme burkulması kontrolü :</u>*

Kesme burkulması kontrolü, Denklem (4.11) ile kontrol edilmiştir:

$$h_w = h - 2t_f = 270 - 2 \times 10.2 = 249.6 mm$$

$\frac{249.6}{6.6} = 37.81 \leq 72 \times \frac{1.0}{1.2} = 60$ √ Kayma burkulması kapasitesi yeterlidir.

***Deplasman hesapları:***

Düşey deplasman kontrollerinin Denklem (4.12)'de verilen sınır değerine göre yapılmıştır:

$$\delta = \frac{1}{384} \times \frac{ql^4}{EI}$$

q = 11.07 kN/m

$$\delta = \frac{1}{384} \times \frac{11.07 \times 6000^4}{200000 \times 57900000} = 3.22mm$$

$$\frac{3.22}{6000} = \frac{1}{1863} \leq \frac{1}{300}$$ √ Düşey deplasman uygundur.

$M_{Ed}$/ $M_r$ oranı = $\frac{76.70}{86.78} = 0.883$ olmaktadır. Şekil 4.5'de x yönü çerçeve kirişine ait SAP2000 hesap sonuçları gösterilmektedir, *1.35G+1.35Q+1.35Qr-1.35WX* yüklemesi için IPE270 kesitte, kullanım kapasite oranı 0.884 olarak hesaplanmıştır. 0.884 ≅ 0.883 olduğundan bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın değerler verdiği görülmüştür.

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 90        X Mid: 9.000      Combo: NL 1.35G +1.35Q +Design Type: Beam
 Length: 6.000     Y Mid: 0.000      Shape: IPE270           Frame Type: DCH-CBF
 Loc   : 6.000     Z Mid: 3.500      Class: Class 1          Rolled : Yes

 Country=CEN Default       Combination=Eq. 6.10                  Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B)      MultiResponse=Envelopes     P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No
 Ignore Seismic Code? Yes        Ignore Special EQ Load? Yes     D/P Plug Welded? Yes

 GammaM0=1.00      GammaM1=1.00      GammaM2=1.25
 q=4.00            Omega=1.00        GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00        RLLF=1.000        PLLF=0.750        D/C Lim=0.950

 Aeff=0.005        eNy=0.000         eNz=0.000
 A=0.005    Iyy=5.790E-05     iyy=0.112         Wel,yy=4.289E-04    Weff,yy=4.289E-04
 It=0.000   Izz=4.200E-06     izz=0.030         Wel,zz=6.222E-05    Weff,zz=6.222E-05
 Iw=0.000          Iyz=0.000         h=0.270           Wpl,yy=4.840E-04    Av,y=0.003
 E=200000000.0     fy=235000.000     fu=360000.000     Wpl,zz=9.700E-05    Av,z=0.002

 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
 Location             Ned      Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
 6.000              0.000     -17.380       0.000      35.801       0.000       0.000

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
     D/C Ratio:   0.884 = 0.000 + 0.884 + 0.000   <        0.950          OK
                        =  NEd/(Chi_z  NRk/GammaM1)  +  kzy  (My,Ed+NEd  eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1)  + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)       (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
                          Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                        Force    Capacity    Capacity
     Axial              0.000    1078.650    1078.650

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                     1078.650    1189.728    1191.234    1191.234       1.000

            Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
 Major (y-y)    a   0.210    3174.723       0.583       0.710       0.896     966.862
 MajorB(y-y)    a   0.210    3174.723       0.583       0.710       0.896     966.862
 Minor (z-z)    b   0.340     230.291       2.164       3.176       0.182     196.115
 MinorB(z-z)    b   0.340     230.291       2.164       3.176       0.182     196.115
 Torsional TF   b   0.340    1191.234       0.952       1.081       0.628     677.379
```

**Şekil 4.5** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine x Doğrultusu Kirişi SAP2000 Hesap Sonuçları

MOMENT DESIGN

| | Med Moment | Med,span Moment | Mc,Rd Capacity | Mv,Rd Capacity | Mn,Rd Capacity | Mb,Rd Capacity |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Major (y-y) | -17.380 | -76.705 | 113.740 | 113.740 | 113.740 | 86.763 |
| Minor (z-z) | 0.000 | 0.000 | 22.795 | 22.795 | 22.795 | |

| | Curve | AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | C1 | Mcr |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LTB | a | 0.210 | 0.855 | 0.934 | 0.763 | 2.554 | 155.595 |

| | kyy | kyz | kzy | kzz |
|---|---|---|---|---|
| Factors | 0.400 | 0.600 | 1.000 | 1.000 |

SHEAR DESIGN

| | Ved Force | Ted Torsion | Vc,Rd Capacity | Stress Ratio | Status Check |
|---|---|---|---|---|---|
| Major (z) | 35.801 | 0.000 | 299.754 | 0.119 | OK |
| Minor (y) | 0.000 | 0.000 | 399.249 | 0.000 | OK |

| | Vpl,Rd | Eta | LambdabarW |
|---|---|---|---|
| Reduction | 299.754 | 1.200 | 0.438 |

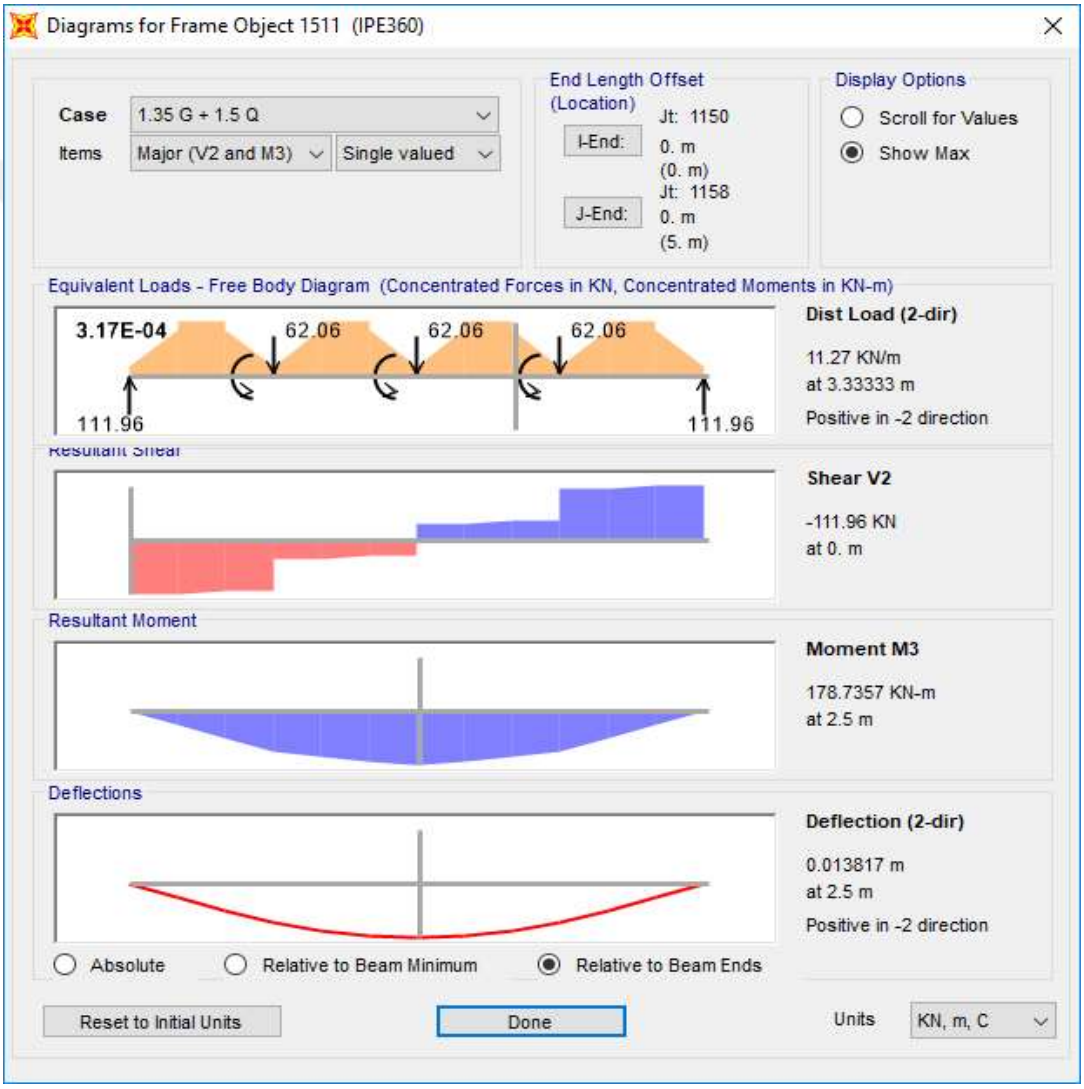
**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

| | VMajor Left | VMajor Right |
|---|---|---|
| Major (V2) | 55.576 | 55.436 |

**Şekil 4.5 (devam)** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine x Doğrultusu Kirişi SAP2000 Hesap Sonuçları

## 4.3 y Doğrultusu Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan hesaplar sonucu, y yönü çerçeve kirişi ( 1511 numaralı kiriş) için elde edilen, eğilme momenti, kesme kuvveti ve sehim değerleri Şekil 4.6'da gösterilmektedir.




**Şekil 4.6** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları

*1.35 G + 1.5 Q* yüklemesi sonucu oluşan kesit tesirleri; $M_{Ed}$=*178.73* kN.m ve $V_{Ed}$=*111.96* kN olarak hesaplanmıştır.

Çerçeve kirişi olarak seçilen IPE 360 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 360mm | $\mathbf{i_y}$= | 149.5mm | $\mathbf{W_y}$= | 90360 $mm^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 170mm | $\mathbf{i_z}$= | 37.9mm | $\mathbf{W_{py}}$= | 1019000$mm^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 8mm | $\mathbf{I_y}$= | $162.7x10^6mm^4$ | $\mathbf{W_z}$= | 122800$mm^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 12.7mm | $\mathbf{I_z}$= | $104.3\ x10^5mm^4$ | $\mathbf{C_w}$ = | $3.136x10^{11}mm^6$ |
| **r** = | 18mm | **A**= | 727 $mm^2$ | **J** = | 373200$mm^6$ |

Sınıf 1 kesitler için Denklem (4.1), sınıf 2 kesitler için Denklem (4.2) ve sınıf 3 kesitler için Denklem (4.3)'de verile sınır şartlara göre profil başlıklarının kesit sınıfları belirlenmiştir:

Kesit genişliği Denklem (4.4) ile hesaplanmıştır:

$$c = (170 - 8 - 2\times 18)/2 = 63$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{63}{12.7} = 4.96 \le 9\times 1.0 = 9\ \surd$$ Sınıf 1 kesittir.

Sınıf 1 kesitler için Denklem (4.5), sınıf 2 kesitler için Denklem (4.6) ve sınıf 3 kesitler için Denklem (4.7)'de verile sınır şartlara göre profil gövde kesit sınıfları belirlenmiştir:

Kesit derinliği Denklem (4.8) ile hesaplanmıştır:

$$c = (360 - 2\times 12.7 - 2\times 18) = 298.6$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.33 \leq 72\times 1.0 = 72 \surd$$ Sınıf 1 kesittir.

***<u>Eğilme Momenti Kontrolleri:</u>***

Sınıf 1 ve Sınıf 2 kesitler için eğilme momenti dayanımı Denklem (4.9) ile hesaplanmıştır:

$$M_{c,y,Rd} = \frac{1019000\times 235}{1.0} = 239.46\ kNm$$

*239.46* kN.m > *178.73* kN.m√ Kesit yeterlidir

*<u>Yanal burulma burkulması taşıma gücü momenti hesabı:</u>*

| | | | |
|---|---|---|---|
| $M_A$ = | 146.30kNm | $M_C$ = | 168.74kNm |
| $M_B$ = | 157.97 kNm | $M_{maks}$ = | 178.73 kNm |

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = \frac{12.5 \times 178.73}{2.5 \times 178.73 + 3 \times 146.30 + 4 \times 157.97 + 3 \times 168.74}$$

$C_b = 1.104$ (moment düzeltme katsayısı)

Kritik elastik yanal burkulma momenti Denklem(4.13) ile hesaplanmıştır:

$$M_{cr} = 1.104 \times \frac{\pi^2 \times 200000 \times 10430000}{1250^2} \times \sqrt{\frac{3.136 \times 10^{11}}{10430000} + \frac{1250^2 \times 77200 \times 373200}{\pi^2 \times 200000 \times 10430000}}$$

$M_{cr} = 2609.71 kNm$

Narinlik katsayısı Denklem(4.14) ile hesaplanmıştır:

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1019000 \times 235}{2609712938(Nmm)}} = 0.30$$

$\frac{d}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 2$ olduğundan hadde profiller için burkulma eğrisi tipi ‘‘b’’ olmaktadır ve bu eğriye için verilen düzensizlik faktörü *a=0.34* olarak belirlenmiştir.

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı belirlemek için kullanılan değer Denklem(4.15) ile hesaplanmıştır:

$$\Phi = 0.5\left[1 + a\left(\lambda - 0.2\right) + \lambda^2\right] = 0.5\left[1 + 0.34\left(0.30 - 0.2\right) + 0.30^2\right] = 0.56$$

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı Denklem(4.16) ile hesaplanmıştır:

$$\chi = \frac{1}{0.56 + \sqrt{0.56^2 - 0.30^2}} = 0.963 \leq 1.0$$

Yanal burulmalı burkulma taşıma gücü momenti Denklem(4.17) ile hesaplanmıştır:

$$M_r = 0.963 \times \frac{1019000 \times 235}{1.0} = 230.61 \quad kNm$$

$M_{c,y,Rd}$ = 239.46 kN.m > $M_r$ = 230.61 kN.m

$M_r$ = 230.61 kN.m > 178.73 kN.m √ Kesit yeterlidir.

$M_{Ed}$/ $M_r$ oranı = $\frac{178.73}{230.61} = 0.775$ olmaktadır. Şekil 4.7' de y yönü çerçeve kirişine ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir, *1.35G+1.5Q* yüklemesi için IPE360 kesitte, kullanım / kapasite oranı 0.747 olarak hesaplanmıştır. $0.775 \cong 0.747$ olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın değerler verdiği görülmüştür.

***<u>Kiriş Kesme Kuvveti Kontrolleri:</u>***

Kesme kuvveti kapasitesi Denklem(4.10) ile hesaplanmıştır:

$$A_v = 7273 - 2\times170\times12.7 + (8+2\times18)\times12.7 = 3513.8mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3513.8\left(235/\sqrt{3}\right)}{1.0} = 476.74\ kN$$

476.74 kN > 111.96 kN √ Kesme kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.

$V_{Ed}$ = 111.96

$V_{pl,y}$ =476.74 kN

$V_{Ed}$ =111.96 ≤ 0.5 x 476.74 olduğundan eğilme momenti ve kesme kuvvetinin birleşik etkilerinin incelenmesine gerek yoktur.

*<u>Kesme burkulması kontrolü :</u>*

Kesme burkulması kontrolü, Denklem (4.11) ile kontrol edilmiştir:

$$h_w = h - 2t_f = 360 - 2\times12.7 = 334.6mm$$

$\frac{334.6}{8} = 41.82 \le 72\times\frac{1.0}{1.2} = 60$ √ Kayma burkulması kapasitesi yeterlidir.

***<u>Deplasman hesapları:</u>***

$\frac{8.67}{6000} = \frac{1}{692} \le \frac{1}{300}$ √ Düşey deplasman uygundur.

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 1511       X Mid: 12.000     Combo: 1.35 G + 1.5 Q   Design Type: Beam
 Length: 5.000      Y Mid: 7.500      Shape: IPE360           Frame Type: DCH-CBF
 Loc   : 5.000      Z Mid: 21.500     Class: Class 1          Rolled : Yes

 Country=CEN Default        Combination=Eq. 6.10                  Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B)    MultiResponse=Envelopes        P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No

 GammaM0=1.00       GammaM1=1.00       GammaM2=1.25
 An/Ag=1.00         RLLF=1.000         PLLF=0.750        D/C Lim=0.950
 Aeff=0.007         eNy=0.000          eNz=0.000

 A=0.007    Iyy=1.627E-04     iyy=0.150         Wel,yy=9.039E-04    Weff,yy=9.039E-04
 It=0.000   Izz=1.043E-05     izz=0.038         Wel,zz=1.227E-04    Weff,zz=1.227E-04
 Iw=0.000   Iyz=0.000         h=0.360           Wpl,yy=0.001        Av,y=0.005
                                                Wpl,zz=1.910E-04    Av,z=0.004
 E=200000000.0      fy=235000.000      fu=360000.000

 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
     Location          Ned       Med,yy       Med,zz       Ved,z       Ved,y          Ted
     5.000           0.000        0.000        0.000     111.960       0.000        0.000

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
     D/C Ratio:   0.747 = 0.000 + 0.747 + 0.000   <        0.950          OK
                        =  NEd/(Chi_z  NRk/GammaM1)  +  kzy  (My,Ed+NEd  eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)


 AXIAL FORCE DESIGN
                          Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                        Force    Capacity    Capacity
     Axial              0.000    1708.450    1708.450

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                     1708.450    1884.384   17892.276   17892.276       1.000

            Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
 Major (y-y)    a   0.210   12846.277       0.365       0.584       0.962    1643.285
 MajorB(y-y)    a   0.210   12846.277       0.365       0.584       0.962    1643.285
 Minor (z-z)    b   0.340   13176.317       0.360       0.592       0.942    1608.713
 MinorB(z-z)    b   0.340   13176.317       0.360       0.592       0.942    1608.713
 Torsional TF   b   0.340   17892.276       0.309       0.566       0.961    1641.468
```

**Şekil 4.7** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları

MOMENT DESIGN

| | Med Moment | Med,span Moment | Mc,Rd Capacity | Mv,Rd Capacity | Mn,Rd Capacity | Mb,Rd Capacity |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Major (y-y) | 0.000 | 178.736 | 239.465 | 239.465 | 239.465 | 229.669 |
| Minor (z-z) | 0.000 | 0.000 | 44.885 | 44.885 | 44.885 | |

| | Curve | AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | C1 | Mcr |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LTB | b | 0.340 | 0.314 | 0.568 | 0.959 | 1.028 | 2434.751 |

| | kyy | kyz | kzy | kzz |
|---|---|---|---|---|
| Factors | 0.900 | 0.600 | 0.960 | 1.000 |

SHEAR DESIGN

| | Ved Force | Ted Torsion | Vc,Rd Capacity | Stress Ratio | Status Check |
|---|---|---|---|---|---|
| Major (z) | 111.960 | 0.000 | 476.336 | 0.235 | OK |
| Minor (y) | 0.000 | 0.000 | 623.193 | 0.000 | OK |

| | Vpl,Rd | Eta | LambdabarW |
|---|---|---|---|
| Reduction | 476.336 | 1.200 | 0.484 |

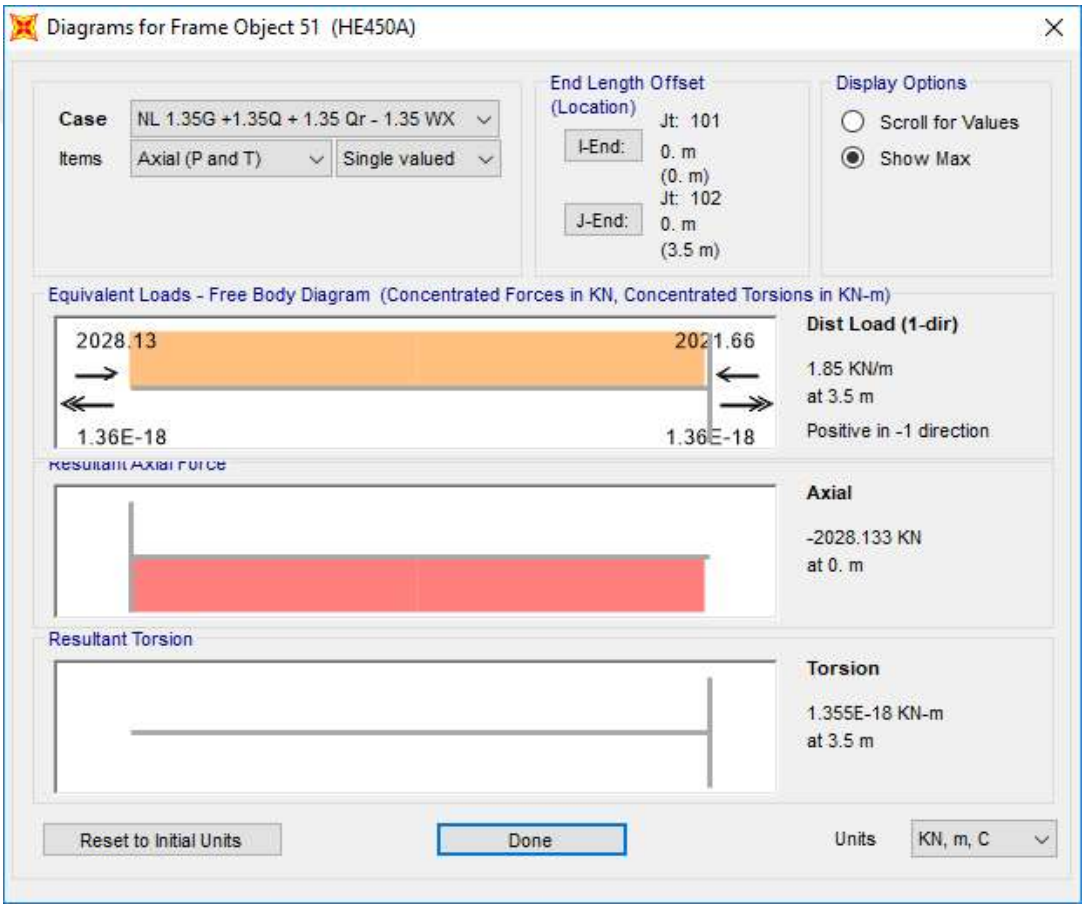
**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

| | VMajor Left | VMajor Right |
|---|---|---|
| Major (V2) | 111.960 | 111.960 |

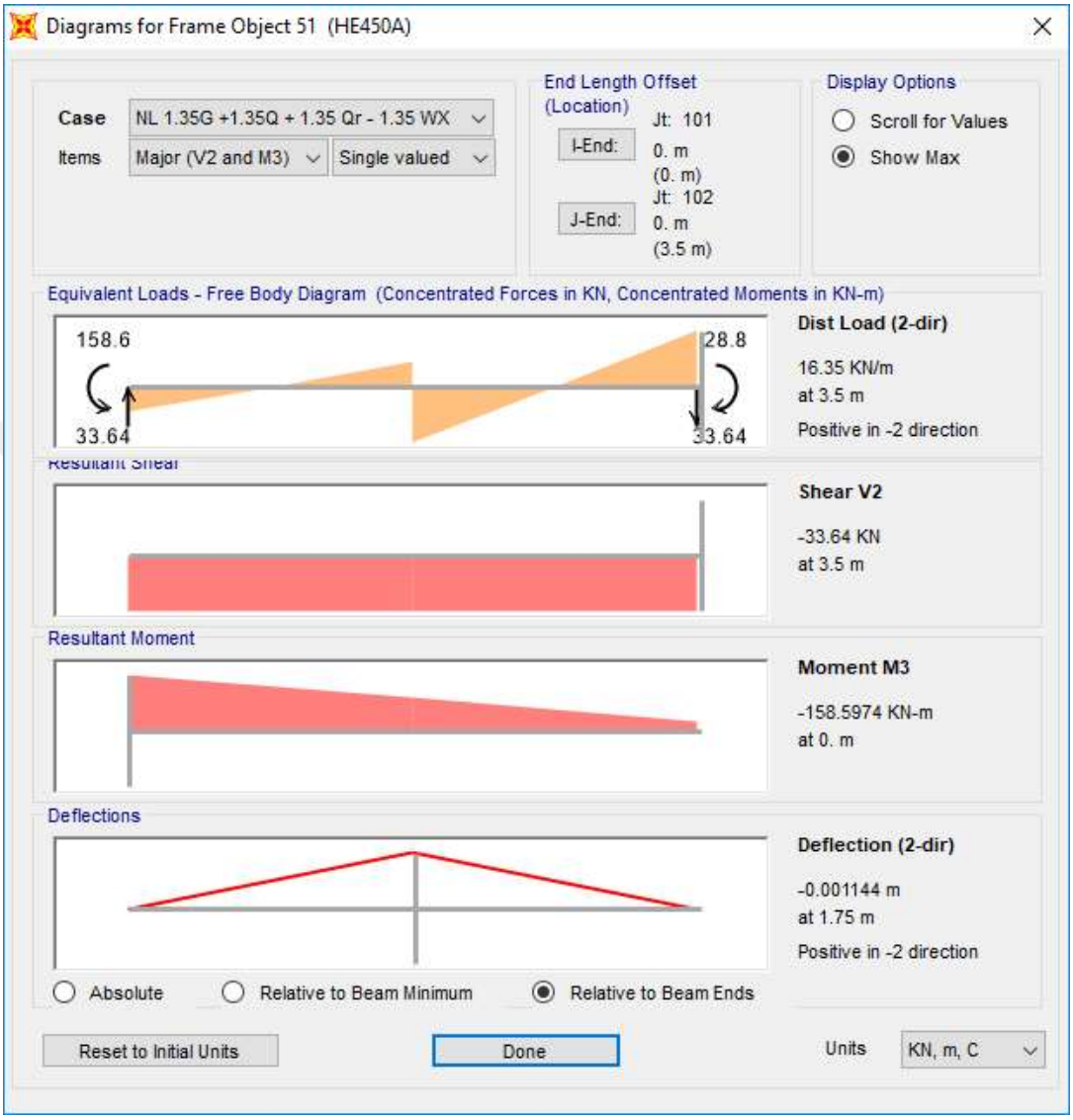
**Şekil 4.7** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre y Doğrultusu Çerçeve Kirişi Hesap Sonuçları

## 4.4 Kolonların Boyutlandırılması

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu, kolon profili ( 51 numaralı kolon ) için elde edilen, eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri Şekil 4.8 ve Şekil 4.9' da gösterilmektedir.




**Şekil 4.8** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine kolon Hesap Sonuçları (eksenel)




**Şekil 4.9** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine kolon Hesap Sonuçları (V2, M3)

*1.35G +1.35Q + 1.35Qr - 1.35WX* yüklemesi sonucu kolon kesitinde oluşan moment, kesme kuvveti ve eksenel yük değerleri sırasıyla; $M_{Ed}$= *158.59* kN.m, $V_{Ed}$= *33.64* kN ve $N_{Ed}$= *2028,13* kN olarak hesaplanmıştır.

Kolon olarak seçilen HE450A profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d** = | 440 mm | $\mathbf{i_y}$= | 189.2mm | $\mathbf{W_y}$= | 2896000mm$^3$ |
| $\mathbf{b_f}$ = | 300mm | $\mathbf{i_z}$= | 72.9 mm | $\mathbf{W_z}$= | 631000mm$^3$ |
| $\mathbf{t_w}$ = | 11.5mm | $\mathbf{I_y}$= | 6372 x10$^5$ mm$^4$ | $\mathbf{W_{py}}$= | 3216000mm$^3$ |
| $\mathbf{t_f}$ = | 21mm | $\mathbf{I_z}$= | 946.5 x10$^5$ mm$^4$ | $\mathbf{W_{pz}}$= | 965500 mm$^3$ |
| **r** = | 27mm | **A**= | 17800 mm$^2$ | $\mathbf{C_w}$ = | 4.148x10$^{12}$mm$^6$ |
| | | | | **J** = | 2438000mm$^6$ |

Sınıf 1 kesitler için Denklem (4.1), sınıf 2 kesitler için Denklem (4.2) ve sınıf 3 kesitler için Denklem (4.3)'de verile sınır şartlara göre profil başlıklarının kesit sınıfları belirlenmiştir:

Kesit genişliği Denklem (4.4) ile hesaplanmıştır:

$$c = (300 - 11.5 - 2\times 27)/2 = 117.25$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{117.25}{21} = 5.58 \le 9\times 1.0 = 9\,\surd$$ Sınıf 1 kesittir.

Sınıf 1 kesitler için Denklem (4.5), sınıf 2 kesitler için Denklem (4.6) ve sınıf 3 kesitler için Denklem (4.7)'de verile sınır şartlara göre profil gövde kesit sınıfları belirlenmiştir:

Kesit derinliği Denklem (4.8) ile hesaplanmıştır:

$$c = (300 - 2\times 21 - 2\times 27) = 344$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29.91 \leq 33\times 1.0 = 33 \surd$$ Sınıf 1 kesittir.

***<u>Basınç Kuvveti Dayanım Hesabı:</u>***

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 6.2.3 uyarınca, karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı Denklem (4.18) ile hesaplanmıştır:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \qquad \textbf{(4.18)}$$

Denklem (4.18)'de verilen, $A$ enkesit alanı $f_y$ Akma gerilmesi, $\gamma_{M0}$ kısmi güvenlik katsayıdır.

$$N_{c,Rd} = \frac{17800\times 235}{1.0} = 4183\ kN$$

$N_{c,Rd}$ =4183 kN > $N_{Ed}$ = 2028.13kN√ uygundur.

*Eğilme Burkulması Taşıma Gücü Hesabı:*

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 6.3.1.1' e göre sınıf 1, sınıf 2 ve sınıf 3 kesitler için eğilme burkulması taşıma gücü Denklem (4.19) ile hesaplanacaktır.

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{m1}} \tag{4.19}$$

Denklem (4.19)'da verilen, $\chi$ yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı, $A$ enkesit alanı, $f_y$ akma gerilmesi, $\gamma_{M1}$ kısmi güvenlik katsayıdır.

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 6.3.1.3' e göre sınıf 1, sınıf 2 ve sınıf 3 kesitler için narinlik katsayısı Denklem (4.20) ile hesaplanacaktır.

$$\lambda = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1} \tag{4.20}$$

Denklem (4.20)'da verilen, $A$ enkesit alanı, $f_y$ akma gerilmesi, $N_{cr}$ kritik burkulma yükü, $L_{cr}$ kritik burkulma boyu, $i$ atalet yarıçapı, $\lambda_1$ kıyaslama narinliğidir.

Kıyaslama narinliği, Denklem (4.21) ile hesaplanacaktır.

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \tag{4.21}$$

Denklem (4.21)'de verilen, $E$ yapısal çelik elastisite modülü, $f_y$ akma gerilmesi, $\varepsilon$ akma dayanımına bağlı bir katsayıdır.

Narinlik katsayısının hesaplanmasında kullanılacak kritik burkulma yükü Denklem (4.22) ile hesaplanacaktır.

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EI_z}{(KL)^2} \tag{4.22}$$

Denklem (4.22)'de verilen, $E$ yapısal çelik elastisite modülü, $I_z$ zayıf eksen atalet momenti, $KL$ burkulma boyudur.

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EI_z}{(KL)^2} = \pi^2 \times \frac{200000 \times 94650000}{(1.0 \times 3500)^2} = 15236100.24N$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 1.0 = 93.9$$

$$\left.\begin{aligned} \lambda &= \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{17800 \times 235}{15236100.24}} = 0.524 \\ \lambda &= \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1} = \frac{1.0 \times 3500}{72.9} \times \frac{1}{93.9} = 0.511 \end{aligned}\right\} \quad \lambda = 0.524 \textit{ olarak alınmıştır.}$$

I ve H profillerde, $\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.46 > 1.2$ ve $t_f$ = 21mm < 40mm şartları için kullanılacak yetersizlik faktörü değeri, minör eksene dik burkulma durumunda b eğrisinden, *a = 0.34* olarak elde edilmiştir.

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı belirlemek için kullanılan değer Denklem(4.15) ile hesaplanmıştır:

$$\Phi = 0.5\left[1 + a(\lambda - 0.2) + \lambda^2\right] = 0.5\left[1 + 0.34(0.524 - 0.2) + 0.524^2\right] = 0.692$$

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı Denklem(4.16) ile hesaplanmıştır:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0.692 + \sqrt{0.692^2 - 0.524^2}} = 0.873$$

Karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı Denklem (4.19) ile hesaplanmıştır:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{m1}} = 0.873 \times \frac{17800 \times 235}{1.0} = 3653.61 kN$$

$N_{c,Rd}$ =4183 kN > $N_{b,Rd}$ = 3653.61 kN

$N_{b,Rd}$ = 3653.61 kN > $N_{Ed}$ = 2028.13kN √ Kesit uygundur.

***<u>Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı:</u>***

Sınıf 1 ve Sınıf 2 kesitler için eğilme momenti dayanımı Denklem (4.9) ile hesaplanmıştır:

$$M_{c,y,Rd} = \frac{3216000 \times 235}{1.0} = 755.76\ kNm$$

***755.76**kNm* **> 158.59***kNm* √ Kesit yeterlidir.

*Yanal burulma burkulması taşıma gücü momenti hesabı:*

$M_A =$ 127.30 kNm $M_C =$ 62.40kNm

$M_B =$ 96.01kNm $M_{maks} =$ 158.59kNm

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = \frac{12.5 \times 158.59}{2.5 \times 158.59 + 3 \times 127.30 + 4 \times 96.01 + 3 \times 62.40}$$

$C_b = 1.469$ (moment düzeltme katsayısı)

Kritik elastik yanal burkulma momenti Denklem(4.13) ile hesaplanmıştır:

$$M_{cr} = 1.469 \times \frac{\pi^2 \times 200000 \times 94650000}{3500^2} \times \sqrt{\frac{4.148 \times 10^{12}}{94650000} + \frac{3500^2 \times 77200 \times 2438000}{\pi^2 \times 200000 \times 94650000}}$$

$M_{cr} = 5304.34\ kNm$

Narinlik katsayısı Denklem(4.14) ile hesaplanmıştır:

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3216000 \times 235}{5304346848(Nmm)}} = 0.38$$

$\frac{d}{b} = \frac{440}{300} = 1.46 < 2$ olduğundan hadde profiller için burkulma eğrisi tipi ‘‘a’’ olmaktadır ve bu eğriye için verilen düzensizlik faktörü *a=0.21* olarak belirlenmiştir.

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı belirlemek için kullanılan değer Denklem(4.15) ile hesaplanmıştır:

$$\Phi = 0.5\left[1 + a(\lambda - 0.2) + \lambda^2\right] = 0.5\left[1 + 0.21(0.38 - 0.2) + 0.38^2\right] = 0.59$$

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı Denklem(4.16) ile hesaplanmıştır:

$$\chi = \frac{1}{0.59 + \sqrt{0.59^2 - 0.38^2}} = 0.96 \leq 1.0$$

Yanal burulmalı burkulma taşıma gücü momenti Denklem(4.17) ile hesaplanmıştır:

$$M_r = 0.96 \times \frac{3216000 \times 235}{1.0} = 725.39 \ \ kNm$$

$M_{c,y,Rd}$ =755.76 kN.m > $M_r$ = 725.39 kN.m

$M_r$ = 725.39 kN.m > 158.59 kN.m√ Kesit yeterlidir.

*Eğilme ve Eksenel Yükün Bileşke Etkisi:*

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 6.3.3'e göre eğilme ve eksenel yükün bileşke etkisi Denklem (4.23) ile hesaplanacaktır.

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(4.23)}$$

Denklem (4.23)'de verilen, $N_{Ed}$ basınç kuvveti, $N_{Rk}$ karakteristik basınç kuvveti dayanımı, $M_{y,Ed}$ kuvvetli eksen en büyük eğilme momenti değeri, $M_{z,Ed}$ zayıf eksen en büyük eğilme momenti değeri, $M_{y,Rk}$ kuvvetli eksen eğilme momenti kapasitesi, $M_{z,Rk}$ zayıf eksen eğilme momenti kapasitesi, $k_{zy}$ kuvvetli eksen etkileşim katsayısı, $k_{zz}$ zayıf eksen etkileşim katsayısı, $\gamma_{M1}$ kısmi güvenlik katsayı, $\chi_z$ eğilme burkulması durumu için azaltma katsayı, $\chi_{LT}$ yanal burulma burkulması durumu için azaltma faktörüdür.

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 6.3.3 Tablo 6.7' den, sınıf 1 kesitler için $\Delta M_{y,Ed} = 0$ ve $\Delta M_{z,Ed} = 0$ olarak belirlenmiştir.

Ayrıca, *1.35G +1.35Q + 1.35 Qr - 1.35 WX* yükleme durumu için $M_{z,Ed}$= 0 olduğundan, $k_{zz}$ değerinin hesaplanmasına gerek yoktur.

Eurocode 3 (CEN 2005) Tablo B.1 ve B.2'den, sınıf 1 kesitler için etkileşim faktörleri değerleri $k_{zy}$ Denklem (4.24) ile hesaplanacaktır.

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{\left(C_{mLT} - 0.25\right)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{\left(C_{mLT} - 0.25\right)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right] \quad \textbf{(4.24)}$$

Denklem (4.24)'de verilen, $N_{Ed}$ basınç kuvveti, $N_{Rk}$ karakteristik basınç kuvveti dayanımı, $k_{zy}$ kuvvetli eksen etkileşim katsayısı, $C_{mLT}$ moment katsayısı, $\gamma_{M1}$ kısmi güvenlik katsayı, $\chi_z$ eğilme burkulması durumu için azaltma katsayı, $\chi_{LT}$ yanal burulma burkulması durumu için azaltma faktörüdür.

Eurocode 3 (CEN 2005) Tablo B.3'den moment katsayıları, $C_{mz}$ ve $C_{mLT}$ Denklem (4.25) ile hesaplanacaktır.

$$C_m = 0.6 + 0.4\psi \geq 0.4 \quad \textbf{(4.25)}$$

Denklem (4.25)'de verilen, ψ kritik burkulma yükü moment düzeltme katsayısıdır.

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4 \times \frac{28.80}{158.59} = 0.672 \geq 0.4$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0.1 \times 0.524}{(0.672 - 0.25)} \times \frac{2028.13}{3653.61}\right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{(0.672 - 0.25)} \times \frac{2028.07}{3653.61}\right]$$

$$k_{zy} = 0.931 \leq 0.868$$

$$\frac{2028.07}{3653.61} + 0.931 \times \frac{158.59 + 0}{725.39} = 0.758 \leq 1.0 \quad \sqrt{} \; Kesit\ yeterlidir...$$

*1.35G +1.35Q + 1.35 Qr - 1.35 WX* yüklemesi için HE450A kesitte, kullanım kapasite oranı 0.758 olarak hesaplanmıştır.

Şekil 4.10'da verilen SAP2000 programı hesap sonuçları incelendiğinde, program tarafından hesaplanan kullanım kapasite oranının 0.758 olduğu görülmektedir. 0.758 ≅ 0.758 olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 programı hesaplarının eşit olduğu görülmüştür.

***Kesme Kuvveti Kontrolleri:***

*Kesitin majör yönü için kesme kuvveti dayanımı hesabı:*

Kesme kuvveti kapasitesi Denklem(4.10) ile hesaplanmıştır:

$$A_v = 17800 - 2 \times 300 \times 21 + (11.5 + 2 \times 27) \times 21 = 6575.5 mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{6575.41\left(275/\sqrt{3}\right)}{1.0} = 892.10\, kN$$

892.10 kN > 33.64 kN √ Kesme kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.

*Kesitin minör yönü için kesme kuvveti dayanımı hesabı:*

Kesme kuvveti kapasitesi Denklem(4.10) ile hesaplanmıştır:

$$A_v = A-(h-2t_f)t_w = 17800-(440-2\times 21)\times 11.5 = 13223 mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{13225\left(235/\sqrt{3}\right)}{1.0} = 1793\, kN$$

1793 kN > 0 kN √ Kesme kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.

*Kesme burkulması kontrolü :*

Kesme burkulması kontrolü, Denklem (4.11) ile kontrol edilmiştir:

$$h_w = h-2t_f = 440-2\times 21 = 398\ mm$$

$$\frac{398}{11.5} = 34.60 \le 72\times\frac{1.0}{1.2} = 60$$ √ Kayma burkulması kapasitesi yeterlidir.

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 51        X Mid: 12.000     Combo: NL 1.35G +1.35Q +Design Type: Column
 Length: 3.500     Y Mid: 5.000      Shape: HE450A           Frame Type: DCH-CBF
 Loc   : 0.000     Z Mid: 1.750      Class: Class 1          Rolled : Yes

 Country=CEN Default        Combination=Eq. 6.10                  Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B)      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No
 Ignore Seismic Code? Yes      Ignore Special EQ Load? Yes       D/P Plug Welded? Yes

 GammaM0=1.00      GammaM1=1.00      GammaM2=1.25
 q=4.00            Omega=1.00        GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00        RLLF=1.000        PLLF=0.750        D/C Lim=0.950

Aeff=0.018        eNy=0.000         eNz=0.000
A=0.018         Iyy=6.372E-04     iyy=0.189      Wel,yy=0.003        Weff,yy=0.003
It=2.500E-06   Izz=9.465E-05     izz=0.073      Wel,zz=6.310E-04    Weff,zz=6.310E-04
 Iw=4.154E-06      Iyz=0.000         h=0.440           Wpl,yy=0.003        Av,y=0.013
 E=200000000.0     fy=235000.000     fu=360000.000     Wpl,zz=9.660E-04    Av,z=0.007

 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
 Location              Ned      Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
 0.000          -2028.133    -158.597       0.000     -33.640       0.000       0.000

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
     D/C Ratio:   0.758 = 0.555 + 0.203 + 0.000   <        0.950          OK
                        =  NEd/(Chi_z  NRk/GammaM1)  +  kzy  (My,Ed+NEd  eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)       (EC3 6.3.3(4)-6.62)

 AXIAL FORCE DESIGN
                          Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                        Force    Capacity    Capacity
     Axial          -2028.133    4183.000    4183.000

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                     4183.000    4613.760   20958.262   20958.262       1.000

            Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
 Major (y-y)    a   0.210   23875.411       0.419       0.611       0.948    3964.780
 MajorB(y-y)    a   0.210  136483.539       0.175       0.513       1.000    4183.000
 Minor (z-z)    b   0.340   15251.560       0.524       0.692       0.874    3654.114
 MinorB(z-z)    b   0.340   15251.560       0.524       0.692       0.874    3654.114
 Torsional TF   b   0.340   20958.262       0.447       0.642       0.907    3794.305
```

**Şekil 4.10** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Kolon SAP2000 Hesap Sonuçları

```
MOMENT DESIGN
                        Med     Med,span       Mc,Rd       Mv,Rd       Mn,Rd       Mb,Rd
                     Moment       Moment    Capacity    Capacity    Capacity    Capacity
 Major (y-y)       -158.597     -158.597     755.760     755.760     455.925     728.529
 Minor (z-z)          0.000        0.000     227.010     227.010     210.184

             Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          C1         Mcr
 LTB             a   0.210       0.356       0.580       0.964       1.643    5955.958

                          kyy         kyz         kzy         kzz
     Factors            0.665       0.749       0.931       1.248

 SHEAR DESIGN
                          Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                        Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
     Major (z)         33.640       0.000     892.146       0.038          OK
     Minor (y)          0.000       0.000    1794.060       0.000          OK

                      Vpl,Rd         Eta  LambdabarW
     Reduction        892.146       1.200       0.401
```

**Şekil 4.10 (devam)** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Kolon SAP2000 Hesap Sonuçları

## 4.5 Merkezi Deprem Çaprazlarının Tasarım

Düşey çapraz olarak seçilen TUBU-219.1x5 profile ait teknik özellikler aşağıda belirtilmiştir.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **d =** | 219.1 mm | $\mathbf{i_y}$= | 75.7 mm | $\mathbf{W_y}$= | 175992 $mm^3$ |
| **t=** | 5 mm | $\mathbf{i_z}$= | 75.7 mm | $\mathbf{W_{py}}$= | 229200 $mm^3$ |
| **A=** | 3363 $mm^2$ | $\mathbf{I_y}$= | 19280000 $mm^4$ | $\mathbf{Z_z}$= | 175992 $mm^3$ |
| | | $\mathbf{I_z}$= | 19280000 $mm^4$ | | |

En büyük kesit tesirleri 2244 numaralı düşey çapraz da oluşmaktadır. $1.0G+0.3Q-1.0E_y+0.3E_x$ yüklemesi için $P_{maks}$= -367.63kN (basınç) ve $1.0G-1.0E_y+0.3E_x$ yüklemesi için $P_{maks}$= 211.12 kN (çekme) kuvvetleri elde edilmiştir.

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 5.3 Tablo 5.2 uyarınca kesit sınıfları Denklem(4.26) ile belirlenecektir.

$$d / t \leq 50\varepsilon^2 \qquad \textbf{(4.26)}$$

Denklem(4.26)'de verilen, $d$ kesit çapı, $t$ kalınlık, $\varepsilon$ akma dayanımına bağlı bir katsayıdır.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{d}{t} = \frac{219.1}{5} = 43.81 \leq 50 \times 1.0^2 = 50 \surd \quad \text{Sınıf 1 kesittir.}$$

Narinlik katsayısının hesaplanmasında kullanılacak kritik burkulma yükü Denklem (4.22) ile hesaplanmıştır:

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EI_z}{(KL)^2} = \pi^2 \times \frac{200000 \times 19280000}{(1.0 \times 6103)^2} = 1020726.95\, N$$

Narinlik katsayısı Denklem (4.20) ile hesaplanmıştır:

$$\lambda = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3363 \times 235}{1020726.95}} = 0.879$$

Dairesel kesitler için kullanılacak yetersizlik faktörü değeri, a eğrisinden, $a = 0.21$ olarak elde edilmiştir.

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı belirlemek için kullanılan değer Denklem(4.15) ile hesaplanmıştır:

$$\Phi = 0.5\left[1 + a(\lambda - 0.2) + \lambda^2\right] = 0.5\left[1 + 0.21(0.879 - 0.2) + 0.879^2\right] = 0.957$$

Yanal burulmalı burkulma azaltma katsayısı Denklem(4.16) ile hesaplanmıştır:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0.957 + \sqrt{0.957^2 - 0.879^2}} = 0.748$$

Eğilme burkulması taşıma gücü Denklem (4.19) ile hesaplanmıştır:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{m1}} = 0.748 \times \frac{3363 \times 235}{1.0} = 591.79\,kN$$

$N_{b,Rd}$ =591.79 kN > $N_{Ed}$ =367.63 kN √ Kesit uygundur.

***<u>Çekme Kuvveti Hesabı</u>***

*<u>Akma Sınır Durumu</u>*

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 6.2.3'e göre, çekme elemanlarında akma sınır durumu için, çekme kuvveti dayanımı Denklem(4.27) ile hesaplanmıştır:

$$P_r = \frac{A_g F_y}{\gamma_{mo}} \qquad \textbf{(4.27)}$$

Denklem(4.27)'de verilen, $A_g$ kayıpsız enkesit alanı, $F_y$ yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi, $\gamma_{M0}$ kısmi güvenlik katsayıdır.

$$P_r = \frac{A_g F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{3363 \times 235}{1.0} = 790.30\,kN$$

790.30 kN > 211.12 kN √ Uygundur.

*<u>Plastik Çekme Kopması Sınır Durumu</u>*

Eurocode 3 (CEN 2005) Bölüm 6.2.3'e göre, plastik çekme kopması için, çekme kuvveti dayanımı Denklem(4.28) ile hesaplanmıştır:

$$P_r = \frac{0.9 A_n F_u}{\gamma_{m2}} \quad \textbf{(4.28)}$$

Denklem(4.28)'de verilen, $A_n$ enkesit alanı, $F_u$ yapısal çelik karakteristik çekme dayanımı, $\gamma_{M2}$ kısmi güvenlik katsayıdır.

$$P_r = \frac{0.9 A_n F_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 3363 \times 360}{1.25} = 871.68\ kN$$

871.68 kN > 211.12 kN √ Uygundur.

$N_{Ed}$/ $N_{b,Rd}$oranı = $\frac{367.63}{591.79} = 0.621$ olmaktadır. Şekil 4.11'de düşey çapraza ait SAP2000 programı hesap sonuçları gösterilmektedir, *1.0 G + 0.3 Q -1.0 Ey + 0.3 Ex*yüklemesi için TUBU-219.1x5 kesitte, kullanım kapasite oranı 0.647 olarak hesaplanmıştır. 0.621 ≅ 0.647olduğundan, bu bölümde yapılan hesaplar ile SAP2000 hesaplarının yakın değerler verdiği görülmüştür.

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
 Units  : KN, m, C

 Frame : 2244       X Mid: 12.000     Combo: 1.0 G + 0.3 Q - 1Design Type: Brace
 Length: 6.103      Y Mid: 12.500     Shape: TUBO-D219.1X5    Frame Type: DCH-CBF
 Loc   : 0.000      Z Mid: 1.750      Class: Class 1          Rolled : Yes

 Country=CEN Default                  Combination=Eq. 6.10        Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B)       MultiResponse=Envelopes     P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No

 GammaM0=1.00       GammaM1=1.00      GammaM2=1.25
 An/Ag=1.00         RLLF=1.000        PLLF=0.750        D/C Lim=0.950
 Aeff=0.003         eNy=0.000         eNz=0.000

A=0.003       Iyy=1.928E-05     iyy=0.076       Wel,yy=1.760E-04    Weff,yy=1.760E-04
It=3.854E-05  Izz=1.928E-05     izz=0.076       Wel,zz=1.760E-04    Weff,zz=1.760E-04
Iw=0.000      Iyz=0.000         h=0.219         Wpl,yy=2.292E-04    Av,y=0.002
                                                Wpl,zz=2.292E-04    Av,z=0.002
 E=200000000.0      fy=235000.000     fu=360000.000

 STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location            Ned       Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
 0.000          -367.635       0.000       0.000      -0.647       0.000      -0.090

 PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
     D/C Ratio:   0.647 = 0.622 + sqrt[(0.025)^2 + (0.000)^2  ] < 0.950          OK
                        =    NEd/(Chi_y    NRk/GammaM1)    +    sqrt[(kyy    (My,Ed+NEd
eNy)/(Chi_LT    My,Rk/GammaM1))^2+    (kyz    (Mz,Ed+NEd    eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2](EC3
6.3.3(4)-6.61)


 AXIAL FORCE DESIGN
                          Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                        Force    Capacity    Capacity
     Axial           -367.635     790.305     790.305

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                      790.305     871.690  258558.131    1021.670       1.000

           Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
Major (y-y)    a   0.210    1021.670       0.880       0.958       0.747     590.578
MajorB(y-y)    a   0.210    1021.670       0.880       0.958       0.747     590.578
Minor (z-z)    a   0.210    1021.670       0.880       0.958       0.747     590.578
MinorB(z-z)    a   0.210    1021.670       0.880       0.958       0.747     590.578
Torsional TF   a   0.210    1021.670       0.880       0.958       0.747     590.578
```

**Şekil 4.11** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Düşey Çapraz SAP2000 Hesap Sonuçları

```
MOMENT DESIGN
                      Med     Med,span       Mc,Rd       Mv,Rd       Mn,Rd       Mb,Rd
                   Moment       Moment    Capacity    Capacity    Capacity    Capacity
 Major (y-y)        0.000        0.987      53.862      53.862      53.862      53.862
 Minor (z-z)        0.000        0.000      53.862      53.862      53.862

            Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          C1         Mcr
 LTB            d   0.760       0.153       0.494       1.000       1.316    2289.949

                         kyy         kyz         kzy         kzz
     Factors           1.352       0.854       0.811       1.423

 SHEAR DESIGN
                         Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                       Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
     Major (z)         0.647       0.070     290.479       0.002          OK
     Minor (y)         0.000       0.070     290.479       0.000          OK

                     Vpl,Rd         Eta  LambdabarW
     Reduction       290.479       1.200       0.000
```

**Şekil 4.11 (devam)** Eurocode 3 (CEN 2005) Yönetmeliğine Göre Düşey Çapraz SAP2000 Hesap Sonuçları