



# Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi

*Araştırma Makalesi*

## Düzce İli Akçakoca İlçesinin Taşkın ve Rusubat Zararlarından Korunması İçin Kompozit Araç Köprüsü Tasarımı

Ayhan ŞAMANDAR<sup>a</sup>, A. Hakan POLAT<sup>b</sup>, Burak YEŞİL<sup>a,\*</sup>

<sup>a</sup> İnşaat Bölümü, Düzce MYO, Düzce Üniversitesi, Düzce, TÜRKİYE

<sup>b</sup> İnşaat Müh. Bölümü, Teknoloji Fakültesi, Düzce Üniversitesi, Düzce, TÜRKİYE

\* Sorumlu yazarın e-posta adresi: burakyesil@duzce.edu.tr

### ÖZET

Ulaşım, insanoğlunun geçmişten günümüze en önemli faaliyetlerinin başında gelmektedir. Ulaşım denildiğinde genel olarak mal, insan ve fikirlerin bir yerden diğerine taşınması anlaşılmaktadır. Ulaşım unsurlarının başında da köprüler gelmektedir. Karayolu köprüleri ülkemizde pek araştırılmamış olmakla birlikte literatür sıkıntısı bulunmaktadır. Bu çalışmada Düzce ili Akçakoca ilçesinde yapılan betonarme-çelik (kompozit) araç köprüsü tasarımı ve hesapları yapılmıştır. Hesaplarda AISC ve AASHTO [6] dikkate alınmıştır. Türkiye'deki tüm köprüler değerlendirildiğinde Türkiye'de 2013 yılı itibari ile toplamda 7144 köprüden 6833 tanesi betonarme, 261 tanesi çelik ve 50 tanesi taş köprüdür. Yani 2013 yılı itibari ile ülkemizdeki köprülerin %95.65'i betonarme, %3.65'i çelik ve %0.69'u taş köprüdür. Köprü ayakları istinat duvarı şeklinde betonarme olarak tasarlanmıştır. C20 betonu kullanılmıştır. Köprü taşıyıcı kirişleri çelik profil HE500B ve HE400B olarak tasarlanmıştır. Deprem ve araç yükleri dikkate alınarak SAP2000 yazılımında hesaplar yapılmıştır [7]. Hesaplar sonrasında elemanlarının uygun olduğu, değerleri sağladığı tespit edilerek yerinde uygulanmıştır. Hesaplar detaylı olarak sunulmuştur.

**Anahtar Kelimeler:** Betonarme köprü, Çelik köprü, Düzce, Kompozit Araç Köprüsü, SAP 2000

## Composite Vehicle Bridge Design for Protection from Flood Damage and Filling up The Duzce Akçakoca District

### ABSTRACT

Transportation is among the most important activities from the past of mankind. When it called as general goods transport is understood to be moved from one place to the other people and ideas. The transportation element comes at the beginning of the bridge. There is a shortage of literature while many highway bridges have been investigated in our country. In this study, conducted in the town of Düzce Akçakoca concrete-steel (composite) bridge design and calculation tools were made. Calculation in the AISC and AASHTO [6] are taken into calculation. Considering all the bridges in Turkey 6833 Out of a total of 7144 bridges in Turkey as of 2013, reinforced concrete, steel, and 50 of them are 261 stone bridges. 95.65% of the reinforced concrete bridge in our country as of 2013, 3.65% and 0.69% of steel is stone bridge. Reinforced concrete bridge piers are designed as a

retaining wall. C20 concrete is used. The carrier is designed as a bridge girders steel profiles and HE400B HE500B. Calculation in considering the SAP2000 software calculates earthquake and vehicle loads have been made. An element after analyzed results provided that appropriate values are determined over is applied. Analyzed results are presented in detail.

*Keywords: Composite Vehicle Bridge, Düzce, Reinforced Concrete Bridge, Steel Bridge, SAP 2000*

## I. GİRİŞ

**U**LAŞIM, insanoğlunun en önemli faaliyetlerinin başında gelmektedir. Ulaşım, genel olarak mal, insan ve fikirlerin bir yerden diğerine taşınması olarak tanımlanmıştır [1]. Ulaşım çeşitli araçlar ve yollar ile yapılmakla birlikte zamanla bunlar değişmektedir. Bu çalışmada Düzce ili Akçakoca ilçesinde yapılan karayolları köprüsünün kompozit olarak tasarımı ve hesapları ele alınmıştır. Köprü; bir dere, bir nehir veya iki tarafı yüksek bir vadi ve boğaz üzerinden geçmek için kâgir, ahşap, demir çelik veya betonarme ayaklar ve kemerler üzerine yapılan yol şeklinde tanımlanmıştır [2]. Dahası köprü, elle tutulur fiziki boyutundan başka, bir kültür ögesi olarak da çeşitli anlamlar ifade etmektedir [3]. Farklı şekil ve boyutlarıyla görsellik kazanan köprülerin esas fonksiyonu ise, ulaşımın devamlılığını sağlamaktır. Ulaşım ne amaçla olursa olsun (idari, iktisadi, ticari, sosyal, askeri, kültürel gibi), köprünün geçişi güvenle sağlayabilecek bir ortamda ve bünyede olması gerekmektedir [4]. Geçmişte köprülerin inşa edilmesi ise genellikle iki şekilde gerçekleşmekteydi. Bunlardan ilki Devlet tarafından doğrudan ve diğeri ise hayırseverler tarafından yaptırılmaktaydı. Köprülerin yeniden inşası, bakımı ve onarımı amacıyla genellikle değirmen, işyeri ve tarım arazileri gibi çeşitli gelir kaynakları da esas almaktaydı.

Karayolları Genel Müdürlüğü'nün verilerine göre, ülkemizde envantere 2013 yılı itibari ile devlet yollarında 5331, il yollarında 1813 ve toplamda 7144 adet köprü bulunmaktadır. 2002'de bu sayı 5168 iken 2013 yılı itibari ile 7144'e çıkmıştır. 2013 yılı itibari ile bu köprülerin toplam uzunluğu 350438.40 m'ye ulaşmıştır (Tablo 1). Köprüler malzemelerine göre genel olarak incelendiğinde 2013 yılı itibari ile devlet yollarında, 5207 betonarme, 103 çelik ve 21 taş köprü; il yollarında ise, 1626 betonarme, 158 çelik ve 29 taş köprü bulunmaktadır. Yani devlet yollarında köprülerin %97.71 betonarme, %1.9'u çelik, %0.39 taş köprü iken, il yollarında %89.68 betonarme, %8.72 çelik, %1.60 taş köprü bulunmaktadır. Tamamı değerlendirildiğinde Türkiye'de 2013 yılı itibari ile toplamda 7144 köprüden 6833 tanesi betonarme, 261 tanesi çelik ve 50 tanesi taş köprüdür. Oranladığımızda %95.65'i betonarme, %3.65'i çelik ve %0.69'u taş köprüdür (Tablo 2).

Tarihte köprülerin bir kısmı da ahşap malzemeyle yaptırılmıştır. Özellikle inşaata elverişli taş malzemenin bulunmadığı veya akarsuyun yatağını değiştirdiği ova ve taşkın sahalarındaki köprülerde (ova köprülerinde) ahşap malzeme tercih edilmiştir. Ahşap köprüler, zamanla tahrip olmuş; ortadan kalkmış ya da taşkın sularıyla yıkılmıştır. Genellikle 19. yüzyılın sonundan 20. yüzyılın başına rastlayan yaklaşık yarım asırlık dönemde yaptırılan bazı köprülerde demir çelik malzemeler kullanılmıştır.

Tablo 1. 2002-2013 tarihleri arasındaki köprü envanteri

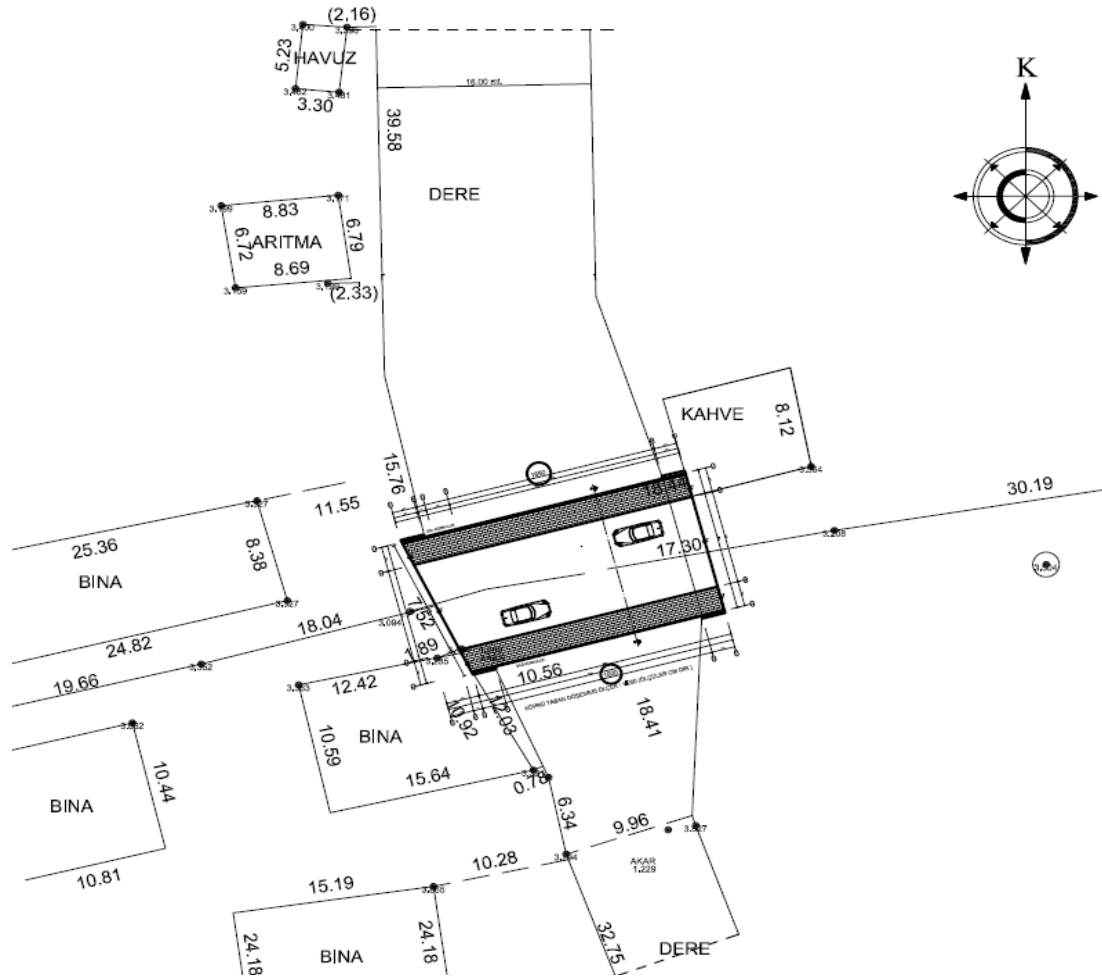
YILLAR	DEVLET YOLU		İL YOLU		TOPLAM	
	SAYI	UZUNLUK (m)	SAYI	UZUNLUK(m)	SAYI	UZUNLUK (m)
2002	3563	155.562,00	1605	55.406,00	5168	210.968,00
2003	3684	163.444,00	1609	55.446,00	5293	218.890,00
2004	3803	170.963,00	1618	56.179,00	5421	227.142,00
2005	3892	177.155,00	1619	56.167,00	5511	233.323,00
2006	3957	182.175,00	1619	55.038,00	5576	237.213,00
2007	4100	191.203,00	1618	55.884,00	5718	247.087,00
2008	4232	199.653,05	1628	56.001,60	5860	255.654,65
2009	4480	217.299,70	1678	58.467,80	6158	275.767,50
2010	4752	235.628,10	1695	60.685,25	6447	296.313,35
2011	5014	252.866,40	1751	62.310,45	6765	315.176,85
2012	5195	269.187,40	1786	65.160,25	6981	334.347,65
2013	5331	284.045,30	1813	66.393,10	7144	350.438,40

Tablo 2. 2002-2013 tarihleri arasındaki köprü envanteri malzemeleri [5]

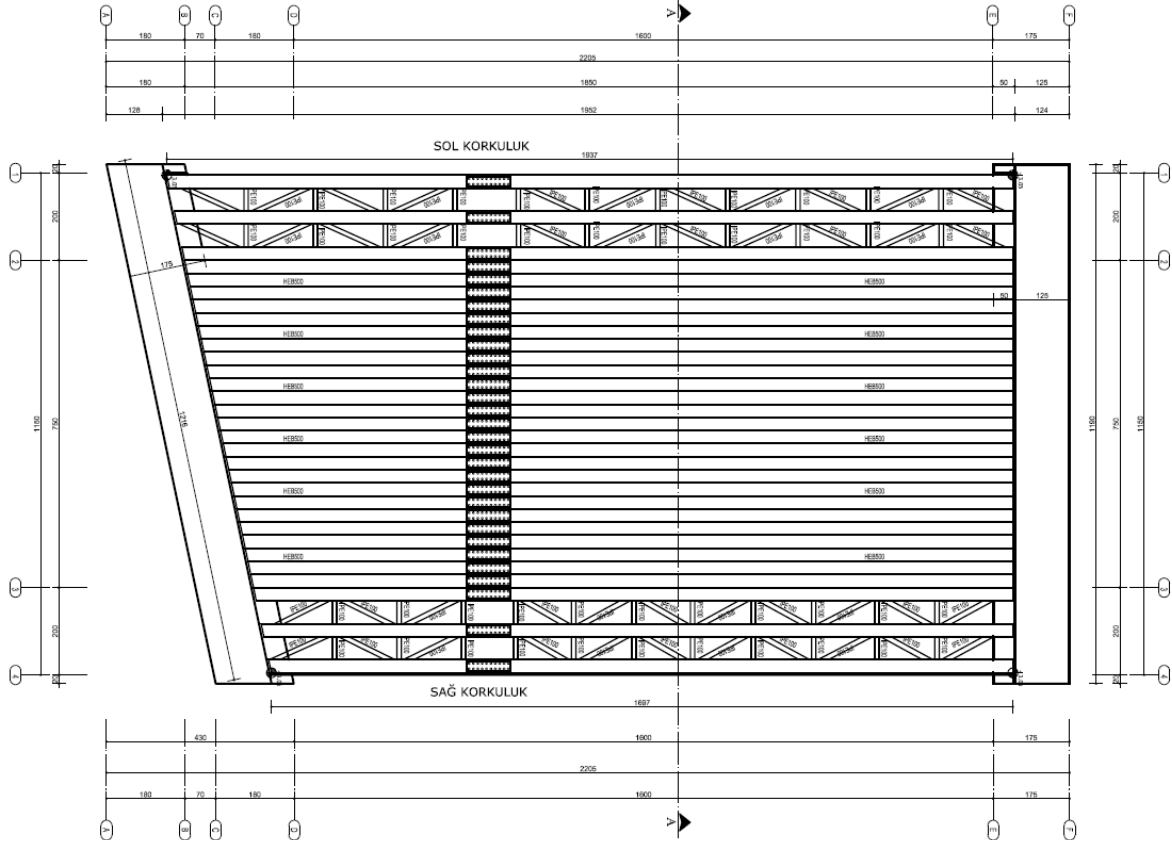
Devlet Yolu Üzerindeki Köprüler								
Yıllar	Betonarme		Çelik		Taş		TOPLAM	
	Sayı	Uzunluk (m)	Sayı	Uzunluk (m)	Sayı	Uzunluk (m)	Sayı	Uzunluk (m)
2002	3318	144.777,00	186	7.180,00	59	3.605,00	3563	155.562,00
2003	3442	153.192,00	185	7.146,00	57	3.106,00	3684	163.444,00
2004	3559	160.557,00	187	7.300,00	57	3.106,00	3803	170.963,00
2005	3660	167.316,00	179	7.050,00	53	2.790,00	3892	177.156,00
2006	3777	173.701,00	144	6.033,00	36	2.411,00	3957	182.175,00
2007	3926	182.881,90	142	6.063,05	32	2.257,75	4100	191.202,70
2008	4062	191.446,00	139	5.975,40	31	2.231,65	4232	199.653,05
2009	4332	209.394,00	128	5.913,85	20	1.991,85	4480	217.299,70
2010	4612	228.057,50	120	5.578,75	20	1.991,85	4752	235.628,10
2011	4883	245.608,35	113	5.302,05	18	1.956,00	5014	252.866,40
2012	5071	261.575,80	106	5.655,60	18	1.956,00	5195	269.187,40
2013	5207	275.465,55	103	5.445,05	21	3.134,70	5331	284.045,30
İL Yolu Üzerindeki Köprüler								
Yıllar	Betonarme		Çelik		Taş		TOPLAM	
	Sayı	Uzunluk (m)	Sayı	Uzunluk (m)	Sayı	Uzunluk (m)	Sayı	Uzunluk (m)
2002	1372	45.166,00	172	7.459,00	61	2.781,00	1605	55.406,00
2003	1379	45.393,00	170	7.336,00	60	2.717,00	1609	55.446,00
2004	1388	46.126,00	170	7.336,00	60	2.717,00	1618	56.179,00
2005	1394	46.536,00	166	6.929,00	59	2.702,00	1619	56.167,00
2006	1427	47.197,00	157	6.655,00	35	1.186,00	1619	55.038,00
2007	1420	47.803,15	152	6.864,65	36	1.216,20	1618	55.884,00
2008	1432	47.873,10	161	6.922,80	35	1.205,70	1628	56.001,60
2009	1483	50.343,45	159	6.856,65	36	1.267,70	1678	58.467,80
2010	1505	52.638,55	155	6.811,00	35	1.235,70	1695	60.685,25
2011	1564	54.445,85	158	6.830,90	29	1.033,70	1751	62.310,45
2012	1603	57.229,20	154	6.897,35	29	1.033,70	1786	65.160,25
2013	1626	58.401,50	158	6.957,90	29	1.033,90	1813	66.393,30
Devlet ve İl Yolları Üzerindeki Tüm Köprüler								
Yıllar	Betonarme		Çelik		Taş		TOPLAM	
	Sayı	Uzunluk (m)	Sayı	Uzunluk (m)	Sayı	Uzunluk (m)	Sayı	Uzunluk (m)
2002	4690	189.943,00	358	14.639,00	120	6.386,00	5168	210.968,00

2003	4821	198.585,00	355	14.482,00	117	5.823,00	5293	218.890,00
2004	4947	206.683,00	357	14.636,00	117	5.823,00	5421	227.142,00
2005	5054	213.852,00	345	13.979,00	112	5.492,00	5511	233.323,00
2006	5204	220.898,00	301	12.718,00	71	3.597,00	5576	237.213,00
2007	5346	230.685,05	304	12.927,70	68	3.473,95	5718	247.086,70
2008	5494	239.319,10	300	12.898,20	66	3.437,35	5860	255.654,65
2009	5815	259.737,45	287	12.770,50	56	3.259,55	6158	275.767,50
2010	6117	280.696,05	275	12.389,75	55	3.227,55	6447	296.313,35
2011	6447	300.054,20	271	12.132,95	47	2.989,70	6765	315.176,85
2012	6674	318.805,00	260	12.552,95	47	2.989,70	6981	334.347,65
2013	6833	333.867,05	261	12.402,95	50	4.168,40	7144	350.438,40

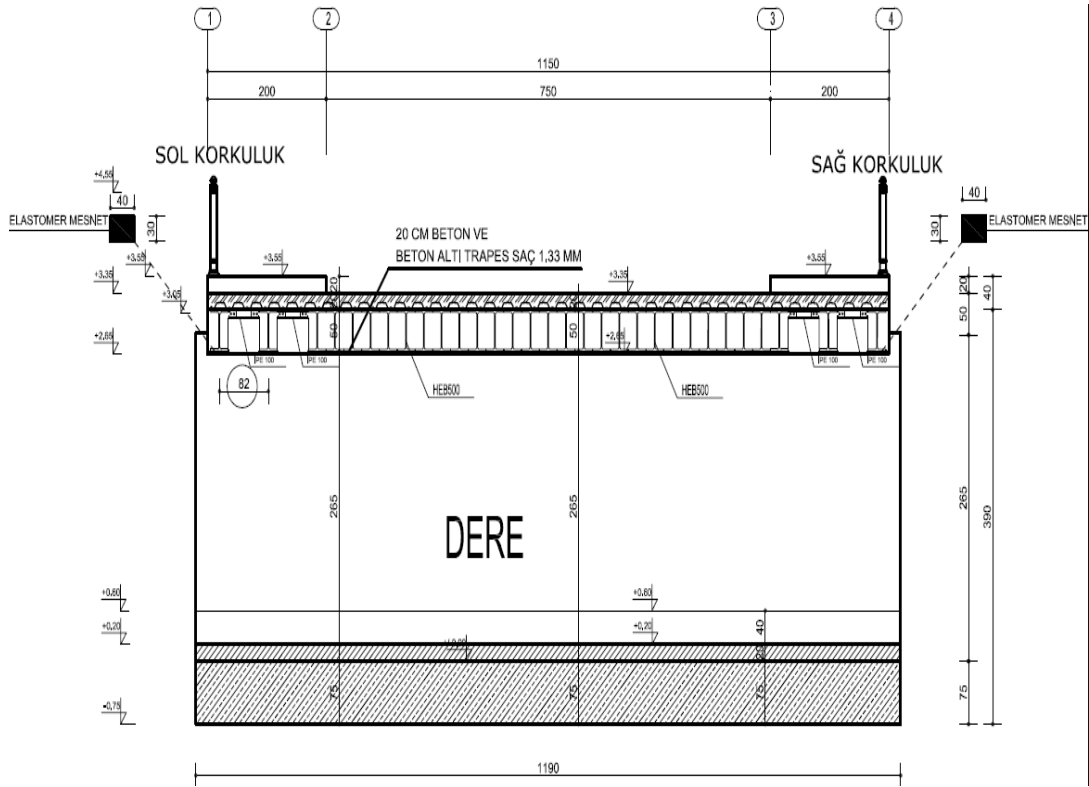
Tarihte köprülerin bir kısmı da ahşap malzemeyle yaptırılmıştır. Özellikle inşaata elverişli taş malzemenin bulunmadığı veya akarsuyun yatağını değiştirdiği ova ve taşkın saharlarındaki köprülerde (ova köprülerinde) ahşap malzeme tercih edilmiştir. Ahşap köprüler, zamanla tahrip olmuş; ortadan kalkmış ya da taşkın sularıyla yıkılmıştır. Genellikle 19. yüzyılın sonundan 20. yüzyılın başına rastlayan yaklaşık yarım asırlık dönemde yaptırılan bazı köprülerde demir-çelik malzemeler kullanılmıştır. Köprü genel yerleşim planı, Köprü boyut planı ve Kompozit köprü üstyapısı en sırasıyla şekil 1, 2 ve 3'te verilmiştir.



Şekil 1. Köprü genel yerleşim planı



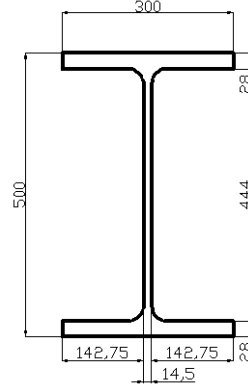
Şekil 2. Köprü boyut planı



Şekil 3. Kompozit köprü üstyapısı en kesiti

## II. SİSTEM ve BOYUTLARI

Kompozit sistemin tipik çelik kiriş kesiti ve kesit özellikleri şekil 4'te ve tablo 3'te sunulmuştur.

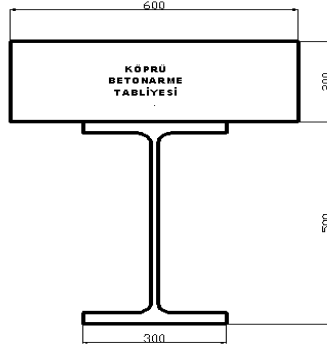


Şekil 4. HE500B Kompozit döşeme çelik kirişi kesit boyutları (mm)

Tablo 3. Kesit Değerleri

Malzeme	S235JR
Elastik Modül	2.100.000 kg/cm <sup>2</sup>
Akma Dayanımı $\sigma_a$	2400 kg/cm <sup>2</sup>
Maksimum çekme Dayanımı $\sigma_{\check{c}}$	3600 kg/cm <sup>2</sup>
Ağırlık merkezi $X_g$	150 mm
Ağırlık merkezi $Y_g$	250 mm
Atalet momenti $I_{xx}$	107200 cm <sup>4</sup>
Atalet momenti $I_{yy}$	12620 cm <sup>4</sup>
Mukavemet momenti $W_x$	4287 cm <sup>3</sup>
Mukavemet momenti $W_y$	841.6 cm <sup>3</sup>
Plastik Mukavemet momenti $W_{x_p}$	4815 cm <sup>3</sup>
Plastik Mukavemet momenti $W_{y_p}$	1292 cm <sup>3</sup>
Alanı	238.6 cm <sup>2</sup>
Birim boy ağırlığı	187 kg/m

“X” eksenini kuvvetli eksen olup yatay eksen, “Y” eksenini zayıf eksen olup düşey eksenidir. HE500B kiriş ve tabliye döşemesi kompozit kesiti ve kesit özellikleri şekil 5 ve tablo 4'te sunulmuştur. Ağırlık merkezinin Y koordinatı değeri “ $Y_g$ ”, çelik profilin alt flanşının alt yüzünden itibaren dir.



Şekil 5. HE500B çelik kiriş+ betonarme köprü tabliyesi tipik kesit boyutları (mm)

Tablo 4. Kesit Değerleri

Beton Elastik Modülü	326304kg/cm <sup>2</sup>
Çelik Elastik Modülü	2.100.000 kg/cm <sup>2</sup>
Elastik Modül Oranları Es/Ec	6.44
Ağırlık merkezi X koordinatı X <sub>g</sub>	150 mm
Ağırlık merkezi Y koordinatı Y <sub>g</sub>	541.9 mm
Atalet Momenti I <sub>xx</sub>	391015.866 cm <sup>4</sup>
Atalet Momenti I <sub>yy</sub>	372623.922 cm <sup>4</sup>
Alan	1438.638 cm <sup>2</sup>

### III. YÜKLER

#### A. ÖLÜ YÜKLER

Sağ ve sol korkuluk yükleri tüm kirişlere yani 31 adet olan kirişlere ünüform yük olarak dağıtılmıştır. Hesaplar aşağıda verilmiştir.

$$g_0 = 0.02386 \times 7854 = 187.0 \text{ kg/m (A}_0=238.6 \text{ cm}^2)$$

$$g_1 = 0.002 \times 0.48 \times 7.84 = 7.53 \text{ kg/m}$$

$$g_2 = 0.20 \times 0.60 \times 2.5 = 300 \text{ kg/m}$$

$$g_3 = 0.07 \times 0.60 \times 2.4 = 100 \text{ kg/m}$$

$$g_4 = 0 \text{ kg/m}$$

$$g_5 = [(175+60) \times 2] / 31 = 15.16 \text{ kg/m (G=0.25} \times 0.4 \times 0.7 \times 2.5 = 175 \text{ kg/m)}$$

$$\text{Korkuluk} : 60 \text{ kg/m}$$

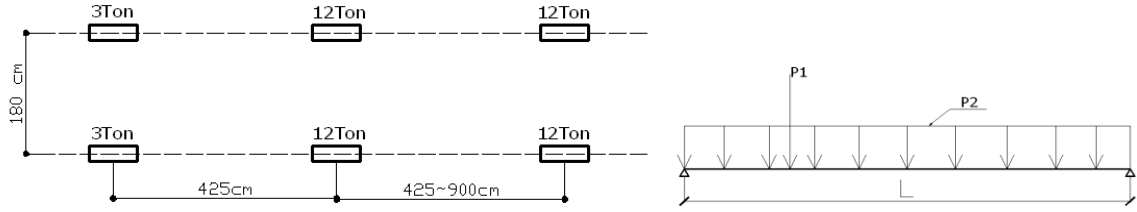
## B. HAREKETLİ YÜKLER

Sistemde hareketli yükler olarak taşıt yükü, standart kamyon yükü, askeri araç gibi özel karayolu yükü dikkate alınmıştır.

### B.1. Taşıt Yükleri

Taşıt yükleri değerlendirilirken yük sınıfı “H30-S24” ve şerit sayısı “2” olarak hesaba katılmıştır.

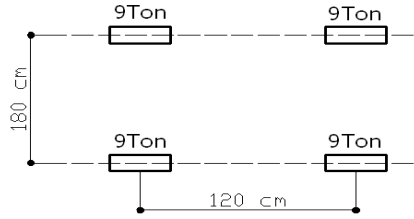
#### B.1.1. Standart kamyon yükü



Şekil 6. H30-S24 tipi kamyonun dingil yükü dağılımı ve aks ölçüleri

Şerit yükü kesme kuvveti için 19.5 ton, eğilme kuvveti için 13.5 ton yayılı yük ise 1.5 Ton/m olarak hesaplanmış ve dikkate alınmıştır. H30-S24 tipi kamyonun dingil yükü dağılımı ve aks ölçüleri şekil 6’da gösterilmiştir.

#### B.1.2. Özel karayolu yükü-askeri araç



Şekil 7. Özel karayolu yükü

Özel karayolu yükü için 180 cm ve 120 cm açıklıklı her tekerleğe 9 ton toplamda 36 ton yüke sahip araç dikkate alınmıştır. Şekil 7’de detayları gösterilmiştir.

#### B.1.3. Dinamik etki katsayısı

Dinamik yük çarpan değeri aşağıdaki formülle hesaplanmaktadır. Hesap uzunluğu “L” 13.2 m olduğunda yük çarpan değeri “I” 1.30 olarak hesaplanmıştır. Denklemler (1) ve (2)’de sunulmuştur.

$$I = 1 + \frac{15}{L + 15} \quad (1)$$

$$I = 1 + \frac{15}{13.20 + 15} = 1.30 \quad (2)$$



### B.2. Yaya Yükleri

Yaya yolu genişliği 2 m dikkate alındığında toplam yük 600 kg/m hesaplanmıştır. Detaylar aşağıda sunulmuştur.

$$P_y = 300 \times 2 = 600 \text{ kg/m}$$

### B.3. Fren Yükleri

Toplam şerit yükünün 1/20 si kadar değerinde ve kaplama yüzeyinden 1.80m yükseklikte etki eder. Şerit sayısı (n) 2, L= 22.05 m, iki yük şeridi için I=1 alınırsa  $H_f = H_{fr} = 4.66$  ton olarak hesaplanmıştır. Denklem 3'te hesap gösterilmiştir. Köprü aliymanda olduğundan merkezkaç kuvveti etkisi göz önüne alınmamıştır.

$$H_f = H_{fr} = \frac{1}{20} \times (1.5 \times L + 13.5) \times n \times I \quad (3)$$

### B.4. Rüzgâr Yükü

Köprü enine yönde değerlendirildiğinde korkuluk doluluk oranı 0.30 m<sup>2</sup>/m alınmıştır. Hesaplar detaylı olarak sunulmuştur.

$$F = (0.40 + 0.20 + 0.07) + 0.01 \times 31 + 0.3 = 1.28 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$W_y = 250 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow W_y = 250 \times 1.28 = 320 \text{ kg/m}$$

$$W_t = 150 \text{ kg/m}$$

Köprü boyuna yönde değerlendirildiğinde aşağıdaki hesap sonuçları elde edilmiştir.

$$F = 1.28 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$W_y = 60 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow W_y = 60 \times 1.28 = 76.8 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 60 \text{ kg/m}$$

### B.5. Isı Değişikliği

Köprünün sıcak iklim bölgesinde bulunduğu kabul edilmiştir. Isı yükselmesi;  $\Delta t = +15^\circ\text{C}$ , ısı da alçalma miktarı  $\Delta t = -20^\circ\text{C}$  dikkate alınmaktadır.

AASHTO'ya göre ılıman iklimde;  $\Delta t = +16.7^\circ\text{C}$ ,  $\Delta t = -22.2^\circ\text{C}$  olarak verilmektedir. Köprünün yapıldığı bölgenin iklim koşulları dikkate alındığında hesaplamalarda; Isı yükselmesi  $\Delta t = +20^\circ\text{C}$ , Isı da alçalma  $\Delta t = -25^\circ\text{C}$  olarak alınmıştır.

### B.6. Deprem Yükleri

Deprem hesaplarında AASHTO deprem hesapları kılavuz şartnamesi 2004 kullanılmıştır [6]. Etkin yer ivmesi  $A_0 = 0.40$  g olarak dikkate alınmıştır [8].

### C. ÜST YAPIDAN GELEN YÜKLERİN BULUNMASI

#### C.1. Kenar Ayaklara Üstyapıdan Gelen Yükler

##### C.1.1. Ölü yükler

HE500B çelik kiriş elemanının öz ağırlığı aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$A1 = 187 \times 19.50 \times 0.5 = 1823.25 \text{ kg/kiriş}$$

$$g1 = 7.53 \text{ kg/m}, A2 = 0.5 \times 7.53 \times 19.50 = 73.41 \text{ kg/kiriş}$$

Tabliye ve kaplama yüklerinden gelen yük miktarı da g2 ve g3 olarak detaylı hesabı sunulmuştur.

$$g2 = 300 \text{ kg/m}$$

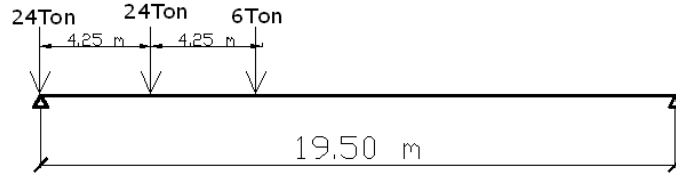
$$g3 = 100.00 \text{ kg/m}, A3 = (240 + 100) \times 19.50 \times 0.5 = 3315.0 \text{ kg/kiriş}$$

Bordür ağırlıkları 175 kg/m, korkuluk ağırlığı ise 60 kg/m olarak değerlendirildiğinde ağırlık aşağıdaki şekilde bulunmuştur.

$$A4 = 0.5 \times [(175 + 60) \times 19.50 / 31] = 73.91 \text{ kg/kiriş}$$

Üst yapıdan gelen tüm ölü yükler dikkate alındığında  $A = 1823.25 + 73.41 + 3315 + 73.91 = 5285.57$  kg/kiriş olarak hesaplanmıştır. Kenar ayağa 31 adet kirişten gelen toplam yük ise;  $A = 5285.57 \times 31 = 163852.67 \text{ kg} = 163.85 \text{ ton}$  olarak hesaplanmıştır.

##### C.1.2 Hareketli yükler

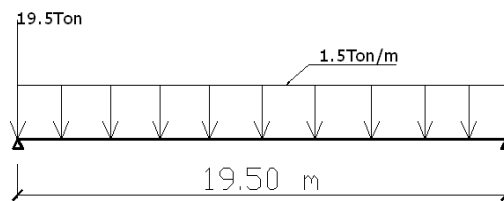


Şekil 8. Standart Kamyon Yükü

Standart kamyon yükü dikkate alındığında dingil mesafesi 4.25 m her aksa gelen yük ise 24 ton ve son aksa gelen yük 6 ton olarak dikkate alınmıştır. Şekil 8’de gösterilmiştir.

$$R_{\max} = [24 \times (19.50 + 19.50 - 4.25) + 6 \times (19.50 - 8.50)] / 19.50 = 42.41 \text{ ton}$$

$$R_{\max} = 46.15 \text{ ton/şerit}$$



Şekil 9. Şerit Yükleme

Şerit yükleme reaksiyon değerleri standart kamyon yükü reaksiyon değerlerinden daha küçüktür. Şekil 9’da detayları gösterilmiştir.

$$R_{\max} = 19.5 + 0.5 \times 1.5 \times 19.50 = 29.4 \text{ ton}$$

$$R_{\max} = 34.13 \text{ ton/şerit}$$

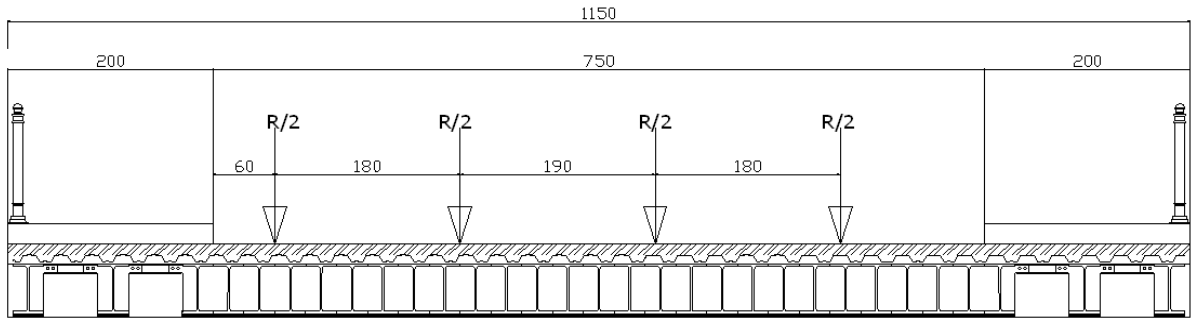


**Şekil 10. Özel Yük**

Özel dingil yükü şekil 10’da gösterilmiştir. Bu yükler 18 ton ağırlığında olup açıklığı 1.20 m’dir. Özel dingil yükü reaksiyon değeri standart kamyon yükü değerinden küçüktür. Boyuna yönde yapılan hesaplamalarda, standart kamyon yükü yüklemesindeki değerlerin daha büyük olduğu belirlenmiştir. Bu nedenle bundan sonraki hesaplamalarda standart kamyon yükü etkisi göz önüne alınacaktır. Enine yönde yüklerin konumu Şekil 11’de verilmiştir.

$$R_{\max} = (18 \times (19.50 + (19.50 - 1.20))) / 19.50 = 34.89 \text{ ton}$$

$$R_{\max} = 34.89 \text{ ton}$$



**Şekil 11. Enine yüklerin konumu**

$R=46.15$  ton olarak dikkate alınmıştır. Bu sebeple bir şerit yüklü iken ve iki şerit yüklü iken oluşan moment değerleri ve hesapları aşağıda sırasıyla sunulmuştur.

$$R = 1 \times 46.15 = 46.15 \text{ ton}$$

$$M_v = 46.15/2 \times [(11.50/2 - 2.00 - 0.60) + (11.50/2 - 2.00 - (0.60 + 1.80/2))] = 103.84 \text{ tm}$$

$$R = 2 \times 46.15 = 92.30 \text{ ton}$$

$$M_v = 103.84 + \{46.15/2 \times [(11.50/2 - 2.00 - 4.30) + (11.50/2 - 2.00 - 6.10)]\} = 36.93 \text{ tm}$$

Denklem 3’te fren yükü 4.66 ton olarak hesaplanmıştır. Bir kenar mesnede gelen fren yükü ise  $4.66/2=2.33$  ton olarak hesaplanırken; Fren Yükünün kiriş mesnet kotundan olan mesafesi, mesnet

kotundaki moment ve Mx momentinden dolayı mesnetteki düşey yük aşağıdaki gibi hesaplanmıştır Mx momentinden dolayı mesnetteki düşey yük (N) çok düşük olduğundan ihmal edilmiştir.

$$Z= 1.80 + 0.05 + 0.40 + 0.20 + 0.07 = 2.52 \text{ m}$$

$$M_x = 2.52 \times 2.33 = 5.87 \text{ tm}$$

$$N = M_x / L$$

$$N = 2 \times 4.20 / 13.20 = 0.64 \text{ ton}$$

Yapıya rüzgâr yükü dikkate alındığında ve köprü enine yönde değerlendirildiğinde aşağıdaki hesap sonuçları bulunmuştur.

$$W_y = 320 \text{ kg/m}$$

$$H_y = 320 \times 22.05 / 2 = 3.53 \text{ t/kenar ayak}$$

Rüzgâr yükünün, rüzgârın etkidiği alanın ağırlık merkezinden etkidiği kabulü ile kiriş mesnet kotundan itibaren yüksekliği 0.96 m, mesnet kotundaki moment ise 3.36 tm olarak hesaplanmış detayları aşağıda gösterilmiştir.

$$H = (1 + 0.05 + 0.40 + 0.20 + 0.07) \times 0.5 + 0.10 = 0.96 \text{ m}$$

$$M_y = 3.53 \times 0.96 = 3.36 \text{ tm}$$

Köprü enine yönde değerlendirildiğinde; taşıta rüzgâr yükü dikkate alındığında, taşıta etki eden toplam rüzgâr yükü 1.65 ton, mesnet kotundaki moment ise 1.58 tm olarak hesaplanmış detayları aşağıda verilmiştir.

$$\text{Rüzgâr taşıta } W_y = 150 \text{ kg/m}$$

Taşıttan tesir eden toplam rüzgâr yükü

$$H_t = 150 \times 22.05 / 2 = 1.65 \text{ ton}$$

$$M_y = 1.65 \times 0.96 = 1.58 \text{ tm}$$

Köprü boyuna yönde değerlendirildiğinde; taşıta rüzgâr yükü dikkate alındığında, taşıta etki eden toplam rüzgâr yükü 0.85 ton, mesnet kotundaki moment ise 0.82 tm olarak hesaplanmış detayları aşağıda verilmiştir. Mx momentinden dolayı mesnetteki düşey yük (N) çok düşük olduğundan ihmal edilmiştir.

$$W_x = 76.8 \text{ kg/m}$$

$$H_u = 76.8 \times 22.05 / 2 = 0.85 \text{ ton/ayak}$$

$$M_x = 0.85 \times 0.96 = 0.82 \text{ tm}$$

$$N = M_x / L$$

$$N = 2 \times 0.82 / 22.05 = 0.074 \text{ ton}$$

$$W_t = 61 \text{ kg/m}$$

$$H_u = 61 \times 22.05 / 2 = 0.672 \text{ ton}$$

$$M_x = 0.672 \times 0.96 = 0.65 \text{ tm}$$

$$N = M_x / L$$

$$N = 2 \times 0.650 / (22.05/2) = 0.12 \text{ ton}$$

Kenar ayağa 31 adet kirişten gelen toplam yük ise; 163.85 ton olarak hesaplanmıştır. Kenar ayağa üst yapıdan gelen deprem yükü değerlendirildiğinde; deprem yükü köprü boyuna yönde 32.77 ton, enine yönde 65.54 ton olarak hesaplanmıştır. Üst yapı ağırlık merkezinin mesnet üst kotuna mesafesi 0.36 m olarak hesaplanmıştır. Tüm hesaplar aşağıda detaylı olarak sunulmuştur.

$$H_{ex}=0.2 \times 163.85= 32.77 \text{ ton}$$

$$H_{ey}= 163.85 \times 2 \times 0.4/2= 65.54 \text{ ton}$$

$$Y_c=(0.05+0.40+0.20+0.07)/2=0.36 \text{ m}$$

$$M_y=65.54 \times 0.36 =23.59 \text{ tm}$$

$$M_y=32.77 \times 0.36=11.80 \text{ tm}$$

## IV. KOMPOZİT KİRİŞ STATİK TESİRLERİ

### A. HE500B ÇELİK KİRİŞ STATİK HESABI

Ölü ve hareketli yükler dikkate alınmıştır. Detayları aşağıda sunulmuştur.

#### A.1. Ölü Yükler

Ölü yükler ile eğilme momenti ve kesme kuvvetinin kiriş boyunca değişimi hesaplanmıştır. Kiriş öz ağırlığı 187 kg/m, Tabliye ve galvanizli sac ağırlığı 347.53 kg/m, Kaplama ve bordür ağırlığı ise 95.80 kg/m olarak dikkate alınmıştır. Tüm hesap sonuçları tablo 5 ve tablo 6'da sunulmuştur.

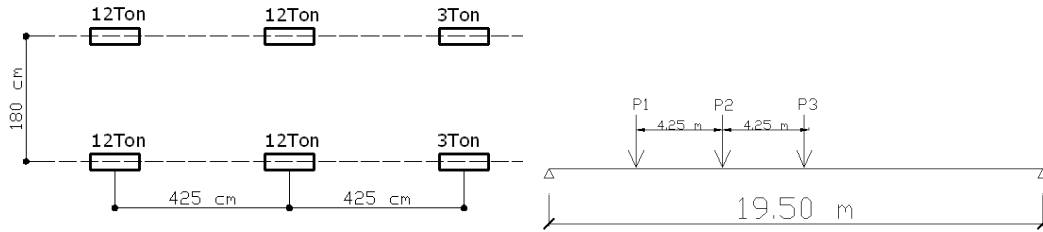
*Tablo 5. Eğilme momenti değişimi M (Kgm)*

X/L	Kiriş öz ağırlığı g0=187 kg/m	Tabliye + galv. sac ağırlığı g1+g2=347.53 kg/m	Kaplama + bordür g3+g4=95.8kg/m
0.00	0.00	0.00	0.00
0.03	1034.60	1369.49	530.03
0.10	3199.80	4235.55	1639.26
0.15	4533.06	6000.36	2322.28
0.20	5688.54	7529.86	2914.24
0.25	6666.26	8824.06	3415.12
0.30	7466.21	9882.94	3824.93
0.40	8532.81	11294.79	4371.35
0.50	8888.34	11765.41	4553.49

**Tablo 6. Kesme kuvveti değişimi V (kg)**

	Kiriş öz ağırlığı	Tabliye + galv. sac ağırlığı	Kaplama + bordür
<b>X/L</b>	<b>g0=187 kg/m</b>	<b>g1+g2=347.53 kg/m</b>	<b>g3+g4=95.8kg/m</b>
0.00	1823.25	2413.42	934.05
0.03	1713.86	2268.61	878.01
0.10	1458.60	1930.73	747.24
0.15	1276.28	1689.39	653.84
0.20	1093.95	1448.05	560.43
0.25	911.63	1206.71	467.03
0.30	729.30	965.37	373.62
0.40	364.65	482.68	186.81
0.50	0.00	0.00	0.00

### A.2. Hareketli Yük



**Şekil 12. Hareketli yük şeması**

Hareketli yük değerlendirildiğinde; kiriş açıklığı 19.50 m, dinamik etki katsayısı 1.30, iki kiriş arası mesafe 0.30 m, eğilme momenti için yük dağılım faktörü 0.165 dikkate alınmış ve yük dağılım faktörleri ve dinamik büyütme faktörü uygulandıktan sonra dingil yükü değerleri aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$P1 = 12 \times 1.30 \times 0.165 = 2.574 \text{ ton}$$

$$P2 = 12 \times 1.30 \times 0.165 = 2.574 \text{ ton}$$

$$P3 = 3.0 \times 1.30 \times 0.165 = 0.644 \text{ ton}$$

İki tasarım şeridinin yüklü olması durumunda iç/ara kirişler için yük dağılım faktörünün belirlenmesi hususunda eğilme momenti için yük dağılım faktörü aşağıdaki formül yani denklem (4) ve (5) ile hesaplanır. Kesme kuvveti için yük dağılım faktörü de aşağıdaki formül yani denklem (6) ile hesaplanır.

$$MLLDF_{2-L} = 0.075 + \left( \frac{S}{2900} \right)^{0.6} \times \left( \frac{S}{L} \right)^{0.2} \times \left( \frac{K_g}{Lx t_s^3} \right)^{0.1} \quad (4)$$

$$K_g = n \left( I + A x e_g^2 \right) \quad (5)$$

$$VLLDF_{2-L} = 0.2 + \left( \frac{S}{3600} \right) - \left( \frac{S}{10700} \right)^{0.2} \quad (6)$$

S 300 mm, L 19500 mm, ts 200 mm, n 6.25, A 23860 mm<sup>2</sup>, eg 350 mm ve I 107204 E+4 mm<sup>4</sup> olarak hesaplarda dikkate alındığında; Kg 1.894E+10, Eğilme momenti yük dağılım faktörü değeri MLLDF2-L 0.165, kesme kuvveti yük dağılım faktörü değeri VLLDF2-L 0.284 olarak hesaplanmıştır. İki trafik şeridinin de standart kamyon yükü ile yüklü olması durumunda köprü iç kirişlerinde açıklık momenti değerlerinin değişimi tablo 7'de gösterilmiştir.

**Tablo 7. Köprü iç kirişlerinde açıklık momenti değerlerinin değişimi**

X/L	P1 (ton)		P2 (ton)		P3 (ton)		TOPLAM	
	$\beta$ V (ton)	$\theta$ M (tm)	$\beta$ V (ton)	$\theta$ M (tm)	$\beta$ V (ton)	$\theta$ M (tm)	V (ton)	M (tm)
0.00	1.00	0.00	0.78	0.00	0.56	0.00	4.95	0.00
	2.57	0.00	2.01	0.00	0.36	0.00		
0.027	0.97	0.51	0.76	0.40	0.54	0.28	4.79	2.52
	2.50	1.32	1.94	1.02	0.35	0.18		
0.100	0.9	1.76	0.68	1.33	0.46	0.91	4.37	8.52
	2.3166	4.52	1.76	3.42	0.30	0.58		
0.150	0.85	2.49	0.63	1.85	0.41	1.21	4.08	11.94
	2.1879	6.40	1.63	4.76	0.27	0.78		
0.200	0.80	3.12	0.58	2.27	0.36	1.42	3.79	14.79
	2.0592	8.03	1.50	5.84	0.23	0.91		
0.250	0.75	3.66	0.53	2.59	0.31	1.53	3.50	17.07
	1.93	9.41	1.37	6.68	0.20	0.99		
0.300	0.70	4.10	0.48	2.82	0.26	1.55	3.21	18.79
	1.80	10.54	1.24	7.26	0.17	0.99		
0.400	0.60	4.68	0.38	2.98	0.16	1.28	2.63	20.54
	1.54	12.05	0.98	7.67	0.11	0.82		
0.450	0.55	4.83	0.33	2.91	0.11	1.00	2.34	20.57
	1.42	12.42	0.85	7.50	0.07	0.64		

Zati ve hareketli yük etkisinde kompozit HE400B tabliye kirişinde en büyük eğilme momenti tesiri ve sehim değerleri tablo 8'de verilmiştir.

**Tablo 8. Yüklere göre hesaplanan sehim ve moment değerleri**

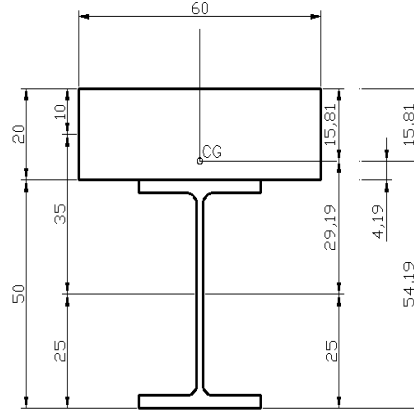
YÜKLER	Moment (tm)	Sehim (mm)
Kiriş öz ağırlığı	8.88	1.56
Tabliye + galv. sac ağırlığı	11.765	2.07
Kaplama + bordür	4.553	0.80
Hareketli yük	20.57	32.21*
Toplam	45.768	36.64

\*SAP2000 analiz sonucu değeri

Toplam sehim miktarının kiriş açıklığına oranı değerlendirildiğinde uygun olduğu tespit edilmiştir. Hesabı aşağıda gösterilmiştir.

$$36.64/19500=0.00188=1/296=L/531<L/300 \text{ (Uygun) } \checkmark$$

## B. KOMPOZİT DÖŞEME KİRİŞİ KESİT TASARIMI VE KAYMA BAĞLANTISI HESAPLARI



Şekil 13. Tipik kiriş ve döşeme kesiti ağırlık merkezi ölçüleri

Kompozit döşeme kiriş kesit tasarımı ve kayma bağlantısı hesapları yapılırken tipik kiriş ve döşeme kesiti ağırlık merkezi ölçüleri dikkate alınmıştır. Bunlar Şekil 13'te gösterilmiştir. İlgili elemanların alanları, y eksenine mesafeleri tablo 9'da gösterilerek, Tarafsız eksenin beton üst yüzeyinden itibaren düşey koordinat değeri hesabı aşağıda yapılarak 15.81 cm olarak bulunmuştur.

Tablo 9. Ağırlık merkezi hesabı

Bileşen	A	y	Ay
Beton plak	1200	10	12000
HE400B	238.6	45	10737
Toplam	1438.6		22737
			$y=22737/1438.6=15.81$ cm

Kesitin X eksenine göre atalet momenti tablo 10'da hesaplanmıştır.

Tablo 10. Atalet momenti hesabı

Bileşen	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	I+A x d <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Beton plak	1200	10	40000	5.81	80507.32
HE400B	238.6	45	107200	29.19	310500.59
				I <sub>xx</sub> =	391007.91

HE500B kiriş kesiti tarafsız eksenin altında kaldığından kiriş kesiti tamamen çekme gerilmelerine maruzdur. Denklem (7)'de ilgili formül gösterilmiştir. Çekme gerilmeleri hesapları yapılarak uygun olduğunun tespiti yapılmıştır.

$$\sigma = \frac{M_c}{I} \quad (7)$$

$$\sigma_{\text{ç}} = 4576800 \times 4.19 / 391007.91 = 49.04 \text{ kg/cm}^2 < 1440 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Uygun)} \checkmark$$

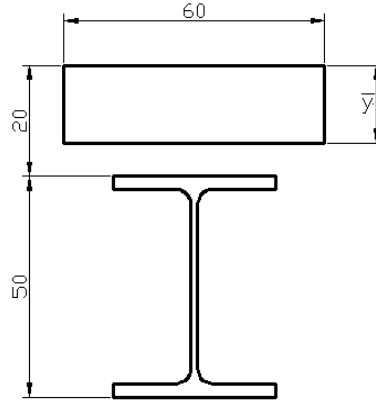
$$\sigma_{\text{ç}} = 4576800 \times 54.19 / 391007.91 = 634.30 \text{ kg/cm}^2 < 1440 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Uygun)} \checkmark$$



Kiriş alt ve üst flanşlarında oluşan en fazla (maksimum) çekme gerilmesi değerlerinin her ikisi de; S235JR kalitesindeki çeliğin müsaade edilen çekme dayanımı “ $\sigma_{cem}=2400 \times 0.6=1440 \text{ kg/cm}^2$ ” değerinden küçük olduğundan kompozit gövdeli köprü kirişi HE500B kesitinin yeterli olduğunun tespiti yapılmıştır.

$$\sigma_c = 4576800 \times 15.81 / 391007.91 = 185.00 \text{ kg/cm}^2, \quad f_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2, \quad f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2, \quad 185 < 200 \text{ (Uygun)} \checkmark$$

Tarafsız eksenin beton kesit içerisinde olması ve tarafsız eksen altındaki betonun çekme gerilmesine iştirak etmeyeceği göz önüne alınarak gerilme değerlerinin daha hassas hesap edilebilmesi için kesit transfer edilerek tarafsız eksenin yeni yeri bulunmuştur.



**Şekil 14.** Transfer edilmiş yeni kesit

**Tablo 11.** Ağırlık merkezi hesabı

Bileşen	A	y	Ay
Beton plak	60 y	y/2	30 y <sup>2</sup>
HE500B	238.6	45	10737

$$\bar{y} = \frac{30\bar{y} + 10737}{60\bar{y} + 238.6}$$

(8)

Denklemin (8)'den anlamlı y değeri 15.35 cm olarak hesaplanmıştır.

$$I_{tr-x-x} = 1/3 \times (60) \times (15.35)^3 + 107200 + 238.6 \times (50 - 15.35)^2 = 466004.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = 4576800 \times (20 - 15.35) / 466004.64 = 45.67 \text{ kg/cm}^2 < 1440 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Uygun)} \checkmark$$

$$\sigma_c = 4576800 \times (20 + 50 - 15.35) / 466004.64 = 536.74 \text{ kg/cm}^2 < 1440 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Uygun)} \checkmark$$

$$\sigma_c = 4576800 \times 15.35 / 466004.64 = 150.76 \text{ kg/cm}^2, \quad f_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2, \quad f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad 151 < 200 \text{ (Uygun)} \checkmark$$

### C. HE500B KOMPOZİT KESİTİN EĞİLME MOMENTİ KAPASİTESİ

HE500B kesitin elastik sınırdaki çekme gerilmesi kuvveti aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır. HE500B alanı "As" 238.6 cm<sup>2</sup> ise;

$$\sigma_y = 1440 \text{ kg/cm}^2, F_s = A_s \times \sigma_y = 197.8 \times 1440 = 343584.00 \text{ kg} (\sigma_y = \sigma_a \times 0.6)$$

Transfer edilmiş kesitte beton plağın basınç bloğu yüksekliği "a" 13.35 cm, yüksekliğin tümünün basınç gerilmesine maruz olduğu kabulü ile aşağıda hesaplar yapılmış ve uygun olduğu tespit edilmiştir.

$$y = 50/2 + 15.35/2 + (20 - 15.35) = 37.325 \text{ cm}$$

$$M_n = 343.584 \times 0.37325 = 128.24 \text{ tm} > 45.768 \text{ tm (Uygun)} \checkmark$$

Sabit ve hareketli yüklerin eğilme momenti altında kesitte oluşan yatay gerilme kuvvetleri hesapları yapılarak aşağıda sunulmuş ve 122.62 ton ve basınç bloğu beton gerilmesi değeri 133.13 kg/cm<sup>2</sup> olarak hesaplanmış uygun olduğu tespit edilmiştir.

$$M = 45.768 \text{ tm}, y = 0.37325 \text{ m}, F_c = F_s = 45.768 / 0.37325 = 122.62 \text{ ton}$$

$$\sigma_c = 122620 / 15.35 \times 60 = 133.13 \text{ kg/cm}^2 < f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Uygun)} \checkmark$$

### D. BETON PLAK İLE HE500B BAĞLANTISINDA KAYMA ELEMANLARININ TASARIMI

Kompozit sistemde beton plak HE400B kirişin üst flanşına kaynaklanacak kayma elemanları ile tutturulacaktır. Diğer bir deyimle kayma STUD'ları üst flanşa kaynatılarak kiriş-plak bağındaki kayma kuvvetleri karşılanacaktır.

$$d_{\max} = 2.5 \times t_f = 2.5 \times 28 = 70 \text{ mm}$$

$$\text{Seçilen stud çapı } 20 \text{ mm}, A_{sc} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Stud için nominal kayma dayanımı denklem (9) ve (10)'da verilmiş, hesapları da aşağıda sunulmuştur.

$$Q_n = 0.5 \times A_{sc} \times \sqrt{f_c \times E_c} \leq R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u \quad (9)$$

$$R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u \quad (10)$$

$$R_g = 0.85 \times 0.75 \times 3.14 \times 6400 = 12811 \text{ kg}$$

$$R_g = 0.85 \text{ (yan yana iki stud)}$$

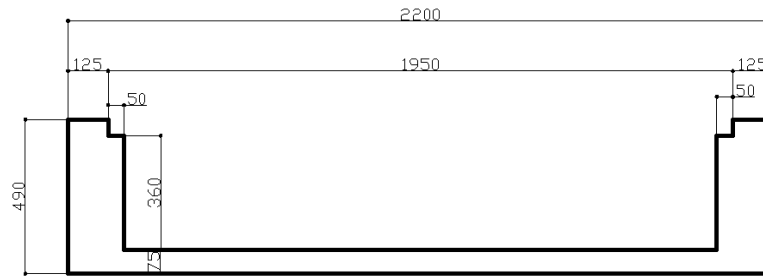
$$R_p = 0.75$$

$$0.5 \times 3.14 \times (326304 \times 300) \times 0.5 = 12683; 12683 \text{ kg} < 12811 \text{ kg.}$$

$$N = 122620 / 12683 = \sim 10$$

Kiriş ortasından mesnete kadar olan mesafede 1.50 m aralıkla 8.8 kalitesinde M20 studlar kiriş üst flanşında 5 sıra halinde her sırada 2 adet olarak kaynatılacağı hesaplanmıştır.

## E. KENAR AYAK HESAPLARI



Şekil 15. Kenar ayak kesit boyutları (cm)

Kenar ayak kesit boyutları şekil 15'te sunulmuştur. Bu boyutlar için sistem yükleri, deprem spektrumu dikkate alınarak detayları aşağıda sunulmuştur.

### E.1. Sistem Yükleri

Kenar ayaklara zeminden gelen itkinin belirlenmesi gerekmektedir. Bunun için zemin özelliklerine ihtiyaç duyulmuş ve zeminin içsel sürtünme açısı 20 derece, doğal birim hacim ağırlığı 1.8 t/m<sup>3</sup> olduğu tespit edilmiştir. Statik aktif itki katsayısı (toprak-statik) 5.80 t/m<sup>2</sup>, kenar ayak-toprak yüzünde standart kamyon tek dingil yükü yani sürşarj yükü de hesaplanmıştır. Denklem (11) ve (12)'de sunulmuştur.

$$P = 0.882 \times H \text{ t/m}^2 \quad (11)$$

Sürşarj yükü "P" 6.53x H t/m<sup>2</sup>'dir. Depremlı halde yatay toprak basıncı 0.27 H t/m<sup>2</sup> olarak hesaplanmıştır.

$$K_{ad} = 0.15$$

$$P_d = 1.8 \times 0.15 \times H = 0.27 H \text{ t/m}^2$$

Düşey duvar, duvar atalet kuvveti, toprak atalet kuvveti, boyuna yönde deprem etkisi, enine yönde deprem etkisi, fren Yüğü, üst yapı zati yükü (Üstyapı), üst yapı hareketli yükü aşağıda hesaplanmıştır.

$$\text{Düşey duvar} \quad ; P = 1.75 \times 2.5 = 4.375 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Duvar Atalet kuvveti (Duvar Atalet)} \quad ; P = 4.375 \times 0.40 / 2 = 0.875 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Toprak atalet kuvveti (Toprak Atalet)} \quad ; P = 4.90 \times 1.8 \times 0.4 / 2 = 1.764 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Boyuna yönde deprem etkisi (Boyuna deprem)} \quad ; P = 32.77 \text{ ton}$$

$$\text{Enine yönde deprem etkisi (Enine Deprem)} \quad ; P = 65.54 \text{ ton}$$

$$\text{Fren Yüğü (Fren)} \quad ; P = 2.33 \text{ ton}$$

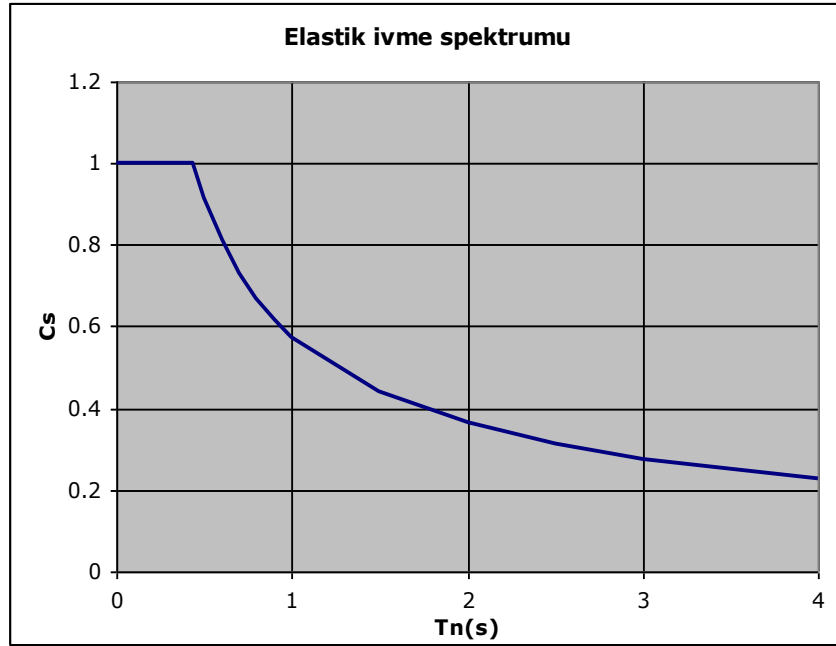
$$\text{Üst yapı zati yükü (Üstyapı)} \quad ; P = 5.29 \text{ ton}$$

$$\text{Üst yapı hareketli yükü (Hareketli)} \quad ; P = 4.95 \text{ ton}$$

## E.2. Deprem Spektrumu Yüklemesi

Kenar ayakların deprem hesapları statik yatay yüklerin yanı sıra ivme spektrumu yüklemesi ile de hesaplanacaktır. Hesaplama AASHTO sismik tasarım kriterlerine göre yapılmıştır. Etkin yer ivmesi  $A_0=0.40$  g alınmıştır. Zemin sınıfı "D" sınıfı zemin olarak alınmıştır. Yapının yerel zemin koşulları için  $S=1.2$  alınmıştır.

Sismik davranış katsayısı;  $C_s=1.2A.S / T^{2/3}$ ;  $C_s=0.576 / T^{2/3}$ ;  $C_s=0.576 / T^{2/3} \leq 2.5A=1$



Şekil 16. Bilgisayarlı analizde kenar ayak duvar modelinde kullanılan yük birleşimleri

Bilgisayarlı analizde kenar ayak duvar modelinde kullanılan yük birleşimleri şekil 16'da, hesaplarda kullanılan yük kombinasyonları tablo 12'de sunulmuştur.

Tablo 12. Hesaplarda kullanılan yük kombinasyonları

Yükler	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5
Ölü	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00
Üstyapı	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00
Hareketli	1.00	2.17	-	-	1.00
Sursarj	1.00	2.17	-	-	-
Torak statik	1.00	1.69	-	-	1.00
Duvar atalet	-	-	1.00	1.00	-
Boyuna deprem	-	-	1.00	-	-
Toprak atalet	-	-	1.00	1.00	-
Toprak deprem	-	-	1.00	1.00	-
Enine deprem	-	-	-	1.00	-
Tepki spektrumu	-	-	-	-	1.00*

\*ölçek katsayısı=  $0.4 \times 9.81=3.924$

## V. ANALİZ SONUÇLARI

### A. KENAR AYAK DUVAR DONATI HESABI

Kenar ayaklarda en büyük eğilme momenti 2 nolu kombinasyonda bulunmuştur. Bu değer “Mmax” 116.70 tm’dir. Tüm hesaplardaki duvar kesiti betonarme tasarım değerleri tablo 13, 14, 15, 16 ve 17’de gösterilmiştir. Çift donatılı kesit hesabı aşağıdaki tablo 13’te özetlemiştir.

Hesap detayları incelendiğinde toprak yüzeyinde  $\Phi 24/15$ ’lik ( $7\Phi 24/m$ ); su yüzeyinde  $\Phi 18/15$  ( $7\Phi 18/m$ ) donatılar seçilmiş ve kesitin moment kapasitesinin uygun olduğu tespit edilmiştir.

$$M_r = 198.95 \text{ tm} > M_d = 116.75 \text{ tm} \text{ (Uygun)} \checkmark$$

**Tablo 13.** Çift Donatılı Kesitin Donatı ve Eğilme Momenti Kapasitesi Hesabı

bw	100	cm	cb/d	0.622	0.622
h	175	cm	cb	105.68	-
d'	5	cm	$\rho b$	0.0237	-
d	170	-	jb	0.745	-
fck	300	kg/cm <sup>2</sup>	Asb	403.35	-
fyk	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Kb	15.49	cm <sup>2</sup> /ton
Es	2000000	kg/cm <sup>2</sup>	$\rho m$	0.0202	-
$\epsilon c$	0.003	mm/mm	$\rho l$	0.0129	-
$\gamma mc$	1.50	-	Kl	24.75	cm <sup>2</sup> /ton
$\gamma ms$	1.15	-	K	86.94	-
fcd	200	kg/cm <sup>2</sup>	jl	0.862	-
fyd	3652	kg/cm <sup>2</sup>	Ig	44661458	cm <sup>4</sup>
k1	0.82	-	$\rho min$	0.00278	TS 500
fctk	19.05	kg/cm <sup>2</sup>	Vcr	140.35	ton
fctd	12.70	kg/cm <sup>2</sup>	Vc	112.28	ton
$\epsilon s$	0.0018261	mm/mm	Vd	748	ton
Ec	317882	kg/cm <sup>2</sup>			

**Tablo 14.** Kenar ayak temeli boyuna araç hareket yönü betonarme tasarım değerleri

As cm <sup>2</sup>	As' cm <sup>2</sup>	d'/d	0.029	-
Çap	Adet	$\alpha$	0.015	-
24	7	$\alpha c$	0.0524	-
0	0	$\rho l < \rho b$	$\rho l < \rho b$	Sünek
31.67	17.81	As'	$\sigma s' < fyd$	Basınç Donatısı Akmamıştır
$\rho$	$\rho'$	$\rho - \rho'$	0.00081	$\alpha < \alpha c$
0.00186	0.00105	$(\rho - \rho') < \rho b$	UYGUN	Denge Altı
$\rho'/\rho$	0.56	$(\rho - \rho') < \rho l$	UYGUN	Denge Altı
As	31.67	k1*c	3.09	-
As1	13.85	Mr	198.95	tm
As2=As'	17.81	a=k1*c	3.09	cm
$\rho + \rho'$	0.00291	c	3.76	cm
$\rho - \rho'$	0.00081	$\epsilon s'$	-	-
$(\rho - \rho')/\rho b$	0.034	Mr	198.95	Tm

Duvar yatay donatısı için en büyük yatay kuvvet 2 nolu kombinasyonda “F12” 11 ton olarak bulunmuştur. Hesaplamalar sonrasında donatılar toprak tarafında  $\Phi 14/15$  su yüzü tarafında  $\Phi 12/15$  olarak hesaplanmıştır.

$$V_e=11 \text{ ton}, V_c=748 \text{ ton} > V_e=14.35 \text{ ton}, V_{cr} =140.35 > V_e=14.35 \text{ ton}$$

Kenar ayak temeli boyuna yön donatı hesabı için kenar ayak radye temelinde “M11” 115 tm hesaplanmıştır. Çift donatılı kesitin donatı ve eğilme momenti kapasitesi hesabı tablo 15’te, kenar ayak temeli boyuna araç hareket yönü betonarme tasarım değerleri tablo 16’da sunulmuştur. Hesap detayları incelendiğinde altta ve üstte  $\Phi 24/10$ ’lik ( $10\Phi 24/m$ ) donatılar seçilmiş ve kesitin moment kapasitesinin uygun olduğu tespit edilmiştir.

$$M_r=115.65 \text{ tm} > M_d=115.0 \text{ tm}, M_r > M_d \text{ (Uygun)}$$

**Tablo 15. Çift Donatılı Kesitin Donatı ve Eğilme Momenti Kapasitesi Hesabı**

bw	100	cm	cb/d	0.622	0.622
h	75	cm	cb	43.51	-
d'	5	cm	$\rho_b$	0.0237	-
d	70	-	jb	0.745	-
fck	300	kg/cm <sup>2</sup>	Asb	166.09	-
fyk	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Kb	15.49	cm <sup>2</sup> /ton
Es	2000000	kg/cm <sup>2</sup>	$\rho_m$	0.0202	-
$\epsilon_c$	0.003	mm/mm	$\rho_l$	0.0129	-
$\gamma_{mc}$	1.50	-	Kl	24.75	cm <sup>2</sup> /ton
$\gamma_{ms}$	1.15	-	K	42.37	-
fcd	200	kg/cm <sup>2</sup>	jl	0.862	-
fyd	3652	kg/cm <sup>2</sup>	Ig	3515625	cm <sup>4</sup>
k1	0.82	-	$\rho_{min}$	0.00278	TS 500
fctk	19.05	kg/cm <sup>2</sup>	Vcr	57.79	ton
fctd	12.70	kg/cm <sup>2</sup>	Vc	46.23	ton
$\epsilon_s$	0.0018261	mm/mm	Vd	308	ton
Ec	317882	kg/cm <sup>2</sup>			

**Tablo 16. Kenar ayak temeli boyuna araç hareket yönü betonarme tasarım değerleri**

As cm <sup>2</sup>	As' cm <sup>2</sup>	d'/d	0.071	-
Çap Adet	Çap Adet	$\alpha$	0.000	-
24 10	24 10	$\alpha_c$	0.1272	-
0 0	0 0	$\rho_1 < \rho_b$	$\rho_1 < \rho_b$ Sünek	-
45.24	45.24	As'	$\sigma_s' < f_{yd}$ Basınç Donatısı Akmamıştır	
$\rho$	$\rho'$	$\rho - \rho'$	0.00000	Denge Altı
0.00646	0.00646	$(\rho - \rho') < \rho_b$	UYGUN	Denge Altı
$\rho/\rho'$	1.00	$(\rho - \rho') < \rho_l$	UYGUN	Denge Altı
As	45.24	k1*c	0.00	-
As1	0.00	Mr	115.65	tm
As2=As'	45.24	a=k1*c	0.00	cm
$\rho + \rho'$	0.01293	c	0.00	cm
$\rho - \rho'$	0.00000	$\epsilon_s'$		-
$(\rho - \rho')/\rho_b$	0.000	Mr	115.65	tm

Kenar ayak temeli enine yön donatı hesabı için kenar ayak temelinde enine yönde maksimum moment 2 nolu kombinasyonda “M22” 23 tm bulunmuştur. Hesap detayları incelendiğinde altta ve üstte  $\Phi 14/15$ 'lik donatılar seçilmiş ve kesitin moment kapasitesinin uygun olduğu tespit edilmiştir.

$$M_r = 27.55 \text{ tm} > M_d = 21 \text{ tm}, M_r > M_d \text{ (Uygun)}$$

**Tablo 17.** Enine yönde donatı hesabı betonarme hesap değerleri

bw	100	cm	cb/d	0.622	0.622
h	75	cm	cb	43.51	-
d'	5	cm	$\rho_b$	0.0237	-
d	70	-	jb	0.745	-
fck	300	kg/cm <sup>2</sup>	Asb	166.09	-
fyk	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Kb	15.49	cm <sup>2</sup> /ton
Es	2000000	kg/cm <sup>2</sup>	$\rho_m$	0.0202	-
$\epsilon_c$	0.003	mm/mm	$\rho_l$	0.0129	-
$\gamma_{mc}$	1.50	-	Kl	24.75	cm <sup>2</sup> /ton
$\gamma_{ms}$	1.15	-	K	177.87	-
fcd	200	kg/cm <sup>2</sup>	jl	0.862	-
fyd	3652	kg/cm <sup>2</sup>	Ig	3515625	cm <sup>4</sup>
k1	0.82	-	$\rho_{min}$	0.00278	TS 500
fctk	19.05	kg/cm <sup>2</sup>	Vcr	57.79	ton
fctd	12.70	kg/cm <sup>2</sup>	Vc	46.23	ton
$\epsilon_s$	0.0018261	mm/mm	Vd	308	ton
Ec	317882	kg/cm <sup>2</sup>			

**Tablo 18.** Kenar ayak temeli enine araç hareket yönü betonarme tasarım değerleri

As cm <sup>2</sup>	As' cm <sup>2</sup>	d'/d	0.071	-
Çap	Adet	Çap	Adet	$\alpha$
14	7	14	7	0.000
				$\alpha_c$
0	0	0	0	0.1272
				$\rho_1 < \rho_b$
				Durumu
				$\rho_1 < \rho_b$
				Sünek
				$\sigma_s' < f_{yd}$ Basınç Donatısı Akmamıştır
				$\alpha < \alpha_c$
				Denge Altı
$\rho$	$\rho'$	$\rho - \rho'$	0.00000	Denge Altı
0.00154	0.00154	$(\rho - \rho') < \rho_b$	UYGUN	Denge Altı
$\rho'/\rho$	1.00	$(\rho - \rho') < \rho_l$	UYGUN	Denge Altı
As	10.78	$k_1 * c$	0.00	-
As1	0.00	Mr	27.55	tm
As2=As'	10.78	$a = k_1 * c$	0.00	cm
$\rho + \rho'$	0.00308	c	0.00	cm
$\rho - \rho'$	0.00000	$\epsilon_s'$		-
$(\rho - \rho')/\rho_b$	0.000	Mr	27.55	tm

## B. ELASTOMER MESNET HESAPLARI

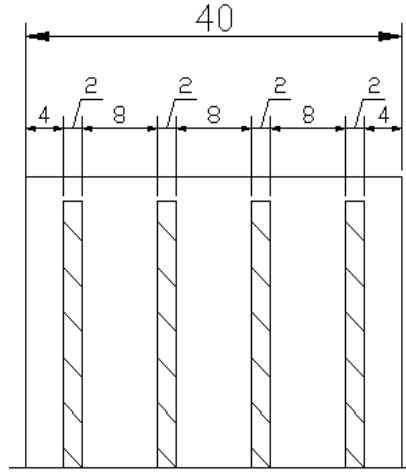
Elastomer mesnetlerin rijitliği aşağıdaki formüllerle hesaplanmaktadır. Denklem (12-13-14)'te gösterilmiştir.

$$F = \frac{GxA}{h_r} \Delta \quad (12)$$

$$F = \frac{3EI}{h_r^3} \Delta \quad (13)$$

$$F = \frac{GxA}{h_r} \Delta = \frac{3EI}{h_r^3} \Delta \Rightarrow EI = \frac{GAh_r^2}{3} \quad (14)$$

Seçilen elastomer boyutları 300 x 400 x 40 mm, özellikleri ise; G 1.0 N/mm<sup>2</sup>, A 1200 mm<sup>2</sup>, hr=40 mm, E 23650 N/mm<sup>2</sup>, EI=53333333Nmm<sup>2</sup>, I=2255.11 mm<sup>4</sup> dikkate alınmıştır. Elastomer mesnet hesapları şekil 17’de verilmiştir. Aşağıda hesaplamalar yapılmıştır.



Şekil 17. Elastomer mesnet hesapları

L=300 mm, W=400 mm, D=40 mm, T=32 mm, ti=8 mm, N= 1 N/mm<sup>2</sup> (23°C de Basınç Gerilmesi)

A=0.300 x 0.40=0.12 m<sup>2</sup>

S=0.30 x 0.40/ 2x 0.08x(0.30+0.40)=0.12/0.0112=10.71

Vg=5.29 Ton, Vq=4.95 Ton, Vt=10.24 Ton

Ortalama basınç gerilmesi ;  $\sigma=10.24/0.12=85.33$  t/m<sup>2</sup>  $\sigma=121.36$  psi

Basınç Deformasyonu ;  $\Delta ci =0.03 \times 32 =0.96$  mm [6]

Stabilite;

L  $\Rightarrow 3T, 300 > 3 \times 32 = 96$  mm

W  $\Rightarrow 3T, 400 > 3 \times 32 = 96$  mm



### C. DÖŞEME HESAPLARI

Döşeme hesaplarında kullanılan yüklerden tabliye, kaplama, bordür ve kamyon yükü hesaplamaları aşağıda detaylı olarak yapılmıştır. Bununla ilgili yük kombinasyonları tablo 18’de verilmiştir.

$$P_{\text{tabliye}} = 0.20 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{kaplama}} = 0.07 \times 2.4 = 0.17 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{bordür}} = 0.20 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{kamyon}} = 12/0.87 = 13.8 \text{ t/m}$$

**Tablo 19.** Döşeme hesaplarında kullanılan yük birleşimleri

Yükler	COMB1	COMB2	COMB3
Tabliye	1.3	1.3	1.3
Kaplama	1.3	1.3	1.3
Bordür	1.3	1.3	1.3
1.şerit	-	2.8	2.8
2.şerit	-	-	2.8

Döşeme hesabına ait bilgisayar çözümlemesinde en büyük moment değeri 3 nolu Kombinasyonda “M33” 0.47 tm olarak bulunmuştur. Hesap detayları incelendiğinde altta ve üstte  $\Phi 10/15$ ’lik donatılar seçilmiş ve kesitin moment kapasitesinin uygun olduğu tespit edilmiştir. Tablo 19 ve 20’de detayları sunulmuştur.

$$M_r = 3.01 \text{ tm} > M_d = 0.47 \text{ tm}, M_r > M_d \text{ (Uygun)} \checkmark$$

**Tablo 20.** Betonarme Köprü döşemesi hesap değerleri

bw	100	cm	cb/d	0.622	0.622
h	20	cm	cb	9.32	-
d'	5	cm	$\rho b$	0.0237	-
d	15	-	jb	0.745	-
fck	300	kg/cm <sup>2</sup>	Asb	35.59	-
fyk	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Kb	15.49	cm <sup>2</sup> /ton
Es	2000000	kg/cm <sup>2</sup>	$\rho m$	0.0202	-
$\epsilon_c$	0.003	mm/mm	$\rho l$	0.0129	-
$\gamma_{mc}$	1.50	-	Kl	24.75	cm <sup>2</sup> /ton
$\gamma_{ms}$	1.15	-	K	74.71	-
fcd	200	kg/cm <sup>2</sup>	jl	0.862	-
fyd	3652	kg/cm <sup>2</sup>	Ig	66667	cm <sup>4</sup>
k1	0.82	-	$\rho_{min}$	0.00278	TS 500
fctk	19.05	kg/cm <sup>2</sup>	Vcr	12.38	ton
fctd	12.70	kg/cm <sup>2</sup>	Vc	9.91	ton
$\epsilon_s$	0.0018261	mm/mm	Vd	66	ton
Ec	317882	kg/cm <sup>2</sup>			

**Tablo 21. Köprü döşemesi tasarım değerleri**

<b>As cm<sup>2</sup></b>	<b>As' cm<sup>2</sup></b>	d'/d	0.333	-
<b>Çap Adet</b>	<b>Çap Adet</b>	$\alpha$	0.000	-
10 7	10 7	$\alpha c$	0.5937	-
0 0	0 0	$\rho 1 < \rho b$	$\rho 1 < \rho b$	Sünek
5.50	5.50	As'	$\sigma s' < f_{yd}$ Basınç	Donatısı Akmamıştır
$\rho$	$\rho'$	$\rho - \rho'$	0.00000	$\alpha < \alpha c$
0.00367	0.00367	$(\rho - \rho') < \rho b$	UYGUN	Denge Altı
$\rho'/\rho$	1.00	$(\rho - \rho') < \rho l$	UYGUN	Denge Altı
As	5.50	$k1 * c$	0.00	-
As1	0.00	Mr	3.01	tm
As2=As'	5.50	$a = k1 * c$	0.00	cm
$\rho + \rho'$	0.00733	c	0.00	cm
$\rho - \rho'$	0.00000	$\epsilon s'$	-	-
$(\rho - \rho')/\rho b$	0.000	Mr	3.01	tm

**Notasyon**

g0	Çelik kiriş ağırlığı	y	Moment kolu mesafesi
g1	Galvanizli levha ağırlığı	Mn	Nominal elastik sınır moment değeri
g2	Tabliye ağırlığı	dmax	Max stud çapı
g3	Asfalt kaplama ağırlığı	Qn	Stud için nominal kayma dayanımı
g4	Enine kiriş ağırlığı	Fu	Stud eleman minimum çekme dayanımı
g5	Bordür ağırlığı	Asc	Stud eleman en kesit alanı
n	Yük şeridi sayısı	Rp=Rg	Flanştaki yan yana stud sayısına bağlı katsayı (Min=0.6 Max=1.0)
Wy	Rüzgâr yükü	N	Kiriş orta noktası ile mesnet arasında gerekli stud sayısı
Wt	Taşıt rüzgâr yükü	Cs	Sismik davranış katsayısı
At	Isı yükselmesi ve/veya ısı da alçalma	Vc	Beton kesitin kesme kuvveti kapasitesi
Hfr	Fren yükü	Vcr	Kesitin eğik çatlama dayanımı
S	Kiriş aralığı	r	Duvarın yatay donatı ile kesme kuvveti kapasitesi
L	Kiriş boyu	Mr	Kesitin moment kapasitesi
ts	Tabliye kalınlığı	G	Kayma modülü
n	Kiriş elastisite modülünün Tabliye elastisite modülüne oranı	A	Kesit alanı
A	Kiriş kesit alanı	hr	Kauçuk kalınlığı
eg	Kiriş ağırlık merkezi ile tabliye ağırlık merkezi arası mesafe	S	Şekil faktörü
I	Kiriş atalet momenti	Vg	Bir mesnetteki ölü yük reaksiyonu
$\sigma$	Eğilme halinde kesit gerilme değerleri	Vq	Bir mesnetteki hareketli yük reaksiyonu
$\sigma\ç$	Kiriş alt ve/veya üst flanşında Eğilme-çekme gerilmesi	Vt	Toplam reaksiyon
$\sigma\çem$	Müsaade edilen çekme dayanımı	Aci	Basınç Deformasyonu
$\sigma c$	Beton üst yüzeyinde meydana basınç gerilmesi		
Itrx-x	Transfer edilmiş kesitin atalet momenti		

## VI. SONUÇ

Bu çalışmada Düzce ili Akçakoca ilçesinde yapılan betonarme-çelik (kompozit) araç köprüsü tasarımı ve hesapları yapılmıştır. Hesaplarda AISC ve AASHTO [6] dikkate alınmıştır. Köprü ayakları istinat duvarı şeklinde betonarme olarak tasarlanmıştır. C20 betonu kullanılmıştır. Köprü taşıyıcı kirişleri çelik profil HE500B ve HE400B olarak tasarlanmıştır. Deprem ve araç yükleri dikkate alınarak SAP2000 yazılımında hesaplar yapılmıştır [7]. Hesaplar sonrasında elemanlarının uygun olduğu, değerleri sağladığı tespit edilerek yerinde uygulanmıştır. Köprü döşeme hesabında altta ve üstte  $\Phi 10/15$ 'lik donatılar hesaplanmıştır. Elastomer mesnet hesapları yapılmıştır. Kenar ayak temeli enine yön donatı hesabı için kenar ayak temelinde enine yönde maksimum moment 2 nolu kombinasyonda bulunmuştur. Hesaplar sonucunda altta ve üstte  $\Phi 14/15$ 'lik donatılar seçilmiştir. Kenar ayak temeli boyuna yön donatı hesabı için kenar ayak radye temelindeki moment hesaplanmıştır. Hesaplar sonucunda altta ve üstte  $\Phi 24/10$ 'lik ( $10\Phi 24/m$ ) donatılar seçilmiştir. Duvar yatay donatısı için en büyük yatay kuvvet 2 nolu kombinasyonda bulunmuştur. Hesaplamalar sonrasında donatılar toprak tarafında  $\Phi 14/15$  su yüzü tarafında  $\Phi 12/15$  olarak hesaplanmıştır. Kenar ayaklarda en büyük eğilme momenti 2 nolu kombinasyonda bulunmuştur. Hesaplar sonucu toprak yüzeyinde  $\Phi 24/15$ 'lik ( $7\Phi 24/m$ ); su yüzeyinde  $\Phi 18/15$  ( $7\Phi 18/m$ ) donatılar seçilmiştir. Tüm hesaplarda kesitin moment kapasitesinin uygun olduğu tespit edilmiştir. Zemin özelliklerine ihtiyaç duyulmuş ve zeminin içsel sürtünme açısı 20 derece, doğal birim hacim ağırlığı 1.8 t/m<sup>3</sup> olduğu tespit edilmiştir. Statik aktif itki katsayısı (toprak-statik) 5.80 t/m<sup>2</sup> hesabı yapılmıştır. Kenar ayağa 31 adet kirişten gelen toplam yük 163.85 ton olarak hesaplanmıştır. Dinamik yük çarpanı "I" 1.30 olarak hesaplanmıştır.

HE500B çelik kiriş statik hesabı yapılmış hesaplamalar sonucunda zati ve hareketli yük etkisinde kompozit HE400B tabliye kirişinde en büyük eğilme momenti tesiri ve sehim değerleri hesapları yapılmış. Hesaplar sonucunda bulunan toplam moment 45.768 tm ve sehim toplam 36.64 mm bulunmuştur. Toplam sehim miktarının kiriş açıklığına oranı değerlendirildiğinde uygun olduğu tespit edilmiştir.

Kompozit döşeme kirişi kesit tasarımı ve kayma bağlantısı hesaplarında HE500B kiriş kesiti tarafsız eksenin altında kaldığından kiriş kesiti tamamen çekme gerilmelerine maruzdur. Çekme gerilmeleri hesapları yapılarak 49.04 kg/cm<sup>2</sup> ve 634.30 kg/cm<sup>2</sup> olarak uygun olduğunun tespiti yapılmıştır. Kiriş alt ve üst flanşlarında oluşan en fazla (maksimum) çekme gerilmesi değerlerinin her ikisi de; S235JR kalitesindeki çeliğin müsaade edilen çekme dayanımı " $\sigma_{çem}=2400 \times 0.6=1440$  kg/cm<sup>2</sup>" değerinden küçük olduğundan kompozit gövdeli köprü kirişi HE500B kesitinin yeterli olduğunun tespiti yapılmıştır.

HE500B kompozit kesitin eğilme momenti kapasitesi transfer edilmiş kesitte beton plağın basınç bloğu yüksekliği "a" 13.35 cm, yüksekliğin tümünün basınç gerilmesine maruz olduğu kabulü ile hesaplar yapılmış ve uygun olduğu tespit edilmiştir. Sabit ve hareketli yüklerin eğilme momenti altında kesitte oluşan yatay gerilme kuvvetleri 122.62 ton ve basınç bloğu beton gerilmesi değeri 133.13 kg/cm<sup>2</sup> olarak hesaplanmış uygun olduğu tespit edilmiştir.

Beton plak ile HE500B bağlantısında kayma elemanlarının tasarımında kayma studları üst flanşa kaynatılarak kiriş-plak bağındaki kayma kuvvetleri karşılanacaktır. Kiriş ortasından mesnette kadar olan mesafede 1.50 m aralıkla 8.8 kalitesinde M20 studlar kiriş üst flanşında 5 sıra halinde her sırada 2 adet olarak kaynatılacağı hesaplanmıştır.

## VII. KAYNAKLAR

- [1] T. Erol, *Ulaşım Coğrafyası*, İstanbul Üniversitesi Coğrafya Enstitüsü Yayınları, 85, İstanbul, (1987).
- [2] T. Gülgün, *Taş Köprülerimiz*, Karayolları Genel Müdürlüğü, 237, Ankara, (1978).
- [3] G. Murat, T. Gülsün, S. Metin, *Türkiye'nin Köprüleri: Bir Kültür Ögesi Olarak Köprü*, Koç Allianz Hayat Sigorta Yayını, İstanbul, (2000).
- [4] İ. Fügen, *Osmanlılara Kadar Anadolu Türk Köprüleri*, Karayolları Genel Müdürlüğü, 244, Ankara, (1978).
- [5] Anonim, <http://www.kgm.gov.tr/> (Erişim Tarihi: 25<sup>th</sup> of May, 2015).
- [6] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), *Load and Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Design Specifications*, Third Edition, Washington, D.C., (2004).
- [7] CSI, SAP2000 V.17, *Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual*, Berkeley, California (USA), (2015).
- [8] Türk Standartlar Enstitüsü, TS 500, *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*, TSE, Ankara, (2000).
- [9] Türk Standartlar Enstitüsü, TS 648, *Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (1980).