

Hareketli atıların Tasarımı

Mustafa Yavuz BİLGİÇ

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Ağustos 2014

Design of Retractable Roofs

Mustafa Yavuz BİLGİÇ

**MASTER OF SCIENCE THESIS**

Department of Civil Engineering

August 2014

# Hareketli atıların Tasarımı

Mustafa Yavuz BİLGİÇ

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı  
Yapı Bilim Dalında  
YÜKSEK LİSANS TEZİ  
Olarak Hazırlanmıştır.

Danışman: Prof. Dr. Hasan GÖNEN

Ağustos 2014

## ONAY

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans öğrencisi Mustafa Yavuz Bilgiç'in YÜKSEK LİSANS tezi olarak hazırladığı "Hareketli Çatıların Tasarımı" başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

**Danışman** : Prof. Dr. Hasan GÖNEN

**İkinci Danışman** :

**Yüksek Lisans Tez Savunma Jürisi:**

**Üye** : Prof. Dr. Hasan GÖNEN

**Üye** : Prof. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU

**Üye** : Doç. Dr. Nevzat KIRAÇ

**Üye** : Doç. Dr. Mizan DOĞAN

**Üye** : Y.Doç. Dr. Melih KUŞAN

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun ..... tarih ve ..... sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Nimetullah BURNAK

Enstitü Müdürü

## ÖZET

Hareketli çatılar, bir yapıyı kullanım amacına göre değişken mevsim koşullarında hem açık hem de kapalı kullanmayı sağlarlar. Aynı yapıyı mevsim koşullarına göre kullanabilmek, birçok sektör için çok cazip olmaktadır. Özellikle spor ve eğlence sektöründe bu tür yapılar açık hava organizasyonlarındaki misafirlerini aniden yağın yağmurdan korumak için kısa bir süre içerisinde kapalı mekan haline getirip, organizasyona devam edebilmektedirler. Benzer olarak, bir yüzme havuzu her iki mevsimde de çalışabilmesi işletmecisini memnun edecektir. Bu şekilde yapılmış yapılar hareketli çatıların maliyetini karşılayıp ekonomik kazançları yükselmektedir.

Bu tez çalışmasının amacı ülkemizde giderek kullanımının yaygınlaşması beklenen hareketli çatı yapılarına farkındalık oluşturmak ve dünya üzerinde tasarımında dikkate alınan hususları araştırarak örnek bir hareketli çatı tasarımı yapmaktır.

Çalışmanın ilk bölümünde, hareketli çatıların tanımı ve sınıflandırılması yapılmış, sonra tasarımında dikkate alınması gereken hususlara değinilmiştir. İkinci bölümde ise SAP2000 programında örnek bir hareketli çatı modellenerek analizi yapılmış, Türk şartnamelerine göre tasarım hesapları yapılmıştır.

Anahtar Kelimeler: hareketli çatılar, hareketli yapı, çelik yapı, kren kirişi, TS 648, SAP2000

## SUMMARY

Retractable roof systems provide both outdoor and indoor use depending on the intended use of single structure in variable weather conditions. Using the structure independent of seasonal conditions is very attractive to many sectors. Especially, in sports and entertainment businesses and open-air activities these structures are able to protect guests from sudden rain within a short time, by creating an indoor area. Likewise, it will satisfy swimming pool owners by being able to operate the facility independent of the season conditions. Such buildings not only shorten the return of investment but also increase the profitability.

The purpose of this study is creating awareness to retractable roof systems, which are expected to widespread in our country. Also, investigating issues considered in the design stage of retractable roofs all over the world and design a sample retractable roof structure.

In first chapter of the study, definition and classifications of retractable roofs are made, and design considerations are mentioned next. In the second chapter, a retractable roof is modelled and analysed as a sample using SAP2000 where design calculations are made with respect to Turkish specifications.

Keywords: retractable roofs, retractable structure, steel structure, crane beam, TS648, SAP2000

## TEŞEKKÜR

Bu tezi hazırlamayı nasip eden sonsuz ilim sahibi Allah'a Őükürler olsun. Çalışmalarımnda ve derslerimde bana danışmanlık ederek, beni yönlendiren ve her türlü olanağı sağlayan danışmanım Prof. Dr. Hasan GÖNEN'e teşekkürlerimi bir borç bilirim. Ayrıca bu tezi hazırlamamda maddi manevi desteklerini eksik etmeyen aileme minnettarım.

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
<b>ÖZET .....</b>	<b>v</b>
<b>SUMMARY .....</b>	<b>v</b>
<b>TEŞEKKÜR .....</b>	<b>vii</b>
<b>ŞEKİLLER DİZİNİ.....</b>	<b>xi</b>
<b>ÇİZELGELER DİZİNİ.....</b>	<b>xiii</b>
<b>SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....</b>	<b>xiv</b>
<b>BÖLÜM 1 GİRİŞ.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Hareketli Çatı Tanımı .....</b>	<b>2</b>
<b>1.2 Hareketli Çatı Sınıflandırması .....</b>	<b>2</b>
1.2.1 Çerçeve tipi hareketli çatılar .....	3
1.2.2 Membran hareketli çatılar .....	4
1.2.3 Genişleyebilen çatı sistemleri .....	5
<b>1.3 Hareketli Çatı Tasarım Faktörleri.....</b>	<b>7</b>
1.3.1 Mimari tasarım faktörleri .....	7
1.3.2 Yapısal tasarım faktörleri.....	8
1.3.3 Yük faktörleri .....	9
1.3.4 Güvenlik faktörleri.....	12
1.3.5 Yürüme yolu mekanizması tasarım faktörleri.....	13
<b>BÖLÜM 2 HAREKETLİ ÇATI TASARIMI SAYISAL UYGULAMASI.....</b>	<b>15</b>
<b>2.1 Yapısal Sisteminin Genel Özellikleri.....</b>	<b>15</b>
<b>2.2 Yapısal Analiz ve Tasarım Kriterleri.....</b>	<b>18</b>
2.2.1 Yapısal analizde ve tasarımda kullanılan şartnameler .....	18
2.2.2 Yapısal analizde ve tasarımda kullanılan malzeme .....	18
<b>2.3 Yük Analizi.....</b>	<b>19</b>
2.3.1 Hareket eden panelin yük analizi .....	19
2.3.2 Taşıyıcı binanın yük analizi .....	25



## İÇİNDEKİLER (devam)

	<u>Sayfa</u>
2.3.3 Hareket eden panelin taşıyıcı binaya etkidiği yük analizi.....	29
<b>2.4 Kombinasyonlar .....</b>	<b>34</b>
<b>2.5. Hareket Eden Panel Eleman Tasarımı .....</b>	<b>34</b>
2.5.1 Aşık tasarımı .....	34
2.5.2. Kiriş tasarımı.....	36
2.5.3. Kolon tasarımı.....	42
2.5.4. Çatı çaprazı tasarımı.....	45
2.5.5. Düşey çapraz tasarımı .....	47
<b>2.6. Taşıyıcı Bina Eleman Tasarımı.....</b>	<b>48</b>
2.6.1. Aşık tasarımı .....	48
2.6.2. Kiriş tasarımı.....	49
2.6.3. Kren kirişi tasarımı.....	53
2.6.4. Konsol kiriş tasarımı .....	62
2.6.5. Kolon tasarımı.....	65
2.6.6. Yan kolon tasarımı .....	68
2.6.7. Çatı çaprazı tasarımı.....	72
2.6.8. Düşey çapraz tasarımı .....	74
2.6.9. Basınç elemanı tasarımı .....	76
<b>2.7. Hareketli Çatı Bağlantı Noktaları Tasarımı .....</b>	<b>78</b>
2.7.1 Aşık-kiriş bağlantısı hesabı .....	78
2.7.2. Aşık çatı çaprazı bağlantısı hesabı .....	81
2.7.3. Kiriş-kiriş bağlantısı hesabı .....	83
2.7.4. Kiriş kolon moment birleşimi .....	87
2.7.5. Düşey çapraz bağlantı hesabı .....	90
<b>2.8 Taşıyıcı Bina Bağlantı Noktaları Tasarımı.....</b>	<b>92</b>
2.8.1 Aşık-kiriş bağlantısı hesabı .....	92
2.8.2. Kiriş-kiriş bağlantısı hesabı .....	94
2.8.3. Kiriş-kolon bağlantısı hesabı .....	95

**İÇİNDEKİLER (devam)**

	<b><u>Sayfa</u></b>
2.8.4. Çatı çaprazı bağlantı hesabı .....	96
2.8.5. Düşey çapraz bağlantı hesabı .....	98
2.8.6. Basınç elemanı-kolon bağlantı hesabı.....	103
2.8.7. Yan kolon- kolon bağlantı hesabı .....	104
2.8.8. Kolon konsol kiriş bağlantısı .....	105
2.8.9. Konsol kiriş kren kirişi bağlantısı .....	107
2.8.10. Kolon ankraj bağlantı hesabı.....	108
2.8.11. Yan kolon ankraj bağlantı hesabı.....	113
<b>BÖLÜM 3 SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....</b>	<b>115</b>
<b>KAYNAKLAR DİZİNİ .....</b>	<b>117</b>
<b>EKLER .....</b>	<b>119</b>

## ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
1. 1. Hareketli çatı tipleri .....	3
1. 2. Ocean Dome Japonya .....	4
1. 3. Colosseum.....	5
1. 4. Genişleyebilen sistemler .....	6
1. 5. Hareketli çatı yürüme yolu sistemleri .....	13
2. 1. Hareket eden çatının hesap modeli görünüşleri.....	15
2. 2. Taşıyıcı binanın hesap modeli görünüşleri .....	17
2. 3. Hareketli panele etkiyen kaplama yükü.....	19
2. 4 Hareketli panele etkiyen kar yükü .....	20
2. 5 TS498 Şekil-1 .....	20
2. 6. Hareketli panele etkiyen rüzgar yükü .....	21
2. 7. SAP2000 programında hareketli panel için eş değer deprem yükünün X ve Y doğrultusunda tanımlanması .....	23
2. 8. Deprem yönetmeliği Şekil 2.5 .....	24
2. 9. SAP2000 mod birleştirme yöntemi ile deprem yükünün X ve Y doğrultusunda girilmesi .....	25
2. 10. Taşıyıcı binaya etkiyen kaplama yükü .....	26
2. 11. Taşıyıcı binaya etkiyen kar yükü .....	26
2. 12. Taşıyıcı binaya etkiyen rüzgar yükü.....	27
2. 13. SAP2000 eş değer deprem yükünün X ve Y doğrultusunda girilmesi .....	28
2. 14. SAP2000 mod birleştirme yöntemi ile deprem yükünün X ve Y doğrultusunda girilmesi .....	29
2. 15 Hareketli panelden gelen yüklerin taşıyıcı binaya etkilmesi .....	30
2. 16 Çatı yürüme yolunda maksimum kesit tesirlerinin çıktığı noktalar.....	31
2. 17 Hareketli panelin taşıyıcı bina üzerindeki hareket konumları .....	33
2. 18. Aşığa gelen yükler .....	35
2. 19. Hareket eden panelin çerçeve çubuk elemanların maksimum moment diyagramı .....	36
2. 20. Taşıyıcı binanın çerçeve çubuk elemanların maksimum moment diyagramı.....	50

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
2. 21. Kren kirişinin maksimum kesit tesiri diyagramları .....	54
2. 22. Aşık-kiriş bağlantısı .....	79
2. 23. Aşığın-kirişe aktardığı kuvvetler .....	80
2. 24. Aşık-çatı çaprazı bağlantısı.....	82
2. 25. Kiriş-kiriş bağlantısı .....	83
2. 26. Bağlantı kesiti civata mesafeleri .....	84
2. 27. Bağlantı kesiti kaynak alanları.....	85
2. 28. Bağlantı kesiti kaynak alanlarının uzaklıkları .....	86
2. 29. Kiriş –kolon birleşimi .....	88
2. 30. Bağlantı kesiti kaynak alanları.....	89
2. 31. Düşey çapraz bağlantısı detayları .....	91
2. 32. Aşık-kiriş bağlantısı .....	93
2. 33. Kiriş –kolon birleşimi .....	95
2. 34. Aşık-çatı çaprazı bağlantısı detayları.....	97
2. 35. Düşey çapraz bağlantısı .....	98
2. 36. A Detayı Kolon-düşey çapraz bağlantısı. ....	99
2. 37. B Detayı basınç elemanı-düşey çapraz bağlantısı.....	100
2. 38. C detayı düşey çapraz-kolon-basınç elemanı bağlantısı .....	101
2. 39. Basınç elemanı- kolon bağlantısı.....	103
2. 40. Yan kolon bağlantısı ve kesiti.....	104
2. 41. Konsol kiriş-kolon bağlantısı.....	106
2. 42. Konsol kiriş-kren kirişi bağlantısı.....	107
2. 43. Ankraj bağlantısı.....	108
2. 44. Ankraj plakası boyutları.....	109
2. 45. Ankraj plakasında basınçtan gerilmesinden oluşan moment grafiği .....	110
2. 46. Kolon ankraj bağlantısının nihai resmi .....	112
2. 47. Yan kolon ankraj bağlantısı .....	113

## ÇİZELGELER DİZİNİ

<u>Çizelge</u>	<u>Sayfa</u>
1. 1. Hareketli çatılarda çıkabilecek sıkıntılar ve çalışma hataları .....	12
1. 2. Toronto-Sky Dome'un projelendirme esnasında ele alınan tasarım faktörler .....	14
2. 1. TS498 (çizelge 5) Yüksekliğe bağlı olarak rüzgar hızı ve emme .....	20
2. 2. Hareket eden panel titreşim modu kütle katılım oranı.....	22
2. 3. SAP2000 programına özel ivme spektrumunun tanımlanması.....	24
2. 4. Taşıyıcı bina titreşim modu kütle katılım oranı.....	28
2. 5. Hareket eden panelin kirişlerinin maksimum kesit tesirleri .....	36
2. 6. Hareket eden panelin kirişlerinin maksimum kesit tesirleri .....	42
2. 7. Hareket eden panelin çatı çaprazlarının maksimum kesit tesirleri .....	45
2. 8. Hareket eden panelin düşey çapraz elemanlarının maksimum kesit tesirleri .....	47
2. 9. Taşıyıcı yapının kirişlerinin maksimum kesit tesirleri .....	50
2. 10. Hareketli çatı yolunda oluşan maksimum deplasmanlar .....	61
2. 11. Taşıyıcı yapının kolonlarının maksimum kesit tesirleri .....	65
2. 12. Taşıyıcı yapının yan kolonlarının maksimum kesit tesirleri.....	69
2. 13. Taşıyıcı yapının çatı çapraz elemanlarının maksimum kesit tesirleri.....	72
2. 14. Taşıyıcı yapının düşey çapraz elemanlarının maksimum kesit tesirleri .....	74
2. 15. Taşıyıcı yapının basınç elemanlarının maksimum kesit tesirleri.....	76

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
a	Kaynak dikişi hesap kalınlığı
$a_b$	Enine takviyeler arası mesafe
A	En kesit alanı
$A_b$	Profilin başlık kesit alanı
$A_g$	Profilin gövde kesit alanı
$A_k$	Kaynak dikişi hesap alanı
b	Profil başlık genişliği
$C_b$	Kiriş Moment değişiminin burkulma üzerindeki etkisini belirleyen bir katsayı,
$C_m$	Eksenel basınç ve eğilmenin etkidiği sistemlerde, kolonun şeklini gözönüne alan bir katsayı
$C_v$	Kirişlerde kayma emniyet gerilmesinin hesabında berkitmeleri göz önüne alan bir katsayı
d	Civata çapı
d	I profillerinde başlıklar arası dıştan dışa mesafe
d	Sehim
E	Elastisite modülü
G	Kayma modülü
i	Atalet yarıçapı
I	Atalet momenti
K	Burkulma boyunu belirleyen bir katsayı
G	Kayma modülü
n	Emniyet katsayısı
M	Eğilme Momenti
N	Eksenel Kuvvet
P	Eksenel Kuvvet
t	Boru profil kalınlığı
t	I profil başlık kalınlığı
t	Levha kalınlığı

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam)

<b><u>Simgeler</u></b>	<b><u>Açıklama</u></b>
$t_b$	Profil başlık kalınlığı
$t_f$	Profil başlık kalınlığı
$t_g$	Profil gövde kalınlığı
$t_w$	Profil gövde kalınlığı
$\alpha_t$	Isı genleşme katsayısı
$\lambda$	Narinlik modülü
$\lambda_p$	Plastik narinlik sınırı
$\sigma_a$	Çeliğin akma gerilmesi
$\sigma_b$	Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesi
$\sigma_B$	Yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek basınç eğilme gerilmesi
$\sigma_{bem}$	Yalnız basınç kuvveti etkisi altında müsaade edilecek basınç gerilmesi
$\sigma_{eb}$	Çekme emniyet gerilmesi
$\sigma_{çem}$	Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme
$\sigma_{çem}$	Çekme emniyet gerilmesi
$\sigma_{Lem}$	Ezilme emniyet gerilmesi
$\sigma_{vk}$	Gövde levhasındaki gerçek buruşma karşılaştırma gerilmesi
$\sigma_{vki}$	Gövde levhasındaki ideal buruşma karşılaştırma gerilmesi
$\tau$	Kesme gerilmesi
$\tau_{em}$	Kesme emniyet gerilmesi
$\omega$	Basınç emniyet gerilmesinin hesabında kullanılan çubuğun narinliği ile bağlantılı burkulma katsayısı,

### **Kısaltmalar** **Açıklama**

D.B.Y.B.H.Y	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
DIN	Deutsches Institut für Normung

## BÖLÜM 1

### GİRİŞ

Günümüz dünyasında ilerleyen teknoloji ile birlikte artan insanoğlunun ihtiyaçlarına cevap verebilmek adına günümüz mühendisleri de doğan ihtiyaçlar konusunda kendi disiplinlerinde çaba sarf etmektedirler. Bu konuda inşaat mühendisleri de insanoğlunun ulaşılabilir kaynaklarından elde edilen bilgilere göre de barınma konusunda yüzyıllar boyunca çalışmalarını sürdürmektedir. Eski zamanda sadece barınma ihtiyacını karşılamak isteyen insanoğlu daha sonralar da yerleşik hayatla beraber ayak uydurduğu sosyal yaşamla doğan ihtiyaçlarını karşılamak için çok amaçlı sosyal yaşam alanlarını da doğanın zor koşullarından korunmak için yapılarının çatılarını sabit, kapalı çatılarla tasarlamıştır. Günümüz teknolojisi ile bu kapalı ve sabit olan çatılar gerekli olan yerlerde mevsim koşullarına göre açılır-kapanır çatı sistemleri ile tasarlanmıştır. Bu açılır-kapanır çatı sisteminin ilk örneğini Roma'daki Colosseumun da izleyici bölümünün üzerinde kullanıldığı bilinmektedir. Bu sistem o zamanlar için lüks gibi gözükse de günümüz insanı için, tek yapıyı mevsim koşullarına göre kullanmak artık ihtiyaç olmuştur.

Hareketli çatılar çoğunlukla stadyumlar, yüzme havuzları, dinlenme alanları, amfi tiyatrolar ve ihtiyaca yönelik sanayi tesislerinde ve artık seralarda ürün kalitesini artırmak için kullanılabilir. Hareketli çatılar çoğunlukla stadyumlar, yüzme havuzları, dinlenme alanları, amfi tiyatrolar ve ihtiyaca yönelik sanayi tesislerinde ve artık seralarda ürün kalitesini artırmak için kullanılabilir.

Türkiye'de de giderek yaygınlaşan hareketli çatı sistemlerinin tasarımında inşaat mühendisleri için dikkate alınması gereken tasarım faktörlerinin belirlenmesi ve SAP2000 programı ile örnek bir model üzerinde bir hareketli çatı tasarımı yapılması amaçlanmıştır.

Çalışma kapsamında, hareketli çatıların tasarımında Türk şartnamelerine göre yapıya etkiyecek yüklerin belirlenmesi ve sayısal örnek ile Türk şartnamelerine göre hareket eden çatı ile taşıyıcı kiriş ve binanın hesap tasarımının yapılması amaçlanmıştır. Bu çalışma kapsamında hareketli çatının hareket mekanizması ilgili mühendislik disiplinine bırakılarak, statik tasarımı yer almamaktadır.



## 1.1 Hareketli Çatı Tanımı

Hareketli çatı, bir yapı çatısının belirli bir kısmının ya da tümünün kısa bir süre içerisinde hareket ettirilmesi yolu ile yapının hem açık hem de kapalı kullanımına imkan sağlanabilmesi olarak tanımlanabilir. (Ishii, 2000)

## 1.2 Hareketli Çatı Sınıflandırması

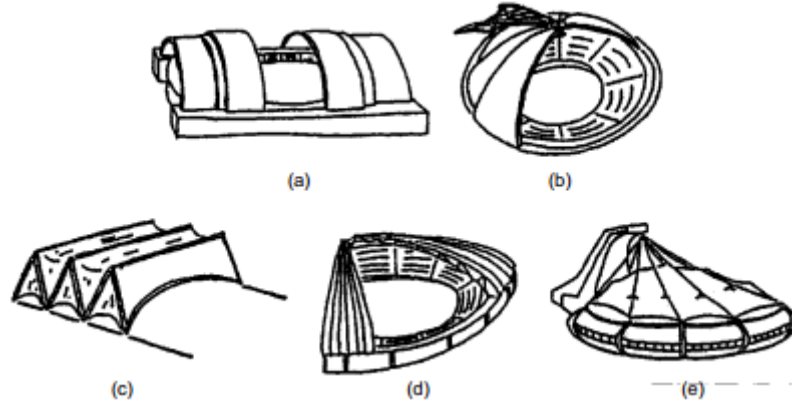
1930'lerden beri hareketli çatılar, hareketli çatılara göre çok daha geçmişi olan ve her ülkede hesap standardı olan hareket metodolojisi benzer olan kren teknolojilerinden esinlenerek inşa edilmeye başlanmıştır.

Ancak hareketli çatının açılıp-kapanma sistemlerinin kren teknolojisine benzer olanlar, farklı kullanım ihtiyaçlarına cevap verememektedir. Bunun üzerine Almanya da, 1954 de Prof. Frei Otto önderliğinde bir çalışma grubu membran malzeme ile yapılan hareketli çatılar üzerine bir araştırmalar yapmış ve başarılı sonuçlar elde etmişlerdir.

Günümüzde Hareketli çatılar, kullanım amacına, çevresel faktörlere, şantiye koşullarına, hareket mekanizmasının uygulanabilirliği ve yönetilebilirliğine göre bir çok değişik şekilde geliştirilmiştir (Ishii, 2000). Şekil 1.1'de hareketli çatılara ait farklı sistemlere ait örnekler görülmektedir.

Yapısal olarak hareketli çatı sistemlerini;

- Kren çalışma prensibi ile çalışan çerçeve hareketli çatılar.
- Kablo ve çekmeye çalışan elemanların yapısal sistemini oluşturduğu membran hareketli çatılar
- Genişleyebilen çatı sistemleri olarak yapısal sistemleri cinsinden 3 ana gruba ayırabiliriz.



Şekil 1. 1. Hareketli çatı tipleri  
 a-) Yatay Hareket Eden ve Üst Üste Gelerek Açılan en Hareketli Çatı  
 b-) Dairesel Hareket Eden ve Üst Üste Gelerek Açılan en Hareketli Çatı  
 c-) Yatay Hareket Eden ve Katlaarak Açılan Hareketli Çatı  
 d-) Dairesel Hareket Eden ve Katlaarak Açılan Hareketli Çatı  
 e-) Membran Hareketli Çatı (Ishii, 2000)

### 1.2.1 Çerçeve tipi hareketli çatılar

Bu sistemler kren gibi belirli bir yürüme yolu üzerinde hareket eden panellerin, düz ya da dairesel hareket eden çatı sistemleridir. Bu sistemlerde hareket eden paneller rijit çerçevelerin ya da çatı makaslarının üzerindeki aşıklar üzerine kaplama malzemesi kullanılarak oluşturulurlar. Bu paneller kren yapıları gibi, manuel olarak, motorlu tekerlekler, kablo ile çekilerek bir ray üzerinde yatay, düşey ya da dairesel olarak hareket ettirilirlir. Hareket düzlem, çerçeve ve kesintili panellerin tek bir yönde üst üste binecek şekilde oluşturulabileceği gibi bu panellerin bir birine doğru kaydırılması sonucunda da oluşturulabilir (Şekil 1.2). Çerçeve tipi hareketli çatı sistemleri stadyum ve sanayi yapılarında çoğunlukla kullanılan yapı sistemleridir. Bu tip sistemlerin çoğunlukla kullanılmasının sebebi diğer sistemlere göre rijid olmasıdır. Hareket eden panellerin ve taşıyıcı yapının hesap analizinin statik analizinin normal sistemlere benzer olması ve hareket mekanizmasının bilinen kren yapılarına göre hesap yapılabilmesidir. Bu sistemlerin dez avantajı ise diğer sistemlere göre bıraktığı boşluğun az olması ve diğer sistemlere göre daha ağır ve kaba bir sistem olarak görülmesidir.



Şekil 1. 2. Ocean Dome Japonya (Mitsubishi Heavy Industries, Ltd, 1993 )

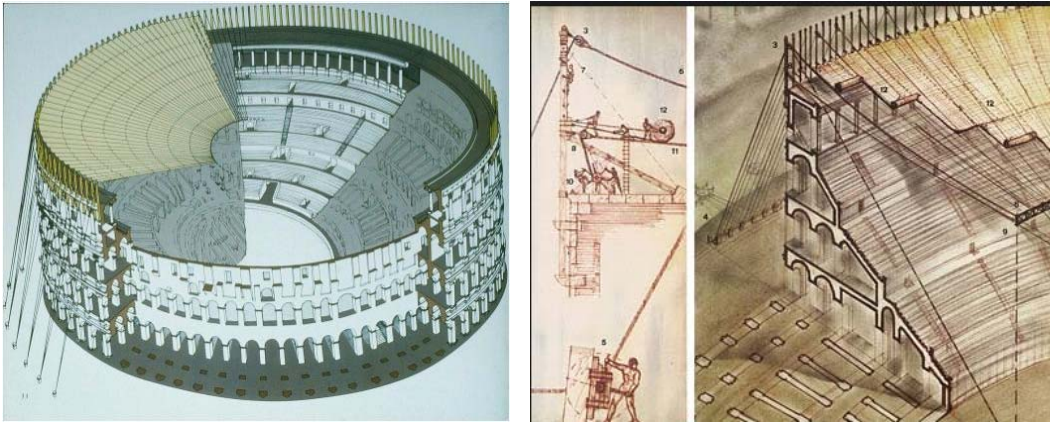
### 1.2.2 Membran hareketli çatılar

Membran örtü malzemesi kablo ve makaralar yardımıyla çeşitli şekillerde katlanarak çatının açılıp kapanmasını sağlar. Bu sistemler hafif ve katlanarak daha az yer kaplaması açısından çerçeveli hareketli çatılara göre avantaj sağlarlar.

Bilinen ilk hareketli çatı sistemleri olan membran hareketli çatı sistemi ilk olarak Roma'daki Colosseumun izleyici bölümünü kapatmak için ip ve makaralar yardımı ile kullanılmıştır (Şekil 1.3). Daha sonraki yüzyıllar boyunca çadırların açılıp kapanma mekanizmasında kullanılmışlardır. Son zamanlarda kafeteryaların bahçelerinde kullandıkları açılır kapanır tenteler bunun basit örneklerindedir. Bu sistem için ilk akademik araştırma ve geliştirme çalışmalarını Prof. Frei Otto çalışma ekibi ile Stutgard açık tiyatrosu üzerinde yapmışlardır.

Kaplama malzemesi olarak polivinil klorür (PVC) kaplı polyester ve fiber kullanılır. Membranın malzeme teknolojinin gelişimi ile dayanımındaki artış sağlanmasıyla kullanımı yaygınlaşmıştır. Çünkü çerçeve tipi hareketli çatılarda sadece kaplama malzemesi olarak kullanılan membran, bu sistemlerde taşıyıcı sistemde çekme

dayanımı ile katkı sağlamaktadır. Bundan dolayı kullanılacak membranın tüm yüzeyinin homojen olarak tasarım çekme kuvvetine servis hayatı boyunca sağlamalıdır. Çatının yüzeyinde oluşacak bir süreksiz dayanım eksikliği tüm sistemi etkilemektedir. Tasarım çekme kuvvetini aşılması özen gösterilmeli elastik davranışta kalmalıdır. Büyük plastik davranış gösterdiğinde sarkmalara sebep olarak kar ve yağmur suyu birikmelerine sebep olacaktır. Diğer yandan yüksek hızlı rüzgar kuvvetine karşı tehlikeli titreşim etkisi ve taşıyıcı sistemi hafif olduğundan dolayı kaldırma (paraşüt) etkisi tasarımda dikkat edilmesi gereken unsurların en önemlisidir.



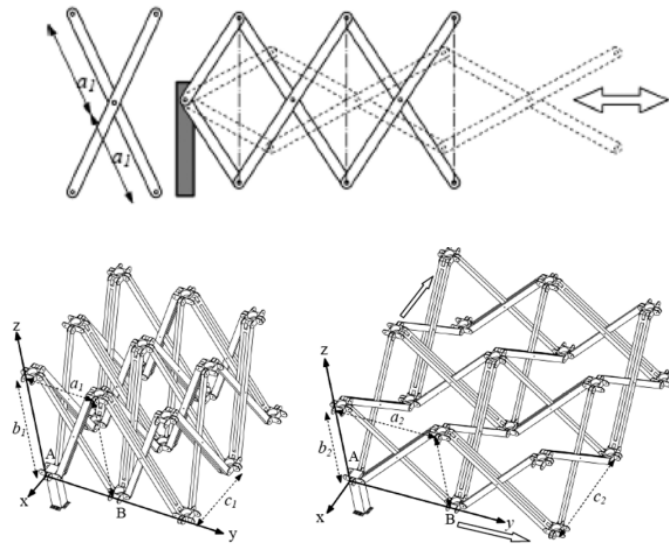
Şekil 1. 3. Colosseum (Kuusisto, 2010)

### 1.2.3 Genişleyebilen çatı sistemleri

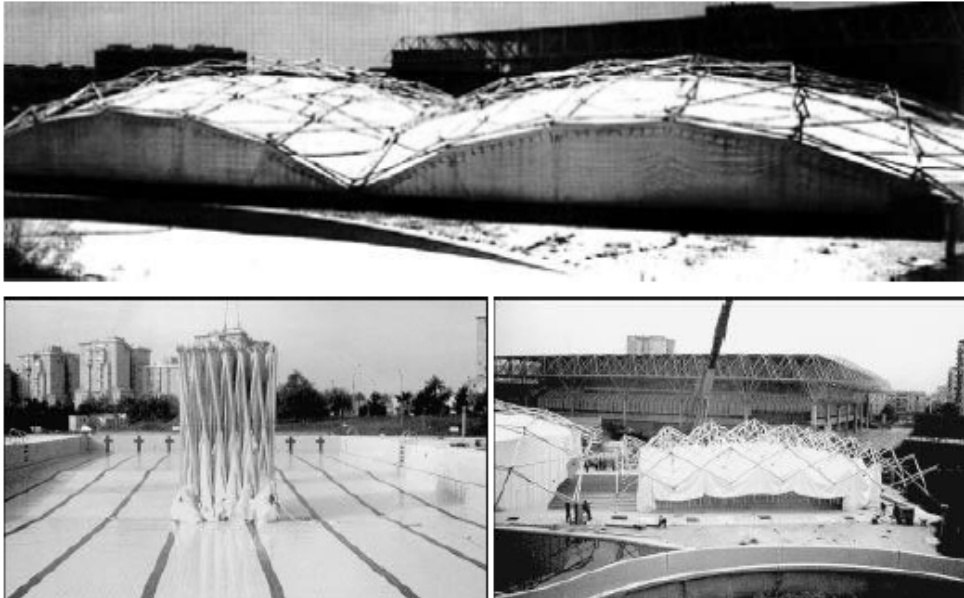
Çubuklardan ya da düzlemsel elemanların birbiri ile bağlantı noktalarından hareket ederek Pantograf (terzi makası gibi düğüm noktaları hareket edebilen) gibi genişleyebilen elemanlardan oluşan sistemlerdir. Şekil 1.4'de bu sistemin çalışmasına örnek bir çizim ve örnek bir uygulama görülmektedir. Genişleyebilen sistemler hızlı ve inşası kolay sistemler amacı ile geliştirilmiştir.

Çerçeve tipi hareketli çatılar kendi içerisinde rijid ve birbirlerinden bağımsız çatı kütlelerinin hareketine dayanmaktadır. Genişleyebilen hareketli sistemlerdeki

gelişmeler sonucunda bağımsız olarak çalışan çatı kütleleri yerine, bir bütün olarak açılıp kapanabilen hareketli çatılar yapmak mümkün olmuştur (Özge2004).



(a).



(b)

Şekil 1. 4. Genişleyebilen sistemler  
a) Genişleyebilen sistemlerin gösterimi (Engineering Structures 33, 2011)  
b) Sevilla'da genişleyebilen bir yüzme havuzu çatısı (Escrig, 1996)

### 1.3 Hareketli Çatı Tasarım Faktörleri

Hareketli çatıya sahip yapıların güvenliği yine yapısal tasarım şartnameleri ile sağlanmaktadır. Zamanla hareketli çatıların kullanımı artmaktadır buna karşılık uluslar arası ve ulusal yapısal tasarım şartnamelerinde bu yapıları kapsayan bir ek yada madde bulunmamaktadır. Bu yapıların nasıl tasarlanacağı, tasarımında alınacak güvenlik faktörleri de tartışma konusu olmaya başlamıştır.

1930 lardan beri hareketli çatılar, hareketli çatılara göre çok daha geçmişi olan ve her ülkede hesap standardı olan hareket metodolojisi benzer olan Kren teknolojisinden esinlenerek inşa edilmeye başlanmıştır. Bununla beraber dünya üzerindeki bazı üniversite ve enstitüler hareketli çatılar konusunda çalışmalar yapmışlardır.

- IL-5 Convertible Roofs 1972 Institute for Lightweight Structures (University of Stuttgart)
- IL-12 Convertible Pneu 1975 Institute for Lightweight Structures (University of Stuttgart)
- Recommendations for Structural Design of Retractable Roof Structures 1993 (Architectural Institute of Japan)
- Guidelines for design of retractable roof structures 1995 (Membrane Structures Association of Japan)

#### 1.3.1 Mimari tasarım faktörleri

Hareketli çatı mimari tasarımında dikkat edilecek hususlar yine normal bir yapının mimari tasarımı için dikkat edilen unsurlar olan, yapının kullanım amacı çevre koşulları ve çevreye uyumluluk ve bütçe gibi faktörlerdir. Ancak hareketli çatıların tasarımında özel olarak dikkat edilmesi gereken unsurlarını şu şekilde sıralayabiliriz. Yapıda statik çatıya nazaran maliyetli olan hareketli çatının kullanımının ekonomik

verimliliğinin hesaplanması, hareketli yapı sistemi seçimi ve bu seçime bağlı olarak çalışma mekanizmasının sürdürülebilir, güvenli ve ekonomik olması, kapanma ve açılma süresi, Sistemin çalışma ömrü, kapalı konumda havalandırma sistemi ve ışıklandırma sistemi, kapalı durumda sızdırmama, açık ve kapalı durumlarının her ikisi için yapının akustiği olarak kısaca sıralandırılabilir.

### 1.3.2 Yapısal tasarım faktörleri

Yapısal tasarımda dikkat edilmesi gereken unsurları aşağıdaki gibi sıralandırabiliriz;

- Yapının Tasarım Ömrü;

Yapı belirli bir tasarım ömrüne göre tasarımı planlanmalıdır.

- Hareketli çatı sistem seçimi;

Genellikle basit sistemler seçilmeli, hareket mekanizmasının kolayca kontrol edilebilir, denetlenebilir ve bakımlarının rahat yapılabilir sistemler seçilmesine özen gösterilmelidir.

- Yapısal davranışın belirlenmesi;

Seçilen hareketli çatı sistemine göre, beklenen iç ve dış kuvvetlere göre yapı rijitliği belirlenmelidir.

- İnşaa edilebilirliği ve çalışmama durumu;

Seçilen Hareketli yapı sisteminin ve taşıyıcı sistemin planlana bütçe ve ekipmanlara göre yapılabilir olması çok önemlidir. Ayrıca hareketli çatının açılıp kapanabilmesi için gerekli hidrolik, pnömatik sistemlerin sürekli çalışması gerekir.

- Yüklerin belirlenmesi ve iç kuvvet etkileri;

Yapılması planlanan konuma göre yapıya etkiyecek dış yükler ve sıcaklık gerçeğe yakın olarak belirlenmeli ve ülke şartnamelerinde alınması gereken yüklere eşit veya tasarımcının tasarrufuna göre daha fazla alınmalıdır.

- Yapısal elemanlar ve detaylar

Yapıda kullanılacak olan malzemeler ve detaylar yapılacak ülke teknik şartnamelerine uygun ve mukavim olmalıdır.

- Yapısal tasarım

Yapı elemanları ve tüm yapının belirlenen dış ve yüklere karşı statik ve mukavemet hesapları statik ve dinamik analizler sonucu hesaplanarak kanıtlanmalıdır.

- Yapısal güvenliğin sağlanması

Tasarımı yapılan yapı elemanlarının ülke şartnamelerinde yer alan güvenlik katsayılarını karşılamalıdır.

- Açılıp kapanma halleri ve hareket anında güvenlik

Kullanılması muhtemel durumlara göre çatı planladığı gibi açılıp kapama mekanizmasının kullanıma hazır olması gereklidir. Açık- kapalı olduğu durumlarda ve hareket anında yapısal elemanların emniyetli bir şekilde çalışması gerekir.

### **1.3.3 Yük faktörleri**

#### **1.3.3.1 Zati yük**

Yapının inşasında kullanılan tüm sabit malzemelerin oluşturduğu kalıcı yüklerdir. Taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların kendi öz ağırlığından oluşan yükler, sabit bölme duvarlar ve sıvaları, sabit cephe ve diğer bölücü elemanlar, çatı kaplamaları gibi yapının kullanım ömrü boyunca sabit olarak binada duracak yükler olarak tanımlamak mümkündür.

#### **1.3.3.2 Kar yükü**

Kar yükü TS498 Ek-II de verilen kar yağış yüksekliğine göre düzenlenmiş haritadaki bölgelerin numarası ile TS498'deki Çizelge-4'den alınır. Kar tutmuş hareketli çatı panelini kar yükünden kaçırmak için hareket ettirilmesi tehlikeli durumlar oluşturmaktadır. Çerçeve tipi hareketli çatılar için kar yağın ve yağın karın çatı üzerinde durması düşünülen yerlerde yapılan hareketli çatıların kapalı konumda tutulması tavsiye edilir (Ishii2000). Ayrıca kapalı konumda iken mekanik olarak hareket eden sistemler donmalara karşı korunması sağlanmış olacaktır. Ancak membran tipi



hareketli çatılarda kapalı durumlarda yerel membran sarkmalarını önlemek için kar birikmesine karşı önlem alınması gerekir.

### **1.3.3.3 Rüzgar yükü**

Hareketli çatıların yapısal tasarımında önemli bir rol oynayan rüzgar yükü, Çatının her konumu için elverişsiz yük durumu için tasarımı yapılabilir. Büyük açıklıklı sistemlerde hareketli çatının açık olduğu konum daha elverişsiz olacağından yapıdaki bir anemometre ile rüzgar hızı ölçülerek hızlı bir kapatma mekanizması ile çatı kapatılabilir. Bu durumda sadece çatının sadece kapalı konumundaki hesapları yapılabilir. Kablolü hareketli çatılarda rüzgar kuvvetine göre ve kablo çekme dayanımını sağlamalı ve salınımlarına dikkat edilmelidir. Türkiye’de rüzgar yükü TS498 madde 11 de ayrıntılı bir şekilde verilmiştir.

### **1.3.3.4 Deprem yükü**

Her yapı tasarımında önemli bir faktör olan deprem yükü hareketli çatılar içinde hesaba katılması gereken önemli yük faktörlerinden birisidir. Çatının genelde kullanıldığı tamamen açık ve tamamen kapalı olduğu konumlar için deprem kuvvetine göre tasarım yapmak zorundadır. Ancak kren standartlarında kren vinci hareket durumu ile ilgili her hangi bir özel durum bulunmamaktadır ve göz ardı edilmektedir. Bu küçük ölçekli hareketli çatılar için uygulanabilir. Ancak büyük ölçekli hareketli çatıların tasarımında çatı büyük çatı kütesinden gelen deprem kuvveti için tasarımcılar için önem taşımaktadır.

Genelde hareketli çatının açılıp kapanma süresi çalışma mekanizmasına bağlı olarak 1 ila 10 dk arasında değişmektedir. Büyük ölçekli yapılarda ne kadar olasılığı az olsa da her zaman olasılığı olduğu için deprem kuvvetinin normal olarak almak ekonomik olmayan bir tasarım ortaya çıkaracağından tasarımcının tasarıfuna göre yaklaşık bir azalatma katsayısı uygulanabilir. Büyük ölçekli yapılara takılacak bir

sismograf ile hareket anında deprem olması durumunda ani fren mekanizması ile durdurulması gerekir. Genelde tekerlekler ile hareket eden çatılarda, tekerlek ile ray arasındaki sürtünme katsayısı yaklaşık olarak 0,15 dir. Küçük ölçekli depremler için bu katsayı çatının hareket etmesini önleyebilir. Eğer bu sürtünme kuvveti ile birlikte fren mekanizmasına rağmen hareket eden hareket etse bile deprem enerjisinin büyük bir bölümü hareket enerjisine dönüşeceğinden dolayı geriye kalan enerji de rayların sonuna yerleştirilmesi gereken tamponlar ile çarpışmadan kaynaklanacak etki sönmülenir.

### **1.3.3.5 Isı yükü**

Hareketli çatıların yapımında çelik malzeme kullanıldığından dolayı sıcaklık değişimi iç elemanların iç gerilmelerine ve şekil değişikliklerine sebep olacaktır. Çatı açılıp kapanarak dış sıcaklık değişimine direk maruz kaldığından dolayı yapının inşaa edileceği çevre sıcaklıklarının sitem çözümünde hesaba katılması gerekir. Kren yapılarında da elemanların ısıl genleşmeyi hesaba katılmaktadır. Isı farkları için şartnamelerde belirli cetveller belirlemiştir.

### **1.3.3.6 Diğer yükler**

Kren yapılarının tasarımında, krenin hareketinden dolayı oluşan yatay kuvvetler, merkezkaç kuvvetleri ve yanıl tekerlek kuvvetlerinden oluşan kuvvetler ve ani duruşdaki fren ve tampona çapma etkileri dikkate alınmaktadır. Hareketli çatılarda kren yapılarında olduğu gibi çatının çalışma mekanizmasına bağlı olarak ortaya çıkan yükleri aşağıdaki gibi sıralayabiliriz.

- Çatının normal açılıp kapanma hareketindeki hızlanma ve yavaşlamaya bağlı çıkan dinamik yükler.
- Hareketin acil bir durumda durdurulmasından dolayı çıkan dinamik yükler.
- Kapanan panellerin birbirlerine çarpmasından dolayı çıkan yükler.

### 1.3.4 Güvenlik faktörleri

Statik bir yapıda olduğu gibi hareketli yapılarında yapısal tasarım olarak, dayanım, stabilite kontrollerinin yapılması gerekir. Ancak hareketli çatı taşıyıcı sistemlerinde hareket eden ve sabit olmak üzere çok sayıda parça mevcuttur. Bu hareket eden ve sabit olan parçaların ayrı ayrı dış yüklerle karşı stabilite ve dayanım kontrollerinin yapılması gerekir. Hareketli panelleri taşıyan kirişlerin davranışlarında çok önem arz etmektedir. Bu kirişlerin panellerin veya çerçevelerin hareketlerinin sağlıklı bir şekilde yapılabilmesi için bu kiriş davranışının belirlenen toleranslar içerisinde kalması gerekmektedir. Aksi durumda panelin hareket edemeyip kilitlemesi gibi sorunlar ile karşılaşılabilir. Bu panellerin hareket edebilmesi için ve hareket toleransları bırakılması gerekmektedir. Ayrıca yinelenen yüklerle zorlanan yapı elemanların bağlantı ve kesitlerinde dayanımlarının altında kırılma oluşmaması için yorulma dayanımında kontrol edilmesi gerekir. Tasarımcılar bu kontrollerle beraber geçmişte yaşanan kren ve hareketli çatıların çalışmama problemlerine karşı sistem seçiminde önlem almalıdırlar. Çizelge 1.1’de hareketli çatılarda yaşanmış ve yaşanması muhtemel sıkıntılar yer almaktadır.

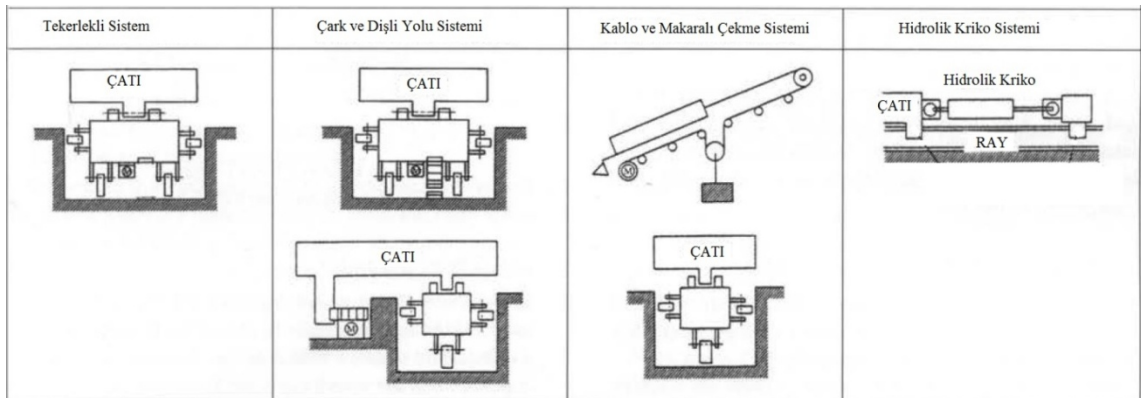
Çizelge 1. 1. Hareketli çatılarda çıkabilecek sıkıntılar ve çalışma hataları (Ishii,2000)

Yürüme mekanizmasında	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Yürüme yolundan çıkma, Yetersiz kilitleme ve fren mekanizması, hız kontrolünde çıkan problemler, mekanik hareket mekanizmasında kırılma.</li> <li>• Hareket halinde devrilme, çarpma etkisi</li> <li>• Hareket ettirecek güç bağlantısının kesilmesi (Elektirik kesintisi yada hidrolik elemanların sızıntı yapması)</li> <li>• Membran yapılarında çekme elemanlarının kopması</li> <li>• Yürüme yolunda verilen tolereanslardan fazla oturmaların görülmesi</li> <li>• Panel hareketlerinde senkronizasyon farklılığı.</li> <li>• Hareket anında vibrasyondan dolayı civata gevşemesi yada çıkması.</li> </ul>
Kontrol Mekanizmasında	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bir panelin hareketinde sağ ve sol tekerleklerinin senkronizasyon hatası.</li> </ul>
Çatı Yüzeyinde	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Çatı membranlarında aşırı rüzgardan veya çatı hareketinden dolayı sarkmaların oluşması.</li> <li>• Kaplama bağlantılarının kopması.</li> <li>• Membran tipi yapılarda, tekrarlanan hareketten dolayı membranların zarar görmesi</li> <li>• Membran tipi yanlış senkronizasyondan dolayı membranlardaki eşdeğer olmayan gerilim problemi sonucunda yırtılma oluşması.</li> </ul>

### 1.3.5 Yürüme yolu mekanizması tasarım faktörleri

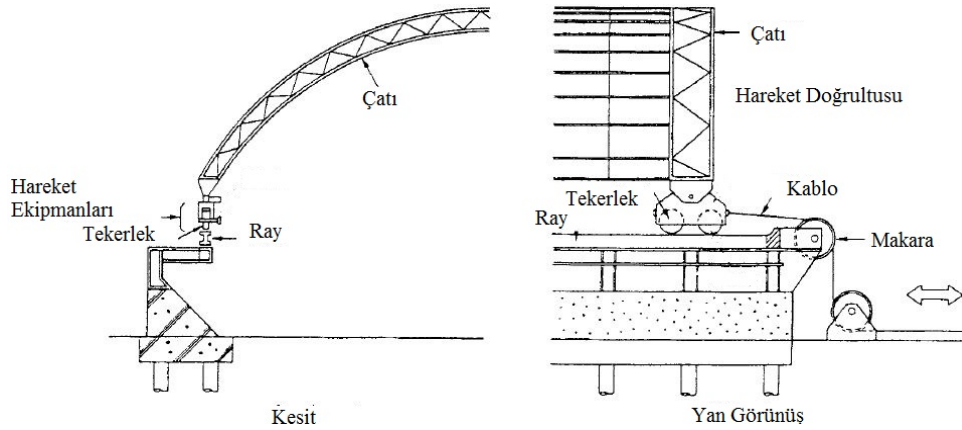
Yürüme mekanizması hareketli çatının açılıp kapanmasını ve hareketli çatı elemanlarından gelen yükleri taşıyıcı sisteme aktarılmasını sağlıklı bir şekilde sağlaması gerekmektedir. Yürüme yolu sistemler genellikle daha önce bahsedildiği gibi kren sistemleri kullanılarak yapılmaktadır. Yürüme yolları çoğunlukla düz yapıldığı gibi kemer şeklinde ya da çatı eğiminde tırmanır şeklinde de yapılmaktadır. Bu yüzden dolayı hareketli panellerin hareketi zorlaşabilmekte ve sistem karmaşıklaşmaktadır. Çatının açılıp kapanma mekanizmasının çalışabilmesi için karmaşık sistemlerden kaçınılmalı, bu mekanizmasının basit bir şekilde kontrol edilebilir ve periyodik bakımının kolay yapılabilir sistemler seçilmesi güvenlik ve ekonomik sebeplerden dolayı önemlidir. Hareket mekanizması;

- Elektrikli motorlar ile tekerleklerin hareket ettirilmesi ile,
- Hidrolik ya da pnömatik silindirlerin çekme ve itme uygulamaları ile,
- Zincir veya kablolu makara sistemi ile çekme sistemi ile,
- Tekerleklerin çark ve yürüme yolunun dişli yolu sağlanarak elektrikli motorlar ile sağlanmaktadır. (Şekil 1.5)



(a)

Şekil 1. 5. Hareketli çatı yürüme yolu sistemleri a) Hareket mekanizması çeşitleri



(b)

Şekil 1. 5. b) Örnek yürüme yolu mekanizması (Ishii, 2000) (devamı).

Çizelge 1.2’de bir hareketli çatının tasarımında kullanılan tasarım faktörlerine örnek verilmiştir.

Çizelge 1. 2. Toronto-Sky Dome un projelendirme esnasında ele alınan tasarım faktörler (Ishii, 2000)

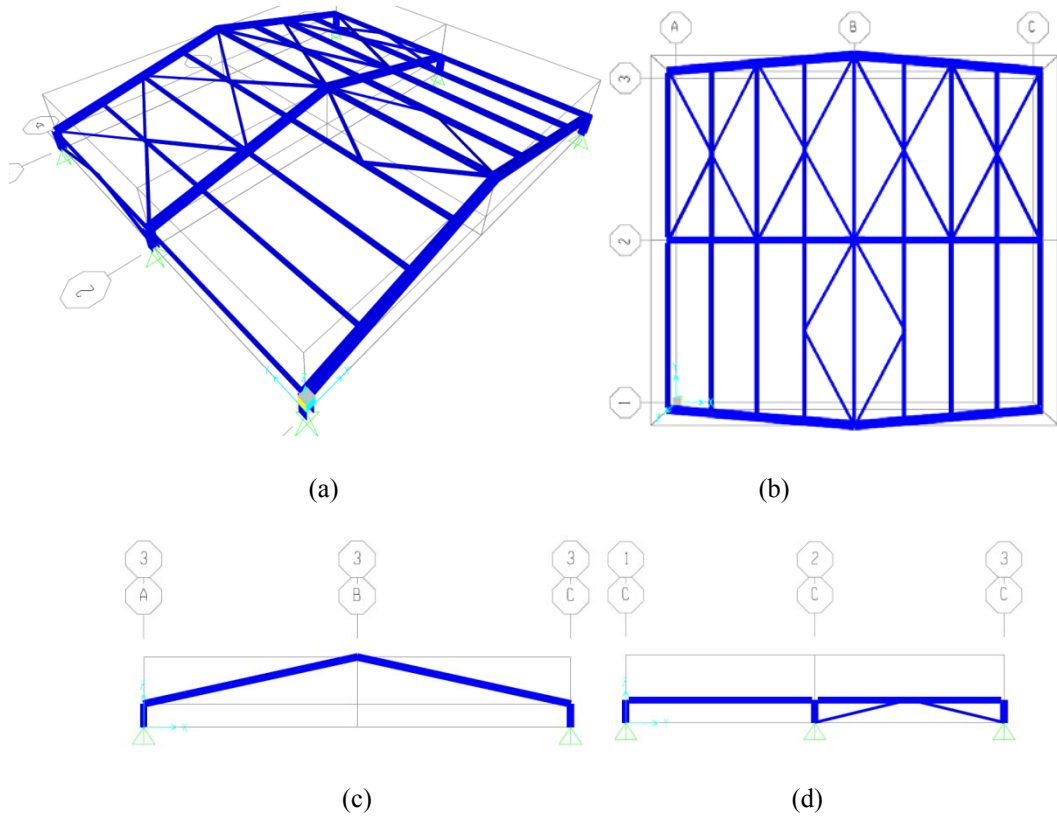
Yapısal Güvenlik Stabilitel ve güvenlik	Çatının açılıp kapanması yatay hareket ile sağlanmıştır. Bu hareket yöntemi yapının güvenliği ve stabilitesini sağlayacağı düşünülmüştür.
Açılma-kapanma ve yürüme yolu mekanizması	Mekanizma çok sayıda hareket eden parçalardan oluşmaktadır. Bu şekilde tek bir parçadaki çıkacak sıkıntı tüm yapıdaki hareketi engellemeyecektir. Yürüme mekanizmasının dizaynında konvansiyonel mekanizma kullanılmıştır. Bu şekilde yeni bir teknolojiye gereksinim duyulmaksızın yürüme mekanizması hareket etmesi planlanmıştır.
Açılma-kapanma süresi	Mekanizma çok fazla parçadan oluştuğu için hareketin çok fazla enerji tüketimine ve emniyet açısından beklenmeyen sonuçlar doğuracağı düşünülmüştür. Bu sebeplerden dolayı parçaların hareketi 10m/dk olarak belirlenmiş toplam da 20 dk da açılıp kapanması tasarlanmıştır.
Açıklık derecesi	Sistem açık olduğu halde toplam alanın %9’nu kaplamaktadır. %91 net açıklık sağlamaktadır.
Dayanım Ömrü	Dayanım ömrü 100 yıl olarak planlanmıştır.
Onarım ve Bakım	Parçaların bakım ve onarım kolaylığı ve ulaşılabilir olması düşünülmüştür.
Rüzgar Yüğü	Hava akışını belirlemek için rüzgar tüneli deneyleri yapılmıştır. Hesaplar için 18m/sn rüzgar hızı alınmıştır.
Kar yüğü	NBC şarnamesine göre ve rüzgar testi ile oluşan kar yüğü çalışmalarına göre değer alınmıştır.
Deprem Kuvveti	Yerçekimi ivmesinin %8’ine göre Mod birleştirme metodu uygulanarak elastik analiz yapılmıştır.
Dinamik Kuvvetler	Hareket eden panelin ani fren ivme etkisi $1,34m/sn^2$ olarak hesaplanmıştır.
İlave Yüğü	Çatının kapalı olduğu konumda etkinlik sebebi ile çatıya asılması muhtemel ekipman ağırlıkları alınmıştır.
Tasarım metodu	Yapısal Tasarımda taşıma gücü yöntemi kullanılmıştır.

## BÖLÜM 2

### HAREKETLİ ÇATI TASARIMI SAYISAL UYGULAMASI

#### 2.1 Yapısal Sisteminin Genel Özellikleri

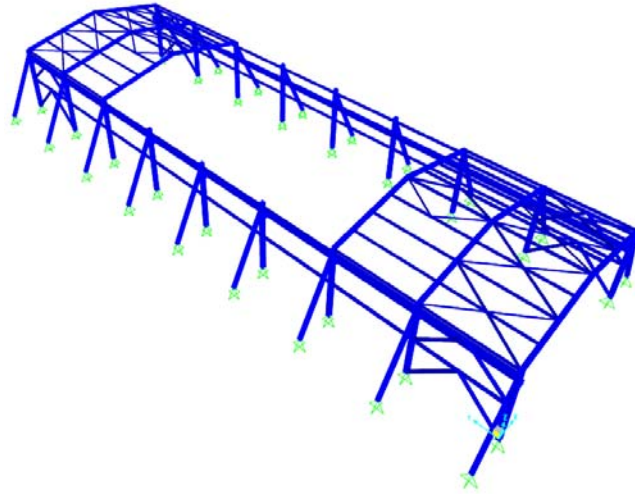
Yapı hareketli çatı ve taşıyıcı kısım olmak üzere iki ayrı sistemden oluşmaktadır. Hareket eden yapı çerçeve yönünde 11 m açıklık diğer yönde 5 m aşık aralığı ile 3 çerçeveden oluşmaktadır (Şekil 2.1). Hareket eden çatının hareket yolu kotu +3,80 m dir ve hareket eden çatının mahya kotu +5,60 m dir. Taşıyıcı yapı üzerinde iki adet hareket eden panel bulunmaktadır. Hareketli çatının kolonları taşıyıcı kirişin üzerinde X,Y,Z doğrultularında kuvvetler aktarılması ve hareketli tekerlerin moment aktaramayacağı için her 3 yönde de sabit mesnet kabul edilmiştir.



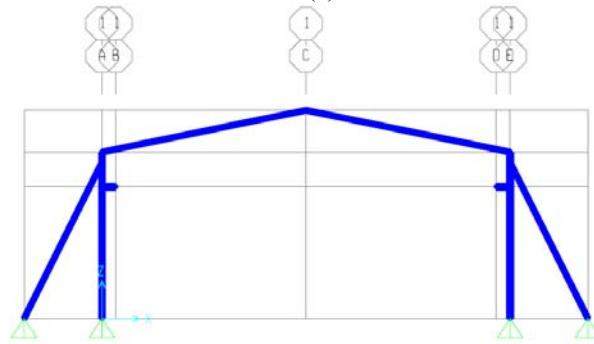
Şekil 2. 1. Hareket eden çatının hesap modeli görünüşleri

(a) Model 3b görünüşü (b) Model plan Görünüşü (c) Model çerçeve görünüşü (d) Model hareket yönü görünüşü

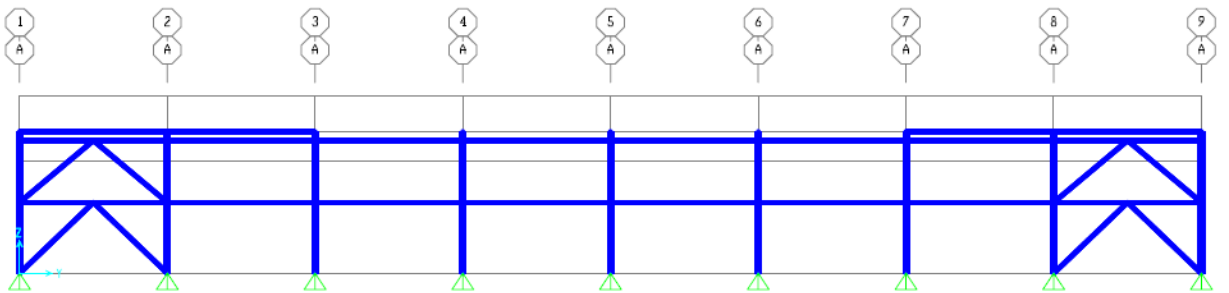
Taşıyıcı bina çerçevesi yönünde 11,8 m açıklık diğer yönde 5 m aks aralığı ile 9 adet çerçeve mevcuttur (Şekil 2.2). Kolon alt kotu  $\pm 0,00$  kotunda başlayıp +3,80 kotunda kren kirişi ile, +4,80 kotunda ise çatı kirişine bağlanmaktadır. Mahya kotu +6,00 kotuna çıkmaktadır. Hareketli çatının bağlatı elemanlarında hesaba katılarak 40 cm'lik hareket için boşluk bırakılmıştır.



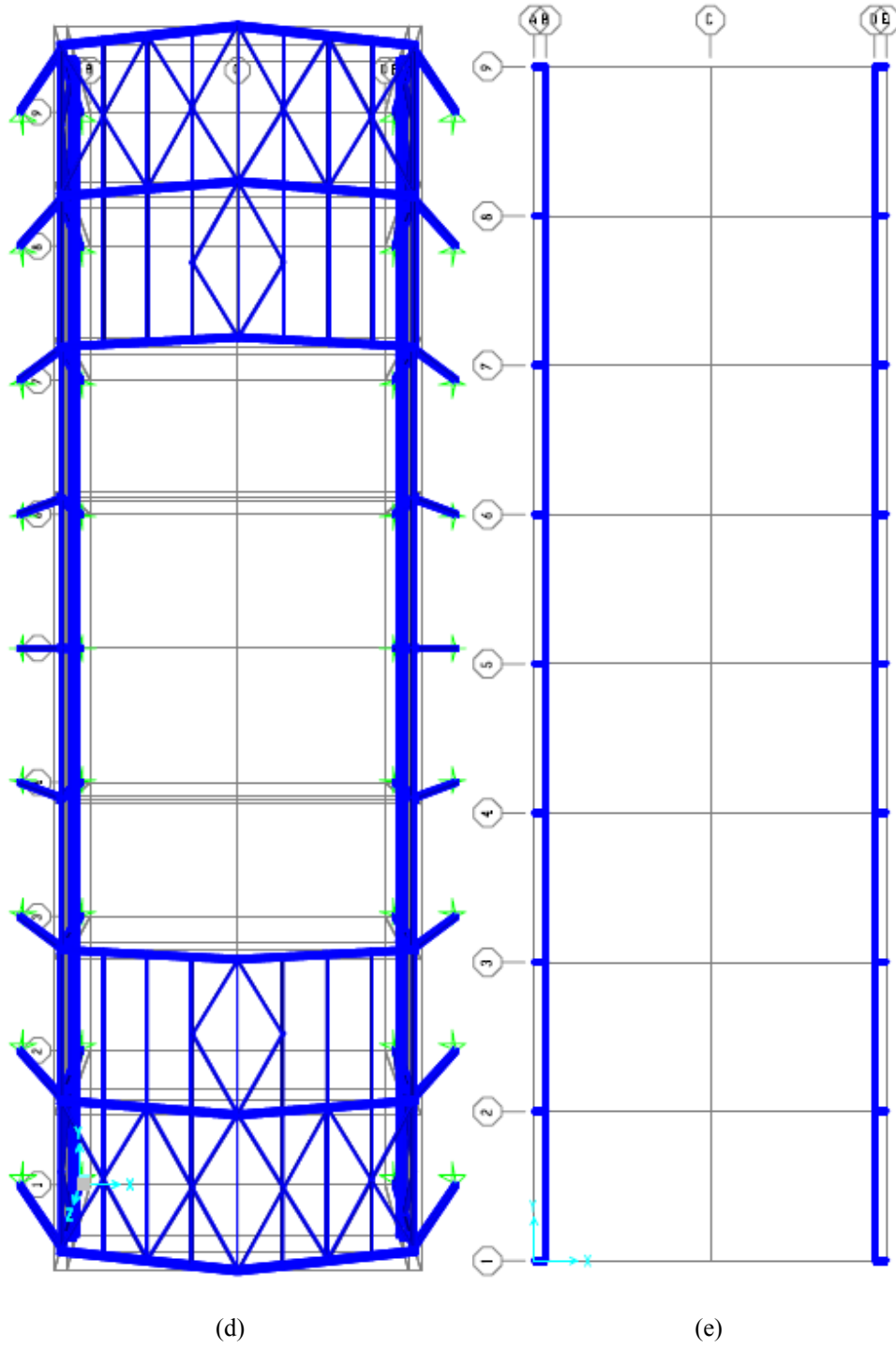
(a)



(b)



(c)



Şekil 2. 2. Taşıyıcı binanın hesap modeli görüşleri  
 (a) Taşıyıcı bina 3b hesap modeli görüşü (b) Taşıyıcı bina çerçeve yönü hesap modeli görüşü (c)  
 Taşıyıcı bina çerçeveye dik hesap modeli görüşü (d) Taşıyıcı bina hesap modeli üst görüşü (e) Kren  
 yolu modeli görüşü



## 2.2 Yapısal Analiz ve Tasarım Kriterleri

### 2.2.1 Yapısal analizde ve tasarımda kullanılan şartnameler

- TS500/Şubat 2000 Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
- TS498/Kasım 1997 Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
- TS648/Aralık 1980 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik / 2007
- Çelik Yapılar Emniyet gerilmesi esasına göre hesap ve proje esasları, İMO-02.R-01/2008

### 2.2.2 Yapısal analizde ve tasarımda kullanılan malzeme

Yapıda çelik malzeme olarak st-37 (TS-EN 1993-1-1S235JR) çelik ve temel betonu için C20/25 beton kullanılmıştır.

#### st 37 Çelik

$$\sigma_{akma} = 2,4 \text{ t/cm}^2 \quad \sigma_{kopma} = 3,7 \text{ t/cm}^2 \quad \sigma_{emniyet} = 0,6 \times 2,4 = 1,44 \text{ t/cm}^2 \quad E = 2100 \text{ t/cm}^2$$

$$G = 810 \text{ t/cm}^2 \quad \alpha = 0,000012$$

#### C20/25 Beton

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa (0,2 t/cm}^2) \text{ (taşıma gücü)} \quad \sigma_{bem} = 55 \text{ kg/cm}^2 \text{ (emniyet gerilmesi)}$$

#### Bulon Malzemeleri :

Bulon standartı : DIN6914

$$4.6 \text{ Civata özellikleri, } \sigma_{zem} = 1,12 \text{ t/cm}^2 \quad \zeta_{Sem} = 1,40 \text{ t/cm}^2 \quad \sigma_{Lem} = 2,80 \text{ t/cm}^2 \text{ dir.}$$

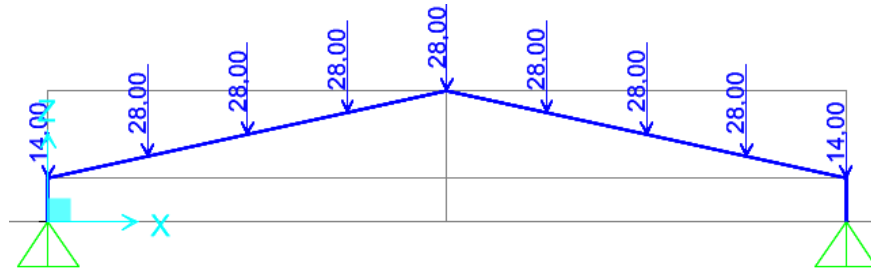
$$8.8 \text{ Civata özellikleri, } \sigma_{zem} = 2,88 \text{ t/cm}^2 \quad \zeta_{Sem} = 1,92 \text{ t/cm}^2 \quad \sigma_{Lem} = 2,80 \text{ t/cm}^2 \text{ dir.}$$

## 2.3 Yük Analizi

### 2.3.1 Hareket eden panelin yük analizi

#### 2.3.1.1 Zati yük

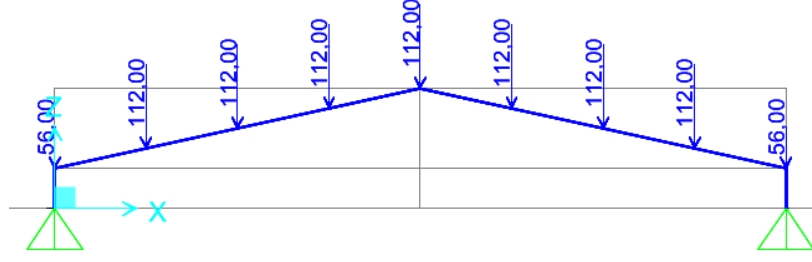
Bölüm 1.3.3.1’de açıklandığı gibi taşıyıcı sistemi oluşturan eleman öz ağırlıklarını ve kaplama yüklerini içermektedir. Taşıyıcı sistemi oluşturan elemanları program tarafından hesaplanacaktır. Çatı kaplaması olarak sandviç panel ağırlığı  $20\text{kg/m}^2$  seçilmiştir. Çatıdaki aşık aralığı 1,4m dir. Kaplama yükü  $P_{\text{kaplama}}=1,4\text{m}\times 20\text{kg/m}^2=28\text{ kg/m}^2$  olarak hesaplanmıştır. Şekil 2.3’de hareket eden panele etkiyen kaplama yükünün SAP2000’de tanımlanmış hali görülmektedir.



Şekil 2. 3. Hareketli panele etkiyen kaplama yükü.

#### 2.3.1.2 Kar yükü

TS498 Ek1’de il ve ilçelere göre zati kar yükü bölgeleri tablosundan, Ankara Yenimahalle 1.Bölgedir ve Çizelge 4 karyükü ( $P_{k0}$ ) değerleri tablosuna göre 830 m rakımdaki Yenimahalle için  $80\text{kg/m}^2$  alınmıştır. Bu duruma göre kar yükü  $P_{\text{kar}}=1,4\text{m}\times 80\text{kg/m}^2=112\text{ kg/m}$  hesaplanmıştır. Şekil 2.4’de hareket eden panele etkiyen kar yükünün SAP2000’de tanımlanmış hali görülmektedir.



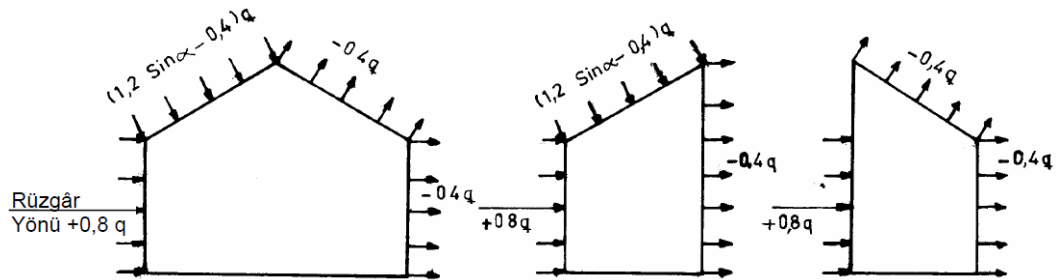
Şekil 2. 4 Hareketli panele etkiyen kar yükü

### 2.3.1.3 Rüzgar yükü

TS498 uyarınca yapı rüzgar yükleri yerden yüksekliğe göre verilen TS498 çizge-5'e (Çizge 2.1) ve TS498 Şekil-1 (Şekil 2.5)'e göre hesaplanmaktadır.

Çizelge 2. 1. TS498 (çizelge 5) Yüksekliğe bağlı olarak rüzgar hızı ve emme

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



Şekil 2. 5 TS498 (Şekil-1) Planda kare kesitli ve eğik çatılı kapalı yapılarda rüzgar yükünün ana taşıyıcı sistem doğrultusunda dağıtımı

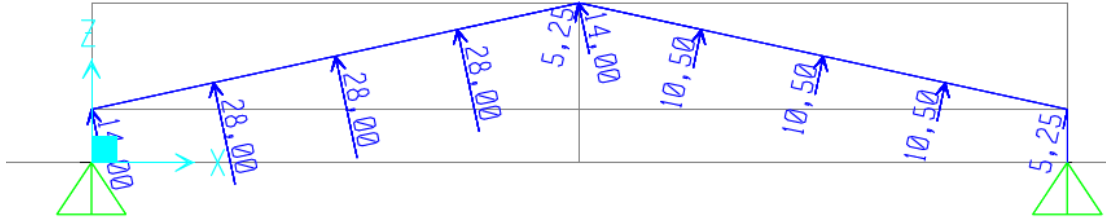
Çizelge 2.1 de yerden 0-8 m için,  $P_{\text{rüzgar}}=50 \text{ kg/m}^2$  verilmiştir. Yapıda çatı eğimi  $12^\circ$  olup Şekil 2.5 de verilen rüzgar yüküne ilişkin formülasyonlar Denklem 2.1 ve

Denklem 2.2 deki gibi aşağıda hesaplanmıştır.

$$P_{\text{rüzgar}} = (1,2 \sin \alpha - 0,4) \times q = -7,50 \text{ kg/m}^2 \quad (2.1)$$

$$P_{\text{rüzgar}} = 0,4 \times q = 20 \text{ kg/m}^2 \quad (2.2)$$

Bir aşağıya gelen rüzgar çatı kırımının bir yönü için  $P_{\text{rüzgar}} = -7,5 \text{ kg/m}^2 \times 1,4 \text{ m} = -10,5 \text{ kg/m}$  diğer yönü için ise  $P_{\text{rüzgar}} = -20 \text{ kg/m}^2 \times 1,4 \text{ m} = -28 \text{ kg/m}$  hesaplanır. Şekil 2.6'da yukarıdaki Denklem 2.1 ve Denklem 2.2'den elde edilen rüzgar yüklerinin SAP2000 programında tanımlanmış hali gösterilmiştir.



Şekil 2. 6. Hareketli panele etkiyen rüzgar yükü

#### 2.3.1.4 Deprem yükü

Deprem yükünün hesaplanmasında DBYBHY de bulunan hesap yöntemlerinden eşdeğer deprem yükü yöntemi ve mod birleştirme yöntemine göre deprem etkilerinin SAP2000 programında hesaplanacaktır. DBYBHY inde yer alan parametrelere göre modelin deprem hesabı parametreleri aşağıdaki gibidir.

$A_0 = 0,10$  (Ankara Yenimahalle), bina önem katsayısı  $I = 1,0$  zemin cinsi Z2 ( $T_A = 0,10 \text{ s}$ ,  $T_B = 0,40 \text{ s}$ ) dir. Yapı davranış katsayısı DBYBHY Tablo 2.5 Bölüm 3'de örneğimiz için X doğrultusunda (3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar  $R = 5$  Y doğrultusunda ise (3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar  $R = 4$  alınır.

Deprem Yönetmeliği madde 2.7.1.2’de belirtildiği üzere binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı belirlemek için SAP2000 programında kütle katılım oranları (mass source) zati ve kaplama yükü için 1, kaplama yükü için 1, kar yükü için n=0,30 alınmıştır.

Yapının her iki yönde de 1.doğal periyotlarını bulmak için SAP2000 programındaki Modal information dan kontrol edilir. Deprem yönetmeliğinde yer alan madde 2.8.3.1’de (Denklem 2.3) hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütle’lerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90’ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir.

$$\sum_{n=1}^Y M_{xn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{xn}^2}{M_n} \geq 0,9 \sum_{i=1}^N M_i \quad \sum_{n=1}^Y M_{yn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{yn}^2}{M_n} \geq 0,9 \sum_{i=1}^N M_i \quad \text{D.Y. (2.3)}$$

Çizelge 2. 2. Hareket eden panel titreşim modu kütle katılım oranı

Durum	Tip	Yön	Statik	Dinamik
Metin	Metin	Metin	Yüzde	Yüzde
MODAL	İvme	ux	100	99,9693
MODAL	İvme	uy	99,9888	98,7007

Çizelge 2.2’de gözüktüğü gibi her iki yönde de kütle katılım oranları %90 üzerinde. Her iki yöndeki 1. doğal periyotlarını bulmak için SAP2000 programında verilen Modal Participating Mass Ratios tablosunda her iki yönde de maksimum yer değiştirmelerine göre belirlenen doğal periyotları Ek-1’de verilen tablodan alınır.

#### Eşdeğer deprem yükü yöntemi:

Spektrum Katsayısı S(T), Deprem yönetmeliğinde Madde 2.4.3.1 de Denklem 2.4’de yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T’ye bağlı olarak hesaplanmıştır.

$$S(T) = 1 + 1,5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$S(T) = 2,5 \quad (T_A \leq T \leq T_B)$$

$$S(T) = 2,5 \left( \frac{T_B}{T} \right)^{0,8} \quad (T_B < T) \quad \text{D.Y. (2.4)}$$

SAP2000 hesap modelinde X yönünde 1. Doğal periyot  $T_{1x}=0,063391s$  ( $T_{1x}<T_A<T_B$ ), Y yönünde 1.Doğal periyot  $T_{1y}=0,129794s$  ( $T_A<T_{1y}<T_B$ ) bulunmuştur (EK 1). Hesaplanan 1. Doğal titreşim periyotlarına göre Denklem 2.4'de belirtilen sınır değerlerine göre hesaplanan spektrum katsayıları X ve Y doğrultusu için sırası ile aşağıdaki gibidir.

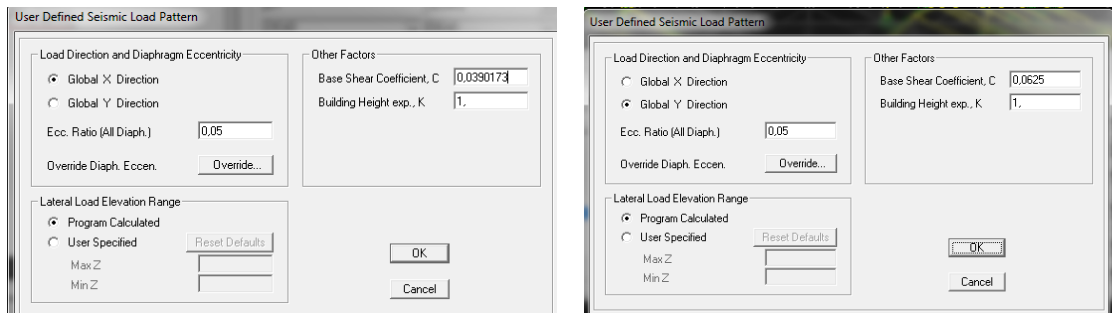
$$S(T_{1x}) = 1 + 1,5 \frac{0,063391}{0,1} = 1,950865, \quad S(T_{1y}) = 2,5$$

Deprem yönetmeliğinde yer alan ve Denklem 2.5'deki gibi elastik deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısı,  $A(T)$  nin hesaplanması için aşağıdaki formül kullanılacaktır.

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad \text{D.Y.(2.5)}$$

SAP2000 programında eşdeğer yöntemini tanımlamak için Base Shear Coefficient (C) katsayısı Denklem 2.6'dan elde edilen değerler Şekil 2.7'de ki gibi bu katsayının programda tanımlanması gösterilmiştir. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı sırası ile  $R_{ax}(T_1)=R_x=5$ , ve  $R_{ay}(T_1)=R_y=4$  dür.

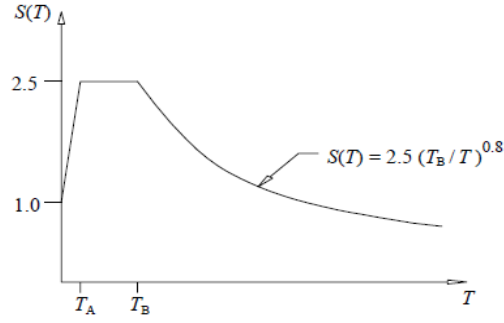
$$C = A_0 I_x S(T) / R_a, \quad C_x = 0,1 \times 1 \times 1,950865 / 5 = 0,0390173, \quad C_y = 0,1 \times 1 \times 2,5 / 4 = 0,0625 \quad (2.6)$$



Şekil 2. 7 SAP2000 programında hareketli panel için eş değer deprem yükünün X ve Y doğrultusunda tanımlanması

Mod birleştirme yöntemi:

Şekil 2.8'deki Deprem yönetmeliğinde özel tasarım ivme spektrumunun yerel deprem ve zemin koşulları göz önüne alınarak ve Çizelge 2.3'deki veriler girilerek SAP2000 programına tanımlanmıştır.



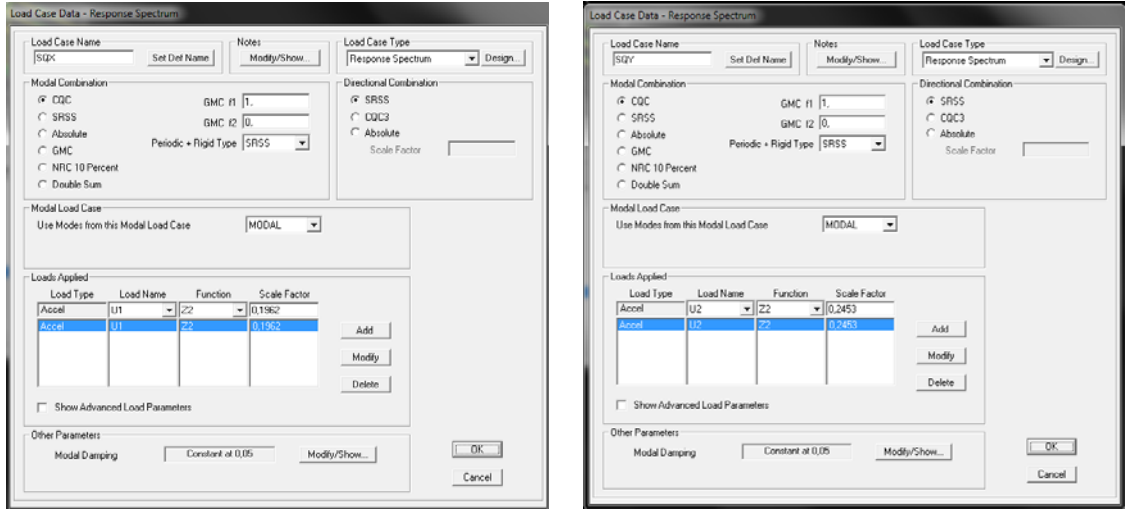
Şekil 2. 8. Deprem yönetmeliği Şekil 2.5

Çizelge 2. 3. SAP2000 programına özel ivme spektrumunun tanımlanması.

İsim	Periyot	İvme	Periyot	İvme
Metin	Sn	Katsayı	Sn	Katsayı
Z2	0	1	0,3	2,5
Z2	0,01	1,1	0,35	2,5
Z2	0,02	1,2	0,4	2,5
Z2	0,03	1,3	0,5	2,0913
Z2	0,04	1,4	0,6	1,8075
Z2	0,05	1,5	0,7	1,5978
Z2	0,06	1,6	0,8	1,4359
Z2	0,07	1,7	0,9	1,3068
Z2	0,08	1,8	1	1,2011
Z2	0,09	1,9	2	0,6899
Z2	0,1	2	3	0,4988
Z2	0,125	2,25	4	0,3962
Z2	0,15	2,5	5	0,3314
Z2	0,175	2,5	6	0,2865
Z2	0,2	2,5	7	0,2532
Z2	0,225	2,5	8	0,2276
Z2	0,25	2,5	9	0,2071
Z2	0,275	2,5	10	0,1904

SAP2000 programının da tanımlanan özel ivme spektrumunu kullanmak için programa Load Cases da yer alan mod birleştirme yöntemi için oluşturulan  $S_{QX}$  ve  $S_{QY}$  adındaki yük durumları Load Case Type kısmında response spektrumunu sekmesi açılarak Denklem 2.7'den elde edilen değerler Şekil 2.9'daki gibi girilir.

$$SF=9,81 \times A_0 \times I / R_a, SF_x=9,81 \times 0,1 \times 1 / 5 = 0,1962, SF_y=9,81 \times 0,1 \times 1 / 4 = 0,24525 \quad (2.7)$$



Şekil 2. 9 SAP2000 mod birleştirme yöntemi ile deprem yükünün X ve Y doğrultusunda girilmesi

## 2.3.2 Taşıyıcı binanın yük analizi

### 2.3.2.1.Zati yük

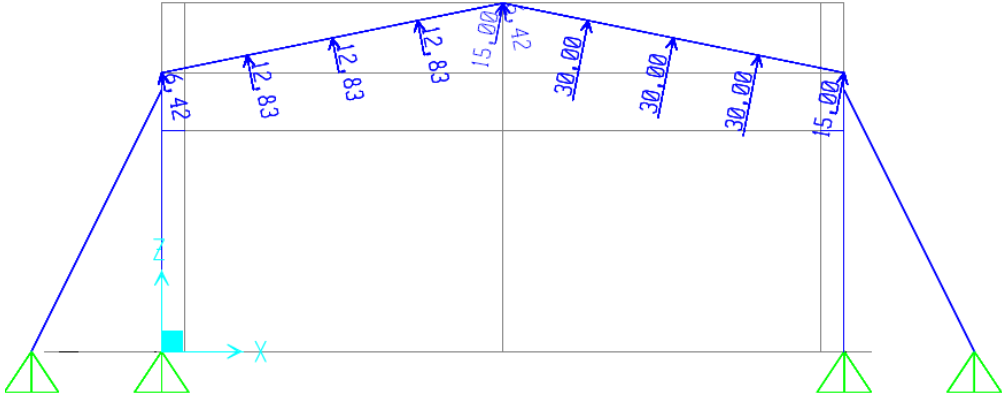
Bölüm 2.3.1.1'de hareket eden panelin zati yük hesabındaki gibi taşıyıcı sistemi oluşturan elemanları program tarafından hesaplanacaktır. Çatı kaplaması olarak da yine aynı sandviç panel ağırlığı  $20 \text{ kg/m}^2$  seçilmiştir. Çatıdaki aşık aralığı 1,5 m olup. Kaplama yükü  $P_{\text{kaplama}} = 1,5 \text{ m} \times 20 \text{ kg/m}^2 = 30 \text{ kg/m}^2$  olarak hesaplanmıştır. Şekil 2.10'da hareket eden panele etkiyen kaplama yükünün SAP2000'de tanımlanmış hali görülmektedir.





### 2.3.2.3 Rüzgar yükü

Bölüm 2.3.1.3’de verilen Çizelge 2.1’de yerden 0-8 m yükseklik için  $P_{\text{rüzgar}}=50$   $\text{kg/m}^2$  verilmiştir. Taşıyıcı binada çatı eğimi  $11^\circ$ ’dir ve ve Denklem 2.2 kullanılarak rüzgar yükü hesaplanır. Çatı kırımının bir yönü için Denklem 2.1’den  $P_{\text{rüzgar}}=(1,2\sin 11-0,4)\times 50\text{kg/m}^2 =-8,55$   $\text{kg/m}^2$  diğer yön için ise Denklem 2.2’den  $P_{\text{rüzgar}}=-0,4\times 50\text{kg/m}^2 =-20$   $\text{kg/m}^2$  hesaplanır. Aşık aralığı taşıyıcı binada 1.5 m olduğundan bir aşığa gelen yayılı gelen rüzgar yükü  $P_{\text{rüzgar}}=-8,55\times 1,5=-12,825$   $\text{kg/m}$ , diğer yön için ise  $P_{\text{rüzgar}}=-20\times 1,5=-30\text{kg/m}$  hesaplanır. Şekil 2.12’de yukarıdaki Denklem 2.1 ve Denklem 2.2’den elde edilen rüzgar yüklerinin SAP2000 programında tanımlanmış hali gösterilmiştir.



Şekil 2. 12. Taşıyıcı binaya etkiyen rüzgar yükü

### 2.3.2.4 Deprem yükü

Taşıyıcı bina hareketli panel ile aynı yerde olduğundan, Bölüm 2.3.1.4’de verilen parametreler geçerlidir. Denklem 2.2’deki kütle katılımları oranları Çizelge 2.4’de yer almaktadır.

Çizelge 2. 4. Taşıyıcı bina titreşim modu kütle katılım oranı

Durum	Tip	Yön	Statik	Dinamik
Metin	Metin	Metin	Yüzde	Yüzde
MODAL	İvme	UX	99,9085	98,4939
MODAL	İvme	UY	99,8903	96,545

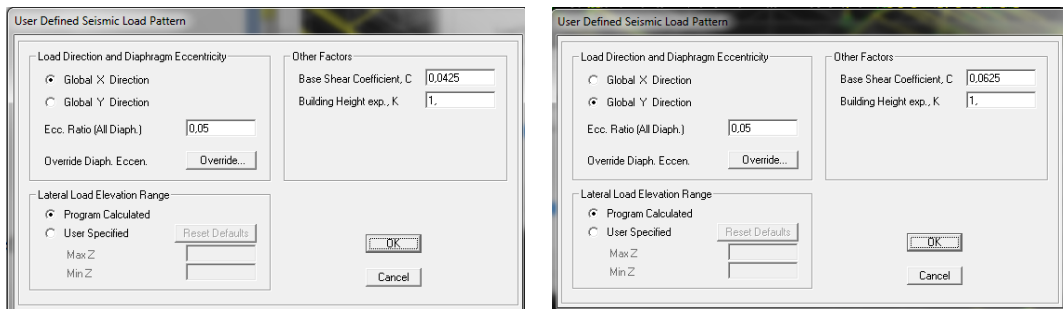
Çizelge 2.4’de belirtildiği gibi her iki yönde de Kütle katılım oranları %90 üzerinde. Her iki yöndeki 1. Doğal periyotlarını bulmak için SAP2000 programında verilen Modal Participating Mass Ratios tablosunda her iki yönde de maksimum yerdeğıştirmelerine göre belirlenen doğal periyotları Ek-2’den alınır.

#### Eşdeğer deprem yükü yöntemi:

Spektrum Katsayısı  $S(T)$  Denklem 2.4’den hesaplanır. SAP2000 hesap modelinde X yönünde 1. Doğal periyot  $T_{1x}=0,053905s$  ( $T_{1x}<T_A<T_B$ ), Y yönünde 1. Doğal periyot  $T_{1y}=0,15s$  ( $T_A<T_{1y}<T_B$ ) bulunmuştur (EK 2). Hesaplanan 1. Doğal titreşim periyotlarına göre Denklem 2.4’de belirtilen sınır değerlerine göre hesaplanan spektrum katsayıları X ve Y doğrultusu için sırası ile aşağıdaki gibidir.

$$S(T)_x = 1 + 1,5 \frac{0,075}{0,1} = 2,125, S(T)_y = 2,5$$

SAP2000 programında eşdeğer yöntemi ile girmek için Base Shear Coefficient (C) Denklem 2.6 kullanılarak hesaplanır ve elde edilen değerlerin Şekil 2.13’de bu katsayının programda tanımlanması gösterilmiştir.  $R_{ax}(T_1)=R_x=5$ , ve  $R_{ay}(T_1)=R_y=4$  olmak üzere,  $C_x=0,1 \times 1 \times 2,125/5 = 0,0425$ ,  $C_y=0,1 \times 1 \times 2,5/4 = 0,0625$  dir.



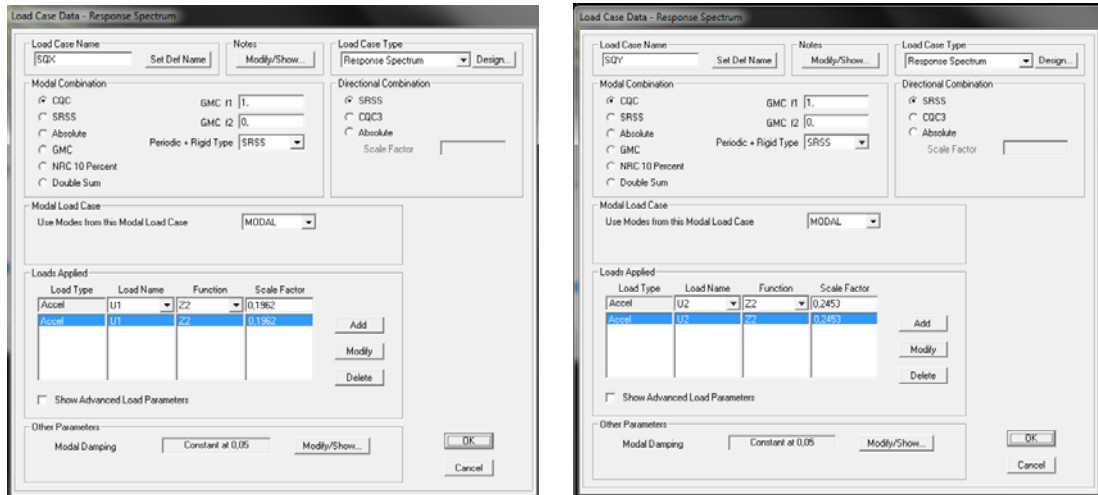
Şekil 2. 13. SAP2000 eş değer deprem yükünün X ve Y doğrultusunda girilmesi

### Mod birleştirme yöntemi:

Deprem yönetmeliğinde özel tasarım ivme spektrumunun yerel deprem ve zemin koşulları göz önüne alınarak Çizelge 2.3'deki veriler girilerek SAP2000 programına tanımlanmıştır.

SAP2000 programının da tanımlanan özel ivme spektrumunu kullanmak için programa Load Cases da yer alan mod birleştirme yöntemi için oluşturulan  $S_{QX}$  ve  $S_{QY}$  adındaki yük durumları Load Case Type kısmında response spektrumunu sekmesi açılarak Denklem 2.7'den elde edilen aşağıdaki değerler Şekil 2.14'daki gibi girilir.

$$SF_x=9,81 \times 0,1 \times 1/5=0,1962, SF_y=9,81 \times 0,1 \times 1/4=0,24525$$

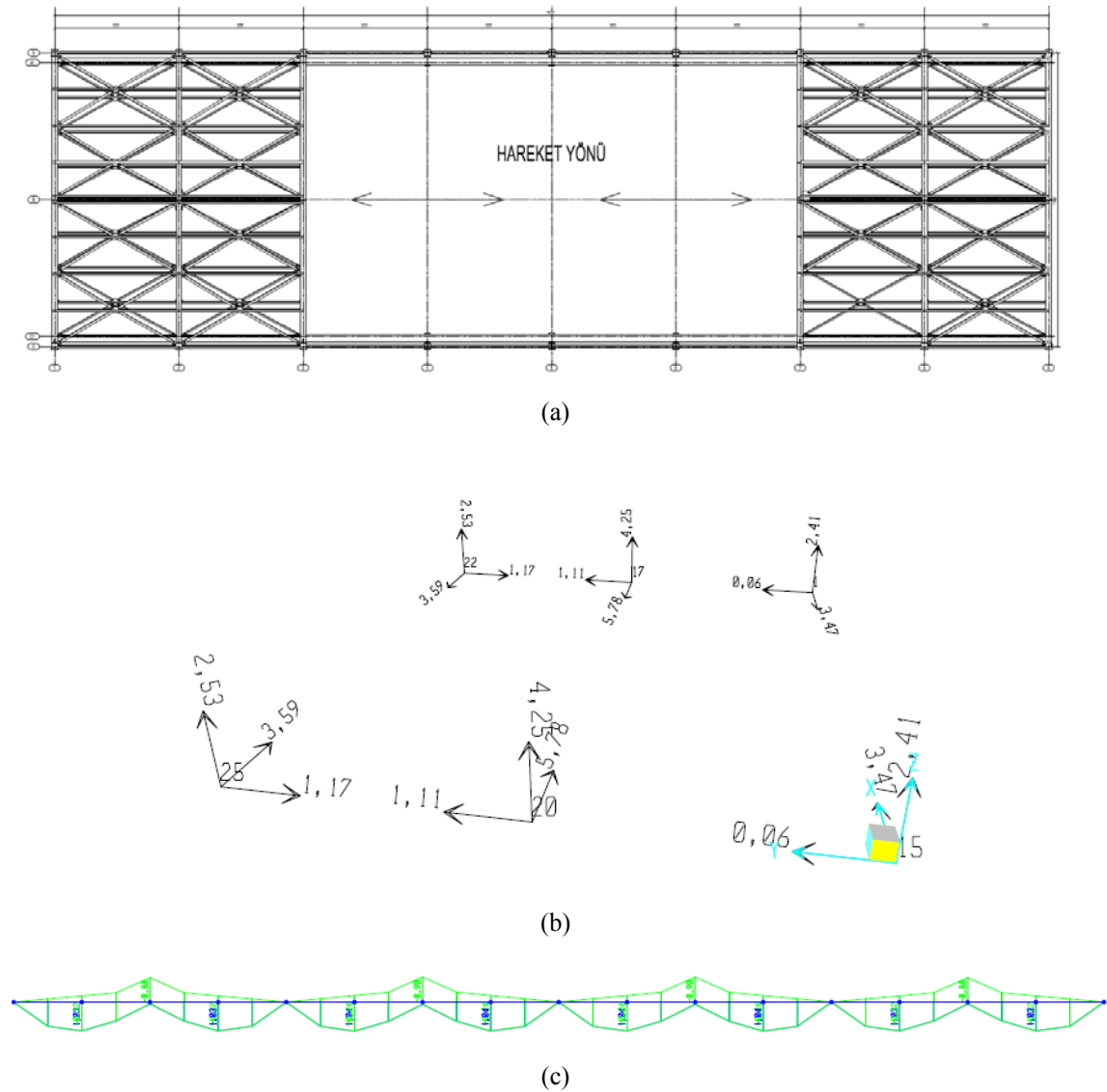


Şekil 2. 14. SAP2000 mod birleştirme yöntemi ile deprem yükünün X ve Y doğrultusunda girilmesi

### 2.3.3 Hareket eden panelin taşıyıcı binaya etkidiği yük analizi

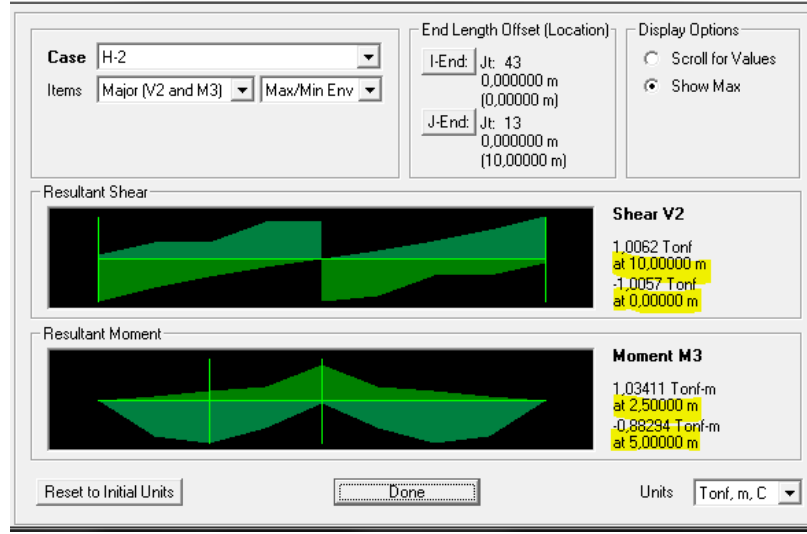
Hareketli panel bir kren gibi kren yolunda hareket etmektedir. Çatının hareket doğrultusu aşağıdaki şekil 2.15-a'daki gibidir. Bu doğrultuda hareketli panel ileri geri gelerek açık ve kapalı konuma gelmektedir. Hareketli çatıdan gelen yükler Bölüm 2.4'de verilen kombinasyonların en elverişsiz durumuna göre mesnet reaksiyonları

şekil 2.15-b'de gösterilmiştir. Bu reaksiyon kuvvetlerini kren kirişi üzerinde hareket ettirilerek kren kirişi ve taşıyıcı bina için en elverişsiz yüklemeye göre tasarım yapılacaktır. SAP2000 programında bir kiriş üzerinde hareket eden yük sadece kirişin güçlü eksenine dik doğrultuda yapılmaktadır, ancak elde ettiğimiz reaksiyon kuvvetleri 3 eksende de mevcuttur. Bu durumda kren kirişlerinin üzerinde birim yükleme yapılarak kirişler ve kolonlar için elverişsiz noktalar bulunarak o noktalara hareketli panelden gelen yükleri ayrı ayrı etkilenecektir. Birim yükleme sonucu yürüme yolunda oluşan moment diyagramı Şekil 15-c'de gösterilmiştir.



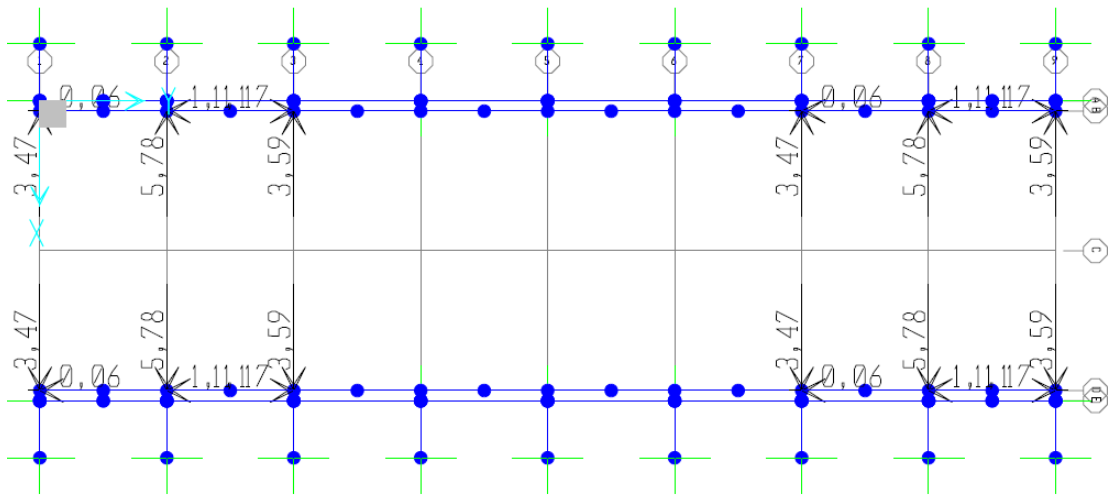
Şekil 2. 15 Hareketli panelden gelen yüklerin taşıyıcı binaya etkililmesi a) Hareketli çatının plan görünüşü b) Hareket eden panelin maksimum mesnet reaksiyonları c) Çatı yürüme yolunda maksimum moment diyagramı

Birim yükleme ile SAP2000'de moving load case de elverişsiz konumları maksimum moment ve maksimum kesme kuvvetleri veren konumları saptanmıştır (Şekil 2.16). Bu durum yüklemenin mesnette olduğu zaman kolona maksimum normal kuvvet, açıklık ortasında ise maksimum eğilme momentinin oluştuğunu göstermektedir.

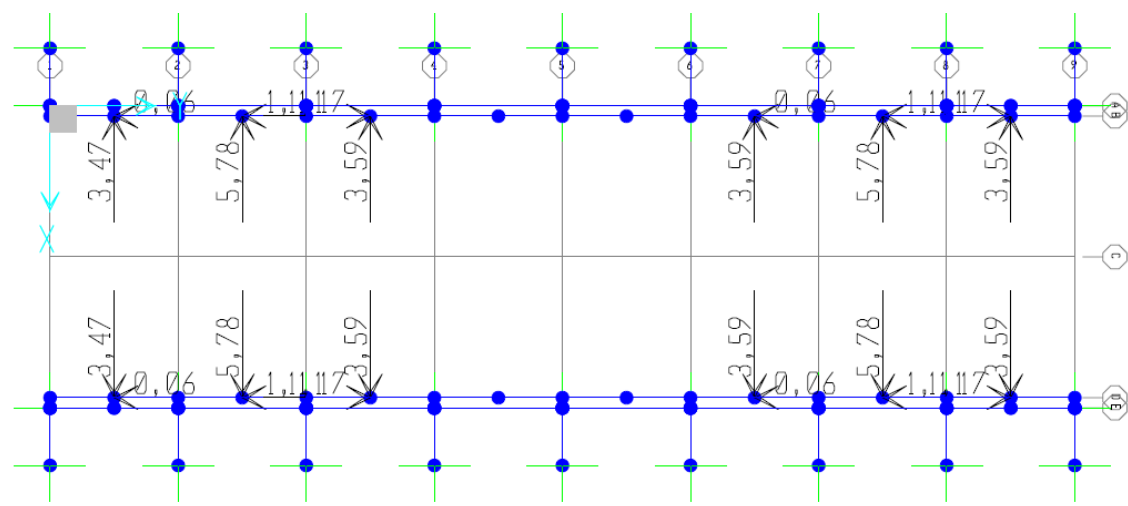


Şekil 2. 16 Çatı yürüme yolunda maksimum kesit tesirlerinin çıktığı noktalar

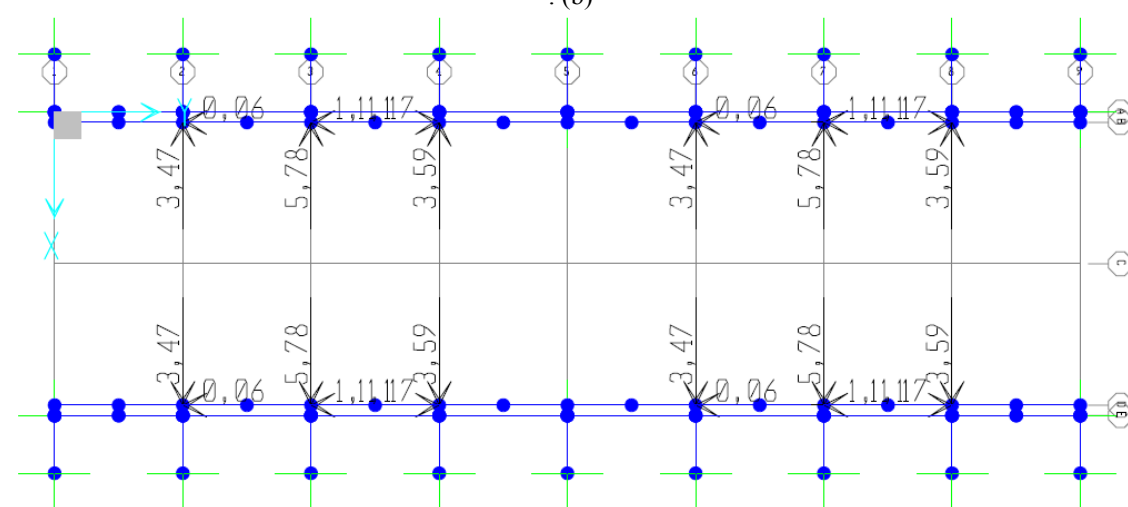
Bu elverişsiz konumlara göre yukarıda verilen mesnet reaksiyonları Çatının kapanması ve açılması yönünde 5 ayrı konumda çatının yürüme yoluna etkilmiştir. Şekil 2.17'de çatının açık iken kapanma sürecine kadar olanki konumlarını göstermektedir.



(a)



(b)



(c)





## 2.4 Kombinasyonlar

İMO-02R-01/2008 Hesap Kuralları ve Proje Esasları da yer alan yük kombinasyonları aşağıdaki gibidir.

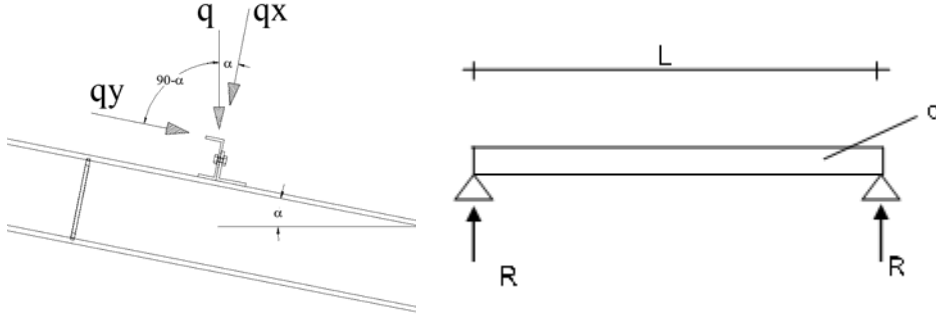
- a) D
- b) D + L + S
- c) D + L + S + T
- d) D + L + S + W/2
- e) D + L + S/2 W
- f)  $0,9 D \pm E/1,4$
- g) D + L + S + E/1,4
- h) D + (W veya E/1,4)
- i) D + L + (W veya E/1,4)
- j) D + L + (W veya E/1,4) + T

Yukarıdaki yük kombinasyonlarında D ölü yükleri, L hareketli yük, S kar yükü, W rüzgar yükü, E deprem yükü, T sıcaklık değişimidir. Hesap ve tasarımlarda kullanılan ve SAP2000 programına tanıtilen ayrıntılı kombinasyonlar Ek-3'de verilmiştir.

## 2.5. Hareket Eden Panel Eleman Tasarımı

### 2.5.1 Aşık tasarımı

Aşık açıklığı (l) 5m, aşıklar arası mesafe 1.4m, aşıklara gelen yükler bölüm 2.3.1'de hareket eden panelin yük analizinde hesaplanmıştır. Şekil 2.18'de şematik olarak aşığa gelen yükler ve doğrultuları gösterilmiştir. Seçilen malzeme st-37, profil UNP160 dır. Kesit özellikleri  $A=24\text{cm}^2$ ,  $b=65\text{mm}$ ,  $h=160\text{mm}$ ,  $I_x=925\text{ cm}^4$ ,  $I_y=85,3\text{ cm}^4$ ,  $W_x=116\text{ cm}^3$ ,  $W_y=18,3\text{cm}^3$  dür.



Şekil 2. 18. Aşığa gelen yükler

Toplam düşey yükler Bölüm 2.3.1'de  $P_{\text{kaplama}}=28\text{kg/m}$ ,  $P_{\text{kar}}=112\text{kg/m}$ ,  $P_{\text{rüzgar}}=-10,5\text{kg/m}$  ve  $-28\text{kg/m}$  olarak hesaplanmıştı. UNP160'ın birim ağırlığı  $18,8\text{kg/m}$  dir. Ancak rüzgar yükü negatif olduğundan aşığın tasarımı rüzgarsız hesaba göre yapılacaktır. Düşey yayılı yükler  $q=0,112+0,028+0,0188=0,1588\text{t/m}$  dir. Buna göre çatının eğimine göre,  $q_x=0,1588 \times \cos 12=0,1553\text{t/m}$ ,  $q_y=0,1588 \times \sin 12=0,033\text{t/m}$  hesaplanır.

Aşıktaki düzgün yayılı yüklerden oluşan moment Denklem 2.8'de verilmiştir.

$$M=ql^2/8 \quad (2.8)$$

Denklemden elde edilen momentler,  $M_x=0,49\text{tm}$ ,  $M_y=0,10\text{tm}$  dir. Aşığın eğilme gerilmesi tahkiki Denklem 2.9'da verilmiştir.

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{em} \quad (2.9)$$

$$\sigma = \frac{0,49 \times 100}{116} + \frac{0,10 \times 100}{18,3} = 0,969\text{t/cm}^2 < 1,44\text{t/cm}^2$$

#### Deplasman kontrolü:

d Deplasman, l çubuk boyu olmak üzere basit bir kirişin üzerindeki yayılı yüke göre deplasman tahkiki Denklem 2.10'daki gibidir.

$$d = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{EI} < \frac{l}{300} \quad (2.10)$$

$$\frac{5}{384} \times \frac{0,16 \times 5^4}{21 \times 10^6 \times 9,25 \times 10^{-6}} = 0,67 \text{ cm} < \frac{500}{300} = 1,67 \text{ cm}$$

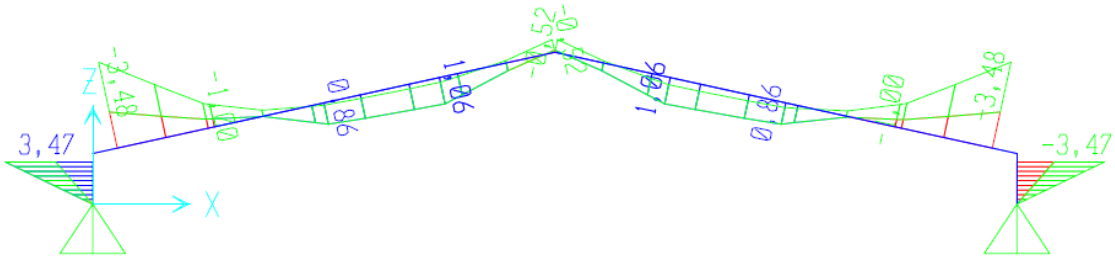
### 2.5.2. Kiriş tasarımı

Kirişin çerçeve düzlemindeki serbest boyu  $S_x=11,26\text{m}$

Kirişin çerçeve düzlemine dik serbest boyu  $S_y=11,26/8=1,41\text{m}$

Kirişin her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x=K_y=1,00$

Bölüm 2.4’de verilen kombinasyonlardan bir MAKS adında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına esas moment grafiği Şekil 2.19’da, ayrıntılı iç kuvvetler ise Çizelge 2.5’de verilmiştir.



Şekil 2. 19. Hareket eden panelin çerçeve çubuk elemanların maksimum moment diyagramı

Çizelge 2. 5. Hareket eden panelin kirişlerinin maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
33	0,3	MAKS	Kombinasyon	Max	-3,20	-1,01	0,0	0,0	0,0	-1,46
33	2,8	MAKS	Kombinasyon	Max	-3,09	-0,45	0,0	0,0	0,0	0,86
33	2,8	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,97	-0,11	0,0	0,0	0,0	0,86
33	5,6	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,88	1,03	0,0	0,0	0,0	-0,08
33	0,3	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,48	-2,34	0,0	0,0	0,0	-3,44
33	2,8	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,30	-1,16	0,0	0,0	0,0	0,19
33	2,8	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,02	-0,24	0,0	0,0	0,0	0,19
33	5,6	MAKS	Kombinasyon	Min	-6,88	0,45	0,0	0,0	0,0	-0,52
37	0,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,86	-0,42	0,0	0,0	0,0	-0,08
37	2,8	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,95	0,24	0,0	0,0	0,0	0,86

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
37	2,8	MAKS	Kombinasyon	Max	-3,06	1,16	0,0	0,0	0,0	0,86
37	5,3	MAKS	Kombinasyon	Max	-3,16	2,34	0,0	0,0	0,0	-1,46
37	0,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-6,88	-1,03	0,0	0,0	0,0	-0,52
37	2,8	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,02	0,11	0,0	0,0	0,0	0,09
37	2,8	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,30	0,41	0,0	0,0	0,0	0,09
37	5,3	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,48	0,94	0,0	0,0	0,0	-3,48
Maksimum					-2,86	2,34				1,06
Minimum					-7,48	-2,34				-3,48

Kesit değerleri birleşimlerden dolayı rijitleştirilmiş bölgelerin dışındaki değerler alınmıştır. Çizelge 2.5'e göre özetle tasarım en kesit değerleri sırasıyla  $P=-7,48t$ ,  $M=-3,48tm$ ,  $V=2,34t$  dur ve seçilen malzeme st-37 ve profil HEA220 dir. Kesit özellikleri  $A=64,3cm^2$ ,  $b=220mm$ ,  $h=210mm$ ,  $W_x=515 cm^3$ ,  $W_y=178 cm^3$ ,  $i_x=9,17cm$ ,  $i_y=5,51cm$ .  $t_f=11mm$ ,  $t_w=7mm$  dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y'te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3'den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.11 ve Denklem 2.12'ye göre kesit kontrolü yapılır. Denklemde yer alan ifadeler b profilin başlık genişliği, t başlık kalınlığı, h yüksekliği,  $t_w$  gövde kalınlığı A en kesit alanı,  $E_s$  çeliğin elastisite modülü,  $\sigma_a$  akma gerilmesi,  $N_d$  çubuğa gelen kuvvettir.

$$\frac{b}{2t} \leq 0,4 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}, \quad \frac{22}{2 \times 1,1} \leq 0,4 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \rightarrow 10 < 11,83 \quad (2.11)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,66 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left( 2,1 - \frac{N_d}{\sigma_a A} \right), \quad \frac{21}{0,7} \leq 1,66 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \left( 2,1 - \frac{7,48}{2,4 \times 64,3} \right) \rightarrow 30 < 100,73 \quad (2.12)$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile  $M_x$  ve/veya  $M_y$  eğilme momentleri ile zorlanan çubukların TS648 Madde 3.4'e göre gerilme hesabı Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 ile hesaplanır. Denklemlerdeki yer alan ifadeler,  $C_m$  eksenel basınç ve eğilmenin etkidiği sistemlerde elemanın şeklini göz önüne alan bir katsayı,  $\sigma_b$  yalnız eğilme momenti

etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesi,  $\sigma_B$  yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek basınç eğilme,  $\sigma_{bem}$  yalnız basınç kuvveti etkisi altında müsaade edilecek basınç gerilmesidir.  $\sigma'_{ex}$ ,  $\sigma'_{ey}$  ise (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan Euler gerilmesinden türetilen gerilmeler olmak üzere formülü Denklem 2.13'de verilmiştir.

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2}, \sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_y^2} \quad (2.13)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} x \sigma_{bx}}{\left(1, 0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right) x \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} x \sigma_{by}}{\left(1, 0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right) x \sigma_{By}} \leq 1 \quad (2.14)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6\sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \quad (2.15)$$

Eğer,  $\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} < 0,15$  ise Denklem 2.14 yerine Denklem 2.16 formülü kullanılır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \quad (2.16)$$

TS648 Madde 3.2.2.1'de burkulma emniyet gerilmesi hesabı için Denklem 2.17 ve Denklem 2.18'den hesaplanan  $\lambda_p$  ve  $\lambda$  sınır değerlerine göre Denklem 2.19'dan hesaplanan n emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak basınç emniyet gerilmesi bulunur. Aşağıdaki denklemlerde yer alan ifadeler i atalet yarıçapı,  $S_x$  çubuğun serbest boyu,  $\lambda$  narinlik modülü,  $\lambda_p$  plastik narinlik sınıridir.

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2x\pi^2 xE}{\sigma_a}} = \frac{203,6}{\sqrt{2,4}} = 131,42 \quad (2.17)$$

$$\lambda_x = \frac{S_x}{i_x} = \frac{1126}{9,17} = 122,79, \lambda_y = \frac{S_x}{i_y} = \frac{141}{5,51} = 25,59 \rightarrow \lambda_{\max} = 122,79 < \lambda_p \quad (2.18)$$

$$\lambda < 20 \text{ ise } n = 1,67$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \text{ ise } n = 1,5 + 1,2x \left( \frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0,2x \left( \frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3$$

$$\lambda > \lambda_p \text{ ise } n = 2,5 \quad (2.19)$$

$$n = 1,5 + 1,2x \left( \frac{123}{131,42} \right) - 0,2x \left( \frac{123}{131,42} \right)^3$$

$$n = 2,46$$

Eksenel basınca çalışan çubuğun narinliği  $\lambda_p$  den az ise; basınç emniyet gerilmesi Denklem 2.20 ile hesaplanır.

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2}x \left( \frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] x \sigma_a}{n} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2}x \left( \frac{123}{131,42} \right)^2 \right] x 2,4}{2,46} = 0,550 \text{ t/cm}^2 \quad (2.20)$$

Yalnız eksenel basınç kuvvetine göre hesap edilen gerilme Denklem 2.21'de hesaplanır.

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{A} \leq \sigma_{em}, \quad \sigma_{eb} = \frac{7,48}{64,30} = 0,116 \text{ t/cm}^2 \quad (2.21)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,116}{0,55} = 0,21 > 0,15 \text{ olduğundan Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 kullanılır.}$$

### Yanal burkulma tahkiki

Profilin, eğilme momentine göre basınç başlığı olarak enkesitin başlık elemanı ile basınç bölgesindeki gövde yüksekliğinin 1/3 ü çalıştığı varsayılır (TS648 3.3.4.2). Basınç başlığının atalet momentini hesaplamak için Denklem 2.22 kullanılır.

$I_{yb}$  = Profilin basınç başlığının atalet momentidir.

$$I_{yb} = t_f \frac{b^3}{12} = \frac{1,1x22^3}{12} = 976,07 \text{ cm}^4 \quad (2.22)$$

$A_b$  = Profilin basınç başlığının alanı olmak üzere hesabı için Denklem 2.23 kullanılır.

$$A_b = bxt_f + \frac{d}{3}xt_w = 22x1,1 + \frac{15,2}{3}x0,7 = 27,75 \text{ cm}^2 \quad (2.23)$$

$i_{yb}$  = Profilin basınç başlığının atalet yarı çapı olmak üzere Denklem 2.24 ile hesaplanır.

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{976,07}{27,75}} = 5,93 \text{ cm} \quad (2.24)$$

$\lambda_{yb}$ = Profilin basınç başlığının narınlığı Denklem 2.18'deki formül ile hesaplanır.

$$\lambda_{yb} = \frac{s}{i_y} = \frac{141}{5,93} = 23,78$$

Eksenel simetrisi olan ve gövde yönünde yüklenen kirişlerde ve büyük asal eksenlerine göre yüklenen kirişlerde aşağıda verilen sınır değerlerine göre Denklem 2.25 veya Denklem 2.26 ile hesaplanan emniyet gerilmeleri kullanılır. Denklemlerde yer alan  $C_b$  kiriş moment değişiminin burkulma üzerindeki etkisini belirleyen bir katsayı,  $s$  çubuğun basınç başlığının tutulmamış serbest boyudur. Eksenel basınç ve eğilme altındaki elemanlarda  $C_b=1$  dir.

$$\frac{s}{i_y} < \sqrt{\frac{3x10^7 xCb}{2400}} \text{ ise, } \sigma_{Bx} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{\sigma_a x \lambda_{yb}^2}{9x10^7} \right] x \sigma_a \quad (2.25)$$

$$\frac{s}{i_y} > \sqrt{\frac{3x10^7 xCb}{2400}} \text{ ise, } \sigma_{Bx} = \frac{10x10^6 xCb}{(S / i_y)^2} \quad (2.26)$$

TS498 madde 3.3.4.2'ye göre eğer basınç başlığı dolu ve yaklaşık olarak dikkörgen en kesite sahip ve enkesitin çekme başlığı en kesitinden daha ufak değil ise yanal burkulma emniyet gerilmesi Denklem 2.27'de verilen formül kullanılır. Denklem 2.25, Denklem 2.26 ve Denklem 2.27'den elde edilen değerler  $0,6\sigma_a$  yı aşamaz. Formüllerde yer alan,  $h$  profilin yüksekliği,  $F_b$  başlık alanıdır.

$$\sigma_{Bx} = \frac{84x10^4 xCb}{sxh / Fb} \quad (2.27)$$

Denklem 2.25 ve Denklem 2.26'daki sınır değerleri,  $23,78 < 111,8$  olduğundan Denklem 2.25 kullanılır ve Denklem 2.27 ile ve  $0,6\sigma_a$  ile karşılaştırılır.

$$\sigma_{Bx1} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2400 \times 23,78^2}{9 \times 10^7} \right] 2400 = 1564 \text{ kg/cm}^2 = 1,564 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{84 \times 10^4 \times Cb}{sxh / Fb} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{141 \times 21 / (1,1 \times 22)} = 6865,24 \text{ kg/cm}^2 = 6,86 \text{ t/cm}^2$$

6,86 t/cm<sup>2</sup>, 1,564 t/cm<sup>2</sup> > 0,6σ<sub>a</sub> yanal burulma yoktur.

$$\sigma_{Bx} = 1.44 \text{ t/cm}^2$$

Kirişte moment'den oluşan eğilme gerilmesi Denklem 2.28'den hesaplanır.

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W} = \frac{348}{515} = 0,68 \text{ t/cm}^2 \quad (2.28)$$

Denklem 2.13 ile hesaplanan Euler gerilmesinden türetilen gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{122,79^2} = 549,83 \text{ kg/cm}^2$$

Eksenel basınç ve eğilmenin etkidiği sitemlerde elemanın şeklini göz önüne alan bir katsayı olan C<sub>m</sub> Denklem 2.29 ile hesaplanır. Denklemde yer alan ψ TS498 Çizelge 10'dan alınır (bakınız EK 4).

$$\psi \rightarrow \text{TS498 Çizelge 10'a göre} = -0,4, C_m = 1 + \psi \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}} \rightarrow C_m = 1 - 0,4 \frac{0,116}{0,55} = 0,92$$

(2.29)

Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 içindeki hesaplanan tüm değerler yerlerine konulduktan sonra gerilme tahkiki yapılır.

$$\frac{0,116}{0,55} + \frac{0,92 \times 0,68}{\left(1 - \frac{0,116}{0,550}\right) 1,44} + 0 = 0,755 \leq 1$$

$$\frac{0,116}{1,44} + \frac{0,668}{1,44} + 0 = 0,55 \leq 1$$

### Kesme gerilmesi kontrolü

Denklem 2.30'da yapısal çelikler için kesme gerilmeleri hesaplanır.



$$\tau_{em} = 0,4x\sigma_a (t / cm^2) \text{ st-37 için bu değer } 0,96 t/cm^2 \text{ dir.} \quad (2.30)$$

Kesme gerilmesi kontrolü için Denklem 2.31 kullanılır. Formülde yer alan, d profilin flanş ve yarı çapları çıktıktan sonraki yüksekliği,  $t_w$  gövde kalınlığı olmak üzere aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\tau = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{2,34}{15,2x0,7} = 0,22t / cm^2 < 0,96 t/cm^2 \quad (2.31)$$

### 2.5.3. Kolon tasarımı

Kolonun her iki düzlemdeki serbest boyu  $S_x=S_y=0,6m$

Kirişin her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x=K_y=1,00$

Bölüm 2.4'de verilen kombinasyonlardan bir Max altında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına esas moment grafiği Şekil 2.19 da ayrıntılı iç kuvvetler ise Çizelge 2.6 de verilmiştir.

Çizelge 2. 6. Hareket eden panelin kirişlerinin maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
17	0,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,00	6,94	0,0	0,0	0,0	0,00
17	0,5	MAKS	Kombinasyon	Max	-1,95	6,94	0,0	0,0	0,0	-1,47
17	0,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-4,64	2,95	0,0	0,0	0,0	0,00
17	0,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-4,59	2,95	0,0	0,0	0,0	-3,47
19	0,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-1,85	-2,95	0,0	0,0	0,0	0,00
19	0,5	MAKS	Kombinasyon	Max	-1,80	-2,95	0,0	0,0	0,0	3,47
19	0,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-4,64	-6,94	0,0	0,0	0,0	0,00
19	0,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-4,59	-6,94	0,0	0,0	0,0	1,47
Maksimum					-1,80	6,94				3,47
Minimum					-4,64	-6,94				-3,47

Çizelge 2.6'ya göre özetle tasarım en kesit değerleri  $P=-4,64t$ ,  $M=-3,47tm$ ,

$V=6,94t$  dur ve seçilen st-37ve profil HEA220 dir. Kesit özellikleri  $A=64,3cm^2$ ,  $b=220mm$ ,  $h=210mm$ ,  $W_x=515 cm^3$ ,  $W_y=178 cm^3$   $i_x=9,17cm$ ,  $i_y=5,51cm$ .  $t_f=11mm$ ,  $t_w=7mm$  dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y'te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3'den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.11 ve Denklem 2.12 ye göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{22}{2 \times 1,1} \leq 0,4 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \rightarrow 10 < 11,83, \quad \frac{21}{0,7} \leq 1,66 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \left( 2,1 - \frac{4,64}{2,4 \times 64,3} \right) \rightarrow 30 < 101,63$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile  $M_x$  ve/veya  $M_y$  eğilme momentleri ile zorlanan çubukların TS648 Madde 3.4'e göre gerilme hesabı Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 ile hesaplanır. TS648 Madde 3.2.2.1'de burkulma emniyet gerilmesi hesabı için Denklem 2.17 ve Denklem 2.18'den hesaplanan  $\lambda_p$  ve  $\lambda$  sınır değerlerine göre Denklem 2.19'dan hesaplanan  $n$  emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak basınç emniyet gerilmesi bulunur.

$$\lambda_p = \frac{203,6}{\sqrt{2,4}} = 131,42, \quad \lambda_x = \frac{60}{9,17} = 6,54, \quad \lambda_y = \frac{60}{5,51} = 10,89 \rightarrow \lambda_{\max} = 10,89 < \lambda_p$$

Denklem 2.19'daki sınır değerlerine göre  $n=1,67$  bulunur. Bulunan emniyet katsayısı Denklem 2.20 de yerine konularak burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2} x \left( \frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] x \sigma_a}{n} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2} x \left( \frac{10,89}{131,42} \right)^2 \right] x 2,4}{1,67} = 1,43 t/cm^2$$

Yalnız aksenal basınç kuvvetine göre hesap edilen gerilme Denklem 2.21'den hesaplanır.

$$\sigma_{eb} = \frac{4,64}{64,3} = 0,072$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,072}{1,43} = 0,05 < 0,15 \text{ olduğundan dolayı Denklem 2.16 kullanılır.}$$

### Yanal burkulma tahkiki

Basınç başlığının atalet momentini, hesaplamak için Denklem 2.22, basınç alanını hesaplamak için Denklem 2.23, basınç başlığının atalet yarı çapını hesaplamak için Denklem 2.24 ve basınç başlığının narinliğini hesaplamak için de Denklem 2.18 kullanılır.

$$I_{yb} = t_f \frac{b^3}{12} = \frac{1,1 \times 22^3}{12} = 976,07 \text{ cm}^4$$

$$A_b = bxt_f + \frac{d}{3}xt_w = 22 \times 1,1 + \frac{15,2}{3} \times 0,7 = 27,75 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{976,07}{27,75}} = 5,93 \text{ cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{s}{i_y} = \frac{60}{5,93} = 10,12$$

Eksenel basınç ve eğilme altındaki elemanlarda  $C_b=1$  olmak üzere; yanal burkulma emniyet gerilmesi Denklem 2.25 ve Denklem 2.26 daki sınır değerleri,  $11,11 < 111,8$  olduğundan Denklem 2.25 kullanılır ve Denklem 2.27 ile  $0,6\sigma_a$  ile karşılaştırılır.

$$\sigma_{Bx1} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2400 \times 11,11^2}{9 \times 10^7} \right] 2400 = 1592 \text{ kg / cm}^2 = 1,59 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{sxh / Fb} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{60 \times 21 / (1,1 \times 22)} = 16133 \text{ kg / cm}^2 = 16,13 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 1,592 \text{ t/cm}^2, 16,93 \text{ t/cm}^2 > 0,6\sigma_a$$

$$\sigma_{Bx} = 1,44 \text{ t/cm}^2$$

Kirişte momentten oluşan eğilme gerilmesi Denklem 2.28'den hesaplanır.

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W} = \frac{347}{515} = 0,67 \text{ t/cm}^2$$

Denklem 2.16 kullanılarak gerilme tahkiki yapılır.

$$\frac{0,072}{1,43} + \frac{0,67}{1,44} + 0 = 0,52 \leq 1$$

#### Kesme gerilmesi kontrolü

Denklem 2.30'da yapısal çelikler için kesme gerilmelerine göre st-37 için bu değer  $0,96t/cm^2$  dir. Kesme gerilmesi kontrolü için Denklem 2.31 kullanılır.

$$\tau = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{6,94}{15,2 \times 0,7} = 0,65 t/cm^2 < 0,96 t/cm^2$$

#### 2.5.4. Çatı çaprazı tasarımı

Çubuğun her iki düzlemdeki serbest boyu  $S_x=S_y=2,87m$

Çubuğun her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x=K_y=1,00$

Bölüm 2.4'de verilen kombinasyonlardan bir MAKS adında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına iç kuvvetler Çizelge 2.7'de verilmiştir.

Çizelge 2. 7. Hareket eden panelin çatı çaprazlarının maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
2	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,63	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	0,88	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	0,23	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	0,88	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	0,24	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,63	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Maksimum					0,88					
Minimum					-0,85					

Çizelge 2.7'ye göre özetle tasarım en kesit değerleri sırasıyla  $P=0,88t$  çekme,

$P=-0,85$  basınç, kesme ve moment etkileri sıfırdır. Seçilen profil L80.8 dir. Kesit özellikleri  $A=12,3\text{cm}^2$ ,  $b=80\text{mm}$ ,  $h=80\text{mm}$ ,  $i_x=2,42\text{cm}$ ,  $t=8\text{mm}$  dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y’te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3’den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.32’ye göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{h}{t_w} \leq 0,4 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}, \frac{8}{0,8} < 0,4 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \rightarrow 10 < 11,83 \quad (2.32)$$

D.B.Y.B.H.Y Madde 4.7.1.2’de Basınca çalışan çatı ve düşey düzlem çaprazlarının Denklem 2.18 ile hesaplanan narinlik oranı Denklem 2.33’de verilen sınır değerini aşmamalıdır.

$$4,23 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow 4,23 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} = 125,125 \quad (2.33)$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{S}{i} = \frac{287}{2,42} = 118,59 \rightarrow 125,125 > 118,59$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile zorlanan çubukların TS648 Madde 3.2.1’e göre gerilme hesabı  $\omega$  burkulma sayıları metodu ile Denklem 2.34’de verilen gerilme formülü ile hesaplanır. Denklem 2.34’de yer alan  $\sigma_{em}$  çeliğin emniyet gerilmesi,  $\omega$  basınç emniyet gerilmesinin hesabında kullanılan çubuğun narinliği ile bağlantılı burkulma katsayısı olmak üzere formül aşağıdaki gibidir.

$$\sigma_{em} \geq \omega x \frac{P}{A} \quad (2.34)$$

Yukarıda Denklem 2.17 ile hesaplanan narinlik değeri için TS648 Çizelge 6’da  $\omega$  değeri bulunur ve bulunan değer Denklem 2.34’de yerine konularak gerilme hesabı yapılır.

$$\lambda = 118,59 \text{ için TS648 Çizelge 6'dan } \rightarrow \omega = 2,84$$

$$\sigma_{em} \geq \omega x \frac{P}{A} \rightarrow 2,84 \frac{0,85}{12,3} = 0,196 \text{ t/cm}^2 < 1,44 \text{ t/cm}^2$$

### 2.5.5. Düşey çapraz tasarımı

Çubuğun her iki düzlemdeki serbest boyu  $S_x=S_y=2,571m$

Çubuğun her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x=K_y=1,00$

Bölüm 2.4’de verilen kombinasyonlardan bir MAKS adında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına iç kuvvetler Çizelge 2.8’de verilmiştir.

Çizelge 2. 8 Hareket eden panelin düşey çapraz elemanlarının maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
101	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
101	2,57	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
101	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
101	2,57	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
102	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
102	2,57	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
102	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
102	2,57	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
103	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
103	2,57	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
103	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
103	2,57	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
104	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
104	2,57	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
104	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
104	2,57	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Maksimum					-0,30					
Minimum					-1,44					

Çizelge 2.8’e göre özetle tasarım en kesit değerleri sırasıyla  $P=-1,44t$  basınç, kesme ve moment etkileri sıfırdır. Seçilen malzeme st-37, profil L80.8 dir. Kesit özellikleri  $A=12,3cm^2$ ,  $b=80mm$ ,  $h=80mm$ ,  $i_x=2,42cm$ ,  $t=8mm$  dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y’te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3’den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.32’ye göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{8}{0,8} < 0,4 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \rightarrow 10 < 11,83$$

D.B.Y.B.H.Y Madde 4.7.1.2’de Basınca çalışan çatı ve düşey düzlem çaprazlarının Denklem 2.18 ile hesaplanan narinlik oranı Denklem 2.33’de verilen sınır değerini aşmamalıdır.

$$4,23 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} = 125,125$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{S}{i} = \frac{251}{2,42} = 103,72 \rightarrow 125,125 > 103,72$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile zorlanan çubukların TS648 Madde 3.2.1’e göre gerilme hesabı  $\omega$  burkulma sayıları metodu ile Denklem 2.34’de verilen gerilme formülü ile hesaplanır. Yukarıda Denklem 2.17 ile hesaplanan narinlik değeri için TS648 Çizelge 6’da  $\omega$  değeri bulunur ve bulunan değer Denklem 2.34’de yerine konularak gerilme hesabı yapılır.

$$\lambda = 103,72 \text{ için TS648 Çizelge 6'dan } \rightarrow \omega = 2,05$$

$$\sigma_{em} \geq \omega x \frac{P}{A} \rightarrow 2,05 \frac{1,44}{12,3} = 0,24 \text{ t/cm}^2 < 1,44 \text{ t/cm}^2$$

## 2.6. Taşıyıcı Bina Eleman Tasarımı

### 2.6.1. Aşık tasarımı

Aşık açıklığı (l) 5 m, aşıklar arası mesafe 1,5 m aşıklara gelen yükler bölüm 2.3.2’de taşıyıcı binanın yük analizinde hesaplanmıştır. Seçilen malzeme st-37, profil:

UNP160 dir. Kesit özellikleri  $A=24\text{cm}^2$ ,  $b=65\text{mm}$ ,  $h=160\text{mm}$ ,  $I_x=925\text{cm}^4$ ,  $I_y=85,3\text{cm}^4$ ,  $W_x=116\text{cm}^3$ ,  $W_y=18,3\text{cm}^3$  dür.

Toplam düşey yükler Bölüm 2.3.2’de  $P_{\text{kaplama}}=30\text{kg/m}$ ,  $P_{\text{kar}}=120\text{kg/m}$ ,  $P_{\text{rüzgar}}=-12,825\text{kg/m}$  ve  $-30\text{kg/m}$  olarak hesaplanmıştır. UNP160’ın birim ağırlığı:  $18,8\text{kg/m}$ dir. Ancak rüzgar yükü negatif olduğundan aşık tasarımı rüzgarsız hesaba göre yapılacaktır. Düşey yükler  $q=0,12+0,030+0,0188=0,1688$  t/m dir. Buna göre çatının eğimine göre,  $q_x=0,1688 \times \cos 11=0,166$  t/m,  $q_y=0,1688 \times \sin 11=0,032$  t/m hesaplanır.

Aşıktaki düzgün yayılı yüklerden oluşan moment Denklem 2.8’e göre hesaplanmıştır. Denklemden elde edilen momentler,  $M_x=0,52\text{tm}$ ,  $M_y=0,10\text{tm}$  dir.

Bulunan momentlere göre eğilme gerilmesi tahkiki Denklem 2.9’a göre hesaplanır.

$$\sigma = \frac{0,52 \times 100}{116} + \frac{0,10 \times 100}{18,3} = 0,99 \text{ t/cm}^2 < 1,44 \text{ t/cm}^2$$

#### Deplasman Kontrolü:

Deplasman kontrolü Denklem 2.10’da verilen denkleme göre hesaplanır.

$$\frac{5}{384} \times \frac{0,16 \times 5^4}{21 \times 10^6 \times 9,25 \times 10^{-6}} = 0,67 \text{ cm} < \frac{500}{300} = 1,67 \text{ cm}$$

#### **2.6.2. Kiriş tasarımı**

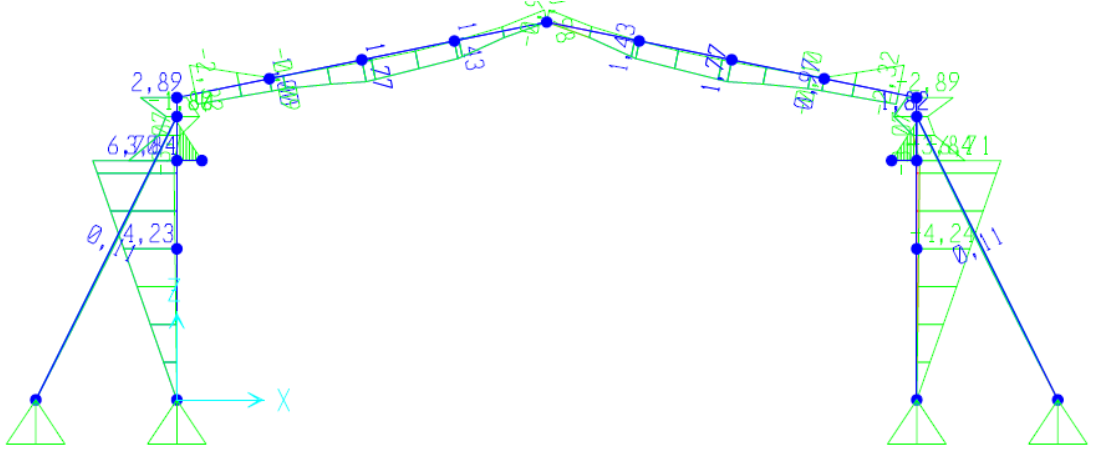
Kirişin çerçeve düzlemindeki serbest boyu  $S_x=12,04\text{m}$

Kirişin çerçeve düzlemine dik serbest boyu  $S_y=12,04/8=1,51\text{m}$

Kirişin her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x=K_y=1,00$

Bölüm 2.4’de verilen kombinasyonlardan bir MAKS adında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına esas moment grafiği Şekil 2.20’de ayrıntılı iç kuvvetler ise Çizelge 2.9’da verilmiştir.





Şekil 2. 20. Taşıyıcı binanın çerçeve çubuk elemanların maksimum moment diyagramı

Çizelge 2. 9. Taşıyıcı yapının kirişlerinin maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
159	0,3	MAKS	Kombinasyon	Max	-1,03	-0,15	0,0	0,0	0,0	0,83
159	3,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-1,01	0,16	0,0	0,0	0,0	1,77
159	3,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-1,09	0,36	0,1	0,0	0,0	1,77
159	6,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-1,08	1,39	0,0	0,0	0,0	0,00
159	0,3	MAKS	Kombinasyon	Min	-8,14	-1,88	0,0	0,0	0,0	-2,32
159	3,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-8,00	-0,88	0,0	0,0	0,0	0,17
159	3,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,76	-0,02	0,0	0,0	0,0	0,17
159	6,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,66	0,13	-0,1	0,0	0,0	-0,98
163	3,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-1,11	0,02	0,0	0,0	0,0	1,77
163	3,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-1,05	0,88	0,0	0,0	0,0	1,77
163	3,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,75	-0,36	-0,1	0,0	0,0	0,17
163	3,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,99	-0,16	0,0	0,0	0,0	0,17
				Maksimum	-1,01	1,88				1,77
				Minimum	-8,14	-1,88				-2,32

Kesit değerleri birleşimlerden dolayı rijitleştirilmiş bölgelerin dışındaki değerler alınmıştır. Çizelge 2.9'a göre özetle tasarım en kesit değerleri sırasıyla  $P=-8,14t$ ,  $M=-2,32tm$ ,  $V=1,88t$  dur ve seçilen st-37ve profil HEA220 dir. Kesit özellikleri  $A=64,3cm^2$ ,  $b=220mm$ ,  $h=210mm$ ,  $W_x=515 cm^3$ ,  $W_y=178 cm^3$   $i_x=9,17cm$ ,  $i_y=5,51cm$

$t_f=11\text{mm}$ ,  $t_w=7\text{mm}$  dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y'te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3'den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.11 ve Denklem 2.12'ye göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{22}{2 \times 1,1} \leq 0,4 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} = 10 < 11,83, \frac{21}{0,7} \leq 1,66 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \left( 2,1 - \frac{8,14}{2,4 \times 64,3} \right) \rightarrow 30 < 100,52$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile  $M_x$  ve/veya  $M_y$  eğilme momentleri ile zorlanan çubukların TS648 Madde 3.4'e göre gerilme hesabı Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 ile hesaplanır. TS648 Madde 3.2.2.1' de burkulma emniyet gerilmesi hesabı için Denklem 2.17 ve Denklem 2.18 'den hesaplanan  $\lambda_p$  ve  $\lambda$  sınır değerlerine göre Denklem 2.19'dan hesaplanan  $n$  emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak basınç emniyet gerilmesi bulunur.

$$\lambda_p = \frac{203,6}{\sqrt{2,4}} = 131,42, \lambda_x = \frac{S_x}{i_x} = \frac{1204}{9,17} = 131,30, \lambda_y = \frac{S_y}{i_y} = \frac{151}{5,51} = 27,40, \lambda_{\max} = 130,3 < \lambda_p$$

$$n = 1,5 + 1,2x \left( \frac{130,3}{131,42} \right) - 0,2x \left( \frac{131,3}{131,42} \right)^3 \rightarrow n = 2,50$$

Denklem 2.19'daki sınır değerlerine göre  $n$  değeri bulunur. Bulunan emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2}x \left( \frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] x \sigma_a}{n} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2}x \left( \frac{131,3}{131,42} \right)^2 \right] x 2,4}{2,5} = 0,481 \text{ t/cm}^2$$

Yalnız eksenel basınç kuvvetine göre hesap edilen gerilme Denklem 2.21'den hesaplanır.

$$\sigma_{eb} = \frac{8,14}{64,3} = 0,127$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,126}{0,48} = 0,26 > 0,15 \quad \text{olduğundan} \quad \text{dolayı} \quad \text{Denklem 2.14 ve Denklem 2.15}$$

kullanılır.

### Yanal burkulma tahkiki

Basınç başlığının atalet momentini, hesaplamak için Denklem 2.22, basınç alanını hesaplamak için Denklem 2.23, basınç başlığının atalet yarı çapını hesaplamak için Denklem 2.24 ve basınç başlığının narinliğini hesaplamak için de Denklem 2.18 kullanılır.

$$I_{yb} = t_f \frac{b^3}{12} = \frac{1,1 \times 22^3}{12} = 976,07 \text{ cm}^4$$

$$A_b = bxt_f + \frac{d}{3}xt_w = 22 \times 1,1 + \frac{15,2}{3} \times 0,7 = 27,75 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{976,07}{27,75}} = 5,93 \text{ cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{s}{i_y} = \frac{151}{5,93} = 25,46$$

Eksenel basınç ve eğilme altındaki elemanlarda  $C_b=1$  olmak üzere; yanal burkulma emniyet gerilmesi Denklem 2.25 ve Denklem 2.26'daki sınır değerleri,  $25,45 < 111,8$  olduğundan Denklem 2.25 kullanılır ve Denklem 2.27 ile ve  $0,6\sigma_a$  ile karşılaştırılır.

$$\sigma_{Bx1} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2400 \times 25,46^2}{9 \times 10^7} \right] 2400 = 1558 \text{ kg/cm}^2 = 1,56 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{s_x h / F_b} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{151 \times 21 / (1,1 \times 22)} = 6410,60 \text{ kg/cm}^2 = 6,41 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 1,56 \text{ t/cm}^2, 6,41 \text{ t/cm}^2 > 0,6\sigma_a$$

$$\sigma_{Bx} = 1,44 \text{ t/cm}^2$$

Kirişte Momentten oluşan eğilme gerilmesi Denklem 2.28 den hesaplanır.

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W} = \frac{232}{515} = 0,450 \text{ t/cm}^2$$

Denklem 2.13 ile hesaplanan Euler gerilmesinden türetilen gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^4}{131,3^2} = 480,87 \text{ kg/cm}^2$$

Eksenel basınç ve eğilmenin etkidiği sitemlerde elemanın şeklini göz önüne alan bir katsayı olan  $C_m$  Denklem 2.29 ile hesaplanır. Denklemde yer alan  $\psi$  TS498 çizelge 10'dan alınır.

$$\psi \rightarrow \text{TS648 Çizelge 10'a göre } -0,4, C_m = 1 + \psi \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}} \rightarrow C_m = 1 - 0,4 \frac{0,127}{0,481} = 0,89$$

Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 içindeki hesaplanan tüm değerler yerlerine konulduktan sonra gerilme tahkiki yapılır.

$$\frac{0,127}{0,48} + \frac{0,89 \times 0,450}{\left(1 - \frac{0,127}{0,481}\right) 1,44} + 0 = 0,64 \leq 1$$

$$\frac{0,127}{1,44} + \frac{0,450}{1,44} + 0 = 0,40 \leq 1$$

### Kesme Gerilmesi Kontrolü

Kesme gerilmesi kontrolü için Denklem 2.31 kullanılır.

$$\tau = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{1,88}{15,2 \times 0,7} = 0,177 \text{ t/cm}^2 < 0,96 \text{ t/cm}^2$$

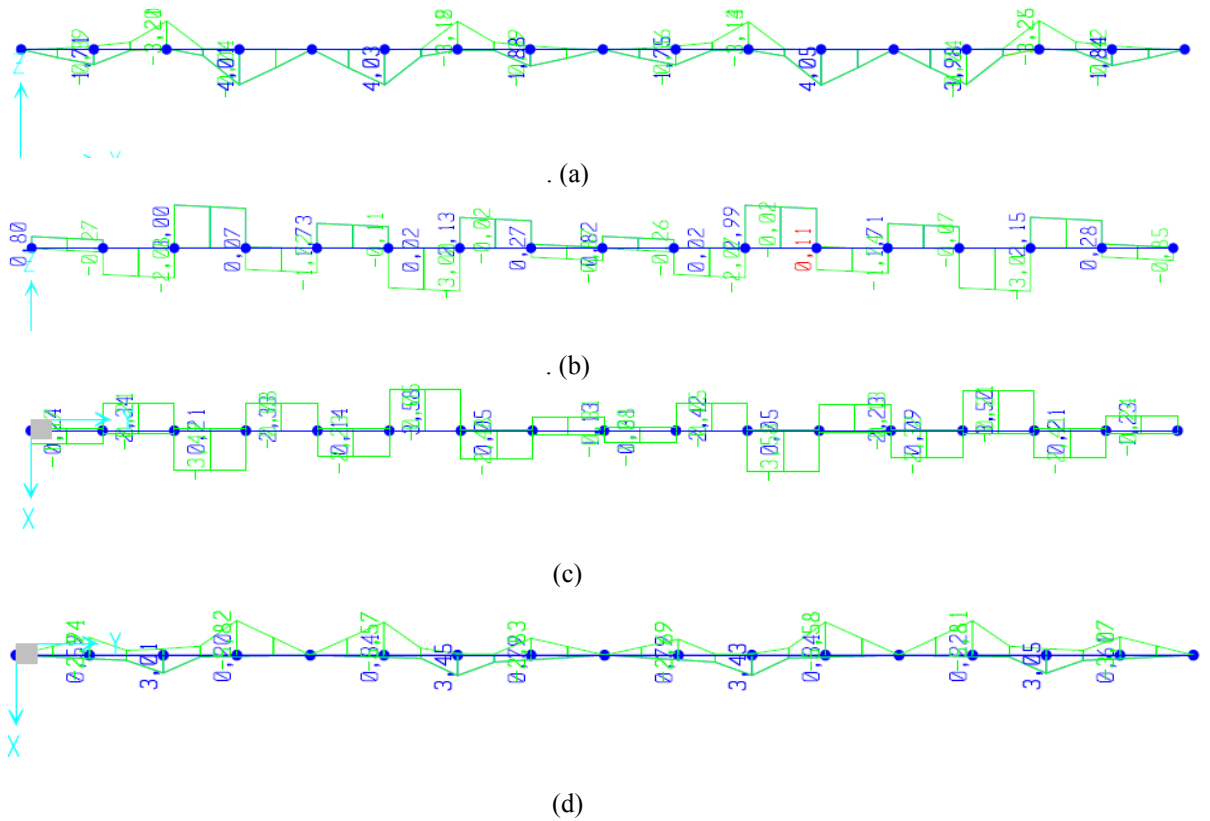
### **2.6.3. Kren kirişi tasarımı**

Kirişin her iki düzlemdeki serbest boyu  $S_x = S_y = 5,0 \text{ m}$

Kirişin her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x = K_y = 1,00$

Kren kirişlerine benzer olan bu hareketli çatıyı taşıyan kiriş, kren kirişi standartlarına göre hesaplanacaktır. Ancak Kren krişlerinde oluşan  $M_3$  ve  $V_2$  tesir

değerlerine ek olarak  $M_2$  ve  $V_3$  değerleride hesaba katılacaktır. Bölüm 2.3.3'de belirtilen hareketli panelin kren kirişi üzerinde yürüdüğü konumların, Bölüm 2.4'de verilen kombinasyonlara eklenerek en elverişsiz durum daki tasarıma esas kesir tesirlerini gösteren diyagramlar Şekil 2.21'de aşağıdaki gibidir.



Şekil 2. 21. Kren kirişinin maksimum kesir tesiri diyagramları a) Yerel 3-3 yönündeki maksimum moment diyagramı b) Yerel 2-2 yönündeki kesme diyagramı c) Yerel 3-3 yönündeki kesme diyagramı d) Yerel 2-2 yönündeki moment diyagramı

Tasarım en kesir değerleri sırasıyla,  $P=3,81t$  çekme,  $P=-0,59t$  basınç,  $M_y=-5,82tm$ ,  $M_x=4,05tm$ ,  $V_x=3,01t$ ,  $V_y=3,58t$  dur seçilen malzeme st-37, profil yapma kutu profil 320x200x12x12 dir. Kesir özellikleri  $A=119cm^2$ ,  $b=320mm$ ,  $h=200mm$ ,  $W_x=788,56 cm^3$ ,  $W_y=957,35 cm^3$   $i_x=8,14cm$ ,  $i_y=11,35cm$   $t_f=12mm$ ,  $t_w=12mm$  dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y’te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3’den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.35’e göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{b}{t} \text{ veya } \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{32}{1,2} = 26,67, \frac{20}{1,2} = 16,67, 1,1 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} = 32,54 \rightarrow 32,54 > 26,67 \quad (2.35)$$

TS648 3.6.2’ye göre başlıklar arası net gövde yüksekliğinin (h) gövde kalınlığına oranını gösteren Denklem 2.36’ya göre ayrı bir en kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{h}{t} \leq \frac{950}{\sqrt{\sigma_a(\sigma_a + 1,2)}} = \frac{27,6}{1,2} \leq \frac{950}{\sqrt{2,4(2,4 + 1,2)}} \rightarrow 23 < 109,95 \quad (2.36)$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile  $M_x$  ve/veya  $M_y$  eğilme momentleri ile zorlanan çubukların TS648 Madde 3.4’e göre gerilme hesabı Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 ile hesaplanır. TS648 Madde 3.2.2.1’de burkulma emniyet gerilmesi hesabı için Denklem 2.17 ve Denklem 2.18’ den hesaplanan  $\lambda_p$  ve  $\lambda$  sınır değerlerine göre Denklem 2.19’dan hesaplanan n emniyet katsayısı Denklem 2.20’de yerine konularak basınç emniyet gerilmesi bulunur.

$$\lambda_p = \frac{203,6}{\sqrt{2,4}} = 131,42, \lambda_x = \frac{S_x}{i_x} = \frac{500}{8,14} = 61,43, \lambda_y = \frac{S_y}{i_y} = \frac{500}{11,35} = 44,05 \rightarrow \lambda_{\max} = 61,43 < \lambda_p$$

$$n = 1,5 + 1,2x \left( \frac{61,43}{131,42} \right) - 0,2x \left( \frac{61,43}{131,42} \right)^3$$

$$n = 2,04$$

Denklem 2.19’daki sınır değerlerine göre n değeri bulunur. Bulunan emniyet katsayısı Denklem 2.20’de yerine konularak burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2}x \left( \frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] x \sigma_a}{n} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2}x \left( \frac{61,43}{131,42} \right)^2 \right] x 2,4}{2,04} = 1,05 \text{ t/cm}^2$$

Yalnız aksenal basınç kuvvetine göre hesap edilen gerilme Denklem 2.21'den hesaplanır.

$$\sigma_{eb} = \frac{0,59}{119,04} = 0,005$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,005}{1,05} = 0,0047 < 0,15 \text{ olduğundan dolayı Denklem 2.16 kullanılır.}$$

### Yanal burkulma tahkiki

TS498 Madde 3.3.4.2'ye göre eğer basınç başlığı dolu ve yaklaşık olarak dikdörtgen enkesite sahip ve enkesitin çekme başlığı enkesitinden daha ufak değil ise yanal burkulma emniyet gerilmesi Denklem 2.27'de verilen formül kullanılır. Denklem 2.27'den elde edilen değerler  $0,6\sigma_a$  yı aşamaz.

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{500 \times 20 / (32 \times 1,2)} = 3225,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$3,225 \text{ t/cm}^2 > 0,6\sigma_a = 1,44 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 1,44 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{500 \times 32 / (20 \times 1,2)} = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

Kirişte Momentten oluşan eğilme gerilmesi Denklem 2.28'den hesaplanır.

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W} = \frac{5,82 \times 100}{788,56} = 0,738 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M}{W} = \frac{4,05 \times 100}{957,35} = 0,423 \text{ t/cm}^2$$

Denklem 2.16 kullanılarak gerilme tahkiki yapılır.

$$\frac{0,007}{1,05} + \frac{0,738}{1,44} + \frac{0,423}{1,26} = 0,854 \leq 1$$

### Çekme Kuvvetine Göre Gerilme Tahkiki

Kesitte oluşan çekme gerilmesi Denklem 2.21 ile hesaplanır.

$$\sigma_{ec} = \frac{P}{A} = \frac{3,81}{119,04} = 0,03t / cm^2$$

Çekme kuvveti ile  $M_x$  ve/veya  $M_y$  eğilme momentleri ile zorlanan çubuklarda burkulma kuvveti oluşmadığı için gerilme tahkiki Denklem 2.16 ile yapılır. Daha önce hesaplanan eğilme gerilmeleri yerine konularak toplam gerilme elde edilir.

$$\frac{0,03}{1,44} + \frac{0,738}{1,44} + \frac{0,423}{1,26} = 0,87 < 1$$

### Kesme gerilmesi kontrolü

Gövdedeki en büyük ortalama kayma gerilmesi TS 648 Madde 3.6.4'deki gibi Denklem 2.37'de verilmiştir. Denklemde yer alan  $C_v$  kirişlerde kayma emniyet gerilmesinin hesabında berkitmeleri göz önüne alan bir katsayı,  $k$  kayma buruşma katsayısıdır.

$$\tau_{em} = \frac{\sigma_a}{2,89} \times C_v \leq 0,4 \times \sigma_a \quad (2.37)$$

Denklem 2.37 koşulları gerçekleşiyorsa ara berkitmeye ihtiyaç yoktur.  $C_v$  değerleri Denklem 2.38'deki gibi hesaplanır.

$$C_v = \frac{31600k}{\sigma_a (h/t_g)^2} \quad \text{eğer } C_v < 0,8 \text{ ise}$$

$$C_v = \frac{50}{(h/t_g)} \times \sqrt{\frac{k}{\sigma_a / 10}} \quad \text{eğer } C_v > 0,8 \text{ ise} \quad (2.38)$$

Denklem 2.38'de bahsi geçen  $k$  değerini hesaplamak için ise Denklem 2.39'dan yararlanılır. Denklemde  $a_b$  iki berkitme arasındaki uzaklık olmak üzere, berkitmeler sadece mesnetlere konulduğunda  $a_b=500\text{cm}$  dir. Denklem 2.38 ve Denklem 2.39'daki değerleri yerine konulduğunda aşağıdaki bağıntılar elde edilir.

$$\frac{a_b}{h} < 1 \text{ ise } k = 4 + \frac{5,34}{(a_b/h)^2}$$

$$\frac{a_b}{h} > 1 \text{ ise } k = 5,34 + \frac{4,00}{(a_b/h)^2} \quad (2.39)$$



$$\frac{500}{20} = 25 \rightarrow k = 5,34 + \frac{4,00}{(25)^2} = 5,35$$

$$C_v = \frac{50}{(20/1,2)} \times \sqrt{\frac{5,35}{\sigma_a}} = 4,48$$

$$\tau_{em} = \frac{2,4}{2,89} \times 4,48 = 3,72 \text{ t/cm}^2 > 0,4 \times \sigma_a \rightarrow \tau_{em} = 0,96 \text{ t/cm}^2$$

Olduğundan ara berkitmelere ihtiyaç yoktur.

$$\tau_x = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{3,01}{(17,6 \times 1,2) \times 2} = 0,07 \text{ t/cm}^2 < 0,96 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{3,58}{(27,6 \times 1,2) \times 2} = 0,054 \text{ t/cm}^2 < 0,96 \text{ t/cm}^2$$

Kiriş levhalarının buruşma kontrolü DIN 4114 T1'e göre yapılır. Bu norma göre gövde levhası mesnet üzerlerinde berkitme zorunluluğu vardır ve izlenen yol Denklem 2.40'da maksimum kayma gerilmeleri hesaplanır.

$b=h<1000$  mm ise;

$$\tau_{max} = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} = \sqrt{0,07^2 + 0,054^2} = 0,075 \text{ t/cm}^2 \quad (2.40)$$

Denklem 2.41 de verilen eşitlik kontrolü yapılır.

$$2,6 \times \tau_{max} \leq \sigma_{vk} \rightarrow 2,6 \times 0,075 = 0,195 \text{ t/cm}^2 \quad (2.41)$$

Denklem 2.42 de hesaplanan  $\sigma_{vki}$  değerlerine karşılık gelen  $\sigma_{vk}$  değeri DIN 4114 B1.1 Tablo 7'de karşılık gelen değer alınır. Formülde yer alan  $\sigma_{vk}$  gövde levhasındaki gerçek buruşma karşılaştırma gerilmesi  $\sigma_{vki}$  gövde levhasındaki ideal buruşma karşılaştırma gerilmesidir.

$$\sigma_{vki} = 1760 \left( \frac{100t_g}{b} \right) \quad (2.42)$$

$$\sigma_{vki} = 1760 \left( \frac{100 \times 1,2}{17,6} \right) = 12000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_{vk} = 2374 \text{ kg/cm}^2 = 2,374 \text{ t/cm}^2$$

$0,195 < 2,374$  olduğu için berkitmelere gerek yoktur. Ancak şartnamede belirtildiği üzere mesnetlere konulan berkitmeler için hesap yapılır.

DIN 4114 T1 Tablo 6 yapma kutu kirişler için, Denklem 2.43 ile belirtilen  $\alpha_v$  katsayısına bağlı olarak DIN 4114 T1 Tablo 6 ve 5. sıradan yapma kutu kirişler için Denklem 2.44 deki formülden kayma buruşma katsayısı olan  $k_\tau$  hesaplanır. Denklemlerde  $L_{pe}$  iki berkitme arasındaki uzaklık,  $h_2$  profil yüksekliğidir.

$$\alpha_v = \frac{L_{pe}}{h_2} = \frac{500}{20} = 25 \text{ olur ve} \quad (2.43)$$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha_v^2} \rightarrow k_\tau = 5,34 + \frac{4}{25^2} = 5,35 \quad (2.44)$$

DIN 4114 B1 Tablo 6 ve 4. sıradan Denklem 2.45'de gösterilen, basma çekme normal gerilmelerinin sınır değerlerinin eşit olduğu durum olarak sınır değer oranı olan  $\kappa$  ya karşılık normal buruşma katsayısı  $k_\sigma$  okunur.

$$\kappa = -1 \text{ için } k_\sigma = 23,9 \quad (2.45)$$

Levhadaki buruşma gerilmesi, Euler gerilmesinden tanımlanır. Euler gerilmesi malzemenin mukavemet değerleri ile boyutlarına bağlı olarak Denklem 2.46 ile ifade edilen levhadaki Euler gerilmesi  $\sigma_e$  hesaplanır. Denklem 2.46'da yer alan  $E=2,1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\nu=0,3$  değerleri kullanılarak hesaplanmıştır.

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 x E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t_g}{d} \right)^2 = \left( 1378 \frac{t_g}{d} \right)^2 = \left( 1378 \frac{1,2}{17,6} \right)^2 = 8827 \text{ kg/cm}^2 = 8,827 \text{ t/cm}^2 \quad (2.46)$$

Hesapsal ideal buruşma normal gerilmesi olan  $\sigma_{pi}$  Denklem 2.47 ile hesaplanır.

$$\sigma_{pi} = k_\sigma \cdot \sigma_e = 23,9 \times 8,83 = 211 \text{ t/cm}^2 \quad (2.47)$$

Hesapsal ideal buruşma kayma gerilmesi olan  $\tau_{ki}$  Denklem 2.48 ile hesaplanır.

$$\tau_{ki} = k_\tau \cdot \sigma_e = 5,35 \times 8,83 = 47,2 \text{ t/cm}^2 \quad (2.48)$$

Kirişte Momentten oluşan eğilme gerilmeleri Denklem 2.28 ve kesme kuvvetinden oluşan kesme gerilmelerini hesaplamak için Denklem 2.31 kullanılarak hesaplanır.

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W} = \frac{582}{788,56} = 0,738 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M}{W} = \frac{405}{957,35} = 0,423 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{3,01}{(17,6 \times 1,2) \times 2} = 0,07 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{3,58}{(27,6 \times 1,2) \times 2} = 0,054 \text{ t/cm}^2$$

Kirişteki karşılaştırma gerilmesi Denklem 2.49 ile bulunur.

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3\tau_{\max}^2} = \sqrt{0,738^2 + 0,423^2 + 3(0,07^2 + 0,054^2)} = 0,86 \text{ t/cm}^2 \quad (2.49)$$

Kirişteki ideal buruşma kayma gerilmesi  $\sigma_{vki}$  DIN4114 T1 sayfa 15'deki formül Denklem 2.50'de belirtilmiştir.

$$\sigma_{VKi} = \frac{\sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3\tau_{\max}^2}}{\frac{1+\kappa}{4} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{ki}} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{\max}}{\tau_{ki}}\right)^2}} \quad (2.50)$$

Genelde kayma gerilmesi sıfır ( $\tau=0$ ) ve sınır değerler oranı  $\kappa=-1$  olarak alınırsa  $\sigma_{vki}=\sigma_{ki}$  bulunur. Kren kirişinde kayma gerilmesi sıfır değildir, yani  $\tau \neq 0$  ve sınır değerler oranı  $\kappa=-1$  olarak alınırsa kren kirişinde ideal buruşma gerilmesi Denklem 2.51'deki gibi elde edilir.

$$\sigma_{VKi} = \frac{\sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3\tau_{\max}^2}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{\max}}{\tau_{ki}}\right)^2}} = \frac{0,86}{\sqrt{\left(\frac{0,85}{211}\right)^2 + \left(\frac{0,09}{47,2}\right)^2}} = 192,96 \text{ t/cm}^2 \quad (2.51)$$

DIN4114 B1.1 Tablo 7'den hesaplanan  $\sigma_{vki}$  değerine karşılık gelen  $\sigma_{vk}$  değeri bulunur.

$$\sigma_{VKi} = 192960 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_{VK} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Buruşma kontrolünde hesaplanan buruşma emniyet katsayısı  $S_{Bhes}$  ile gerekli buruşma emniyet katsayısı  $S_{Bger}$  karşılaştırılır.  $S_{Bhes}$  hesabı için gerekli ifade Denklem 2.52 deki gibidir ve  $S_{Bger}$  den büyük olmak zorundadır.(Denklem 2.53)

$$S_{Bhes} = \frac{\sigma_{VK}}{\sigma_V} = \frac{2,4}{0,86} = 2,79 \quad (2.52)$$

$$S_{Bhes} = \frac{\sigma_{VK}}{\sigma_V} \geq S_{Bger} \quad (2.53)$$

DIN15018 e göre  $S_{Bger}$  değeri Denklem 2.54'deki gibi hesaplanır.

$$S_{Bger} = 1,71 + 0,180(\kappa - 1) \quad (2.54)$$

Kren kirişinde  $\tau \neq 0$  ve  $\kappa = -1$  olduğu için aşağıdaki ifade hesaplanır ve karşılaştırma yapılır.

$S_{Bger} = 1,71 + 0,180(-1-1) = 1,35$   $2,79 > 1,35$  olduğundan ara berkitmelere ihtiyaç yoktur.

#### Deplasman kontrolü:

TS- EN 1993-6 Tablo 7.1 ve 7.2'ye göre;

- Düşeydeki deplasmanlar  $L/600$  den küçük olmalıdır.
- Çerçeve düzleminde yatay deplasman  $H_c$  kren kirişinin bulunduğu kot olmak üzere;  $H_c/400$  ve 10mm aşmamalıdır.
- Çerçeve düzlemine dik doğrultudaki (krenin hareketi yönündeki) deplasman  $L/600$  koşullarını sağlamalıdır.

Buna göre yüklemelerden sonra, en elverişsiz kombinasyona göre çıkan deplasmanlar Çizelge 2. 10'daki gibidir.

Çizelge 2. 10. Hareketli çatı yolunda oluşan maksimum deplasmanlar

	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>
	cm	cm	cm
Maksimum	0,8	0,6	0,1
Minimum	-0,8	-0,2	-0,5

Çerçeve düzleminde yatay deplasman (U1)=380/400=0,95cm≥0,6cm

Hareketli panel doğrultusundaki yatay deplasman(U2)=500/600=0,83≥0,8cm

Düşey deplasman(U3)= 500/600=0,83≥0,5cm

#### 2.6.4. Konsol kiriş tasarımı

Kirişin her iki düzlemdeki ve çerçeve düzlemine dik serbest boyu  $S_x = S_y = 0,4m$

Kirişin iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x = K_y = 1,00$

Tasarım en kesit değerleri sırasıyla,  $P = -24,17t$ ,  $M = -3,06tm$ ,  $V = 7,68t$  dur ve seçilen malzeme st-37, profil HEA220 dir. Kesit özellikleri  $A = 64,3cm^2$ ,  $b = 220mm$ ,  $h = 210mm$ ,  $W_x = 515 cm^3$ ,  $W_y = 178 cm^3$ ,  $i_x = 9,17cm$ ,  $i_y = 5,51cm$ ,  $t_f = 11mm$ ,  $t_w = 7mm$  dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y'te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3'den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.11 ve Denklem 2.12'ye göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{22}{2 \times 1,1} \leq 0,4 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} = 10 < 11,83, \quad \frac{21}{0,7} \leq 1,66 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \left( 2,1 - \frac{24,17}{2,4 \times 64,3} \right) \rightarrow 30 < 95,43$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile  $M_x$  ve/veya  $M_y$  eğilme momentleri ile zorlanan çubukların TS648 3.4 e göre gerilme hesabı Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 ile hesaplanır. TS648 3.2.2.1'de burkulma emniyet gerilmesi hesabı için Denklem 2.17 ve Denklem 2.18' den hesaplanan  $\lambda_p$  ve  $\lambda$  sınır değerlerine göre Denklem 2.19'dan hesaplanan n emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak basınç emniyet gerilmesi bulunur.

$$\lambda_p = \frac{203,6}{\sqrt{2,4}} = 131,42, \quad \lambda_x = \frac{S_x}{i_x} = \frac{40}{9,17} = 4,36, \quad \lambda_y = \frac{S_x}{i_x} = \frac{40}{5,51} = 7,26, \quad \lambda_{max} = 7,26 < \lambda_p$$

Denklem 2.19'deki sınır değerlerine göre  $n=1,67$  bulunur. Bulunan emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} x \left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^2\right] x \sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} x \left(\frac{7,26}{131,42}\right)^2\right] x 2,4}{1,67} = 1,435 \text{ t/cm}^2$$

Yalnız aksenal basınç kuvvetine göre hesap edilen gerilme Denklem 2.21 den hesaplanır.

$$\sigma_{eb} = \frac{24,17}{64,3} = 0,376$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,376}{1,435} = 0,26 > 0,15 \text{ olduğundan dolayı Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 kullanılır.}$$

### Yanal burkulma tahkiki

Basınç başlığının atalet momentini, hesaplamak için Denklem 2.22, basınç alanını hesaplamak için Denklem 2.23, basınç başlığının atalet yarı çapını hesaplamak için Denklem 2.24 ve basınç başlığının narinliğini hesaplamak için de Denklem 2.18 kullanılır.

$$I_{yb} = t_f \frac{b^3}{12} = \frac{1,1 x 22^3}{12} = 976,07 \text{ cm}^4$$

$$A_b = b x t_f + \frac{d}{3} x t_w = 22 x 1,1 + \frac{15,2}{3} x 0,7 = 27,75 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{976,07}{27,75}} = 5,93 \text{ cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{s}{i_y} = \frac{40}{5,93} = 6,74$$

Eksenel basınç ve eğilme altındaki elemanlarda  $C_b=1$  olmak üzere, yanal burkulma emniyet gerilmesi Denklem 2.25 ve Denklem 2.26'daki sınır değerleri,  $6,74 < 111,8$  olduğundan Denklem 2.25 kullanılır ve Denklem 2.27 ile ve  $0,6\sigma_a$  ile karşılaştırılır.

$$\sigma_{Bx1} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2400 \times 6,74^2}{9 \times 10^7} \right] 2400 = 1597 \text{ kg / cm}^2 = 1,60 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{84 \times 10^4 \times Cb}{sxh / Fb} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{40 \times 21 / (1,1 \times 22)} = 24200 \text{ kg / cm}^2 = 24,2 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 1,60 \text{ t / cm}^2, 22,05 \text{ t / cm}^2 > 0,6 \sigma_a$$

$$\sigma_{Bx} = 1,44 \text{ t / cm}^2$$

Kirişte mometden oluşan eğilme gerilmesi Denklem 2.28'den hesaplanır.

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W} = \frac{306}{515} = 0,59 \text{ t/cm}^2$$

Denklem 2.13 ile hesaplanan Euler gerilmesinden türetilen gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^4}{4,36^2} = 435685 \text{ kg/cm}^2 = 435,69 \text{ t/cm}^2$$

Eksenel basınç ve eğilmenin etkidiği sitemlerde elemanın şeklini göz önüne alan bir katsayı olan  $C_m$  Denklem 2.29 ile hesaplanır. Denklemde yer alan  $\psi$  TS498 çizelge 10 dan alınır.

$$\psi \rightarrow \text{TS648 Çizelge 10'a göre } -0,4, C_m = 1 + \psi \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}} \rightarrow C_m = 1 - 0,4 \frac{0,376}{435,69} = 1$$

Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 içindeki hesaplanan tüm değerler yerlerine konulduktan sonra gerilme tahkiki yapılır.

$$\frac{0,376}{1,435} + \frac{0,99 \times 0,594}{\left(1 - \frac{0,376}{435,69}\right) 1,44} + 0 = 0,675 \leq 1$$

$$\frac{0,376}{1,44} + \frac{0,594}{1,44} + 0 = 0,67 \leq 1$$

### Kesme gerilmesi kontrolü

Kesme gerilmesi kontrolü için Denklem 2.31 kullanılır.

$$\tau = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{7,68}{15,2 \times 0,7} = 0,72t / cm^2 < 0,96t/cm^2$$

### 2.6.5. Kolon tasarımı

Kolonun çerçeve düzlemindeki serbest boyu  $S_x = 4,50m$

Kolonun çerçeve düzlemine dik serbest boyu  $S_y = 2,4m$

Kirişin her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x = K_y = 1,00$

Bölüm 2.4’de verilen kombinasyonlardan bir MAKS adında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına esas moment grafiği Şekil 2.19’da ayrıntılı iç kuvvetler ise Çizelge 2.11’de verilmiştir.

Çizelge 2. 11 Taşıyıcı yapının kolonlarının maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
190	0,0	MAKS	Kombinasyon	Max	18,88	-0,06	0,0	0,0	0,0	0,00
190	2,4	MAKS	Kombinasyon	Max	19,03	-0,06	0,0	0,0	0,0	4,23
190	2,4	MAKS	Kombinasyon	Max	17,03	-0,06	0,0	0,0	0,0	4,23
190	4,8	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,60	-0,90	0,0	0,0	0,0	2,89
190	0,0	MAKS	Kombinasyon	Min	1,47	-1,76	0,0	0,0	0,0	0,00
190	2,4	MAKS	Kombinasyon	Min	1,47	-1,76	0,0	0,0	-0,1	0,14
190	2,4	MAKS	Kombinasyon	Min	1,28	-1,76	0,0	0,0	-0,1	0,14
190	4,8	MAKS	Kombinasyon	Min	-4,17	-7,87	0,0	0,0	0,0	-0,78
192	0,0	MAKS	Kombinasyon	Max	18,89	1,77	0,0	0,0	0,0	0,00
192	2,4	MAKS	Kombinasyon	Max	19,03	1,77	0,0	0,0	0,0	-0,15
192	2,4	MAKS	Kombinasyon	Max	17,04	1,76	0,0	0,0	0,0	-0,15
192	4,8	MAKS	Kombinasyon	Max	-0,61	7,86	0,0	0,0	0,0	0,78
192	0,0	MAKS	Kombinasyon	Min	1,67	0,06	0,0	0,0	0,0	0,00
192	2,4	MAKS	Kombinasyon	Min	1,67	0,06	0,0	0,0	-0,1	-4,24
192	2,4	MAKS	Kombinasyon	Min	1,48	0,06	0,0	0,0	-0,1	-4,24
192	4,8	MAKS	Kombinasyon	Min	-4,18	0,96	0,0	0,0	0,0	-2,89
Maksimum					23,70	7,86				6,70
Minimum					-4,20	-7,87				-6,70



Çizelge 2.11'e göre özetle tasarım en kesit değerleri sırasıyla,  $P=-4,20t$  basınç,  $P=23,70t$  çekme,  $M=-6,70tm$   $V=-7,87t$  dur ve seçilen st-37ve profil HEA240 dir. Kesit özellikleri  $A=64,3cm^2$ ,  $b=220mm$ ,  $h=210mm$ ,  $W_x=515 cm^3$ ,  $W_y=178 cm^3$   $i_x=9,17cm$ ,  $i_y=5,51cm$   $t_f=11mm$ ,  $t_w=7mm$  dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y'te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y.Tablo 4.3'den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.11 ve Denklem 2.12'ye göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{24}{2x1,2} \leq 0,4 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} = 10 < 11,83, \frac{23}{7,5} \leq 1,66 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \left( 2,1 - \frac{25,31}{2,4x76,84} \right) \rightarrow 3,067 < 96,37$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile  $M_x$  ve/veya  $M_y$  eğilme momentleri ile zorlanan çubukların TS648 3.4'e göre gerilme hesabı Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 ile hesaplanır. TS648 3.2.2.1'de burkulma emniyet gerilmesi hesabı için Denklem 2.17 ve Denklem 2.18'den hesaplanan  $\lambda_p$  ve  $\lambda$  sınır değerlerine göre Denklem 2.19'dan hesaplanan n emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak basınç emniyet gerilmesi bulunur.

$$\lambda_p = \frac{203,6}{\sqrt{2,4}} = 131,42, \lambda_x = \frac{S_x}{i_x} = \frac{450}{10,05} = 44,78, \lambda_y = \frac{S_y}{i_y} = \frac{240}{6} = 40 \rightarrow \lambda_{max} = 44,78 < \lambda_p$$

$$n = 1,5 + 1,2x \left( \frac{44,78}{131,42} \right) - 0,2x \left( \frac{44,78}{131,42} \right)^3 \rightarrow n = 1,90$$

Denklem 2.19'daki sınır değerlerine göre n değeri bulunur. Bulunan emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2} x \left( \frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] x \sigma_a}{n} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2} x \left( \frac{44,78}{131,42} \right)^2 \right] x 2,4}{1,90} = 1,19 t/cm^2$$

Yalnız aksenal basınç kuvvetine göre hesap edilen gerilme Denklem 2.21'den hesaplanır.

$$\sigma_{eb} = \frac{4,20}{76,84} = 0,055$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,055}{1,23} = 0,045 < 0,15 \text{ olduğundan dolayı Denklem 2.16 kullanılır.}$$

### Yanal burkulma tahkiki

Basınç başlığının atalet momentini, hesaplamak için Denklem 2.22, basınç alanını hesaplamak için Denklem 2.23, basınç başlığının atalet yarı çapını hesaplamak için Denklem 2.24 ve basınç başlığının narinliğini hesaplamak için de Denklem 2.18 kullanılır.

$$I_{yb} = t_f \frac{b^3}{12} = \frac{1,2 \times 24^3}{12} = 1382,4 \text{ cm}^4$$

$$A_b = bxt_f + \frac{d}{3}xt_w = 24 \times 1,2 + \frac{16,4}{3} \times 0,75 = 32,9 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{1382,4}{32,9}} = 6,48 \text{ cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{s}{i_y} = \frac{240}{6,48} = 37,04$$

Eksenel basınç ve eğilme altındaki elemanlarda  $C_b=1$  olmak üzere; yanal burkulma emniyet gerilmesi Denklem 2.25 ve Denklem 2.26'daki sınır değerleri,  $37,04 < 111,8$  olduğundan Denklem 2.25 kullanılır ve Denklem 2.27 ile ve  $0,6\sigma_a$  ile karşılaştırılır.

$$\sigma_{Bx1} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2400 \times 37,04^2}{9 \times 10^7} \right] 2400 = 1512 \text{ kg/cm}^2 = 1,512 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{s_x h / F_b} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{240 \times 23 / (1,2 \times 24)} = 4382,60 \text{ kg/cm}^2 = 4,38 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 1,51 \text{ t/cm}^2, 4,38 \text{ t/cm}^2 > 0,6\sigma_a$$

$$\sigma_{Bx} = 1,44 \text{ t/cm}^2$$

Kirişte mometden oluşan eğilme gerilmesi Denklem 2.28'den hesaplanır.

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W} = \frac{670}{675,1} = 0,99 \text{ t/cm}^2$$

Denklem 2.16 kullanılarak gerilme tahkiki yapılır.

$$\frac{0,055}{1,19} + \frac{0,99}{1,44} + 0 = 0,73 \leq 1$$

#### Çekme kuvvetine göre gerilme tahkiki

Kesitte oluşan çekme gerilmesi Denklem 2.21 ile hesaplanır.

$$\sigma_{ec} = \frac{P}{A} = \frac{23,70}{76,84} = 0,31 \text{ t/cm}^2$$

Çekme kuvveti ile  $M_x$  ve/veya  $M_y$  eğilme momentleri ile zorlanan çubuklarda burkulma kuvveti oluşmadığı için gerilme tahkiki Denklem 2.16 ile yapılır. Daha önce hesaplanan eğilme gerilmeleri yerine konularak toplam gerilme elde edilir.

$$\frac{0,31}{1,44} + \frac{0,99}{1,44} + 0 = 0,90 < 1$$

#### Kesme gerilmesi kontrolü

Denklem 2.30'da yapısal çelikler için kesme gerilmelerine göre st-37 için bu değer  $0,96 \text{ t/cm}^2$  dir. Kesme gerilmesi kontrolü için Denklem 2.31 kullanılır.

$$\tau = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{7,87}{16,4 \times 0,75} = 0,64 \text{ t/cm}^2 < 0,96 \text{ t/cm}^2$$

#### **2.6.6. Yan kolon tasarımı**

Kolonun her iki düzlemdeki serbest boyu  $S_x = S_y = 5,03 \text{ m}$

Kolonun her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x = K_y = 1,00$

Bölüm 2.4'de verilen kombinasyonlardan bir MAKS adında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına esas moment grafiği Şekil 2.20'de ayrıntılı iç kuvvetler ise Çizelge 2.12'de verilmiştir.

Çizelge 2. 12 Taşıyıcı yapının yan kolonlarının maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
66	0,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,12	0,00	0,0	0,0	0,0	0,00
66	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,12	0,00	0,0	0,0	0,0	0,11
66	5,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,12	0,09	0,0	0,0	0,0	0,00
66	0,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-31,24	-0,09	0,0	0,0	0,0	0,00
66	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-31,14	0,00	0,0	0,0	0,0	0,00
66	5,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-31,05	0,00	0,0	0,0	0,0	0,00
67	0,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,35	0,00	0,0	0,0	0,0	0,00
67	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,35	0,00	0,0	0,0	0,0	0,11
67	5,0	MAKS	Kombinasyon	Max	-2,35	0,09	0,0	0,0	0,0	0,00
67	0,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-31,25	-0,09	0,0	0,0	0,0	0,00
67	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-31,16	0,00	0,0	0,0	0,0	0,00
67	5,0	MAKS	Kombinasyon	Min	-31,06	0,00	0,0	0,0	0,0	0,00
					Makimum	-2,12	0,09			
					Minimum	-31,25	-0,09			

Kesit değerleri birleşimlerden dolayı rijitleştirilmiş bölgelerin dışındaki değerler alınmıştır. Çizelge 2.12 ye göre özetle tasarım en kesit değerleri sırasıyla, P=-31,25t basınç, M=-0,11tm, V=0,1t dur. ve seçilen st-37ve profil HEA220 dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y’te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3’den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.11 ve Denklem 2.12’ye göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{22}{2 \times 1,1} \leq 0,4 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} = 10 < 11,83, \quad \frac{19}{6,5} \leq 1,66 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \left( 2,1 - \frac{31,25}{2,4 \times 53,83} \right) \rightarrow 2,92 < 91,23$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile Mx ve/veya My eğilme momentleri ile zorlanan çubukların TS648 3.4 e göre gerilme hesabı Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 ile hesaplanır. TS648 3.2.2.1’de burkulma emniyet gerilmesi hesabı için Denklem 2.17 ve Denklem 2.18’den hesaplanan  $\lambda_p$  ve  $\lambda$  sınır değerlerine göre Denklem 2.19’dan

hesaplanan n emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak basınç emniyet gerilmesi bulunur.

$$\lambda_p = \frac{203,6}{\sqrt{2,4}} = 131,42, \lambda_x = \frac{S_x}{i_x} = \frac{503}{8,28} = 60,75, \lambda_y = \frac{S_x}{i_x} = \frac{151}{5,07} = 101,00, \lambda_{\max} = 101,00 < \lambda_p$$

$$n = 1,5 + 1,2x \left( \frac{101,00}{131,42} \right) - 0,2x \left( \frac{101,00}{131,42} \right)^3 \rightarrow n = 2,33$$

Denklem 2.19'daki sınır değerlerine göre n değeri bulunur. Bulunan emniyet katsayısı Denklem 2.20'de yerine konularak burkulma emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2} x \left( \frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] x \sigma_a}{n} = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{2} x \left( \frac{101,00}{131,42} \right)^2 \right] x 2,4}{2,33} = 0,73 \text{ t/cm}^2$$

Yalnız aksenal basınç kuvvetine göre hesap edilen gerilme Denklem 2.21'den hesaplanır.

$$\sigma_{eb} = \frac{31,25}{53,83} = 0,580$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,58}{0,73} = 0,79 > 0,15 \text{ olduğundan dolayı Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 kullanılır.}$$

### Yanal burkulma tahkiki

Basınç başlığının atalet momentini, hesaplamak için Denklem 2.22, basınç alanını hesaplamak için Denklem 2.23, basınç başlığının atalet yarı çapını hesaplamak için Denklem 2.24 ve basınç başlığının narinliğini hesaplamak için de Denklem 2.18 kullanılır.

$$I_{yb} = t_f \frac{b^3}{12} = \frac{1 \times 20^3}{12} = 666,67 \text{ cm}^4$$

$$A_b = bxt_f + \frac{d}{3}xt_w = 20 \times 1 + \frac{13,4}{3} \times 0,65 = 22,90 \text{ cm}^2$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{666,67}{22,90}} = 5,40 \text{ cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{s}{i_y} = \frac{503}{5,4} = 93,15$$

Eksenel basınç ve eğilme altındaki elemanlarda  $C_b=1$  olmak üzere; yanal burkulma emniyet gerilmesi Denklem 2.25 ve Denklem 2.26'daki sınır değerleri,  $93,15 < 111,8$  olduğundan Denklem 2.25 kullanılır ve Denklem 2.27 ile ve  $0,6\sigma_a$  ile karşılaştırılır.

$$\sigma_{Bx1} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{2400 \times 93,15^2}{9 \times 10^7} \right] \sigma_a = 1044,67 \text{ kg/cm}^2 = 1,045 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx2} = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{sxh / Fb} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{503 \times 19 / (1 \times 20)} = 1757,87 \text{ kg/cm}^2 = 1,76 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 1,045 \text{ t/cm}^2$$

Kirişte momentden oluşan eğilme gerilmesi Denklem 2.28'den hesaplanır.

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W} = \frac{0,11 \times 100}{388,6} = 0,028 \text{ t/cm}^2$$

Denklem 2.13 ile hesaplanan Euler gerilmesinden türetilen gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^4}{60,75^2} = 2246 \text{ kg/cm}^2 = 2,25 \text{ t/cm}^2$$

Eksenel basınç ve eğilmenin etkidiği sitemlerde elemanın şeklini göz önüne alan bir katsayı olan  $C_m$  Denklem 2.29 ile hesaplanır. Denklemde yer alan  $\psi$  TS498 Çizelge 10'dan alınır.

$$\psi \rightarrow \text{TS498 çizelge 10'a göre } 0, \quad C_m = 1 + \psi \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}} \rightarrow C_m = 1$$

Denklem 2.14 ve Denklem 2.15 içindeki hesaplanan tüm değerler yerlerine konulduktan sonra gerilme tahkiki yapılır.

$$\frac{0,580}{0,73} + \frac{1 \times 0,028}{\left(1 - \frac{0,580}{2,25}\right) 1,045} + 0 = 0,83 \leq 1$$

$$\frac{0,58}{1,44} + \frac{0,028}{1,045} + 0 = 0,43 \leq 1$$

### Kesme gerilmesi kontrolü

Kesme gerilmesi kontrolü için Denklem 2.31 kullanılır.

$$\tau = \frac{V}{(dxt_w)} = \frac{0.1}{13,4 \times 0,65} = 0,011 \text{ t/cm}^2 < 0,96 \text{ t/cm}^2$$

### **2.6.7. Çatı çaprazı tasarımı**

Çubuğun her iki düzlemindeki serbest boyu  $S_x=S_y=2,92\text{m}$

Çubuğun her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x=K_y=1,00$

Bölüm 2.4'de verilen kombinasyonlardan bir MAKS adında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına iç kuvvetler Çizelge 2.13'de verilmiştir.

Çizelge 2. 13. Taşıyıcı yapının çatı çapraz elemanlarının maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
267	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
267	1,46	MAKS	Kombinasyon	Max	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
267	2,92	MAKS	Kombinasyon	Max	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
267	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,97	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
267	1,46	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,97	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
267	2,92	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,97	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
272	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	0,01	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
272	1,46	MAKS	Kombinasyon	Max	0,01	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
272	2,92	MAKS	Kombinasyon	Max	0,01	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
272	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,98	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
272	1,46	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,98	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
272	2,92	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,98	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
287	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	0,06	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
287	1,46	MAKS	Kombinasyon	Max	0,06	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
287	2,92	MAKS	Kombinasyon	Max	0,06	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
287	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,98	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
287	1,46	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,97	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
287	2,92	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,97	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
295	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	0,07	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
295	1,46	MAKS	Kombinasyon	Max	0,07	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
295	2,92	MAKS	Kombinasyon	Max	0,07	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
295	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,99	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
295	1,46	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,98	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
295	2,92	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,98	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Maksimum					0,07					
Minimum					-1,99					

Çizelge 2.13 e göre özetle tasarım en kesit değerleri sırasıyla P=0,07t çekme, P=-1,99t basınç, moment ve kesme etkileri sıfırdır.. Seçilen profil L90.9 dur. Kesit özellikleri A=15,5cm<sup>2</sup>, b=90mm, h=90mm, i<sub>x</sub>=2,74cm, t=9mm dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y’te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3’den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.32’ye göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{9}{0,9} < 0,4 \sqrt{\frac{2100}{2,4}} \rightarrow 10 < 11,83$$

D.B.Y.B.H.Y Madde 4.7.1.2’de Basınca çalışan çatı ve düşey düzlem çaprazlarının Denklem 2.18 ile hesaplanan narinlik oranı Denklem 2.33 de verilen sınır değerini aşmamalıdır.



$$4,23 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 125,125$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{S}{i} = \frac{292}{2.74} = 106,57 \rightarrow 125,125 > 106,57$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile zorlanan çubukların TS648 3.2.1'e göre gerilme hesabı  $\omega$  burkulma sayıları metodu ile Denklem 2.35 de verilen gerilme formülü ile hesaplanır. Denklem 2.17 ile hesaplanan narinlik değeri için TS648 Çizelge 6'da  $\omega$  değeri bulunur ve bulunan değer Denklem 2.34'de yerine konularak gerilme hesabı yapılır.

$$\lambda = 106,57 \text{ için TS648 Çizelge 6'dan } \rightarrow \omega = 2,12$$

$$\sigma_{em} \geq \omega x \frac{P}{A} \rightarrow 2,12 \frac{1,99}{15,5} = 0,27 \text{ t/cm}^2 < 1,44 \text{ t/cm}^2$$

### 2.6.8. Düşey çapraz tasarımı

Çubuğun her iki düzlemdeki serbest boyu  $S_x=S_y=3,47\text{m}$

Çubuğun her iki düzlemindeki burkulma boyu katsayısı  $K_x=K_y=1,00$

Bölüm 2.4'de verilen kombinasyonlardan bir MAKS adında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına iç kuvvetler Çizelge 2.14'de verilmiştir.

Çizelge 2. 14. Taşıyıcı yapının düşey çapraz elemanlarının maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
214	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	7,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
214	1,73	MAKS	Kombinasyon	Max	7,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
214	3,47	MAKS	Kombinasyon	Max	7,46	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
214	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,30	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
214	1,73	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,28	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
214	3,47	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,26	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
215	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	0,17	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
215	1,73	MAKS	Kombinasyon	Max	0,15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
215	3,47	MAKS	Kombinasyon	Max	0,14	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
215	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,61	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
215	1,73	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,63	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
215	3,47	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,64	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
218	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	0,14	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
218	1,73	MAKS	Kombinasyon	Max	0,15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
218	3,47	MAKS	Kombinasyon	Max	0,17	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
218	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,64	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
218	1,73	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,62	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
218	3,47	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,60	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
219	0,00	MAKS	Kombinasyon	Max	7,46	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
219	1,73	MAKS	Kombinasyon	Max	7,44	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
219	3,47	MAKS	Kombinasyon	Max	7,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
219	0,00	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,26	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
219	1,73	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,28	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
219	3,47	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,30	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Maksimum					7,46					
Minimum					-7,64					

Çizelge 2.14'e göre özetle tasarım en kesit değerleri sırasıyla, P=7,46 çekme, P=-7,64 basınç, kesme ve moment etkileri sıfırdır. Seçilen malzeme st-37, profil boru D168,3x4 dür. Kesit özellikleri A=20,06cm<sup>2</sup>, d=168,3mm, t=4mm, i=5,8cm dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y'te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y. Tablo 4.3'den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.55'e göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{D}{t} \leq 0,07 \frac{E_s}{\sigma_a}, \frac{16,83}{0,4} < 0,07 \frac{2100}{2,4} = 42,1 < 61,25 \quad (2.55)$$

D.B.Y.B.H.Y Madde 4.7.1.2'de Basınca çalışan çatı ve düşey düzlem çaprazlarının Denklem 2.18 ile hesaplanan narinlik oranı Denklem 2.33'de verilen sınır değerini aşmamalıdır.

$$4,23 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 125,125$$

$$\lambda = \frac{S}{i} = \frac{347}{5,8} = 59,82 \rightarrow 125,125 > 59,82$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile zorlanan çubukların TS648, 3.2.1'e göre gerilme hesabı  $\omega$  burkulma sayıları metodu ile Denklem 2.35'de verilen gerilme formülü ile hesaplanır. Denklem 2.17 ile hesaplanan narinlik değeri için TS648 Çizelge 6'da  $\omega$  değeri bulunur ve bulunan değer Denklem 2.34'de yerine konularak gerilme hesabı yapılır.

$$\lambda = 59,82 \text{ için TS648 Çizelge-6'dan } \rightarrow \omega = 1,36$$

$$\sigma_{em} \geq \omega x \frac{P}{A} \rightarrow 1,36 \frac{7,64}{20,06} = 0,52t / cm^2 < 1,44t / cm^2$$

### 2.6.9. Basınç elemanı tasarımı

Çubuğun her iki düzlemdeki serbest boyu  $S_x=S_y=5,00m$

Çubuğun her iki düzlemdeki burkulma boyu katsayısı  $K_x=K_y=1,00$

Bölüm 2.4'de verilen kombinasyonlardan bir MAKS adında bir zarf kombinasyon oluşturulmuştur. Buna göre kiriş tasarımına iç kuvvetler Çizelge 2.15'de verilmiştir.

Çizelge 2. 15. Taşıyıcı yapının basınç elemanlarının maksimum kesit tesirleri

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
94	0	MAKS	Kombinasyon	Max	2,20	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
94	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	2,20	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
94	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	0,74	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
94	5	MAKS	Kombinasyon	Max	0,74	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
94	0	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,53	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
94	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,53	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Çubuk	Nokta	Durum	Durum Tipi	Adım Tipi	P	V2	V3	T	M2	M3
Metin	m	Metin	Metin	Metin	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
94	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,97	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
94	5	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,97	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
97	0	MAKS	Kombinasyon	Max	0,73	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
97	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	0,73	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
97	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	2,20	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
97	5	MAKS	Kombinasyon	Max	2,20	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
97	0	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,97	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
97	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-7,97	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
97	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,53	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
97	5	MAKS	Kombinasyon	Min	-1,53	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
194	0	MAKS	Kombinasyon	Max	2,55	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
194	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	2,55	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
194	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	0,19	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
194	5	MAKS	Kombinasyon	Max	0,19	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
194	0	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
194	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
194	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-8,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
194	5	MAKS	Kombinasyon	Min	-8,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
197	0	MAKS	Kombinasyon	Max	0,18	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
197	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	0,18	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
197	2,5	MAKS	Kombinasyon	Max	2,55	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
197	5	MAKS	Kombinasyon	Max	2,55	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
197	0	MAKS	Kombinasyon	Min	-8,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
197	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-8,31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
197	2,5	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
197	5	MAKS	Kombinasyon	Min	-0,13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Maksimum					2,55					
Minimum					-8,31					

Çizelge 2.15'e göre özetle tasarım en kesit değerleri sırasıyla, P=2,55 çekme, P=-8,31 basınç, moment ve kesme etkileri sıfırdır.. Seçilen malzeme st-37, profil boru D168,3x4 dür. Kesit özellikleri  $A=20,06\text{cm}^2$ ,  $d=168,3\text{mm}$ ,  $t=4\text{mm}$ ,  $i=5,8\text{cm}$  dir.

Yerel burkulmanın önlenmesi amacı ile D.B.Y.B.H.Y'te uyulması gereken enkesit koşulları D.Y.Tablo 4.3'den alınan formülasyonlar olan Denklem 2.55'e göre kesit kontrolü yapılır.

$$\frac{D}{t} \leq 0,07 \frac{E_s}{\sigma_a}, \frac{16,83}{0,4} < 0,07 \frac{2100}{2,4} = 42,1 < 61,25$$

D.B.Y.B.H.Y Madde 4.7.1.2’de Basınca çalışan çatı ve düşey düzlem çaprazlarının Denklem 2.18 ile hesaplanan narinlik oranı Denklem 2.33’de verilen sınır değerini aşmamalıdır.

$$4,23 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 125,125$$

$$\lambda = \frac{S}{i} = \frac{500}{5,8} = 86,21 \rightarrow 125,125 > 86,21$$

En kesit koşulları sağlamaktadır.

Eksenel bir basınç kuvveti ile zorlanan çubukların TS648, 3.2.1’e göre gerilme hesabı  $\omega$  burkulma sayıları metodu ile Denklem 2.34’de verilen gerilme formülü ile hesaplanır. Denklem 2.17 ile hesaplanan narinlik değeri için TS648 Çizelge 6’da  $\omega$  değeri bulunur ve bulunan değer Denklem 2.34’de yerine konularak gerilme hesabı yapılır.

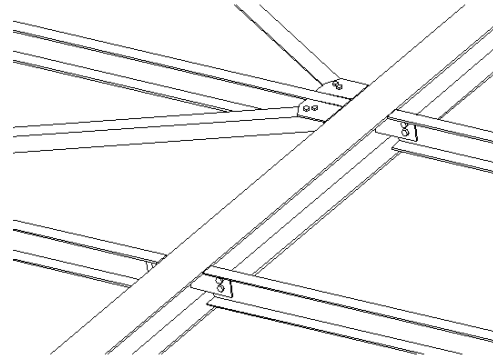
$$\lambda = 86,21 \text{ için TS648 Çizelge-7'den } \rightarrow \omega = 1,70$$

$$\sigma_{em} \geq \omega x \frac{P}{A} \rightarrow 1,70 \frac{8,31}{20,06} = 0,70 t / cm^2 < 1,44 t/cm^2$$

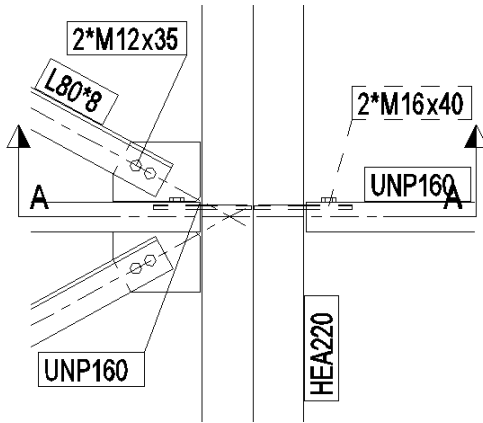
## 2.7. Hareketli Çatı Bağlantı Noktaları Tasarımı

### 2.7.1 Aşık-kiriş bağlantısı hesabı

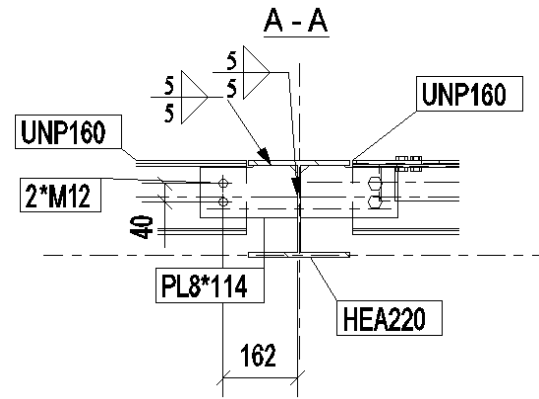
Aşıklar Şekil 2.22-a’da gözüktüğü gibi kirişle üst flaşları aynı seviyede olacak şekilde tasarlanmasının sebebi hareketli çatının hareket etmesi ile yer tasarrufu sağlamak ve deprem kuvvetleri için aşıkları eksenel yüklere çalıştırarak, ek olarak basınç ve çekme elemanları koymamaktır. Şekil 2.22-b’de ayrıntılı bir biçimde aşık bağlantısını gösteren plan ve kesit görünüşleri mevcuttur.



(a)



(b)



(c)

Şekil 2. 22. Aşık-kiriş bağlantısı a)Aşık-kiriş bağlantısı 3 boyutlu görünüşü b) bağlantısı plan görünüşü c) kesit görünüşü

### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan 2M12 4.6 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2'de verilmiştir. Aşık ucunun kesme işinden vazgeçmek adına bağlantı plakası Şekil 2.23'deki gibi a kadar mesafe daha uzatılır. Bu a kadar mesafeden dolayı oluşacak eksantrik etki ile toplam kuvvet Denklem 2.56'da hesaplanır.



$$\sigma_{lx} = \frac{2,61}{2 \times 0,75 \times 1,2} = 1,45 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{ly} = \frac{0,5}{2 \times 0,75 \times 1,2} = 0,27 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \sqrt{1,45^2 + 0,27^2} = 1,47 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

### Kaynak tahkiki

Şekil 2.23'de gösterildiği üzere kaynak kalınlığı (a)=0,5cm dir. Plaka ile kriş arasındaki toplam kaynak uzunluğu, alanı ve mukavemet momenti  $l=h-2a=10-2 \times 0,5=9\text{cm}$ ,  $A_k=2al=2 \times 0,5 \times 9=9\text{cm}^2$ ,  $W_k=2al^2=2 \times 0,5 \times 9^2/6=13,5\text{cm}^3$  olarak hesaplanır. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59 ile gösterilen ifade ile hesaplanıp çekme gerilmesi ise Denklem 2.60 ile hesaplanır.

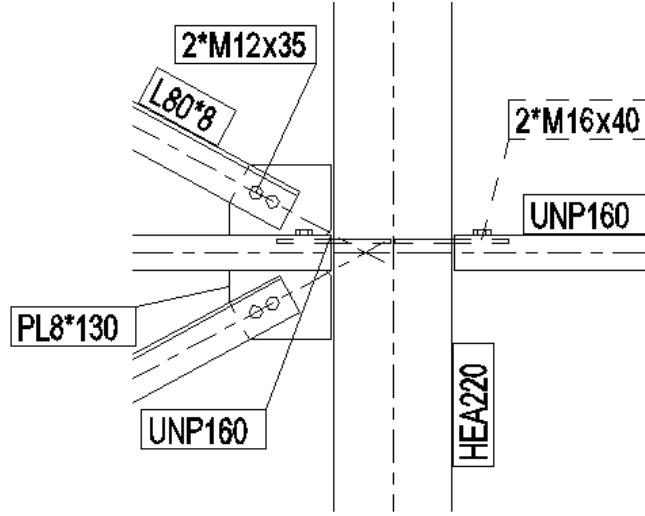
$$\tau_{ky} = \frac{V}{A} = \frac{0,5}{9} = 0,05 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2 \quad (2.59)$$

$$\sigma_k = \frac{P}{A} + \frac{Vxa}{W_k} = \frac{0,42}{9} + \frac{0,5 \times 16,1}{13,5} = 0,64 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2 \quad (2.60)$$

### **2.7.2. Aşık çatı çaprazı bağlantısı hesabı**

Şekil 2.24'de gösterilen çatı çaprazlarının birleşim noktalarındaki en elverişsiz kesit değerleri,  $P=0,88\text{t}$  çekme,  $P=-0,85\text{t}$  basınç oluşmaktadır.





Şekil 2. 24. Aşık-çatı çaprazı bağlantısı

#### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan 2M12 4.6 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir. Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{P}{n \times \pi \times d^2 / 4} = \frac{0,88}{2 \times 3,14 \times 1,2^2 / 4} = 0,39 \text{ t/cm}^2 < 1,4 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n \times d \times t_{\min}} = \frac{0,88}{2 \times 1,2 \times 0,8} = 0,46 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

#### Kaynak tahkiki

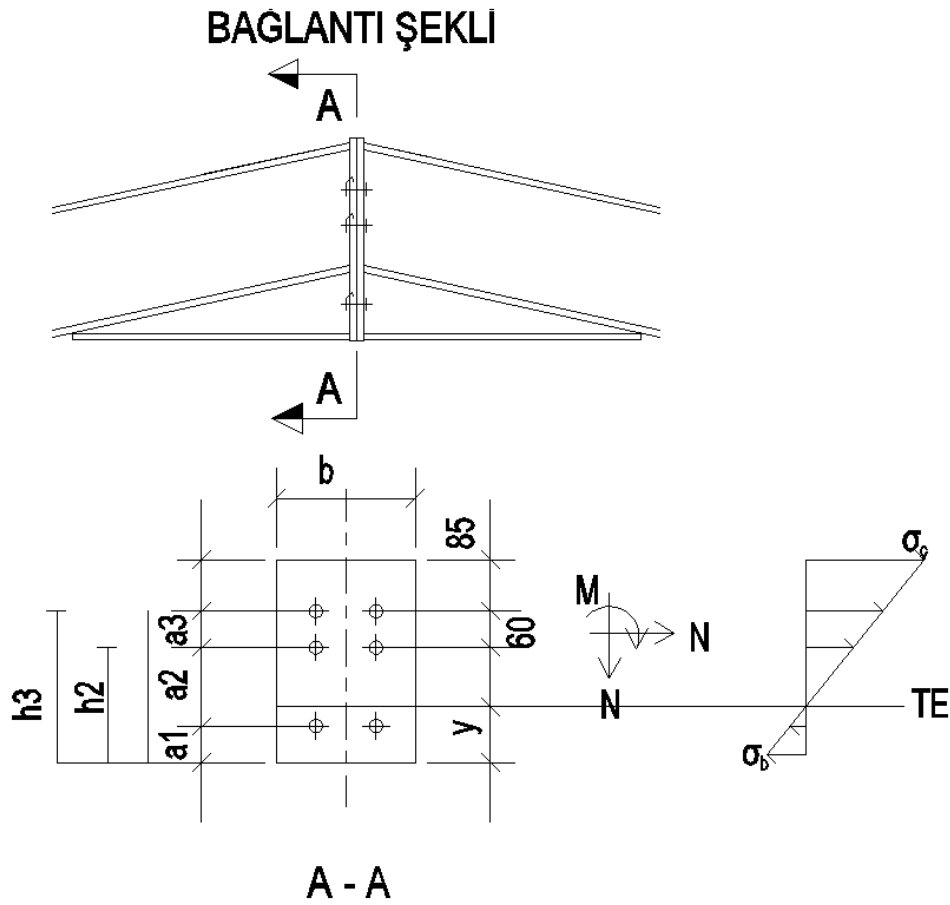
Bağlantıda kullanılan kaynak kalınlığı (a)=0.5cm, kiriş ile plaka arasındaki kaynak uzunluğu l=9cm dir. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59, çekme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

$$\tau = \frac{P_x}{A_k} = \frac{0,88 \times \cos 29}{9 \times 0,5} = 0,17 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P_y}{A_k} = \frac{0,88 \times \sin 29}{9 \times 0,5} = 0,095 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

### 2.7.3. Kiriş-kiriş bağlantısı hesabı

Şekil 2.25’de Kirişlerin mahya noktasındaki birleşimi ve buna ait kesiti görülmektedir. Kirişlerin birleşim noktasındaki en elverişsiz kesit değerleri,  $P=-6,88t$ ,  $V=1,03t$ ,  $M=0,52tm$  dir.



Şekil 2. 25. Kiriş-kiriş bağlantısı

#### Civata tahkiki

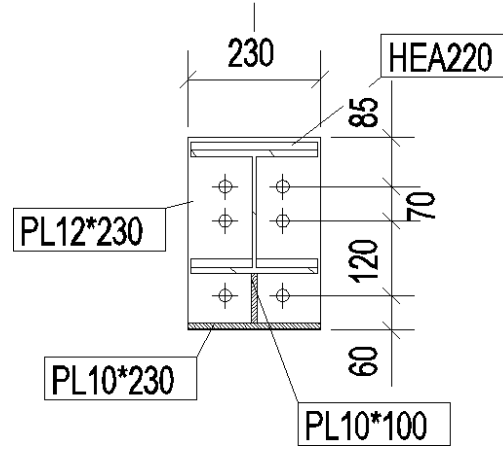
Bağlantıda kullanılan civata 6M20 8.8 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir.

Şekil 2.26 A-A kesitindeki gibi tarafsız eksenin y kadar yükseklikte olduğu kabulü ile denge denklemi yazılır ve tarafsız eksenin yeri Şekil 2.26'da gösterilen değerler ile Denklem 2.61'deki gibi belirlenir.

$$bxyx \frac{y}{2} = \Sigma A_{civata} x [(h3 - y) + (h2 - y) + (h1 - y)] \quad (2.61)$$

$$23xyx \frac{y}{2} = 2x2,2x[(25 - y) + (18 - y) + (6 - y)]$$

$$2,614y^2 + 3y - 49 = 0 \rightarrow y = 3,794 \text{ cm}$$



Şekil 2. 26. Bağlantı kesiti civata mesafeleri

Belirlenen tarafsız eksen yüksekliğine göre basınç bölgesinde ve çekme bölgesinde yer alan civataların atalet momentleri Denklem 2.62'de hesaplanır.

$$I = b \frac{y^3}{12} + b \left( \frac{y}{2} \right)^2 + \Sigma A_{civata} \left( (h3 - y)^2 + (h2 - y)^2 + (h1 - y)^2 \right) \quad (2.62)$$

$$I = 23 \frac{3,794^3}{12} + 23 \left( \frac{3,794}{2} \right)^2 + 2x2,2 \left( (25 - 3,794)^2 + (18 - 3,794)^2 + (6 - 3,794)^2 \right)$$

$$I = 3075,47 \text{ cm}^4$$

Tarafsız eksene en uzak olan çekmeye çalışan civatanın gerilme kontrolü Denklem 2.63 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} x(h3 - y) \quad (2.63)$$

$$\sigma = \frac{6,88}{6 \times 2,2} + \frac{0,52 \times 100}{3075,47} x(25 - 3,794) = 0,879 \text{ t/cm}^2 < 2,28 \text{ t/cm}^2$$

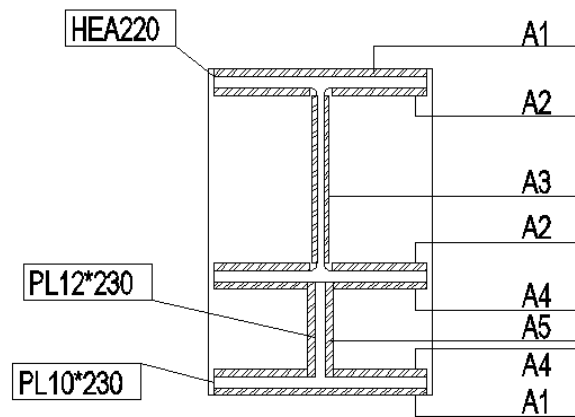
Civataların kesme ve ezilme gerilmesi hesapları Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{V}{n \pi x d^2 / 4} = \frac{1,03}{6 \times 3,14 \times 2,0^2 / 4} = 0,05 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{V}{n x d x t_{\min}} = \frac{1,03}{6 \times 2,0 \times 1,2} = 0,07 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

#### Kaynak tahkiki

Bağlantıda kullanılan kaynak kalınlıkları minimum plakaların 0,7 katı olmak üzere Şekil 2.28'de gösterilen numaralarla a1, a2, a4, a5=12x0,7=8,4, a=0,8mm, a3=0,7x0,7=5,6mm a3=5mm seçilmiştir. Şekil 2.27'de ki belirtilen kaynak alanı numaralarının alanları aşağıdaki gibidir.



Şekil 2. 27. Bağlantı kesiti kaynak alanları

$$A1 = b \times a = 22 \times 0,8 = 17,6 \text{ cm}^2$$

$$A2 = ((b - t_w) / 2 - r) \times a = (21,3 / 2 - 1,8) \times 0,8 = 7,08 \text{ cm}^2$$

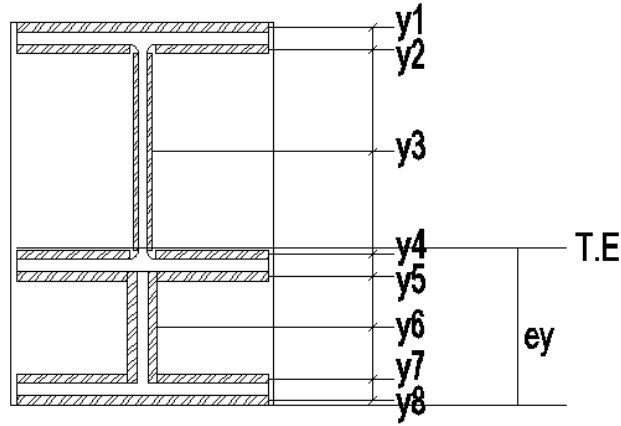
$$A_3 = d_x a = 15,2 \times 0,5 = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = ((b - t_w) / 2 - a - t) x a = (21 / 2 - 0,8) \times 0,8 = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$A_5 = d_2 x a = 9,8 \times 0,8 = 7,8 \text{ cm}^2$$

Kaynak alanları tarafsız eksenin belirlenmesi için hesap Denklem 2.64 ile yapılır. İfade de belirtilen kaynak alanları yukarıda hesaplanmış, uzaklık değerleri ise şematik olarak Şekil 2.28'de gösterilmiştir.

$$e_y = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A} \quad (2.64)$$



Şekil 2. 28. Bağlantı kesiti kaynak alanlarının uzaklıkları

Denklem 2.64'de ki değerler hesaplanarak kaynak alanlarının tarafsız eksenini aşağıdaki gibi belirlenir.

$$\sum A_i \cdot y_i = 17,6 \times 33,1 + 2 \times 7,08 \times 31,2 + 2 \times 7,6 \times 22,2 + 2 \times 7,08 \times 13,2 + 2 \times 7,76 \times 11,3$$

$$+ 2 \times 7,84 \times 6,8 + 2 \times 7,84 \times 2,3 + 0,4 \times 17,6 = 1873,8$$

$$\sum A = 2 \times 17,6 + 4 \times 7,08 + 2 \times 7,6 + 4 \times 7,76 + 2 \times 7,84 = 125,44 \text{ cm}^2$$

$$e_y = 14,94 \text{ cm}$$

Bulunan tarafsız eksene göre kaynak alanlarının atalet momenti Denklem 2.65'deki gibi hesaplanır.

$$I = \Sigma(I + A x e_y^2) \quad (2.65)$$

$$\begin{aligned} I &= (22x \frac{0,8^3}{12} + 17,6x(33,1 - 14,94)^2 + 2x(8,85x \frac{0,8^3}{12} + 7,08x(31,2 - 14,94)^2) \\ &+ 2x(0,5x \frac{15,2^3}{12} + 7,6x(22,2 - 14,94)^2) + 2(8,85x \frac{0,8^3}{12} + 7,08x(13,2 - 14,94)^2) \\ &+ 2(9,7x \frac{0,8^3}{12} + 7,76x(11,3 - 14,94)^2) + 2(0,8x \frac{9,8^3}{12} + 7,84x(6,8 - 14,94)^2) \\ &+ 2(9,7x \frac{0,8^3}{12} + 7,76x(2,3 - 14,94)^2) + (22x \frac{0,8^3}{12} + 17,6x(0,4 - 14,94)^2) \\ I &= 17930,42 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Tarafsız eksene en uzak kaynak dikişinin gerilme kontrolü Denklem 2.63'ün bir benzer ifadesi olan Denklem 2.66 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} x(\Sigma y - e_y) \quad (2.66)$$

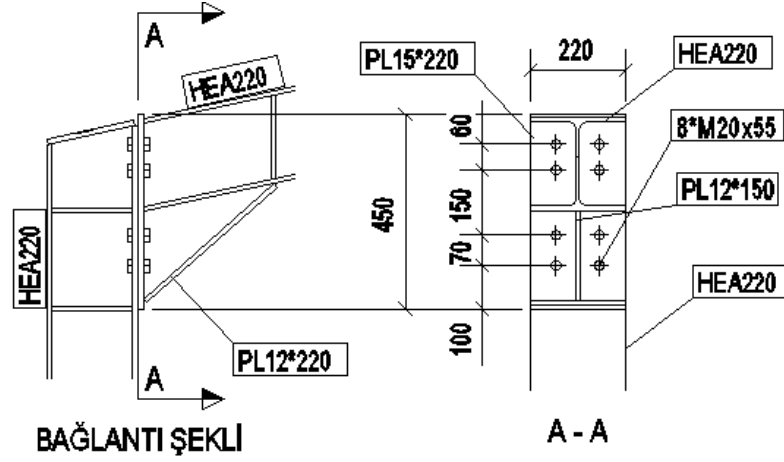
$$\sigma = \frac{6,88}{125,44} + \frac{0,52 \times 100}{17930,42} \times 18,16 = 0,108 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

Toplam kaynak alanlarının kesme gerilmesi kontrolü Denklem 2.59 ile aşağıdaki gibi yapılır.

$$\tau = \frac{V}{A_k} = \frac{1,03}{125,44} = 0,008 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

#### 2.7.4. Kiriş kolon moment birleşimi

Şekil 29'da kiriş kolon birleşimi gösterilmektedir. Kirişin kolonla birleştiği uçtaki en elverişsiz kesit değerleri,  $M=-4,17\text{tm}$ ,  $V=4,37\text{t}$ ,  $P=7,48\text{t}$  dur.



Şekil 2. 29. Kiriş –kolon birleşimi

### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan civata 8M20 8.8 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir. Civataların tarafsız eksenleri Şekil 2.29’da gösterilen değer ile Denklem 2.61 kullanılarak hesaplanır.

$$22xyx \frac{y}{2} = 2x2,2x[(38-y) + (32-y) + (17-y) + (10-y)]$$

$$2,5y^2 + 4y - 97 = 0 \rightarrow y = 5,48 \text{ cm}$$

Belirlenen tarafsız eksen yüksekliğine göre basınç bölgesinde ve çekme bölgesinde yer alan civataların atalet momentleri Denklem 2.62 kullanılarak hesaplanır.

$$I = 22 \frac{5,48^3}{12} + 22 \left( \frac{5,48}{2} \right)^2 + 2x2,2 \left( (38-5,48)^2 + (32-5,48)^2 + (17-5,48)^2 + (10-5,48)^2 \right)$$

$$I = 8888,48 \text{ cm}^4$$

Tarafsız eksene en uzak olan çekmeye çalışan civatanın gerilme kontrolü Denklem 2.63 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{7,48}{8x2,2} + \frac{4,17x100}{8888,48} x(38-5,48) = 1,95 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

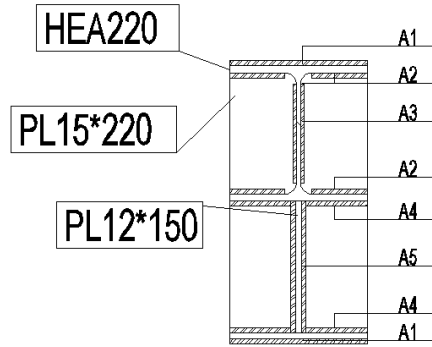
Civataların kesme ve ezilme gerilmesi hesapları Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{V}{n \times \pi \times d^2 / 4} = \frac{4,37}{8 \times 3,14 \times 2,0^2 / 4} = 0,17 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{V}{n \times d \times t_{\min}} = \frac{4,37}{8 \times 2,0 \times 1,2} = 0,227 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

### Kaynak tahkiki

Bağlantıda kullanılan kaynak kalınlıkları minimum plakaların 0,7 katı olmak üzere Şekil 2.32’de gösterilen numaralarla a1, a2, a4, a5=12x0,7=8,4, a=0,8mm, a3=0,7x0,7=5,6mm a3=5mm seçilmiştir. Şekil 2.30’da ki belirtilen kaynak alanı numaralarının alanları aşağıdaki gibidir.



Şekil 2. 30. Bağlantı kesiti kaynak alanları

$$A1 = b \times a = 22 \times 0,8 = 17,6 \text{ cm}^2$$

$$A2 = ((b - t_w) / 2 - r) \times a = (21,3 / 2 - 1,8) \times 0,8 = 7,08 \text{ cm}^2$$

$$A3 = d \times a = 15,2 \times 0,5 = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$A4 = ((b - t_w) / 2 - a - t) \times a = (21 / 2 - 0,8) \times 0,8 = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$A5 = d_2 \times a = 20,86 \times 0,8 = 16,69 \text{ cm}^2$$

Kaynak alanları tarafsız eksenin belirlenmesi için hesap Denklem 2.64 ile yapılır. İfade de belirtilen kaynak alanları yukarıda hesaplanmıştır.



$$\Sigma A_i \cdot y_i = 17,6x44,56 + 2x7,08x42,66 + 2x7,6x33,41 + 2x7,08x24,16 + 2x7,76x22,26 \\ + 2x16,69x12,23 + 2x7,76x2,2 + 0,4x17,6 = 3033,16cm^3$$

$$\Sigma A = 2x17,6 + 4x7,08 + 2x7,6 + 4x7,76 + 2x16,69 = 143,14cm^2$$

$$e_y = 21,19cm$$

Bulunan tarafsız eksene göre kaynak alanlarının atalet momenti Denklem 2.65'deki gibi hesaplanır.

$$I = (22x\frac{0,8^3}{12} + 17,6x(44,6 - 21,19)^2) + 2x(8,85x\frac{0,8^3}{12} + 7,08x(42,66 - 21,19)^2) \\ + 2x(0,5x\frac{15,2^3}{12} + 7,6x(33,41 - 21,19)^2) + 2x(8,85x\frac{0,8^3}{12} + 7,08x(24,16 - 21,19)^2) \\ + 2x(0,8x\frac{20,86^3}{12} + 16,69x(22,26 - 21,19)^2) + 2x(9,7x\frac{0,8^3}{12} + 7,76x(12,23 - 21,19)^2) \\ + 2x(9,7x\frac{0,8^3}{12} + 7,76x(2,2 - 21,19)^2) + (22x\frac{0,8^3}{12} + 17,6x(0,4 - 21,19)^2) \\ = 34012,45cm^4$$

Tarafsız eksene en uzak kaynak dikişinin gerilme kontrolü Denklem 2.66 ile yapılır.

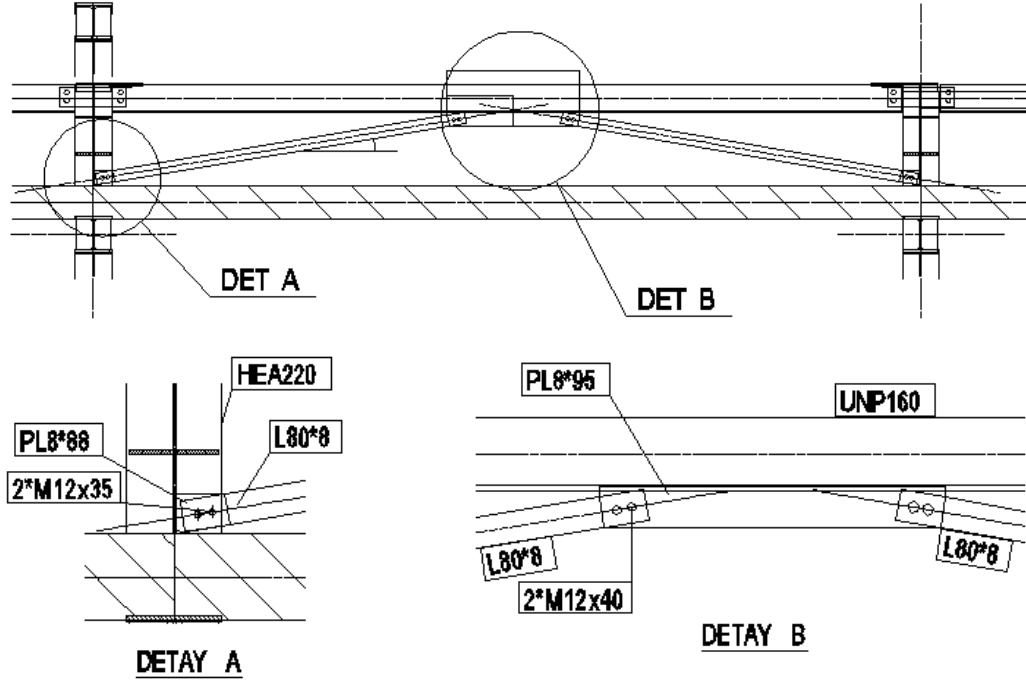
$$\sigma = \frac{7,48}{143,14} + \frac{4,17x100}{34012,45} x 23,37 = 0,34 t/cm^2 < 1,1 t/cm^2$$

Toplam kaynak alanlarının kesme gerilmesi kontrolü Denklem 2.59 ile aşağıdaki gibi yapılır.

$$\tau = \frac{V}{A_k} = \frac{4,37}{143,14} = 0,03 t/cm^2 < 1,1 t/cm^2$$

### 2.7.5. Düşey çapraz bağlantı hesabı

Şekil 2.31'de düşey çapraz elemanlarının bağlantısı gösterilmektedir. Birleşim noktalarındaki en elverişsiz kesit tesirleri  $P=-1,44$  t basınç kuvvetidir.



Şekil 2. 31. Düşey çapraz bağlantısı detayları

Bağlantılarda kullanılan 2M12 4.6 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir. Şekil 2.31’de bağlantılar detaylı bir şekilde gösterilmiştir.

Detay-A

Civata tahkiki

Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.59 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{P}{n \pi x d^2 / 4} = \frac{1,44}{2 \times 3,14 \times 1,2^2 / 4} = 0,64 \text{ t/cm}^2 < 1,4 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n x d x t_{\min}} = \frac{1,44}{2 \times 1,2 \times 0,8} = 0,75 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

Kaynak tahkiki

Bağlantıda kullanılan kaynak kalınlığı (a)=0,5cm, kiriş ile plaka arasındaki kaynak uzunluğu l=8cm dir. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.60, çekme gerilmesi Denklem 2.61 ile hesaplanır.

$$\tau = \frac{P_y}{A_k} = \frac{1,44x \sin 9}{8x0,5} = 0,056 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P_x}{A_k} = \frac{1,44x \cos 9}{8x0,5} = 0,355 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

Detay-B

### Civata tahkiki

Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.59 ve Denklem 2.60 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{P}{n \pi x d^2 / 4} = \frac{1,44}{2x3,14x1,2^2 / 4} = 0,64 \text{ t/cm}^2 < 1,4 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n x d x t_{\min}} = \frac{1,44}{2x1,2x0,8} = 0,75 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

### Kaynak tahkiki

Bağlantıda kullanılan kaynak kalınlığı (a)=0,5cm, kiriş ile plaka arasındaki kaynak uzunluğu l=40cm dir. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59, çekme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

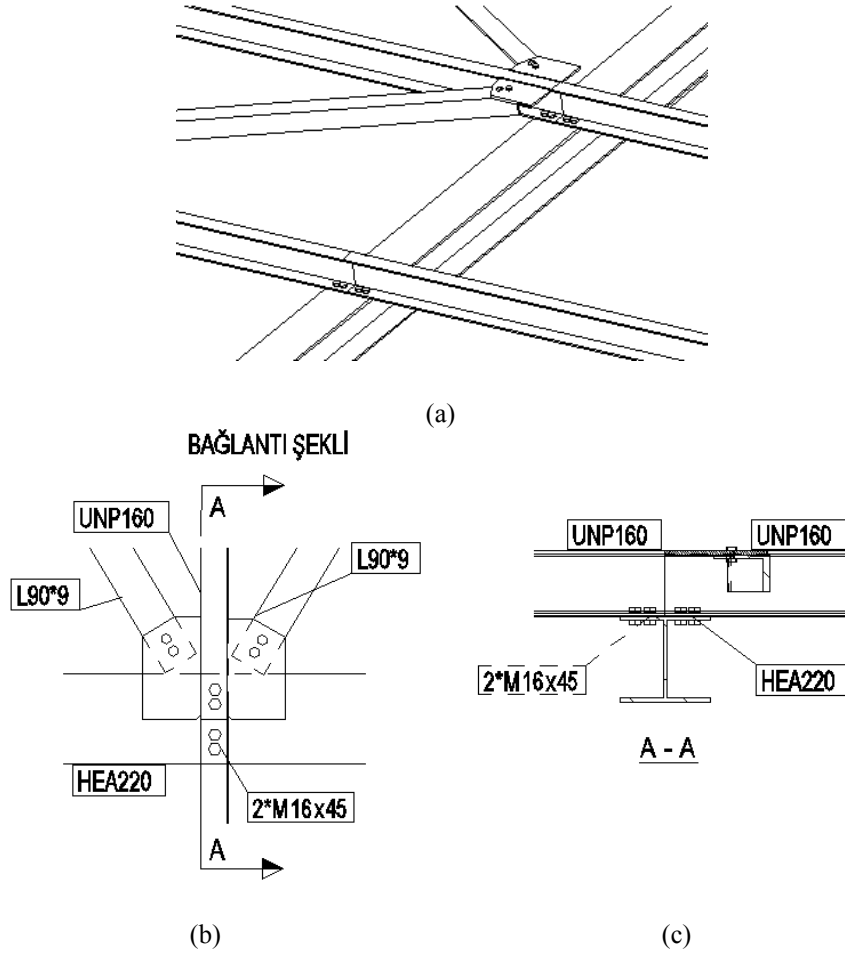
$$\tau = \frac{P_y}{A_k} = \frac{1,44x \sin 9}{40x0,5} = 0,011 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P_x}{A_k} = \frac{1,44x \cos 9}{40x0,5} = 0,07 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

## **2.8 Taşıyıcı Bina Bağlantı Noktaları Tasarımı**

### **2.8.1 Aşık-kiriş bağlantısı hesabı**

Şekil 2.32 de taşıyıcı bina aşıklarının, hareketli paneldekinin aksine kirişlerin üzerine oturtulmuştur. Şekil 2.36'da ayrıntılı bir biçimde aşık bağlantılarını gösteren plan ve kesit mevcuttur. Aşıkların mesnetlerine gelen en elverişsiz kuvvetler, P=-2,33t, V=0,45t, M=0,0t.



Şekil 2. 32. Aşık-kiriş bağlantısı a) Aşık-kiriş bağlantısı 3 boyutlu görünüşü b) bağlantısı plan görünüşü c) kesit görünüşü

### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan 2M12 4.6 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir. Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{P}{n \times \pi \times d^2 / 4} = \frac{2,33}{2 \times 3,14 \times 1,6^2 / 4} = 0,58 \text{ t/cm}^2 < 1,4 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n \times d \times t_{\min}} = \frac{2,33}{2 \times 1,6 \times 1,5} = 0,69 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

### 2.8.2. Kiriş-kiriş bağlantısı hesabı

Bölüm 2.7.3'de verilen detay imalat kolaylığı açısından aynı detay kullanılmıştır. Ancak farklı kesit değerleri için hesap kontrolü aşağıda yapılmıştır. Kirişlerin birleşim noktasındaki en elverişsiz kesit değerleri  $P=-7,66t$ ,  $V=1,40t$ ,  $M=-0,98tm$  dir.

#### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan civata 6M20 8.8 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2'de verilmiştir. Bölüm 2.7.3'de hesaplanan tarafsız eksenin yeri  $y=3,794cm$  dir. Tarafsız eksenin yerine göre civataların atalet momenti  $I=3075,47cm^4$  dür. Tarafsız eksene en uzak olan çekmeye çalışan civatanın gerilme kontrolü Denklem 2.63 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{7,66}{6 \times 2,2} + \frac{0,98 \times 100}{3075,47} \times (25 - 3,794) = 1,26 t/cm^2 < 2,8 t/cm^2$$

Civataların kesme ve ezilme gerilmesi hesapları Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{V}{n \times \pi \times d^2 / 4} = \frac{1,40}{6 \times 3,14 \times 2,0^2 / 4} = 0,075 t/cm^2 < 1,92 t/cm^2$$

$$\sigma_l = \frac{V}{n \times d \times t_{\min}} = \frac{1,40}{6 \times 2,0 \times 1,2} = 0,097 t/cm^2 < 2,8 t/cm^2$$

#### Kaynak tahkiki

Bölüm 2.7.3'de hesaplanan kaynak alanlarının tarafsız eksenini  $e_y=14,94cm$  dir. Bu tarafsız eksene göre kaynak alanlarının atalet momenti  $I=17930,42cm^4$  dür. Tarafsız eksene en uzak kaynak dikişinin gerilme kontrolü Denklem 2.66 ile hesaplanır.

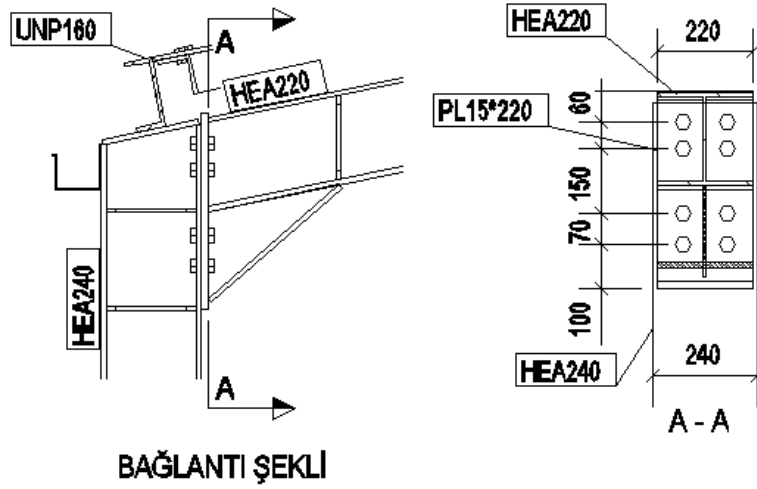
$$\sigma = \frac{7,66}{125,44} + \frac{0,98 \times 100}{17930,42} \times 18,16 = 0,16 t/cm^2 < 1,1 t/cm^2$$

Toplam kaynak alanlarının kesme gerilmesi kontrolü Denklem 2.59 ile aşağıdaki gibi yapılır.

$$\tau = \frac{V}{A_k} = \frac{1,40}{125,44} = 0,011 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

### 2.8.3. Kiriş-kolon bağlantısı hesabı

Şekil 2.33 de taşıyıcı binanın kolon-kiriş bağlantı görseli yer almaktadır. Bölüm 2.7.4’de verilen detay imalat kolaylığı açısından aynı detay kullanılmıştır. Ancak farklı kesit değerleri için hesap kontrolü aşağıda yapılmıştır. Kirişlerin birleşim noktasındaki en elverişsiz kesit değerleri,  $M=-2,88\text{tm}$ ,  $V=1,88\text{t}$ ,  $P=8,14\text{t}$  dur. Şekil 2.33 de birleşimin ölçüleri de yer almaktadır.



Şekil 2. 33. Kiriş –kolon birleşimi

### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan civata 8M20 8.8 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir. Bölüm 2.7.4’de hesaplanan tarafsız eksenin yeri  $y=5,48 \text{ cm}$  dir. Tarafsız eksenin yerine göre civataların atalet momenti  $I=8888,48\text{cm}^4$

dür. Tarafsız eksene en uzak olan çekmeye çalışan civatanın gerilme kontrolü Denklem 2.63 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{8,14}{8 \times 2,2} + \frac{2,88 \times 100}{8888,48} \times (38 - 5,48) = 1,52 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

Civataların kesme ve ezilme gerilmesi hesapları Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{V}{n \times \pi \times d^2 / 4} = \frac{1,88}{8 \times 3,14 \times 2,0^2 / 4} = 0,075 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{V}{n \times d \times t_{\min}} = \frac{1,88}{8 \times 2,0 \times 1,5} = 0,078 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

#### Kaynak tahkiki

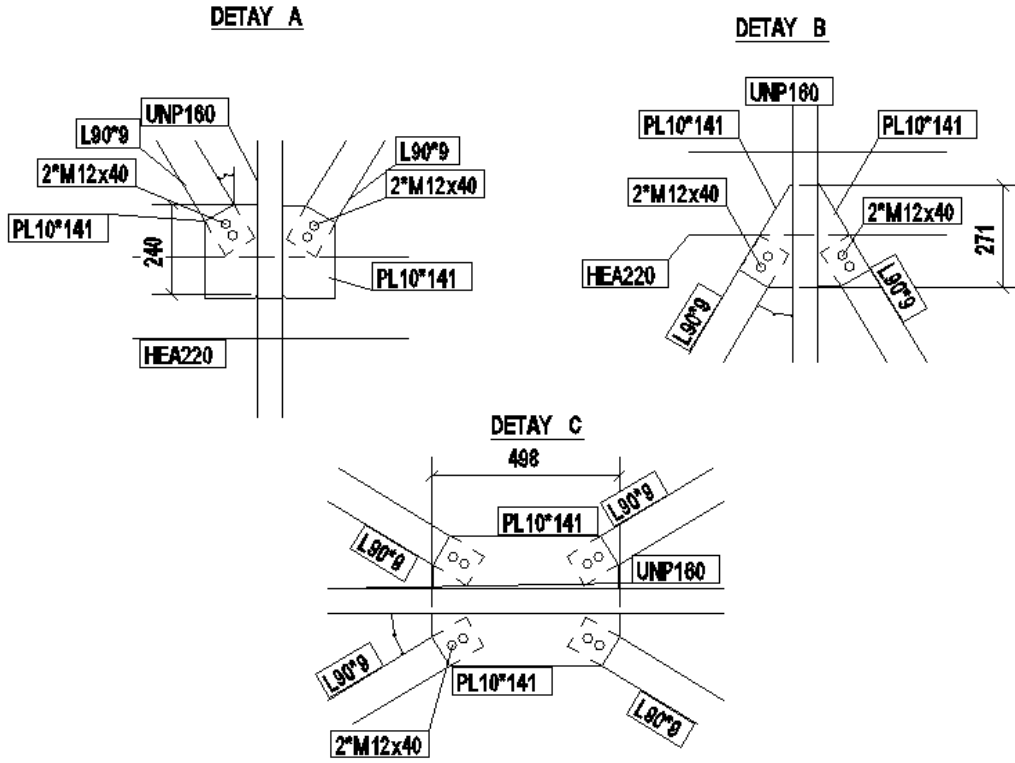
Bölüm 2.7.4'de hesaplanan kaynak alanlarının tarafsız ekseni  $e_y=21,19\text{cm}$  dir. Bu tarafsız eksene göre kaynak alanlarının atalet momenti  $I=34012,45 \text{ cm}^4$  dür. Tarafsız eksene en uzak kaynak dikişinin gerilme kontrolü Denklem 2.66 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{8,14}{143,14} + \frac{2,88 \times 100}{34012,45} \times 23,37 = 0,255 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A_k} = \frac{1,88}{143,14} = 0,013 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

#### **2.8.4. Çatı çaprazı bağlantı hesabı**

Şekil 2.34'de gösterilen çatı çaprazlarının birleşim noktalarındaki en elverişsiz kesit değerleri,  $P=0,07\text{t}$  çekme,  $P=-1,99\text{t}$  basınç oluşmaktadır.



Şekil 2. 34. Aşık-çatı çaprazı bağlantısı detayları

### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan 2M12 4.6 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir.

### Detay-A

Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{P}{n \times \pi \times d^2 / 4} = \frac{1,99}{2 \times 3,14 \times 1,2^2 / 4} = 0,88 \text{t/cm}^2 < 1,4 \text{t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n \times d \times t_{\min}} = \frac{1,99}{2 \times 1,2 \times 1} = 0,83 \text{t/cm}^2 < 2,8 \text{t/cm}^2$$

### Kaynak tahkiki



Bağlantıda kullanılan kaynak kalınlığı (a)=0,5cm, kiriş ile plaka arasındaki kaynak uzunluğu l=24cm dir. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59, çekme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

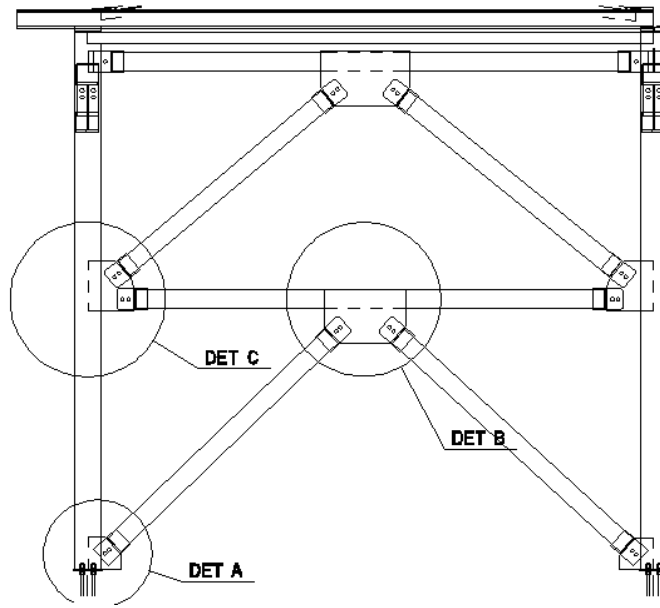
$$\tau = \frac{P_x}{A_k} = \frac{1,99x \cos 31}{24x0,5} = 0,14 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P_y}{A_k} = \frac{1,99x \sin 31}{24x0,5} = 0,085 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

En düşük kaynak uzunluğu bu detaya ait olduğu için en elverişsiz olana göre hesap yapılmıştır.

### 2.8.5. Düşey çapraz bağlantı hesabı

Şekil 2.35’de düşey çapraz elemanlarının bağlantısı gösterilmektedir. Birleşim noktalarındaki en elverişsiz kesit tesirleri P=7,46t çekme, P=-7,64t basınç kuvvetidir. Bağlantılarda kullanılan 2M20 8.8 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir

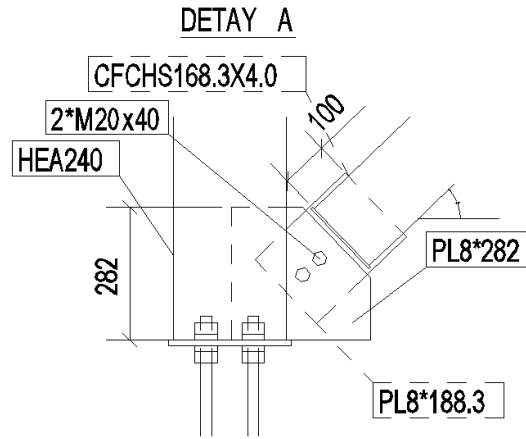


Şekil 2. 35. Düşey çapraz bağlantısı

### Detay-A

#### Civata tahkiki

Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır. Şekil 2.36’da A detayı için ölçülü detay mevcuttur.



Şekil 2. 36. A Detayı Kolon-düşey çapraz bağlantısı.

$$\tau = \frac{P}{n \pi x d^2 / 4} = \frac{7,64}{2 \times 3,14 \times 2^2 / 4} = 1,21 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n x d x t_{\min}} = \frac{7,64}{2 \times 2 \times 0,8} = 2,38 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

#### Kaynak tahkiki;

Bağlantıda kullanılan iki adet kaynak vardır. Birincisi boru ile boruya ısırtılmış olan levha arasında, ikincisi ise kolon ile bayrak levhası arasındadır. Birinci kaynak durumunda kaynak kalınlığı (a)=0,4cm, kaynak uzunluğu l=10cm boru ile plaka arasında 4 bir tarafta kaynak mevcuttur (Şekil 2.36). Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59 ile hesaplanır.

$$\tau = \frac{P_x}{A_k} = \frac{7,64}{4 \times 10 \times 0,4} = 0,477 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

İkinci kaynak durumu olan kolon ile bayrak levhası arasındaki kaynak kalınlığı (a)=0,5cm kaynak uzunluğu yatayda, taban levhası ile l=12cm, HEA240 ile düşeyde 28cm dir. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59, çekme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

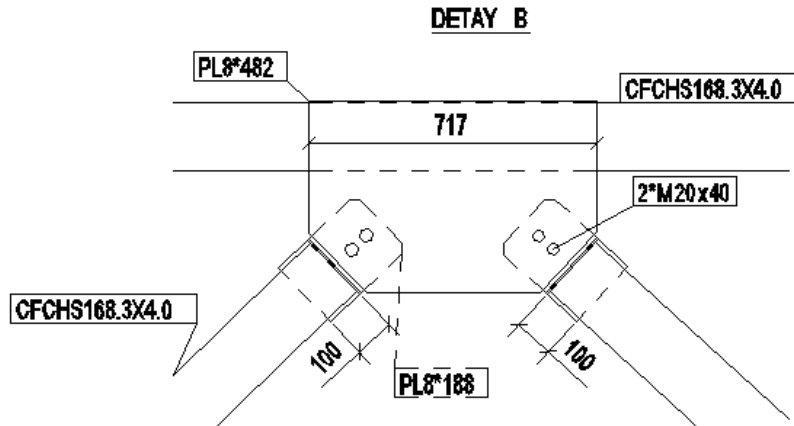
$$\tau_x = \frac{P_x}{A_K} = \frac{7,64x \cos 45}{12x0,5} = 0,9 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{P_y}{A_K} = \frac{7,64x \sin 45}{28x0,5} = 0,38 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

Detay-B

Civata tahkiki

Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır. Şekil 2.37’de B detayı için ölçülü detay mevcuttur.



Şekil 2. 37. B Detayı basınç elemanı-düşey çapraz bağlantısı.

$$\tau = \frac{P}{n \times \pi x d^2 / 4} = \frac{7,64}{2 \times 3,14 \times 2^2 / 4} = 1,21 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n \times d \times t_{\min}} = \frac{7,64}{2 \times 2 \times 0,8} = 2,38 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

### Kaynak tahkiki:

Bağlantıda kullanılan 2 adet kaynak vardır. Birincisi boru ile boruya ısırtılmış olan levha arasında, ikincisi ise yatay boru ile bağlantı levhası arasındadır. Birinci kaynak durumunda kaynak kalınlığı (a)=0,4cm, kaynak uzunluğu l=10cm Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59 ile hesaplanır.

$$\tau_x = \frac{P_x}{A_K} = \frac{7.64}{4 \times 10 \times 0.4} = 0.477 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2$$

İkinci kaynak durumu olan yatay boru ile bağlantı levhası arasındaki kaynak kalınlığı (a)=0,4cm kaynak uzunluğu yatayda, taban levhası ile l=71cm dir. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59, çekme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

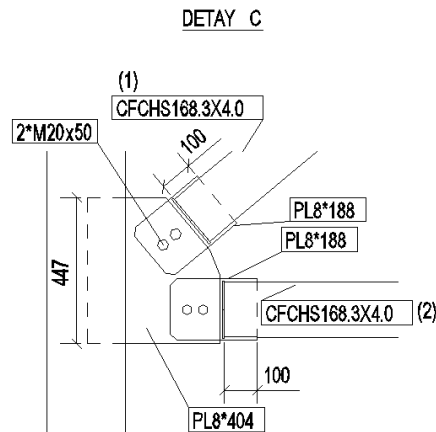
$$\tau = \frac{P_x}{A_K} = \frac{7.64 \times \cos 45}{71 \times 0.4} = 0.19 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P_y}{A_K} = \frac{7.64 \times \sin 45}{71 \times 0.4} = 0.19 \text{ t/cm}^2 < 1.1 \text{ t/cm}^2$$

### Detay-C

#### Civata tahkiki

Şekil 2.38'de C detayı için ölçülü detay mevcuttur.



Şekil 2. 38. C detayı düşey çapraz-kolon-basınç elemanı bağlantısı

1 nolu elemanı birleştiren civatanın kesme ve ezilme tahkiki Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\tau = \frac{P}{n\pi x d^2 / 4} = \frac{7,64}{2 \times 3,14 \times 2^2 / 4} = 1,21 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n x d x t_{\min}} = \frac{7,64}{2 \times 2 \times 0,8} = 2,38 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

2 nolu elemanın civata tahkiki için, 2nolu elemanın kesit değerleri, P=2,55t çekme, P=8,31t basınç, M=0tm, V=0t dur ve 2 nolu elemanı birleştiren civatanın kesme ve ezilme tahkikleri Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\tau = \frac{P}{n\pi x d^2 / 4} = \frac{8,31}{2 \times 3,14 \times 2^2 / 4} = 1,32 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n x d x t_{\min}} = \frac{8,31}{2 \times 2 \times 0,8} = 2,59 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

### Kaynak tahkiki

1nolu boru elemanı ile levha arasındaki kaynak kalınlığı (a)=0,4 cm, kaynak uzunluğu 10cm boru ile plaka arasında 4 tarafta kaynak mevcuttur (Şekil 2.38). Kaynak gerilmesi Denklem 2.59 ile aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\tau = \frac{P_x}{A_k} = \frac{7,64}{4 \times 10 \times 0,4} = 0,477 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

2 nolu boru ile levha arasındaki olan kaynak kalınlığı (a)=0,4 cm, kaynak uzunluğu 10cm boru ile plaka arasında 4 bir tarafta kaynak mevcuttur (Şekil 2.38). Kaynak gerilmesi Denklem 2.59 ile aşağıdaki gibi hesaplanır.

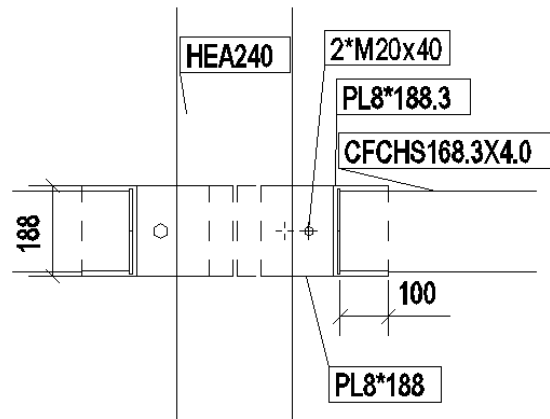
$$\tau = \frac{P_x}{A_k} = \frac{8,31}{4 \times 10 \times 0,4} = 0,52 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

Kolon ile bağlantı levha arasındaki kaynak (a)=0,5cm kaynak düşeyde 44,7cm dir (Şekil 2.43). Çekme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{P}{A_K} = \frac{8,31}{44,7 \times 0,5} = 0,37 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

### 2.8.6. Basınç elemanı-kolon bağlantı hesabı

Şekil 2.39'de basınç elemanları ile kolon arasındaki bağlantı gösterilmektedir. Birleşim noktasındaki en elverişsiz kesit değerleri,  $P=2,55\text{t}$  çekme,  $P=-8,31\text{t}$  basınç dır.



Şekil 2. 39. Basınç elemanı- kolon bağlantısı

#### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan civata 2M20 8.8 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2'de verilmiştir. Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{P}{n \pi x d^2 / 4} = \frac{8,31}{2 \times 3,14 \times 2^2 / 4} = 1,32 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n x d x t_{\min}} = \frac{8,31}{2 \times 2 \times 0,8} = 2,59 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

### Kaynak tahkiki

Çapraz Boru ile levha arasında olan kaynak kalınlığı (a)=0,4cm, kaynak uzunluğu l=10cm boru ile plaka arasında 4 bir tarafta kaynak mevcuttur (Şekil 2.39).

Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59 ile hesaplanır.

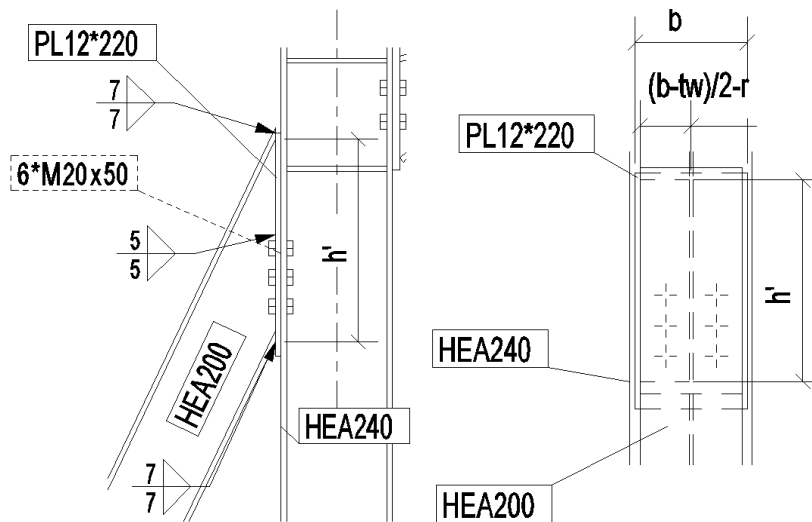
$$\tau = \frac{P_x}{A_K} = \frac{8,31}{4 \times 10 \times 0,4} = 0,52 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

Kolon ile levha arasındaki kaynak kalınlığı (a)=0,5cm kaynak uzunluğu yatayda, taban levhası ile l=18,8cm dir. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

$$\tau = \frac{P}{A_K} = \frac{8,31}{18,8 \times 0,5} = 0,88 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

### 2.8.7. Yan kolon- kolon bağlantı hesabı

Şekil 2.40'da yan kolonların kolonlara bağlantısının genel resmi verilmiştir. Birleşim noktasındaki en elverişsiz kesit değerleri, P=-31,25t basınç, M=0tm, V=0,1t dur. Yan kolon taşıyıcı kolona 26,5° açı ile bağlanmaktadır.



Şekil 2. 40. Yan kolon bağlantısı ve kesiti

### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan civata 6M20 8.8 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2'de verilmiştir. Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır

$$\tau = \frac{V + Px \sin 63,5}{n \pi x d^2 / 4} = \frac{0,1 + 27,94}{6 \times 3,14 \times 2^2 / 4} = 1,49 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{V + Px \sin 63,5}{n x d x t_{\min}} = \frac{0,1 + 27,94}{4 \times 2 \times 1,2} = 1,95 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

### Kaynak Tahkiki

Şekil 2.40 da yan kolonun taşıyıcı kolona bağlantı detayları ölçülü bir biçimde gösterilmiştir. Bağlantıda HEA200 başlığı ile balık levhası arasındaki kaynak  $a_1=0,7\text{cm}$ , HEA200 gövdesi ile balık levhası arasındaki kaynak  $a_2=0,5\text{cm}$  dir. Ayrıca şekilde kaynak alanlarının hesabında kullanılan boyutlar gösterilmektedir.

$$\text{Kaynak alanı } A_k = 2(bx a_1) + 4((b - t_w)/2 - r) x a_1 + 2(h' - r) x a_2 = 2 \times (20 \times 0,7) + 4((20 - 6,5)/2 - 1,8) \times 0,7 + 2(39,5 - 1,8) \times 0,5 = 79,56 \text{ cm}^2$$

Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59, çekme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

$$\tau = \frac{V + Px \sin 63,5}{A_k} = \frac{0,1 + 27,94}{79,56} = 0,57 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{Px \cos 63,5}{A_k} = \frac{13,97}{79,56} = 0,18 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

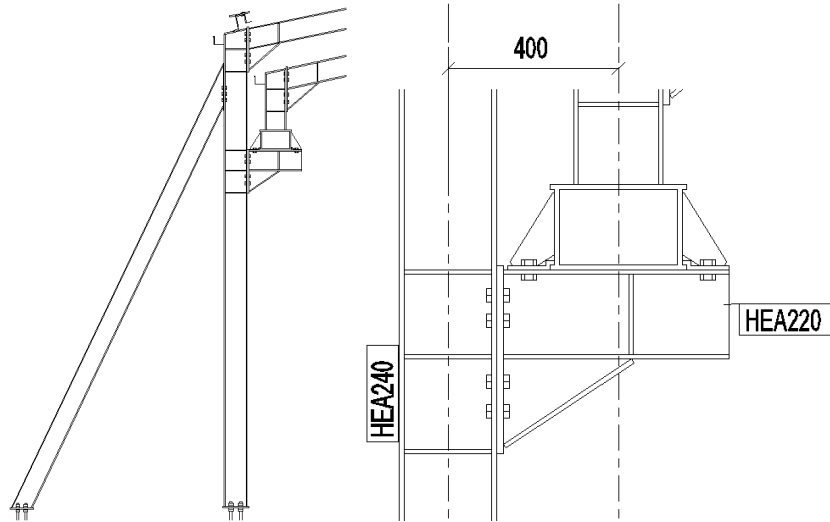
$$\sigma_v = \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)} = \sqrt{(0,18^2 + 0,242^2)} = 0,98 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

### **2.8.8. Kolon konsol kiriş bağlantısı**

Bölüm 2.7.4'de verilen detay imalat kolaylığı açısından aynı detay kullanılmıştır. Ancak farklı kesit değerleri için hesap kontrolü aşağıda yapılmıştır. Kirişlerin birleşim



noktasındaki en elverişsiz kesit değerleri,  $P=-24,17t$ ,  $M=-3,06tm$ ,  $V=7,68t$  dur. Şekil 2.41’de birleşimin genel resmi ve detayı yer almaktadır.



Şekil 2. 41. Konsol kiriş-kolon bağlantısı

### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan civata 8M20 8.8 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir. Bölüm 2.7.4’de hesaplanan tarafsız eksenin yeri  $y=5,48$  cm dir. Tarafsız eksenin yerine göre civataların atalet momenti  $I=8888,48cm^4$  dür. Tarafsız eksene en uzak olan çekmeye çalışan civatanın gerilme kontrolü Denklem 2.63 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{24,17}{8 \times 2,2} + \frac{3,06 \times 100}{8888,48} \times (38 - 5,48) = 2,49t / cm^2 < 2,8t / cm^2$$

Civataların kesme ve ezilme gerilmesi hesapları Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{V}{n \times \pi \times d^2 / 4} = \frac{7,68}{8 \times 3,14 \times 2,0^2 / 4} = 0,31t/cm^2 < 1,92t/cm^2$$

$$\sigma_l = \frac{V}{n \times d \times t_{\min}} = \frac{7,68}{8 \times 2,0 \times 1,2} = 0,32t/cm^2 < 2,8t/cm^2$$

### Kaynak tahkiki

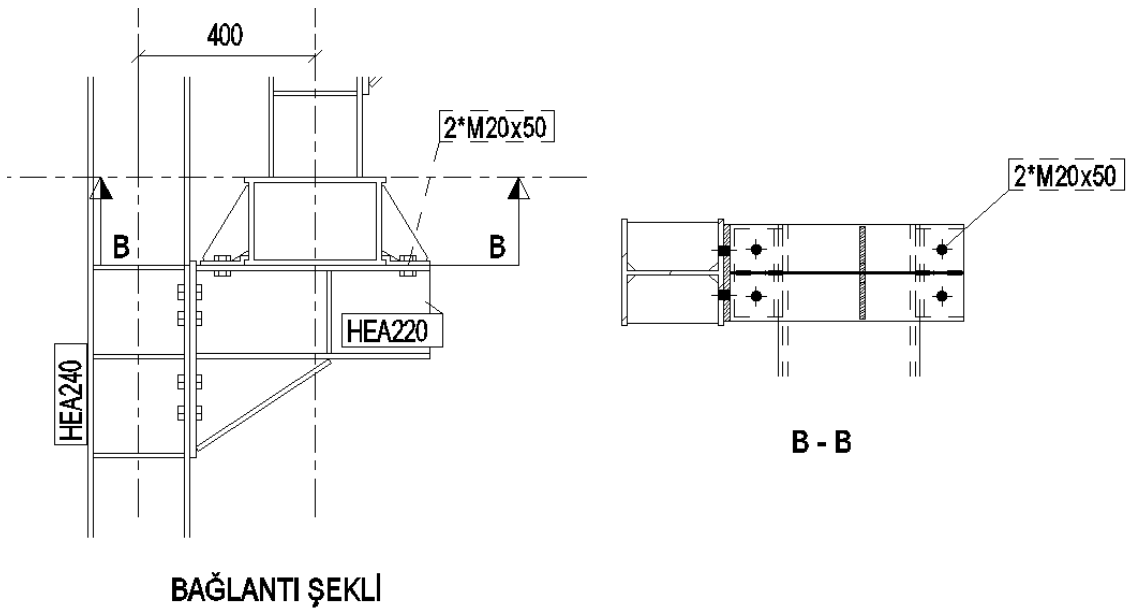
Bölüm 2.7.4’de hesaplanan kaynak alanlarının tarafsız eksenini  $e_y=21,19\text{cm}$  dir. Bu tarafsız eksene göre kaynak alanlarının atalet momenti  $I=34012,45\text{ cm}^4$  dır. Tarafsız eksene en uzak kaynak dikişinin gerilme kontrolü Denklem 2.66 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{24,17}{143,14} + \frac{3,06 \times 100}{34012,45} \times 23,37 = 0,38 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A_k} = \frac{7,68}{143,14} = 0,05 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

### 2.8.9. Konsol kiriş kren kirişi bağlantısı

Şekil 2.42’de kren kriş taşıyan konsol kirişi ile kren kirişinin bağlantısı gösterilmektedir. Birleşim noktasındaki en elverişsiz kesit değerleri,  $P=3,80\text{t}$ ,  $V_2=3,01\text{tm}$ ,  $V_3=3,63\text{t}$  dur.



Şekil 2. 42. Konsol kiriş-kren kirişi bağlantısı

### Civata tahkiki

Bağlantıda kullanılan civata 4M20 8.8 civatadır. Civataya ait mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2’de verilmiştir. Civatanın kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau_x = \frac{P}{n \pi x d^2 / 4} = \frac{3,80}{4 \times 3,14 \times 2,0^2 / 4} = 0,30 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{V_3}{n \pi x d^2 / 4} = \frac{3,63}{4 \times 3,14 \times 2,0^2 / 4} = 0,29 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} = \sqrt{0,30^2 + 0,29^2} = 0,42$$

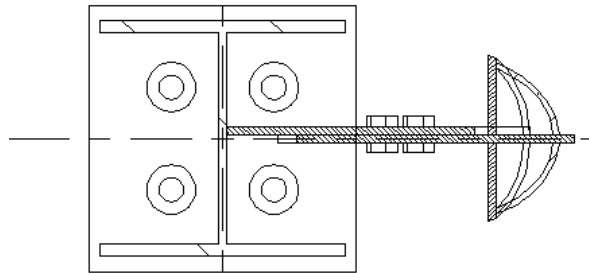
$$\sigma_{lx} = \frac{P}{n x d x t_{\min}} = \frac{3,8}{4 \times 2,0 \times 1,0} = 0,48 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{ly} = \frac{V_3}{n x d x t_{\min}} = \frac{3,63}{4 \times 2,0 \times 1,0} = 0,45 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{lx}^2 + \sigma_{ly}^2} = \sqrt{0,48^2 + 0,45^2} = 0,66 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

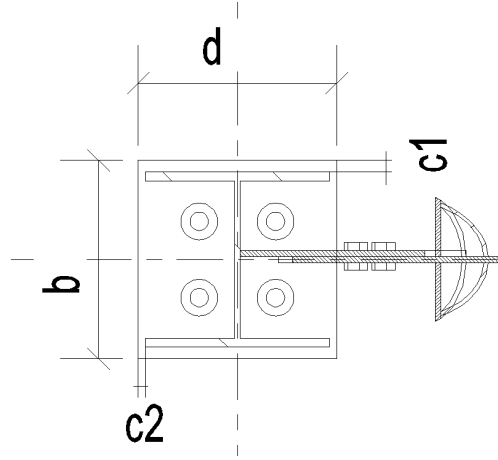
### **2.8.10. Kolon ankraj bağlantı hesabı**

Şekil 2.43’de taşıyıcı kolonların moment aktarmayan ankraj tertibi gösterilmektedir. Mesnet noktası en elverişsiz kesit değerleri,  $P=23,80\text{t}$  basınç,  $P=2,80\text{t}$  çekme,  $V_x=-5,62\text{t}$ ,  $V_x=5,30\text{t}$ ,  $V_y=1,84\text{t}$  dur.



Şekil 2. 43. Ankraj bağlantısı

Kolonda meydana gelen basınç ve çekme kuvvetleri için ayrı ayrı tahkik yapılır.  $P=23,80$  basınç değeri için hesap C20/25 betonun basınç gerilmesi C20/25  $\sigma_{em}=0,055t/cm^2$  dir. Şekil 2.44’de taban levhasının ve kolondan sonraki taban levhasının konsol olan ölçüleri gösterilmektedir. Buna göre  $b=26cm$ ,  $d=26cm$  ve  $c1=(d-b_{hea})/2=(26-24)/2=1cm$ ,  $c2=(b-h_{hea})/2=(26-23)/2=1,5cm$  dir.



Şekil 2. 44. Ankraj plakası boyutları

Taban plakasında oluşan gerilme Denklem 2.67’den hesaplanır ve beton emniyet gerilmesi ile karşılaştırılır.

$$p = \frac{P}{bxd} = \frac{23,80}{26 \times 26} = 0,035 t/cm^2 < 0,055 t/cm^2 \quad (2.67)$$

Plakada oluşan basınç gerilmesinden dolayı konsollarda oluşan moment grafiği Şekil 2.45’de gösterilmektedir. Maksimum konsol boyu  $c=1,5$  cm dir. Basınç gerilmesinden dolayı plakanın konsolunda oluşan moment Denklem 2.68 deki gibi hesaplanır.

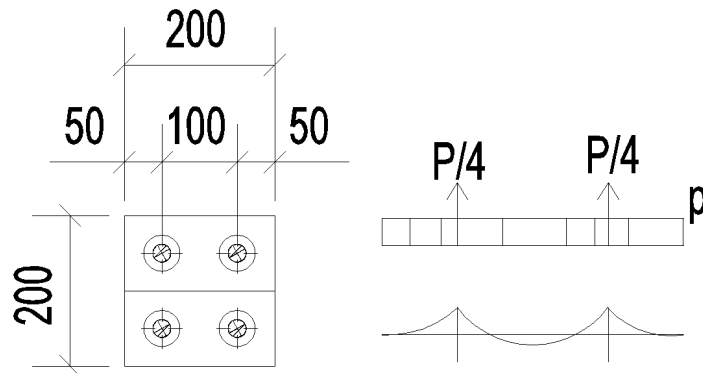
$$M = pxc^2 / 2 = 0,035 \times 1,5^2 / 2 = 0,0394 tcm \quad (2.68)$$

Plakanın mukavemet momenti hesabı Denklem 2.69’daki bağıntıda verilmiştir.

$$W = t^2 / 6 = 1,2^2 / 6 = 0,24 \text{ cm}^3 \quad (2.69)$$

Moment den oluşan eğilme gerilmesi kontrolü Denklem 2.28 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,0394}{0,24} = 0,16 \text{ t/cm}^2 < 1,44 \text{ t/cm}^2$$



Şekil 2. 45. Ankraj plakasında basınçtan gerilmesinden oluşan moment grafiği

### Kaynak tahkiki

Taban plakası ile profil arasındaki toplam kaynak alanı  $A_k = 2 \times 24 \times 0,8 + 4 \times ((24 - 0,75) / 2 - 2,1) \times 0,8 + 2 \times (23 - 2 \times 1,2 - 2 \times 2,1) \times 0,5 = 85,28 \text{ cm}^2$  dir. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59, çekme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

$$\tau_x = \frac{V_x}{A_k} = \frac{5,62}{85,28} = 0,066 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_k} = \frac{2,80}{85,28} = 0,033 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A_k} = \frac{23,80}{85,28} = 0,28 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

Kaynakdaki kıyaslama gerilmesi Denklem 2.49 kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_v = \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)} = \sqrt{(0,28^2 + 3 \times (0,066^2 + 0,033^2))} = 0,31 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

### Ankraj bulonlarının tahkiki

Ankrajda kullanılan 4D24 8.8 ankraj bulonu mukavemet özellikleri Bölüm 2.2.2'de verilmiştir. Bulonların kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau_x = \frac{V_x}{n\pi x d^2 / 4} = \frac{2,80}{4 \times 3,14 \times 2,4^2 / 4} = 0,15 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{V_y}{n\pi x d^2 / 4} = \frac{5,62}{4 \times 3,14 \times 2,4^2 / 4} = 0,31 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} = \sqrt{0,15^2 + 0,31^2} = 0,344$$

$$\sigma_{lx} = \frac{V_x}{n x d x t_{\min}} = \frac{2,8}{4 \times 2,4 \times 1,2} = 0,24 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{ly} = \frac{V_y}{n x d x t_{\min}} = \frac{5,62}{4 \times 2,4 \times 1,2} = 0,49 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{lx}^2 + \sigma_{ly}^2} = \sqrt{0,24^2 + 0,49^2} = 0,546 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

Kayma kamasına ihtiyaç yoktur.

$P=2,80\text{t}$  çekme kuvvetine karşı hesap için Denklem 2.57 ile bulonların çekme gerilmesi kontrolü yapılır.

$$\sigma = \frac{P}{n\pi d^2 / 4} = \frac{2,80}{4 \times 3,14 \times 2,4^2 / 4} = 0,15 \text{ t/cm}^2 < 1,44 \text{ t/cm}^2$$

Bulonlardaki çekme kuvvetini beton içindeki PL10x200x100mm plakaya ve betona aktaran gerilme için Denklem 2.67 kullanılır.

$$p = \frac{P}{A} = \frac{2,8}{20 \times 20} = 0,007 \text{ t/cm}^2$$

Betondaki basınç gerilmesinden dolayı plakanın konsol uçlarında oluşan moment Denklem 2.68 ile hesaplanır.

$$M = \frac{p x e^2}{2} = \frac{0,007 \times 5^2}{2} = 0,0875 \text{ tcm}$$

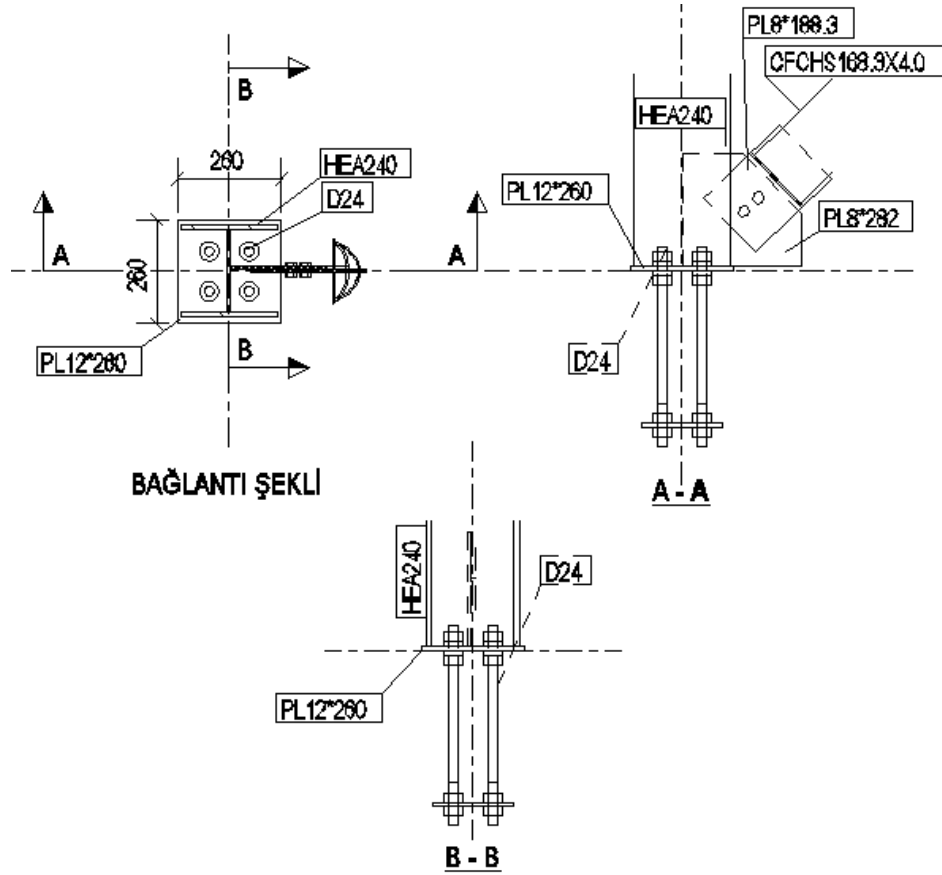
Plakanın mukavemet momenti Denklem 2.69 ile hesaplanır.

$$W = \frac{t^2}{6} = \frac{1^2}{6} = 0,167 \text{ cm}^3$$

Moment den oluşan eğilme gerilmesi kontrolü Denklem 2.28 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,0875}{0,167} = 0,52 \text{ t/cm}^2 < 1,44 \text{ t/cm}^2$$

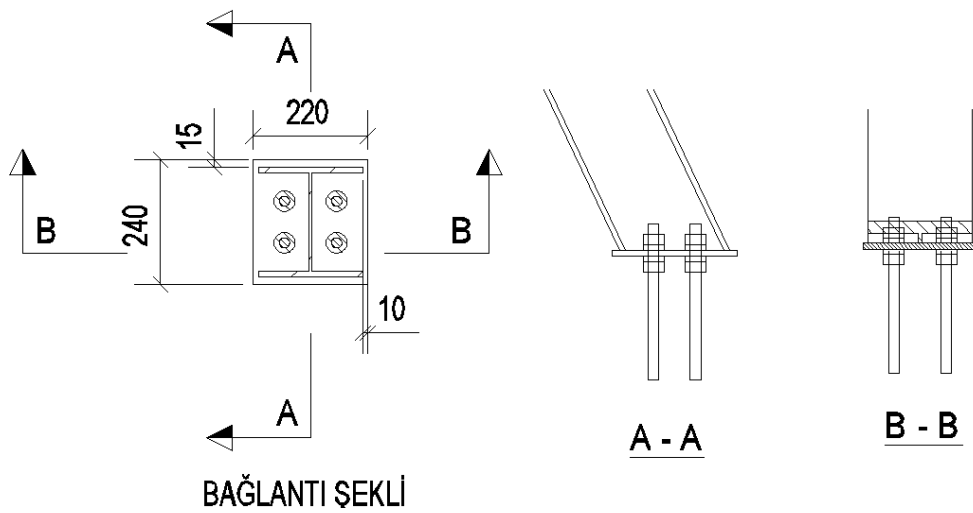
Ankraj birleşimin hesaplamalar sonucu çıkan nihai hali Şekil 2.46'de verilmiştir.



Şekil 2. 46. Kolon ankraj bağlantısının nihai resmi

### 2.8.11. Yan kolon ankraj bağlantı hesabı

Şekil 2.47’de yan kolonun moment aktarmayan ankraj detayı gösterilmektedir. Şekilden okunduğu gibi ankraj boyutları 24cmx22cm, c1=1cm, c2 1,5 cm dir. Mesnet noktası en elverişsiz kesit değerleri, P=27,98t basınç,  $V_x=-13,93t$ ,  $V_x=13,93t$ ,  $V_y=0t$  dur.



Şekil 2. 47. Yan kolon ankraj bağlantısı

Taban plakasında oluşan gerilme Denklem 2.67’den hesaplanır ve beton emniyet gerilmesi ile karşılaştırılır.

$$p = \frac{P}{bxd} = \frac{27,98}{22 \times 24} = 0,053 \text{ t/cm}^2 < 0,055 \text{ t/cm}^2$$

Plakada oluşan basınç gerilmesinden dolayı konsollarda oluşan moment grafiği Şekil 2.45 de gösterilmektedir. Maksimum konsol boyu c=1,5cm dir. Basınç gerilmesinden dolayı plakanın konsolunda oluşan moment Denklem 2.68’deki gibi hesaplanır.

$$M = pxc^2 / 2 = 0,53 \times 1,5^2 / 2 = 0,060 \text{ tcm}$$



Plakanın mukavemet momenti hesabı Denklem 2.69 daki bağıntıdaki gibi hesaplanır.

$$W = t^2 / 6 = 1,2^2 / 6 = 0,24 \text{ cm}^3$$

Momentten oluşan eğilme gerilmesi kontrolü Denklem 2.28 ile hesaplanır.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,060}{0,24} = 0,25 \text{ t/cm}^2 < 1,44 \text{ t/cm}^2$$

### Kaynak tahkiki

Taban plakası ile profil arasındaki toplam kaynak alanı  $A_k = 2 \times 20 \times 0,7 + 4 \times ((20 - 0,65) / 2 - 1,8) \times 0,4 + 2 \times (21 - 2 \times 1,0 - 2 \times 1,8) \times 0,5 = 56,00 \text{ cm}^2$  dir. Kaynak kesme gerilmesi Denklem 2.59, çekme gerilmesi Denklem 2.60 ile hesaplanır.

$$\tau_x = \frac{V_x}{A_k} = \frac{13,93}{56} = 0,25 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A_k} = \frac{27,98}{56} = 0,50 \text{ t/cm}^2 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

Kaynakdaki kıyaslama gerilmesi Denklem 2.49 kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_v = \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)} = \sqrt{(0,50^2 + 3 \times 0,25^2)} = 0,66 < 1,1 \text{ t/cm}^2$$

### Ankraj bulonlarının tahkiki

Ankrajda kullanılan 4D24 8.8 ankraj bulonu mukavemet özellikleri bölüm 2.2.2'de verilmiştir. Bulonların kesme ve ezilme gerilme hesabı Denklem 2.57 ve Denklem 2.58 kullanılarak hesaplanır.

$$\tau = \frac{V}{n \times \pi \times d^2 / 4} = \frac{13,93}{4 \times 3,14 \times 2,0^2 / 4} = 1,10 \text{ t/cm}^2 < 1,92 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{V}{n \times d \times t_{\min}} = \frac{13,93}{4 \times 2,0 \times 1,2} = 1,45 \text{ t/cm}^2 < 2,8 \text{ t/cm}^2$$

Kayma kamasına ihtiyaç yoktur.

### **BÖLÜM 3**

#### **SONUÇLAR VE ÖNERİLER**

Bir yapıyı olumsuz hava koşullarına göre kullanabilmek, birçok sektör için çok cazip olmaktadır. Bir çok insanın katıldığı kültürel, spor ve eğlence sektöründe bu tür yapılar açık hava organizasyonlarındaki misafirlerini aniden yağın yağmurdan korumak için kısa bir süre içerisinde kapalı mekan haline getirip, organizasyona devam edebilmeleri bir çok yönden önemlidir. Benzer olarak, bir yüzme havuzu her iki mevsimde de açık havuz ve kapalı havuz olarak çalışabilmesi işletmenin çalışma sezonunu artıracığından işletmecisini memnun edecektir. Ayrıca mekanın mevsim koşullarına göre ısıtma ve soğutma masraflarını da düşüreceğinden dolayı ayrı bir kazanım elde edilecektir. Bu şekilde yapılmış yapılar hareketli çatıların maliyetini karşılayıp ekonomik kazançları yükselmektedir. Son zamanlarda genellikle spor yapılarında kullanılmakta olan hareketli çatılar, açık hava tiyatrolarında, havuzlarda, düğün salonları gibi eğlence merkezlerinde seralarda ve hatta camilerde kullanılmaya başlanmıştır.

Bu tez çalışmasının amacı ülkemizde giderek kullanımı yaygınlaşması beklenen, hareketli çatılara farkındalık oluşturularak, hareketli çatıların tanımı, sınıflandırılması ve mimari ve yapısal tasarımında dikkat edilmesi gereken unsurlara dikkat çekilmiştir. Ayrıca daha önce ülkemizde üzerinde statik olarak pek bir çalışma yapılmamış olan hareketli çatılar inşaat mühendisleri için bir merteye ve ileriki çalışmalara altlık oluşturmak adına örnek bir hareketli çatı modeli hazırlanmış ve tasarımı yapılmıştır. Bu örnek model TS498'e göre yükler belirlenerek SAP2000 programında analiz edilerek TS648 e göre kesit ve birleşim tasarımları yapılmıştır.

Bu örnek 2 ayrı model üzerinden çalışılmış, birinci model taşıyıcı binanın üzerinde hareket eden panel olup diğeri de taşıyıcı binadır. Hareket eden panelden gelen maksimum mesnet reaksiyonları, taşıyıcı binadaki kren kirişine etkilmiştir. Hareketli çatının kren üzerindeki konumları, mesnetlerde kolonlara maksimum normal kuvvetin gelmesi ve açıklık ortalarında maksimum eğilme momentinin oluşacağı esasına dayanarak, mesnetlerde ve açıklık ortaları olarak belirlenmiştir. Hareketli panelin bu

konumlara göre emniyet gerilmesi yönteminde kullanılan kombinasyonlara ayrı ayrı eklenerek 190 farklı kombinasyon oluşturulmuştur. Analizden sonra çubuk elemanlarının boyutlandırma hesapları TS648'e göre yapılmıştır. Kren kirişlerinin gövde ve başlık buruşma hesap kontrolleri ise DIN4114'e göre yapılmıştır.

Çözümü yapılan bu örneğin boyutlandırması sonucunda hareketli panelden gelen bina dışına doğru oluşan mesnet etkileri yüzünden büyük bir kren kirişi hesaplanmıştır. Yine aynı kuvvetlerden dolayı oluşan çerçeveyi dışa doğru açan hareketi engellemek için yanal kolonlara ihtiyaç duyulmaktadır. Kren kirişlerinin toplam tonajı 7.5 ton yanal kolonların tonajı ise 3,96 ton gelmektedir. Toplamda 472 m<sup>2</sup> kullanım alanı için 42 ton çelik metrajı çıkmaktadır buda m<sup>2</sup> de 89kg çelik kullanıldığı göstermektedir. Hareketli çatıya sahip olmayan bir yapı için ihtiyaç olmayan kren kirişi ve yan kolonları çıkardığımızda ise 65 kg/m<sup>2</sup> için çelik metrajı çıkmaktadır. Bu örnek için benzer bir hareketli çatıya sahip olmayan bir yapı ile aradaki maliyet %37 artırmaktadır.

Başta belirtildiği gibi bu örnek için de, yapıyı her iki mevsim koşullarına göre kullanabilmek, birçok sektör için çok cazip olmaktadır. Yapıyı her iki mevsimde de çalışabilmesi işletmenin verimliliğini artıracığından maliyet farkını karşılaması kaçınılmazdır.

Çerçeve tipindeki hareketli çatıların maliyetlerinin diğer hareketli çatı tiplerine göre daha fazla olduğunu bölüm 1 de belirtmiştik. Yapılan bu örnek ana çerçevenin hareket ettiği çerçeve tipi bir hareketli çatıdır. Bu maliyet farkını indirebilecek farklı tipte hareketli çatı sistemleri üzerinde çalışmak mümkündür. Ülkemizde giderek kullanımı yaygınlaşması beklenen hareketli çatıların tasarımı üzerinde çalışmak isteyen araştırmacı arkadaşlara altlık olacak bu örnek sayesinde diğer hareketli çatı tiplerinin de çalışılması önerilmektedir.

**KAYNAKLAR DİZİNİ**

Ishii, K. (2000) Structural Design of Retractable Roof Structures, WIT Press Southampton, Boston.

Özge, Ö. (2004) Hareketli Çatılar, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul,

Çalış, R. (2012) Hareketli Çatıların Yapısal Özelliklerinin Sistematik Olarak İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir,

Smith, J.K. (2002) Current Technologies and Trends of Retractable Roofs, B.S. Civil and Environmental Engineering University of Washington

Akgün, Y., Gantes C.J., Sobekd W., Korkmaza, K., Kalochairetis K., 2011, A novel adaptive spatial scissor-hinge structural mechanism for convertible roofs, Engineering Structures 33 (2011) 1365–1376

Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, 2008, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (D.B.Y.B.H.Y.), T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi,

Türk Standartları Enstitüsü, 1997, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri (TS498).

Türk Standartları Enstitüsü, 1980 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (TS648)

Türk Standartları Enstitüsü, 2000, Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları (TS3357)

İMO-02.R-01, 2008, İMO-02 Çelik Yapılar, Emniyet Gerilmesi esasına Göre Hesap ve Proje Esasları.

**KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)**

Deutch Institute of Norme DIN4114

Odabaşı Y., Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, 1997, İstanbul

Öztürk Z., Çelik Yapılar, 2011, İstanbul

Deren, H., Uzgider, E., Piroğlu F., Çağlayan, Ö., Çelik Yapılar, 2008, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Keyder, E., Dolu Gövdeli Kirişler, ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü,

Kurt S., Kutay G.M., Aslan R., Krenlerde Çelik Konstrüksiyonlar Cilt1,2, (2008)

Makine Mühendisleri Odası, Ankara.

**EKLER**