

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

VE

BİR İÇ KUVVET ÖLÇERİN TASARIMI

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Burak BOZKURT
501001157

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 1 Nisan 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 10 Nisan 2003

Tez Danışmanı : Prof.Dr. H. Faruk KARADOĞAN

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Sumru PALA (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Gülay ALTAY (B.Ü.)

NİSAN 2003

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI
VE
BİR İÇ KUVVET ÖLÇERİN TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Burak BOZKURT**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

NİSAN 2003

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI
VE
BİR İÇ KUVVET ÖLÇERİN TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Burak BOZKURT**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

NİSAN 2003

ÖNSÖZ

Çalışmalarımın her aşamasında değerli yardımlarını esirgemeyen Sayın Hocam Prof. Dr.H.Faruk KARADOĞAN'a, Araştırma Görevlisi İnş.Yük.Müh.Gülseren EROL'a, Yrd.Doç.Dr.Ercan YÜKSEL'e, arkadaşlarım İnş.Müh.Emre CENGİZOĞLU'na, İnş.Müh.İlhan GÜLCAN'a, Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı çalışanlarına ve bütün öğrenim hayatım boyunca bana daima destek olan aileme sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Nisan 2003

Burak BOZKURT
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER	iii
SEMBOL LİSTESİ	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
ÖZET	xi
SUMMARY	xii
1. GİRİŞ	1
1.1. Giriş ve Çalışmanın Amacı	1
2. YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI	4
2.1. Seçilen Sistemin Geometrik Özellikleri ve İşletme Yükleri	4
2.2. Ön Boyutlandırma	5
2.2.1. Döşeme hesapları	5
2.2.2. Açı yöntemi ile ön boyutlandırma	9
2.3. Kesin Hesaplar	24
2.3.1. Yapı yükleri için hesap	24
2.3.2. P1 ve P2 ilave yükleri için hesap	39
2.3.3. E yatay yükü için hesap	46
2.3.4. Mesnet çökmeleri için hesap	56
2.3.5. En elverişsiz kesit zorlarına göre kesit hesapları	64
3. BİR İÇ KUVVET ÖLÇERİN TASARIMI	84
3.1. Ortadoğu Teknik Üniversitesi'nde Yapılan Çalışma Hakkında	84
3.2. İç Kuvvet Ölçerin Boyutlandırılması	90
3.2.1. Çubuk elemanlı olarak tasarlanan iç kuvvet ölçer	90
3.2.2. Daire kesitli bir iç kuvvet ölçerin tasarımı	93
3.3. İç Kuvvet Ölçerin Kullanım Yerinin İrdelenmesi	105
3.4. Süreksizliğin İrdelenmesi	115
3.5. İç Kuvvet Ölçerin Kalibrasyonu	123

4. SONUÇLAR	155
4.1. Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması	155
4.2. Bir İç Kuvvet Ölçerin Tasarımı	156
KAYNAKLAR	159
ÖZGEÇMİŞ	161

SEMBOL LİSTESİ

A_0	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_g	: Gövde donatısı alanı
b	: Tabla genişliği
d	: Kiriş yüksekliği
E	: Elastisite Modülü
ϵ	: Şekil değiştirme : Birim boydaki uzama veya kısalma
F	: En kesit alanı
F_s	: Dişdibi enkesit alanı
$[f]$	: Yerdeğiştirme matrisi
f_{yd}	: Çelik hesap akma dayanımı
f_{ctd}	: Beton tasarım eksenel çekme dayanımı
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
g	: Yapı yükü
h_f	: döşeme kalınlığı
I	: Yapı önem katsayısı
I	: Kesit atalet momenti
$[k]$	: Eleman rijitlik matrisi
λ	: Narinlik
L_{sn}	: kısa doğrultudaki net açıklık
n	: hareketli yük azaltma katsayısı
$[p_0]$	: Sistem yükleme matrisi
R	: Deprem yükü azaltma katsayısı
ρ	: Kesitteki donatı alanının kesit alanına oranı, porsantaj
S	: Yapı dinamik katsayısı (Spektrum katsayısı)
$[S]$	: Sistem rijitlik matrisi
S_k	: Burkulma boyu
$[T]_i, [T]_j$	: Ortogonal dönüştürme matrisleri
T_0	: Zemin hakim periyodu
W	: Toplam yapı ağırlığı
w	: Burkulma katsayısı
$[X]$	: Bilinmeyenler matrisi
σ_{akma}	: Çelik akma gerilmesi
σ_{em}	: Çelik emniyet gerilmesi

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1. : Döşemelerin açıklık donatıları	7
Tablo 2.2. : Döşemelerin mesnet donatıları	8
Tablo 2.3. : Uç kuvvetlerin hesabı için algoritma	54
Tablo 2.4. : Sistem rijitlik matrisi (S)	59
Tablo 2.5. : Kritik kesitlere ait farklı yüklemelerden oluşan momentler	65
Tablo 2.6. : Kritik kesitlere ait farklı yüklemelerden oluşan normal kuvvetler	66
Tablo 2.7. : Kritik kesitlere ait farklı yüklemelerden oluşan kesme kuvvetleri	67
Tablo 2.8. : Kritik kesitlerde ($1.4G+1.6Q$) süperpozisyonu ile elde edilen iç kuvvetler	68
Tablo 2.9. : Kritik kesitlerde ($G+1.2Q+1.2T$) süperpozisyonu ile elde edilen iç kuvvetler	68
Tablo 2.10. : Kritik kesitlerde ($G+Q+W$) süperpozisyonu ile elde edilen iç kuvvetler	69
Tablo 2.11. : Kritik kesitlerde ($G+Q-W$) süperpozisyonu ile elde edilen iç kuvvetler	69
Tablo 2.12. : Moment (-) için kirişlerde donatı alanı	70
Tablo 2.13. : Moment (+) için kirişlerde donatı alanı	71
Tablo 3.1. : Kolon taban seviyesinde iç kuvvet ölçere gelen yükler	85
Tablo 3.2. : Standart olarak üretilen St37 boru kesitler	95
Tablo 3.3. : Levhalarda maksimum kesit zorları	99
Tablo 3.4. : Kesitleri moment kapasiteleri	107
Tablo 3.5. : Yatay yük arttıkça $M=0$ noktasının geometrik yeri	113

ŞEKİL LİSTESİ

		<u>Sayfa</u>
Şekil 1.1.	: İncelenen sistemin tipik çerçevesi	1
Şekil 2.1.	: Sistemin geometrik özellikleri ve işletme yükleri	4
Şekil 2.2.	: Döşeme planı	5
Şekil 2.3.	: İzostatik esas sistem ve hiperstatik bilinmeyenler	9
Şekil 2.4.	: Birim grup yükleme durumları	9
Şekil 2.5.	: Birim grup yüklemelerin moment diyagramları	10
Şekil 2.6.	: Kırıklı çubuğun (g+q) yükleme durumu ve M_0 diyagramı	11
Şekil 2.7.	: Kolonların, orta ve eğik kirişlerin boyutları	13
Şekil 2.8.	: (g+q) yüklemesi altında sistemin özellikleri	14
Şekil 2.9.	: Düşüm noktası 1' in denge durumu	18
Şekil 2.10.	: (g+q) yüklemesi altında M, N, T diyagramları	19
Şekil 2.11.	: Sistem ve ortak eksen takımı	25
Şekil 2.12.	: Simetrik çözümde hesaba alınacak kısım	26
Şekil 2.13.	: 3-1 elemanı uç kuvvetleri	33
Şekil 2.14.	: Sabit yükler için M, N, T diyagramları	38
Şekil 2.15.	: Sistem ve yükleme durumu	39
Şekil 2.16.	: Simetrik çözümde hesaba alınacak kısım	39
Şekil 2.17.	: P1 ve P2 yükleri için M, N, T diyagramları	45
Şekil 2.17.	: Yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin analizi	47
Şekil 2.18.	: Simetrik çözümde hesaba alınacak kısım	48
Şekil 2.19.	: Elemanlara ait bağımsız uç kuvvetleri	48
Şekil 2.20.	: İzostatik esas sistem ve hiperstatik bilinmeyenler	49
Şekil 2.21.	: P_q özel çözümü	50
Şekil 2.22.	: Homojen çözümler	51
Şekil 2.23.	: Deprem yüklemesi için M, N, T diyagramları	55
Şekil 2.24.	: Mesnet çökmelerinin yönleri ve değerleri	56
Şekil 2.25.	: Mesnet çökmeleri için M,N,T diyagramları	63
Şekil 2.26.	: Hesabı yapılacak kesitler	64
Şekil 2.27.	: Kesit özellikleri ve simgeler	64
Şekil 3.1.	: İç kuvvet ölçerin düşey çubukları	86
Şekil 3.2.	: İç kuvvet ölçerde diagonal çubuklar ve enkesitler	86
Şekil 3.3.	: Şekil değiştirme ölçerlerin konumları	87

Şekil 3.4.	: İç kuvvet ölçerin aksenal kalibrasyonu için hazırlanan düzenek	88
Şekil 3.5.	: İç kuvvet ölçerin kesme kalibrasyonu için hazırlanan düzenek	89
Şekil 3.6.	: İç kuvvet ölçerin bileşik kuvvet uygulanmasındaki kalibrasyonu için hazırlanan düzenek	89
Şekil 3.7.	: Çerçeve yükleme durumu	90
Şekil 3.8.	: Çubuk elemanlı olarak tasarlanan iç kuvvet ölçer	91
Şekil 3.9.	: Tipik çerçeve numunenin özellikleri	94
Şekil 3.10.	: Sistemin geometrik özellikleri ve yükleme durumu	95
Şekil 3.11.	: Kolonlardaki kesit zorları	95
Şekil 3.12.	: Levhalarda gerilme dağılımı	100
Şekil 3.13.	: İç kuvvet ölçerde birim genişliğe etkiyen moment dağılımı	101
Şekil 3.14.	: Kaynaklanan levha ve bulonların yeri(kolon orta yüksekliğinde)	102
Şekil 3.15.	: Kaynaklanan levha ve bulonların yeri(kolon taban kesidinde)	104
Şekil 3.16.	: Sistem ve sabit yükler altında moment diyagramı	106
Şekil 3.17.	: Plastik mafsallaşmanın meydana gelebileceği kesitler	106
Şekil 3.18.	: Birim yükleme diyagramları	107
Şekil 3.19.	: $P = 1$ kN yatay kuvvet altında moment diyagramları	108
Şekil 3.20.	: Birinci plastik mafsal olduğu andaki moment diyagramı	109
Şekil 3.21.	: İkinci plastik mafsal olduğu andaki moment diyagramı	111
Şekil 3.22.	: Üçüncü plastik mafsal olduğu andaki moment diyagramı	112
Şekil 3.23.	: Son plastik mafsal olduğu andaki moment diyagramı	113
Şekil 3.24.	: Plastik mafsalların olduğu kesitler	113
Şekil 3.25.	: Yatay deplasmanın bulunması için kullanılan birim moment diyagramları	114
Şekil 3.26.	: Yatay yük - tepe deplasman grafiği	115
Şekil 3.26.	: Birim yüklemelerin dağıtıldığı alan	115
Şekil 3.27.	: Birim yüklemeler ve dikkate alınan noktalar	116
Şekil 3.28.	: Sistemin geometrik özellikleri ve yüklemeler	117
Şekil 3.29.	: İç kuvvet ölçerler yerleştirilmeden önceki kesit zorları	122
Şekil 3.30.	: İç kuvvet ölçerler yerleştirildikten sonra kesit zorları (SAP2000)	122
Şekil 3.31.	: İç kuvvet ölçerler yerleştirildikten sonra kesit zorları (Matris Deplasman Metodu ile)	123
Şekil 3.32.	: Kalibrasyon deney düzeneği	124
Şekil 3.33.	: Şekil değiştirme ölçerlerin konumları	125
Şekil 3.34.	: Şekil değiştirme ölçerlerin plandaki konumları	126
Şekil 3.35.	: Yükleme 1'de düşey şekil değiştirmeler	126
Şekil 3.36.	: Yükleme 2'de düşey şekil değiştirmeler	127
Şekil 3.37.	: Yükleme 3'de düşey şekil değiştirmeler	128
Şekil 3.38.	: Yükleme 4'te düşey şekil değiştirmeler	129
Şekil 3.39.	: Aksenal yük için ortalama diyagramlar	130
Şekil 3.40.	: Konsantrik yüklemelerin ortalama grafiği	

	ve teorik olarak elde edilen grafik	130
Şekil 3.41.	: (+) yönünde eksantrisite durumu	131
Şekil 3.42.	: x ekseninde eksantrisite olması durumunda CH2 ve CH5	131
Şekil 3.43.	: x-ekseninde eksantrisite olması durumunda CH8 ve CH11	132
Şekil 3.44.	: x-ekseninde eksantrisite olması durumunda CH2,CH5,CH8 ve CH11	132
Şekil 3.45.	: Eksantrisitenin olduğu eksenindeki şekil değiştirmeler	133
Şekil 3.46.	: Konsantrik yükleme için elde edilen yük-şekil değiştirme ile ex varken x-ekseni merkezindeki yük-şekildeğiştirme grafik	133
Şekil 3.47.	:Konsantrik yükleme için elde edilen yük-şekil değiştirme ile ex varken y-ekseni merkezindeki yük-şekildeğiştirme grafik	134
Şekil 3.48.	:Konsantrik yükleme için elde edilen yük-şekil değiştirme ile ex varken orta nokta için yük-şekil değiştirme grafiği	134
Şekil 3.49.	: x ekseninde eksantrisite varken dönme durumu	135
Şekil 3.50.	: x-ekseninde eksantrisite varken yükleme sonucu y-ekseni etrafında oluşan dönme değerlerini veren grafik	135
Şekil 3.51.	: x-ekseninde eksantrisite varken eğilme momenti ve y-ekseni etrafında oluşan dönme değerlerini veren grafik	136
Şekil 3.52.	: x-ekseninde eksantrisite varken eğilme momenti ve x-ekseni etrafında oluşan dönme değerlerini veren grafik	136
Şekil 3.53.	: y eksen üzerinde eksantrisitenin olması durumu	137
Şekil 3.54.	: y-ekseninde eksantrisitenin olması durumunda CH2 ve CH5 için yük-şekil değiştirme grafikleri	137
Şekil 3.55.	: y-ekseninde eksantrisitenin olması durumunda CH8 ve CH11 için yük-şekil değiştirme grafikleri	138
Şekil 3.56.	: y-ekseninde eksantrisitenin olması durumunda CH2,CH5 CH8 ve CH11 için yük-şekil değiştirme grafikleri	138
Şekil 3.57.	: y eksen üzerinde eksantrisitenin olması durumu	139
Şekil 3.58.	: Konsantrik yükleme için elde edilen ve y-ekseni üzerinde eksantrisite olması durumunda y-ekseni orta noktası için yük-şekil değiştirme grafikleri	139
Şekil 3.59.	: Konsantrik yükleme için elde edilen ve y-ekseni üzerinde eksantrisite olması durumunda x-ekseni orta noktası için yük-şekil değiştirme grafikleri	140
Şekil 3.60.	: Konsantrik yükleme için elde edilen ve y-ekseni üzerinde eksantrisite olması durumunda orta noktası için elde edilen yük-şekil değiştirme grafikleri	140
Şekil 3.61.	: y eksen üzerinde eksantrisitenin olması halinde dönme durumu	141
Şekil 3.62.	: y-ekseni üzerinde eksantrisitenin olması durumunda yükleme ve x-ekseni etrafında dönme değerleri arasında ilişkiyi veren grafik	141

Şekil 3.63.	: y-ekseni üzerinde eksantrisitenin olması durumunda Eğilme momenti - x eksen etrafında dönme grafiği	142
Şekil 3.64.	: y-ekseni üzerinde eksantrisitenin olması durumunda yükleme ve y-ekseni etrafında dönme değerleri arasındaki ilişkiyi veren grafik	142
Şekil 3.65.	: Her iki eksen de eksantrisitenin olması durumu	143
Şekil 3.66.	: Her iki eksen de eksantrisite var iken CH5 ve CH11 için yük-şekil değiştirme grafikleri	143
Şekil 3.67.	: Her iki eksen de eksantrisite var ike CH2 ve CH8 için yük - şekil değiştirme grafiği	144
Şekil 3.68.	: y ekseninde eksantrisiteden meydana gelen şekil değiştirmeler	144
Şekil 3.69.	: x ekseninde eksantrisiteden meydana gelen şekil değiştirmeler	145
Şekil 3.70.	: Her iki eksen de eksantrisite olması durumunda orta nokta için yük - şekil değiştirme grafiği	145
Şekil 3.71.	: y ekseninde eksantrisiteden meydana gelen dönme durumu	146
Şekil 3.72.	: Her iki eksen de eksantrisite olması durumunda yükleme ile x-ekseni etrafında dönme değerleri arasında ilişkiyi veren grafik	146
Şekil 3.73.	: Her iki eksen de eksantrisite olması durumunda Eğilme momenti ve x-ekseni etrafında dönme değerleri arasında ilişkiyi veren grafik	147
Şekil 3.74.	: x ekseninde eksantrisiteden meydana gelen dönme durumu	147
Şekil 3.75.	: Her iki eksen de eksantrisite olması durumunda yükleme ile y-ekseni etrafında dönme değerleri arasında ilişkiyi veren grafik	147
Şekil 3.76.	: Her iki eksen de eksantrisite olması durumunda Eğilme momenti ve y-ekseni etrafında dönme değerleri arasında ilişkiyi veren grafik	148
Şekil 3.77.	: Üç tip eksantrisite durumunda her iki eksen için yükleme ile dönme değerleri arasındaki ilişkiyi veren grafik	148
Şekil 3.78.	: Üç tip eksantrisite durumunda her iki eksen için Eğilme momenti ile dönme değerleri arasındaki ilişkiyi veren grafik	149
Şekil 3.79.	: Eksenel kuvvet - şekil değiştirme grafiği	150
Şekil 3.80.	: Eğilme momenti - dönme grafiği	150
Şekil 3.81.	: İç kuvvet ölçerler yerleştirilmiş bir çerçeve ve yükleme durumu	151
Şekil 3.82.	: Şekil değiştirme ölçerlerin konumları	151

YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI VE BİR İÇ KUVVET ÖLÇERİN TASARIMI

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışma iki ana bölümden oluşmaktadır; ‘Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması ‘ ve ‘ Bir İç Kuvvet Ölçerinin Tasarımı’.

Birinci kısımda, yapı sistemlerinin hesap yöntemleri, örnek olarak seçilen üç açıklıklı bir düzlem çerçeve üzerinde çeşitli yükleme durumları için farklı hesap yöntemleri kullanılarak karşılaştırılmıştır. Önce Açık Yöntemi kullanılarak yapının önboyutlandırılması yapılmıştır. Daha sonra sırası ile, yapı yükleri için, ilave yükler için ve mesnet çökmeleri için Matris Deplasman Yöntemi, E (deprem) yükü için Matris Kuvvet Yöntemi kullanılarak kesit tesirleri bulunmuştur. En elverişsiz iç kuvvetler, düzenlenen bir süperpozisyon tablosu yardımıyla bulunmuş, kritik kesitlerde betonarme kesit hesapları yapılmıştır.

Çalışmanın ikinci kısmında; deney numunesi olarak kullanılacak basit bir hiperstatik sistemde kesit zorlarını ölçebilmek amacıyla bir iç kuvvet ölçerinin tasarımı ve uyarlanması üzerinde durulmuştur. İç kuvvet ölçer için iki tip düşünülmüştür. Bunlardan birincisi çubuklardan oluşan bir iç kuvvet ölçer, ikincisi ise silindirik gövdeden oluşan bir iç kuvvet ölçerdir. Dönel simetrisinin bulunması, üretiminin basit olması gibi nedenlerle silindirik bir gövdeden oluşan iç kuvvet ölçerinin tasarımına ağırlık verilmiştir. Üretilen iç kuvvet ölçer; silindirik bir gövde ile bu gövdenin altına ve üstüne kaynaklanan çelik levhalardan oluşmaktadır. İç kuvvet ölçerinin kullanılması düşünülen tipik betonarme numune çerçeveye yüklemeler yapılarak, iç kuvvet ölçere gelebilecek kesit zorları belirlenmiş ve daha sonra bu kesit zorları altında iç kuvvet ölçerinin boyutlandırılması yapılmıştır. İç kuvvet ölçerinin olası kullanım yeri olarak iki kesit belirlenmiştir; kolon taban kesidi ve kolon orta yüksekliği. İç kuvvet ölçerinin kolon orta yüksekliğine yerleştirilmesi halinde iç kuvvet dağılımının ve genel yapı davranışının ne ölçüde etkilendiği irdelenmiştir. Son bölümde ise üretimi gerçekleştirilen ve şekil değiştirme ölçerlerle donatılmış numune iç kuvvet ölçere laboratuvar ortamında yüklemeler yapılarak uyarlama için kullanılacak yük-şekil değiştirme diyagramları elde edilmiştir. Kuramsal olarak kabuk sonlu elemanlardan yararlanılıp oluşturulan matematik modelin bilgisayarda yapılan çözümlemeleriyle deneyler sonucunda elde edilen grafikler; bazı varsayımlar yapılarak karşılaştırılmıştır. Sonuçların yeter yaklaşıklık içinde olduğu gözlemlenmiştir.

COMPARISON OF METHODS OF STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN OF A FORCE TRANSDUCER

SUMMARY

This work has two main parts; ‘Comparison of Methods of Structural Analysis’ and ‘Design of a Force Transducer’.

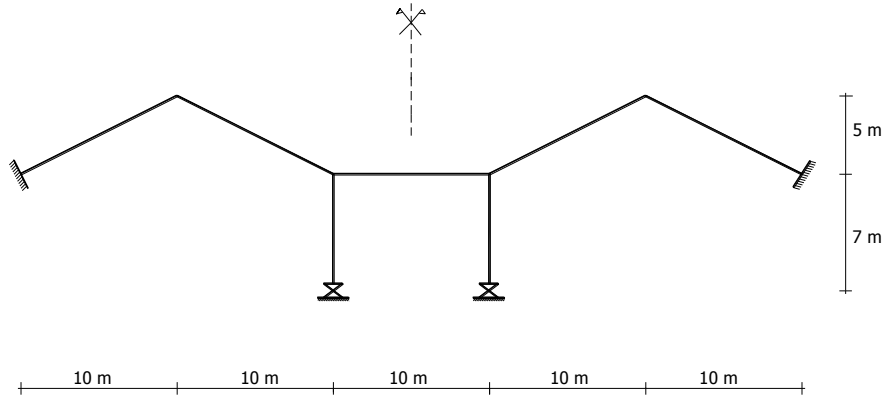
In the first part; the methods used for structural analysis are compared by means of several applications on a 3-bay plane frame. The preliminary design of the frame have been completed mainly by the Slope-Deflection Method. In this stage of preliminary design of the structural system, only the dead loads and the live loads are considered. Matrix displacement method has been utilised to analyze the structure for the load cases of dead and live loads in final stage. The structure subjected to lateral loads is analyzed by the Matrix Force Method. At the end of the calculations, the dimensions of the critical cross-sections obtained by the preliminary analysis are checked under the most unfavorable loading conditions.

In the second part, the design and the calibration of a force transducer is presented. The force transducer is needed to determine the distribution of internal forces in the columns’ of a simple hiperstatic system. Internal force diagrams have been examined for checking the possible intensities of internal force which act on the transducer. The loads acting on the force transducers are obtained when they are placed in the frame. Then the force transducer that composes of strut elements is designed subjected to these loads. Same procedure is followed for the force transducer that is formed by a cylindrical part and thich plates welded on top and bottom. As a final decision, the force transducer that is formed by a cylindrical body and thick plates welded on this part is chosen to be produced. To decide the probable place that the force transducer is going to be used in the frame was a question. There were two possible and meaningfull locations for placing the transducers; column base section and column mid-height. Column mid-height is decided for the location of the force transducer. Then the distribution of the internal forces and continuity of the structure is examined mathematically after the force transducers are placed in the system. The force transducer is loaded in the laboratory for the calibration purposes. After the loadings, load-strain diagrams were obtained. Then the same loads were applied on the force transducer that is modelled using finite elements. And the load-strain diagrams of computer solutions were obtained. The comparison of the load-strain diagrams obtained in the laboratory and obtained by the computer is made. As a result of the comparison, it is observed that diagrams are nearly same.

1. GİRİŞ

1.1. Giriş ve Çalışmanın Amacı

Dört bölümden oluşan bu çalışmanın giriş ve amacına ayrılan birinci bölümünden sonra çalışmanın 2.Bölüm'ünde geometrik özellikleri Şekil 1.1.'de verilen tek katlı, üç açıklıklı sanayi yapısı ele alınarak, önce önboyutlandırılması daha sonra çeşitli yükleme durumları için farklı hesap yöntemleri kullanılarak kesin statik hesabı yapılmıştır. Bu hesaplar sonucu elde edilen kesit zorlarının en elverişsiz kombinasyonları da göz önünde bulundurularak, kesit hesapları yapılmıştır.



Şekil 1.1. İncelenen Sistemin Tipik Çerçevesi

Çalışmanın 3.Bölümü'nde iç kuvvet ölçerlerin tasarımı üzerinde durulmuş ve iki farklı tip için hesap yapılmış bunlardan biri üretilerek laboratuarda denenmiş ve kalibrasyonu yapılmıştır. Deneylerde kullanılan betonarme çerçeve numunelerin bazen hiperstatik olarak seçilme zorunluluğu bulunmaktadır ki bu durumda iç kuvvet dağılımını statik denge denklemleri ile belirlemek zorlaşır. Bu zorluk doğrusal olmayan davranış söz konusu olduğunda daha da artar.

Yapı elemanlarına şekil değiştirme ölçer ve yerdeğiştirme ölçerlerin koyulması iç kuvvetlerin belirlenmesine devrede kaldıkları sürece olanak sağlarlar. Ancak kalıcı şekil değiştirmelerin arttığı evrelerde yani elastik bölgeden çıkıldığında bu ölçüm teknikleri güvenilir sonuçlar veremezler. Betonarme yüzeye yapıştırılan şekil değiştirme ölçerler, elastik olmayan bölgeye geçildiğinde beton yüzeyindeki çatlama ve dökülmeler nedeni ile güvenilir sonuçlar veremez. Doğrudan doğruya elemanlardaki iç kuvvetleri ölçmeye yönelik düzenekler yapı üzerindeki iç kuvvet dağılımları hakkında daha güvenilir sonuçlar verebileceklerdir.

Bu çalışmanın amacı; hiperstatik bir sistemin yatay ve düşey yüklemeler altında doğrusal ve doğrusal olmayan davranışı söz konusu olduğunda iç kuvvet dağılımını ve böylelikle sistem davranışını daha iyi belirleyebilmek amacıyla kullanılacak bir **‘iç kuvvet ölçer’** tasarlamak ve kalibrasyonunu yapmaktır.

Bir iç kuvvet ölçerlerin karakteristik özellikleri aşağıdaki gibidir;

- İç kuvvet ölçerin yapımında kullanılan malzemelerin, güvenilir gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının olması gerekir.
- İç kuvvet ölçer güvenilir sonuçlar verecek şekilde donatılmış olmalıdır.
- İç kuvvet ölçer doğru bir şekilde ayarlanmış olmalıdır ki; iç kuvvetlere doğrudan erişebilme olanağı olabilsin.

İç kuvvet ölçerin sistemde bağlanacağı yerin seçimi; iç kuvvet ölçerin boyutlarının belirlenmesi, üretim maliyetinin değışmesi ve yerleştirileceğı sistemin davranışını etkileyebilmesi sebebiyle önemlidir. Sistem, sisteme etkiyen yükler ve sistemin genel davranışı bu seçimi etkileyecektir. Numune davranışını en az bozacak uygun bir yer aranarak, oraya bir iç kuvvet ölçer bağlanması yerinde olacaktır. İç kuvvet ölçerin kullanım yerini uygun olarak saptamak için öngörülen deney çerçevesi üzerinde iki kesit incelemeye esas alınmıştır. Biri kolon taban kesitidir ancak burası kesit zorlarının en fazla olduğu ve iç kuvvet ölçerin boyutlarının arttığı kritik kesitler olduğu için öncelikli olarak düşünülmemiştir. Diğer ve öncelikli olan kolon üzerinde eğilme momentin sıfıra yaklaştığı bölgedir. Eğilme momentinin sıfıra yaklaştığı bölge, incelenen numune ve yükler altında yaklaşık olarak kolon orta yüksekliğidir. Ancak eğilme momentinin sıfıra yaklaştığı bölgenin yeri, yüklemenin tipine ve doğrusal olmayan şekil değiştirme dağılımına bağılı olarak değışebilmektedir.

Numunenin, sabit düşey yükler ve artan yatay yükler altında doğrusal olmayan plastik mafsallı hipotezi ile hesabı yapılmıştır. Böylelikle kolonlarda eğilme momentinin sıfıra yaklaştığı bölgenin saptanması konusunda fikir edinilmiştir.

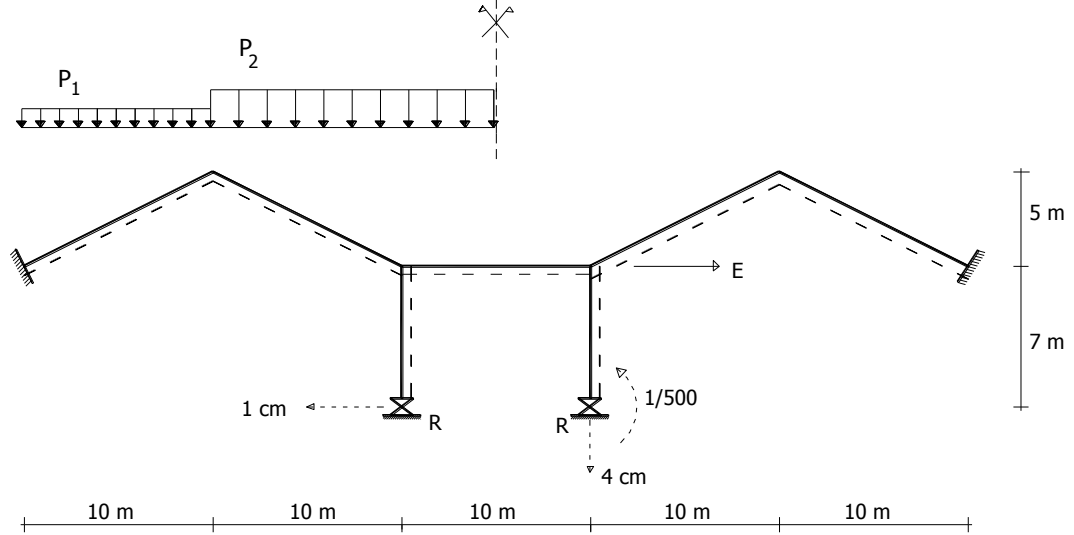
İç kuvvet ölçerin kolay üretilebilmesi amacıyla, standart boru malzemeden yararlanılması esas alındığı için ‘ Tablo 3.2.’de belirtilen boyutlar esas alınmıştır. Sacları kıvrıp kaynaklamak uygun bulunmamıştır. İç kuvvet ölçerin alt ve üst levhaları boru elemana kaynaklanmıştır. Kaynaklamadan meydana gelebilecek artık gerilmeleri önlemek için Metod kaynak yapılmıştır. Metod kaynak yapılırken, önce her hangi bir noktaya nokta kaynak yapılmıştır. Sonra bu noktanın simetriğine nokta kaynak yapıp bu iki noktadan geçen eksene dik eksende de aynı işlem tekrarlanmıştır. Levhalar boruya tam olarak kaynaklanana dek bu işlem devam ettirilmiştir.

Çalışmanın 4.Bölümü’nde 2. ve 3. Bölümlerden elde edilen sonuçlara ve önerilere yer verilmiştir.

Bölüm 2 için yararlanılan [10] ve [11] no’lu kaynaklarda geniş açıklıklar eğrisel kirişlerle geçilmiştir. Geniş açıklıklar 30 m. ve 24 m ‘dir. [11] no ile verilmiş kaynak tezde kayıcı mesnetler ve mafsallı kolon bulunmaktadır, kiriş ve kolonlar değişken kesitlidir.

2.YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİ KARŞILAŞTIRILMASI

2.1. Seçilen Sistemin Geometrik Özellikleri ve İşletme Yükleri



Şekil 2.1. Sistemin Geometrik Özellikleri ve İşletme Yükleri

Sistem : Betonarme, BS25, BÇ III
Çerçeve aralığı : 6.00 m.
İlave Yükler : $p_1 = 2 \text{ kN/m}^2$, $p_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
Deprem Yükleri : E ; 1.derece
Elastik mesnet : $c = 50000 \text{ kN/m}^2$

Yükleme durumları ve kullanılacak hesap yöntemleri;

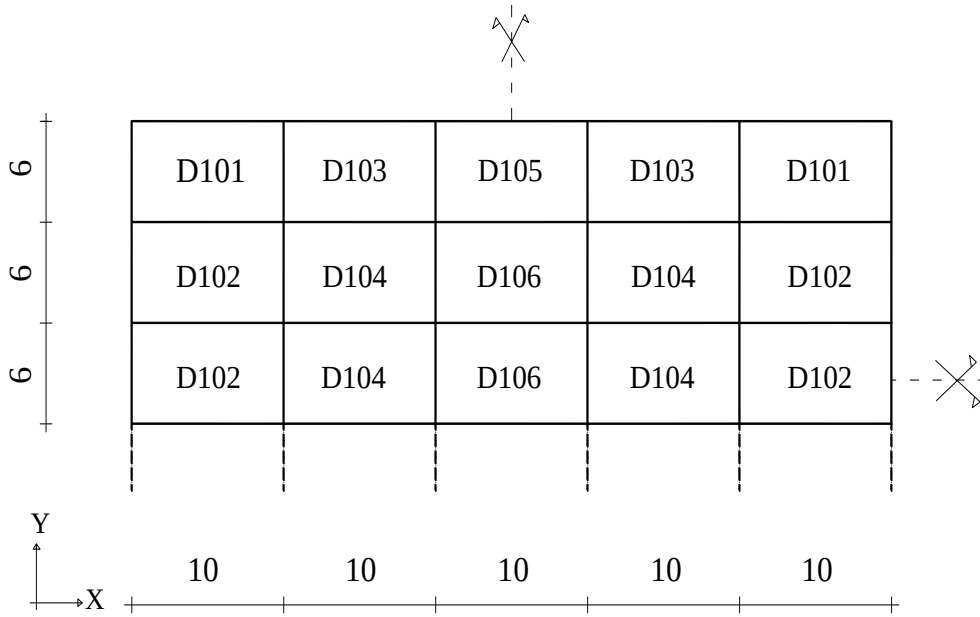
1. Ön boyutlama : Açı Yöntemi
2. Sabit Yükler : Matris Deplasman Yöntemi
3. p_1 , p_2 yükleri : Matris Deplasman Yöntemi
4. E yükü : Matris Kuvvet Yöntemi
5. Mesnet çökmeleri : Matris Deplasman Yöntemi

Hesaplar sonucu elde edilecek kesit tesirlerinin en elverişsiz durumlarına göre kesit hesapları yapılacaktır.

2.2. Ön Boyutlandırma

2.2.1. Döşeme hesapları

Döşeme hesapları $L_{uzun} / L_{kısa}$ oranına göre, tek doğrultuda ve çift doğrultuda çalışan döşemeler olarak yapılmıştır . Hesaplar TS500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları'na [1] göre yapılmıştır. Şekil 2.2.'te hesabı yapılacak döşemenin planı görülmektedir.



Şekil 2.2. Döşeme Planı

Döşeme kalınlıkları, çift doğrultuda çalışan döşemeler için;

$$h \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \text{ ve } h \geq 80\text{mm} \quad (2.1)$$

$$\left(m = \frac{L_u}{L_k}, \alpha_s = \frac{\text{sürekli kenarlar}}{\text{toplam çevre}}, l_{sn} : \text{kısa doğrultudaki net açıklık} \right)$$

D101, D102, D103, D104, D105, D106 döşemeleri çift doğrultuda çalışan döşemelerdir.

$$m = \frac{L_u}{L_k} = \frac{10}{6} = 1,67 < 2$$

$$\alpha_s (D101-D102-D103) = (0.5, 0.8125, 0.6875)$$

$$\alpha_s (D104-D105-D106) = (1.0, 0.6875, 1.0)$$

$$h_f \geq 19.46 \text{ cm (D101)} ; h_f \geq 17.72 \text{ cm (D102)} ; h_f \geq 18.42 \text{ cm (D103)}$$

$$h_f \geq 16.68 \text{ cm (D104)} ; h_f \geq 18.42 \text{ cm (D105)} ; h_f \geq 16.68 \text{ cm (D106)}$$

Paspayı da düşünülerek döşeme kalınlığı 20 cm. alınacaktır.

Yük analizi;

Tüm döşemeler için;

Çatı örtüsü	= 0.25 kN/m ²
Isı yalıtım (5.0 cm)	5.0x0.15 = 0.075 kN/m ²
B.A. döşeme (20 cm)	20x0.25 = 5.0 kN/m ²
Sıva (2.0 cm)	2.0x0.2 = 0.40 kN/m ²

$$\text{Yapı yükü} \quad g = 5.73 \text{ kN/m}^2$$

Döşeme hesap yükleri ;

D101 ve D102 için ;

$$\cos \alpha = 0.895 \quad q = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 5.73 \times 0.895 = 5.13 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 2.0 \times 0.895 = 1.80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{hesap}} = 1.4g + 1.6q = 10.06 \text{ kN/m}^2$$

D103 ve D104 için ;

$$\cos \alpha = 0.895 \quad q = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 5.73 \times 0.895 = 5.13 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 4.0 \times 0.895 = 3.58 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{hesap}} = 1.4g + 1.6q = 12.91 \text{ kN/m}^2$$

D105 ve D106 için ;

$$q = 4.0 \text{ kN/m}^2 ; g = 5.73 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{hesap}} = 1.4g + 1.6q = 14.42 \text{ kN/m}^2$$

Statik ve betonarme hesapları;

Çift doğrultuda çalışan , kirişli döşeme sisteminde; plağın kısa açıklığı l_x olmak üzere, plak mesnet iç yüzündeki ve açıklık ortasındaki eğilme momentleri ;

$$M = \alpha \cdot p \cdot l_x^2 \quad (2.2.)$$

şeklinde hesaplanmıştır. p ; hesap yükü olup , α katsayısı plağın iki doğrultudaki süreklilik durumu ve kenarların oranı gözönünde tutularak tablodan alınmıştır. Açıklıktaki statik ve betonarme hesap sonuçları Tablo 2.1., mesnettekiler ise Tablo 2.2.'de gösterilmiştir.

Tablo 2.1. Döşemelerin Açıklık Donatıları

Döşeme	Yön	d (cm)	M_d (kNm/m)	A_s (cm ² /m)	Seçilen
D101	X	18	37.22	5.95	ϕ 12/16
	Y	17	21.46	3.60	ϕ 10/20
D102	X	18	31.18	4.97	ϕ 12/20
	Y	17	19.56	3.28	ϕ 10/20
D103	X	18	40.02	6.43	ϕ 12/16
	Y	17	25.13	4.22	ϕ 12/25
D104	X	18	32.28	5.17	ϕ 12/20
	Y	17	23.24	3.91	ϕ 10/20
D105	X	18	44.70	7.20	ϕ 12/15
	Y	17	27.99	4.75	ϕ 12/20
D106	X	18	36.05	5.77	ϕ 12/16
	Y	17	25.96	4.38	ϕ 12/25

$$\text{Min} (A_{sx} + A_{sy}) = 0.004 \times 100 \times 17.5 = 7 ; \text{ tamam.}$$

Açıklık donatılarının yarısı pliye olarak düşünülmüştür.

Tablo 2.2.: Döşemelerin Mesnet Donatıları

Yön	Mesnet	M_d (kNm/m)	A_s (cm ² /m)	Mevcut	Ek
X	D101-Süreksiz	24.65	3.90	φ 12/32	φ 8/33
X	D101-D103	54.22	8.83	φ 12/16	φ 10/25
X	D103-D105	60.56	9.96	φ 12/32+φ 12/28	φ 12/25
X	D102-Süreksiz	21.13	3.35	φ 12/40	φ 8/33
X	D102-D104	42.60	6.86	φ 12/20	φ 10/33
X	D104-D106	47.59	7.69	φ 12/40+φ 12/32	φ 10/25
Y	D101-Süreksiz	14.30	2.24	φ 10/40	φ 8/33
Y	D101-D102	28.61	4.56	φ 10/20	φ 8/33
Y	D102-D102	26.13	4.14	φ 10/20	φ 8/33
Y	D103-Süreksiz	16.73	2.63	φ 12/50	φ 8/33
Y	D103-D104	33.46	5.35	φ 12/50+φ 10/40	φ 10/33
Y	D104-D104	31.14	4.97	φ 10/20	φ 8/33
Y	D105-Süreksiz	18.69	2.95	φ 12/40	φ 8/33
Y	D105-D106	37.38	5.98	φ 10/32+φ 12/50	φ 10/33
Y	D106-D106	34.78	5.57	φ 12/25	φ 8/33

Tüm mesnetlerde, her iki doğrultuda da (moment oranları > 0.80) olduğundan mesnet düzeltmesi yapılmasına gerek duyulmamıştır. Mesnetteki donatıyı bulmak için oradaki büyük moment hesaba alınmıştır.

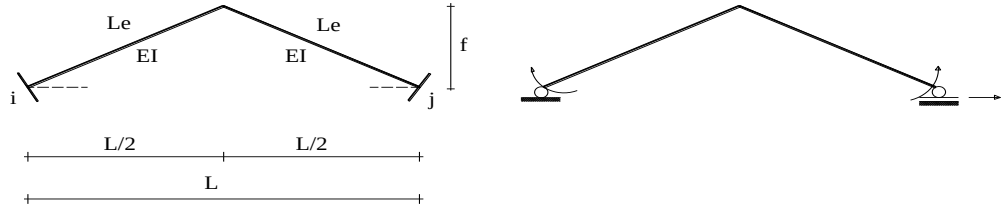
D101'in süreksiz kenarlarına φ 8/10 burulma donatısı koyulacaktır.

Donatı aralığı $t < 1.5 h_f = 30$; tamam.

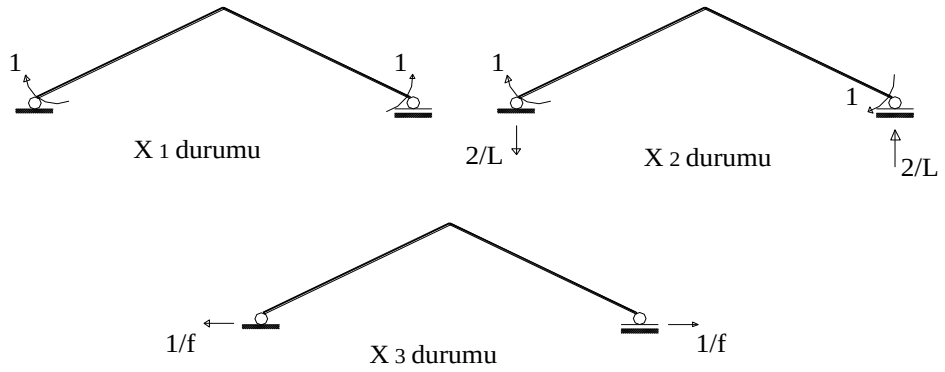
2.2.2. Açı Yöntemi ile ön boyutlandırma

Ön boyutlandırma yapılırken yapı yükleri ve ilave yükleri birlikte göz önünde tutulmuş ve doğru eksenli çubukların eksenel boy değişimleri ihmal edilmiştir. Kırıklı çubuklar tek çubuk olarak hesaba katılmıştır. Sistem simetrik olduğu için yarısı ile hesap yapılmıştır.

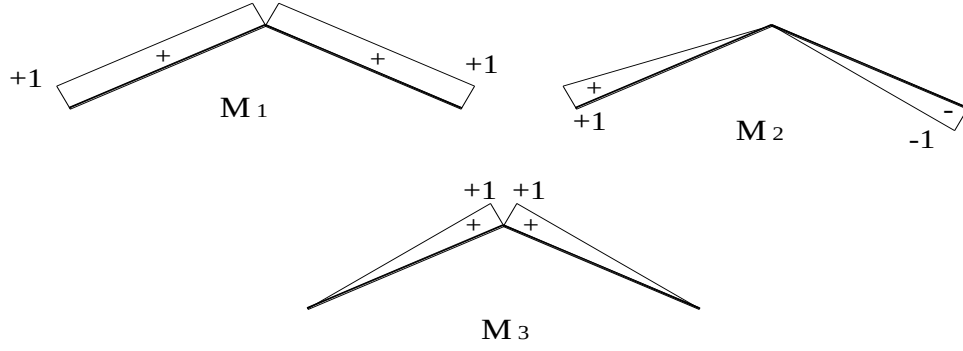
Kırıklı çubuğun tek çubuk olarak alınması halinde birim deplasman ve yükleme sabitlerinin bulunması; ($\Delta = 0$) durumunda , aşağıdaki gibi yapılmıştır.



Şekil 2.3. : İzostatik esas sistem ve hiperstatik bilinmeyenler



Şekil 2.4. : Birim grup yükleme durumları

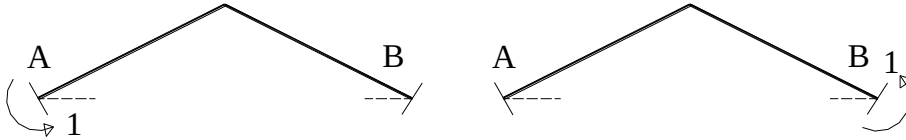


Şekil 2.5. : Birim grup yüklemelerin moment diagramları

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \int M_i \cdot M_j ds \quad ; \quad \delta_{ij} = \delta_{ji} \quad ; \quad [\delta] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} \end{bmatrix} = \frac{L_e}{EI} \cdot \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 \\ 0 & \frac{2}{3} & 0 \\ 1 & 0 & \frac{2}{3} \end{bmatrix}$$

A durumu : $\theta_A = 1; \theta_B = \delta_{AB} = \Delta_{AB} = 0$, dış yük = 0

B durumu : $\theta_B = 1; \theta_A = \delta_{AB} = \Delta_{AB} = 0$, dış yük = 0



$$J_1 = -1; J_2 = -1; J_3 = 0$$

$$J_1 = 1; J_2 = -1; J_3 = 0$$

$$\text{A durumu için ; } [\delta] \cdot [X] = [J] \quad ; \quad \frac{L_e}{EI} \cdot \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 \\ 0 & \frac{2}{3} & 0 \\ 1 & 0 & \frac{2}{3} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 \\ -1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$X_1 = \frac{-2EI}{L_e} \quad , \quad X_2 = \frac{-3EI}{2L_e} \quad , \quad X_3 = \frac{3EI}{L_e}$$

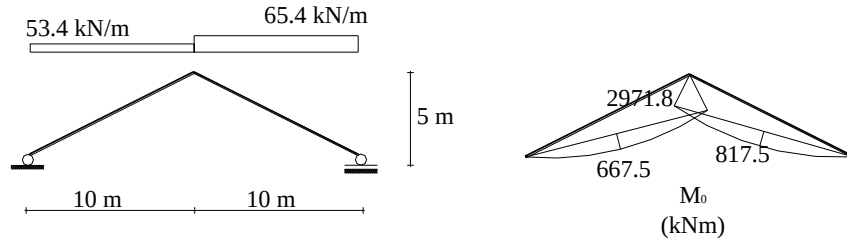
$$m_{i0i} = -X_1 - X_2 = \frac{7EI}{2L_e}$$

$$\text{B durumu için ; } [\delta] \cdot [X] = [J] ; \quad \frac{L_e}{EI} \cdot \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 \\ 0 & \frac{2}{3} & 0 \\ 1 & 0 & \frac{2}{3} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$X_1 = \frac{2EI}{L_e} , \quad X_2 = \frac{-3EI}{2L_e} , \quad X_3 = \frac{-3EI}{L_e}$$

$$m_{i0j} = -X_1 - X_2 = -\frac{2EI}{L_e} + \frac{3EI}{2L_e} = -\frac{EI}{2L_e} \quad m_{j0j} = X_1 - X_2 = \frac{2EI}{L_e} + \frac{3EI}{2L_e} = \frac{7EI}{2L_e}$$

Ankastrelik uç kuvvetleri (g + q) altında ;



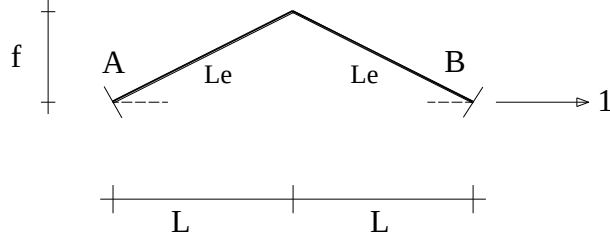
Şekil 2.6.: Kırıklı çubuğun (g+q) yükleme durumu ve M_0 diyagramı

$$[\delta] \cdot [X] + [\delta_{i0}] = 0 \quad ; \quad \frac{L_e}{EI} \cdot \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 \\ 0 & \frac{2}{3} & 0 \\ 1 & 0 & \frac{2}{3} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 3960 \\ -50 \\ 2475 \end{bmatrix} = 0 \quad ; \quad \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -495 \\ 75 \\ -297 \end{bmatrix}$$

$$M_{ij} = -X_1 - X_2 = 420 \text{ kNm} \quad , \quad M_{ji} = X_1 - X_2 = -570 \text{ kNm}$$

$$N_{ij} = N_{ji} = \frac{1}{f} \cdot (X_3 - X_2 \cdot \frac{L_2 - L_1}{L}) = \frac{X_3}{f} = -594 \text{ kN}$$

C durumu ; $\Delta_{AB} = 1$, $\theta_A = \theta_B = \delta_{AB} = 0$, dış yük yok.



$$J_1 = 0 , J_2 = -\frac{1}{f} \cdot \frac{L_2 - L_1}{L} = 0 , J_3 = 1/f$$

$$\frac{L_e}{EI} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 \\ 0 & \frac{2}{3} & 0 \\ 1 & 0 & \frac{2}{3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{1}{f} \end{bmatrix} , \quad X_1 = \frac{-3EI}{f L_e} , \quad X_2 = 0 , \quad X_3 = \frac{6EI}{f L_e}$$

$$m_{AA} = -X_1 - X_2 = \frac{3EI}{f L_e}$$

$$m_{BA} = X_1 - X_2 = \frac{-3EI}{f L_e}$$

$$n_{BA}^{AB} = \frac{1}{f} (X_3 - X_2 \frac{L_2 - L_1}{2}) = \frac{6EI}{f^2 L_e} = n_{AA}$$

Tüm birim deplasman sabitleri;

$$m_{i\theta i} = \frac{7EI}{2Le} , \quad m_{i\theta j} = \frac{-EI}{2Le} , \quad m_{i\delta} = \frac{3EI}{2LeL}$$

$$m_{j\theta i} = \frac{-EI}{2Le} , \quad m_{j\theta j} = \frac{7EI}{2Le} , \quad m_{j\delta} = \frac{3EI}{2LeL}$$

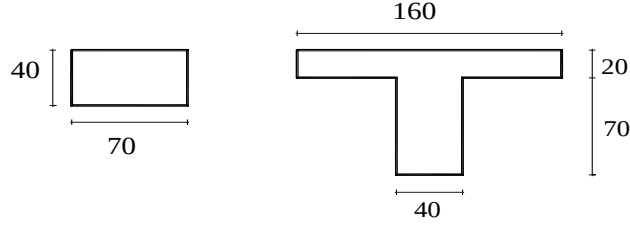
$$t_{i\theta i} = \frac{3EI}{2LeL} , \quad t_{i\theta j} = \frac{3EI}{2LeL} , \quad t_{i\delta} = \frac{3EI}{2LeL^2}$$

$$t_{j\theta i} = \frac{3EI}{2LeL} , \quad t_{j\theta j} = \frac{3EI}{2LeL} , \quad t_{j\delta} = \frac{3EI}{2LeL^2}$$

$$t_{i\theta i} = \frac{m_{i\theta i} + m_{j\theta i}}{2L} , \quad t_{j\theta j} = m_{i\delta} , \quad t_{i\theta i} = t_{j\theta i} \quad (2.3.)$$

Ön boyutlama için seçilen boyutlar ve atalet momentleri ;

Tüm kesitler sabit kesitlidir.



Şekil 2.7. : Kolonların , orta ve eğik kirişlerin boyutları

Kolon (40/70)

$$I = \frac{40 \times 70^3}{12} = 0.0114 \text{ m}^4 = I$$

Orta ve Eğik Kiriş (40/90)

$$b = b_w + 0.2L_p = 160 \text{ cm}$$

$$L_p = 0.6 \times 10 \text{ m} = 6 \text{ m}$$

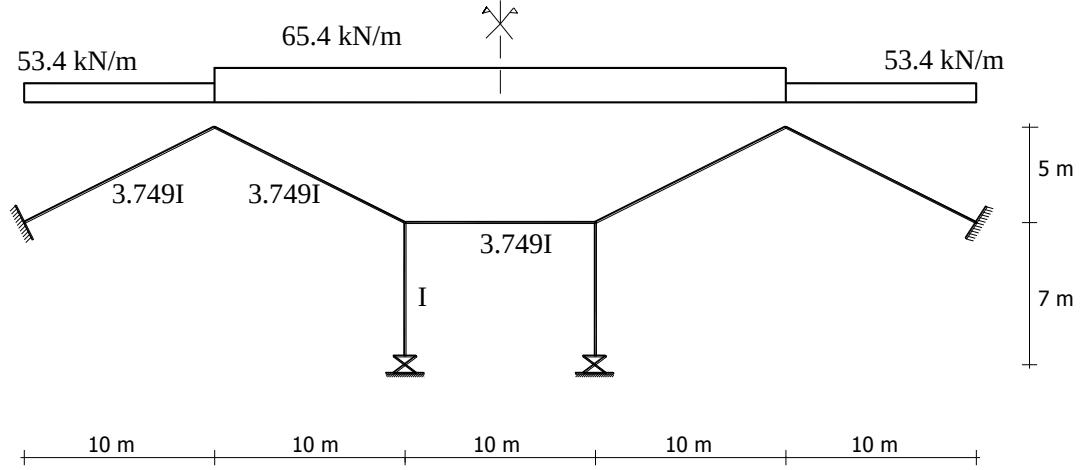
$$I = 0.04274 \text{ m}^4 = 3.749 I$$

$$\text{Kirişlerin ağırlığı: } 0.40 \text{ m.} \times 0.70 \text{ m} \times 2.5 \text{ t / m}^3 = 0.70 \text{ t / m} = 7 \text{ kN/m}$$

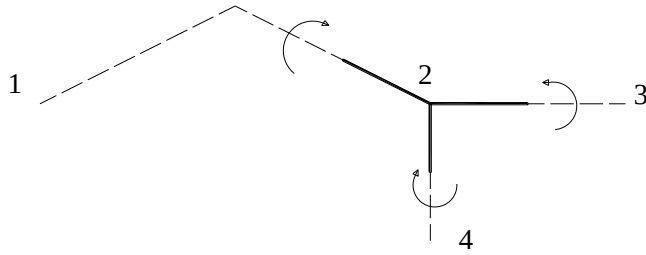
$$\text{Sol eğik kirişe gelen (g+q) = } 6 \times (0.573 + 0.2) + 0.7 = 5.34 \text{ t / m} = 53.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sağ eğik kirişe gelen (g+q) = } 6 \times (0.573 + 0.4) + 0.7 = 6.54 \text{ t / m} = 65.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Orta kirişe gelen (g+q) = } 6 \times (0.573 + 0.4) + 0.7 = 6.54 \text{ t / m} = 65.4 \text{ kN/m}$$



Şekil 2.8. : (g + q) yüklemesi altında sistemin özellikleri



Bilinmeyen : θ_2

$$\text{Denklem : } \sum M_2 = M_{21} + M_{23} + M_{24} = 0$$

$$M_{21} = M_{21} + \theta_2 \cdot m_{2\theta 2}^{2-1} = -570 + \theta_2 \cdot \frac{7E(3.749I)}{2 \times 11.18} = -570 + (1.1737EI)\theta_2$$

$$M_{23} = M_{23} + \theta_2 \cdot m_{2\theta 2}^{2-3} = \frac{qL^2}{12} + (0.75EI)\theta_2 = 545 + (0.75EI)\theta_2$$

$$M_{24} = \theta_2 \cdot m_{2\theta 2}^{2-4} = (0.571EI)\theta_2$$

$$-570 + (1.1737EI)\theta_2 + 545 + (0.75EI)\theta_2 + (0.571EI)\theta_2 = 0$$

$$\theta_2 = 1.002 / EI$$

$$M_{12} = M_{12} + \theta_2 \cdot m_{2\theta 2}^{1-2} = 418.3 \text{ (-418.3 kNm)}$$

$$M_{21} = -570 + (1.002/EI) \cdot 1.1737EI = -558.2 \text{ kNm}$$

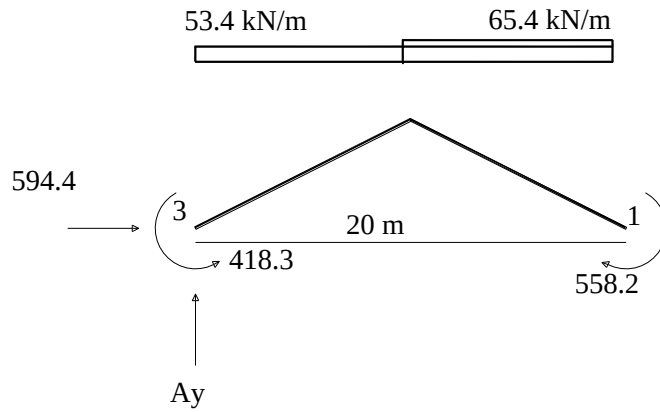
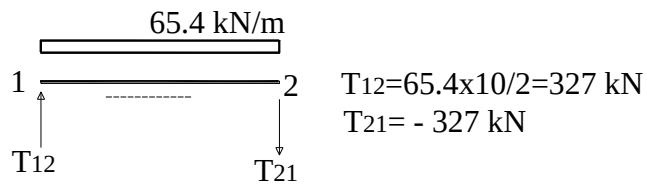
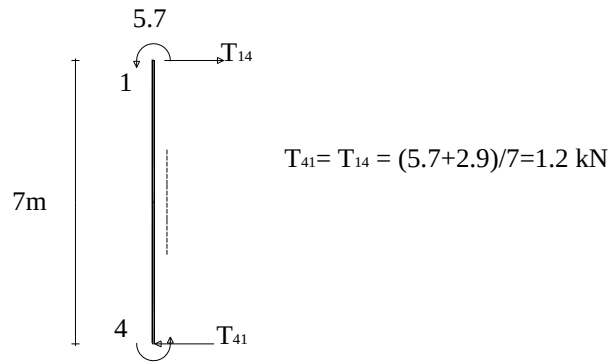
$$M_{23} = 545 + (1.002/EI) \cdot 0.75EI = 552.5 \text{ (} -552.5 \text{ kNm)}$$

$$M_{32} = -552.5 \text{ kNm}$$

$$M_{24} = (1.002/EI) \cdot 0.571EI = 5.7 \text{ kNm}$$

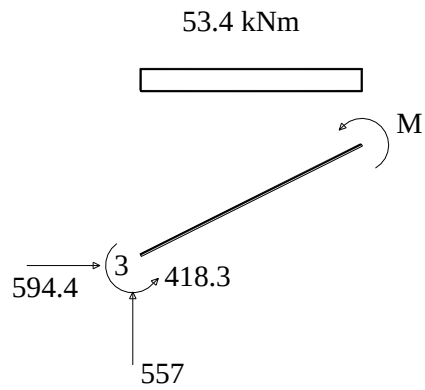
$$M_{42} = (1.002/EI) \cdot 0.571EI / 2 = 2.85 \text{ (} -2.85 \text{ kNm)}$$

4- 1 Elemanı :

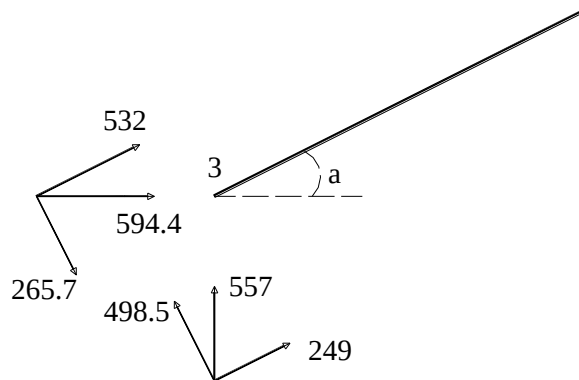


$$A_x = -N_{ij} = 594.4 \text{ kN}$$

$$-418.3 + 20 A_y - 534 \times 15 - 654 \times 5 + 558.2 = 0 \quad ; \quad A_y = 557 \text{ kN}$$

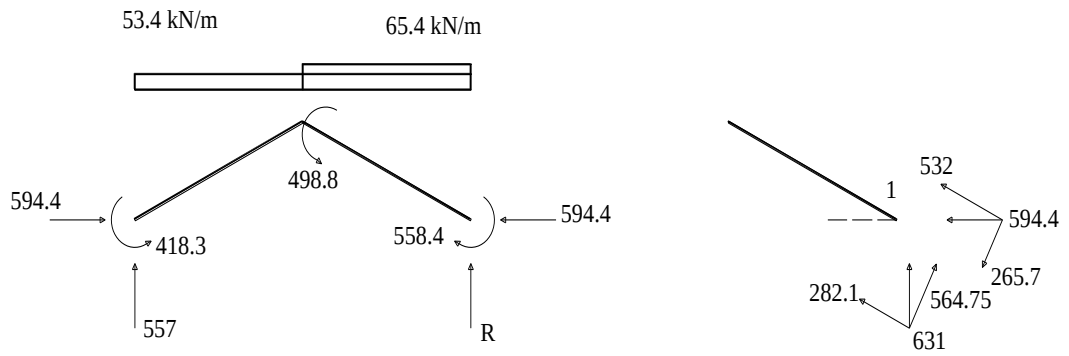


$$557 \times 10 - 594.4 \times 5 - 418.3 - 534 \times 5 - M = 0 \quad ; \quad M = -490.3 \text{ kNm}$$



$$N_3 = - (532 + 249) = -781 \text{ kN}$$

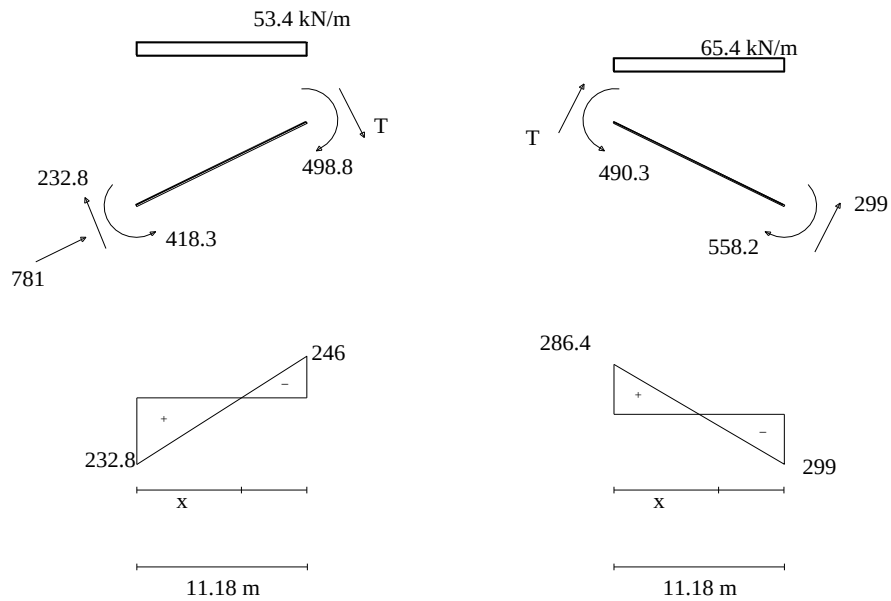
$$T_3 = + (498.5 - 265.7) = 232.8 \text{ kN}$$



$$534 + 654 = 557 + R ; \quad R = 631 \text{ kN}$$

$$T_{13} = 265.7 - 564.75 = -299 \text{ kN}$$

$$N_{13} = -532 - 282.2 = -814.1 \text{ kN}$$



$$498.8 + 11.18 T + 534x5 - 418.3 = 0$$

$$T = -246 \text{ kN}$$

$$x = 5.437 \text{ m}$$

$$M_{\text{AÇIKLIK}} = -418.3 + 232.8\left(\frac{5.437}{2}\right)$$

$$= 214.5 \text{ kNm}$$

$$11.18T - 490.3 - 654x5 + 558.2 = 0$$

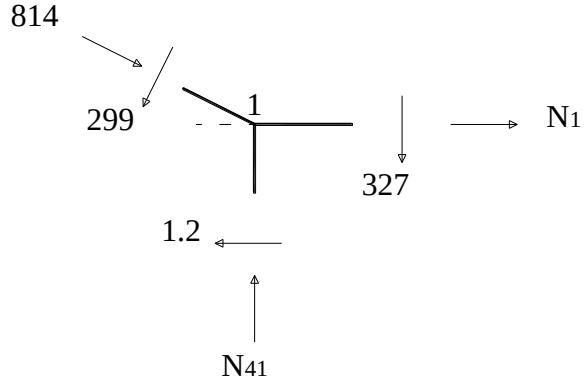
$$T = 286.4 \text{ kN}$$

$$x = 5.47 \text{ m}$$

$$M_{\text{AÇIKLIK}} = -490.3 + 286.4\left(\frac{5.47}{2}\right)$$

$$= 293 \text{ kNm}$$

Düğüm noktası 1 'de yatay ve düşey denge denklemleriyle;



Şekil 2.9.: Düğüm noktası 1'in denge durumu

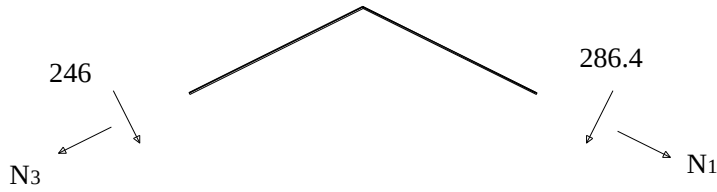
$$\cos \alpha = 0.89445 \quad ; \quad \sin \alpha = 0.447$$

$$814 \times 0.447 + 299 \times 0.89445 + 327 + N_{41} = 0$$

$$N_{41} = -958.3 \text{ kNm}$$

$$N_{12} + 814 \times 0.89445 - 299 \times 0.447 - 1.2 = 0$$

$$N_{12} = -593.2 \text{ kNm}$$



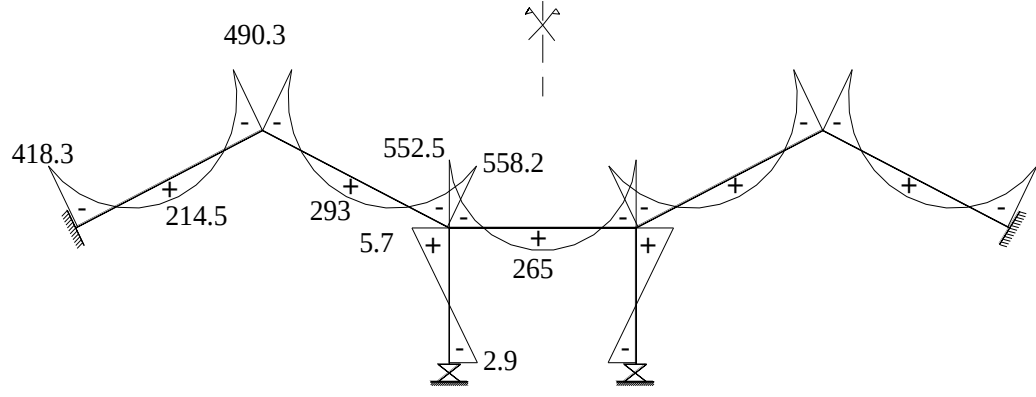
$$246 \times 0.89445 + 0.447 \times N_3 + 286.4 \times 0.89445 + 0.447 \times N_1 = 0$$

$$N_3 + N_1 = -1065.34 \text{ kN}$$

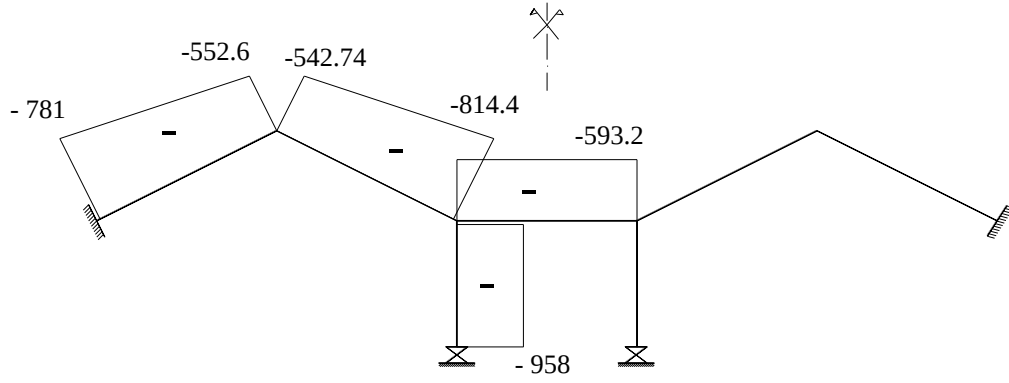
$$246 \times 0.447 - 286.4 \times 0.447 - 0.89445 \times N_3 + 0.89445 \times N_1 = 0$$

$$N_1 - N_3 = 20.19$$

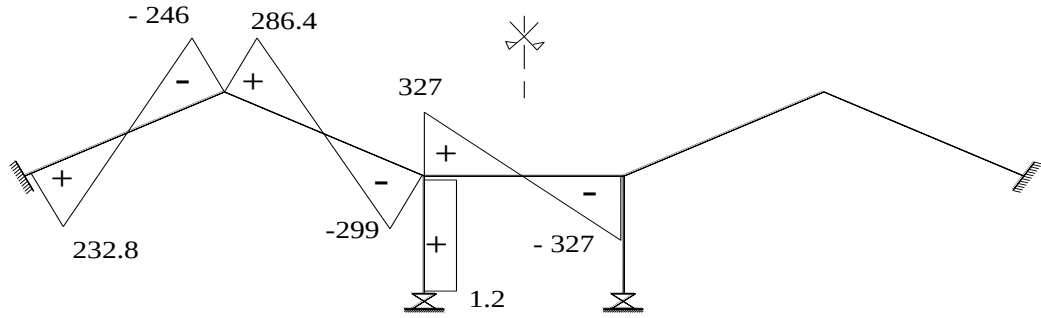
$$N_1 = -522.6 \text{ kN} \quad ; \quad N_3 = -542.74 \text{ kN}$$



M (kNm)



N (kN)



T (kN)

Şekil 2.10. : (g+q) yüklemesi altında M, N, T diyagramları

Seçilen kesitlerin tahkiki; [2]

Orta kiriş açıklıkta;

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot e \quad b = 160, b_w = 40, d = 86$$

$$e = 0,55 \text{ m}$$

$$M_d = 1,45 \cdot 264,9 = 384 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,45 \cdot 593,2 = 860,14 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 857,08 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{1,6 \cdot 0,86^2}{857,08} = 138,07 \dots\dots\dots k_s = 2,85, k_x = 0,107$$

$$x = k_x \cdot d = 0,107 \cdot 86 = 9,2 < 20 \text{ (dikdörtgen kesit hesabı)}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = 4,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = b_w \cdot d \cdot \left(0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \right) = 40 \cdot 86 \cdot 0,0025 = 8,6 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \rho_{\min} \dots\dots\dots \text{tamam}$$

Orta kiriş mesnette;

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot e \quad b = 40, d = 86$$

$$e = 0,27 \text{ m}$$

$$M_d = 1,45 \cdot 552,6 = 801,27 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,45 \cdot 593,2 = 860,14 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 1033,5 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{0,4 \cdot 0,86^2}{1033,5} = 28,63 \dots\dots\dots k_s = 3,21, k_x = 0,36$$

$$x = k_x \cdot d = 0,36 \cdot 86 = 30,9 < 70 \text{ (dikdörtgen kesit hesabı)}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = 15,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \geq \rho_{\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$

$$\text{BS25 ve BÇ III için; } f_{ctd} = 1.15 \text{ N/mm}^2; f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{15,01}{40 \cdot 86} = 4.36 \times 10^{-3} > 0,8 \frac{1.15}{365} = 2.52 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{tamam, } \rho_{\max} = \%2 \dots\dots \text{tamam}$$

Sol eğik kiriş açıklıkta;

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot e \quad b = 160, b_w = 40, d = 86$$

$$e = 0,55 \text{ m}$$

$$M_d = 1,45 \cdot 214,5 = 311 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,45 \cdot 666,8 = 966,86 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 842,77 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{1,6 \cdot 0,86^2}{842,77} = 140,4 \dots\dots\dots k_s = 2,84, k_x = 0,009$$

$$x = k_x \cdot d = 0,009 \cdot 86 = 8,5 < 20 \text{ (dikdörtgen kesit hesabı)}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = b_w \cdot d \cdot \left(0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \right) = 40 \cdot 86 \cdot 0,0025 = 8,6 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \rho_{\min} \dots\dots\dots \text{tamam}$$

Sol eğik kiriş sol mesnette;

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot e \quad b = 40, d = 86$$

$$e = 0,27 \text{ m}$$

$$M_d = 1,45 \cdot 418,3 = 606,54 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,45 \cdot 781 = 1132,45 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 912,3 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{0,4 \cdot 0,86^2}{912,3} = 32,43 \dots\dots\dots k_s = 3,14 ; \quad k_x = 0,316$$

$$x = k_x \cdot d = 0,316 \cdot 86 = 27,18 < 70 \text{ (dikdörtgen kesit hesabı)}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = b_w \cdot d \cdot 0,8 \cdot \left(\frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \right) = 40 \cdot 86 \cdot 0,00252 = 8,67 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \rho_{\min} \dots\dots\dots \text{tamam}$$

Sol eğik kiriş sağ mesnette;

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot e \quad b = 40, d = 86$$

$$e = 0,27 \text{ m}$$

$$M_d = 1,45 \cdot 490,3 = 710,94 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,45 \cdot 552,6 = 801,27 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 927,28 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{0,4 \cdot 0,86^2}{927,28} = 31,9 \dots \dots \dots ks = 3,17 ; \quad k_x = 0,333$$

$$x = k_x \cdot d = 0,333 \cdot 86 = 28,64 < 70 \text{ (dikdörtgen kesit hesabı)}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = 12,22 \text{ cm}^2$$

$$\frac{12,22}{40 \cdot 86} = 3,55 \times 10^{-3} > 0,8 \cdot \frac{1,15}{365} = 2,52 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{tamam,} \quad \rho_{\max} = \%2 \dots \dots \text{tamam}$$

Sağ eğik kiriş açıklıkta;

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot e \quad b = 160, b_w = 40, d = 86$$

$$e = 0,55 \text{ m}$$

$$M_d = 1,45 \cdot 293 = 424,85 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,45 \cdot 678,57 = 983,93 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 966,01 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{1,6 \cdot 0,86^2}{966,01} = 122,5 \dots \dots \dots ks = 2,86 ; \quad k_x = 0,115$$

$$x = k_x \cdot d = 0,115 \cdot 86 = 9,89 < 20 \text{ (dikdörtgen kesit hesabı)}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = 5,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = b_w \cdot d \cdot \left(0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \right) = 40 \cdot 86 \cdot 0,0025 = 8,6 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \rho_{\min} \dots \dots \dots \text{tamam}$$

Sağ eğik kiriş sol mesnette;

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot e \quad b = 40, d = 86$$

$$e = 0,27 \text{ m}$$

$$M_d = 1,45 \cdot 490,3 = 711 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,45 \cdot 542,74 = 786,97 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 923,48 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{0,4 \cdot 0,86^2}{923,48} = 32,04 \dots\dots\dots k_s = 3,06 ; \quad k_x = 0,261$$

$$x = k_x \cdot d = 0,261 \cdot 86 = 22,45 < 70 \text{ (dikdörtgen kesit hesabı)}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = 11,30 \text{ cm}^2$$

$$\frac{11,30}{40 \cdot 86} = 3,28 \times 10^{-3} > 0,8 \cdot \frac{1,15}{365} = 2,52 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{tamam}$$

Sağ eğik giriş sağ mesnette;

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot e \quad b = 40 , d = 86$$

$$e = 0,27 \text{ m}$$

$$M_d = 1,45 \cdot 558,2 = 809,39 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,45 \cdot 814,4 = 1180,88 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 1128,23 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{0,4 \cdot 0,86^2}{1128,23} = 26,22 \dots\dots\dots k_s = 3,27 ; \quad k_x = 0,4$$

$$x = k_x \cdot d = 0,4 \cdot 86 = 34,4 < 70 \text{ (dikdörtgen kesit hesabı)}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = 10,54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{10,54}{40 \cdot 86} = 3,06 \times 10^{-3} > 0,8 \cdot \frac{1,15}{365} = 2,52 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{tamam} , \quad \rho_{\max} = \%2 \dots\dots \text{tamam}$$

Kolon kesitinde ;

Kolon 40x70 ; $h = 70 \text{ cm} > 40 \text{ cm}$ olduğu için gövde donatısı da koyulacaktır.

$$N = 1,45 \cdot x - 958 \text{ kN} = - 1389,1 \text{ kN}$$

$$M = 1,45 \cdot x \cdot 5,7 \text{ kNm} = 8,265 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} ; m = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.5.)$$

$$n = \frac{1389.1 \text{ kN}}{0.4 \times 0.7 \times 17000} = 0.292$$

$$w = 0.14$$

$$m = \frac{8.265 \text{ kNm}}{0.4 \times 0.7^2 \times 17000} = 0.00248 \cong 0$$

$$A_{s1} = A_{s2} = w \cdot \frac{b \cdot h}{(f_{yd}/f_{cd})} \quad (2.6.)$$

$$= 0.14 \times \frac{40 \times 70}{(365/17)} = 18.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövde donatısı} = A_g = A_s / 3 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Toplam donatı} = 18.85 \times 2 + 6.79 \times 2 = 51.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pursantaj} = \frac{51.28}{40 \times 70} = \%1.8 \quad (1 < 1.8 < 4) \dots\dots\text{tamam.}$$

2.3. Kesin Hesaplar

Bu bölümde önboyutlandırma sonunda elde edilen kesitler esas alınarak kesin hesap yapılmıştır. Çeşitli yükleme durumları için farklı hesap yöntemleri kullanılmış ve kesitler taşıma gücü ilkesine göre donatılandırılmışlardır.

2.3.1. Yapı yükleri için hesap

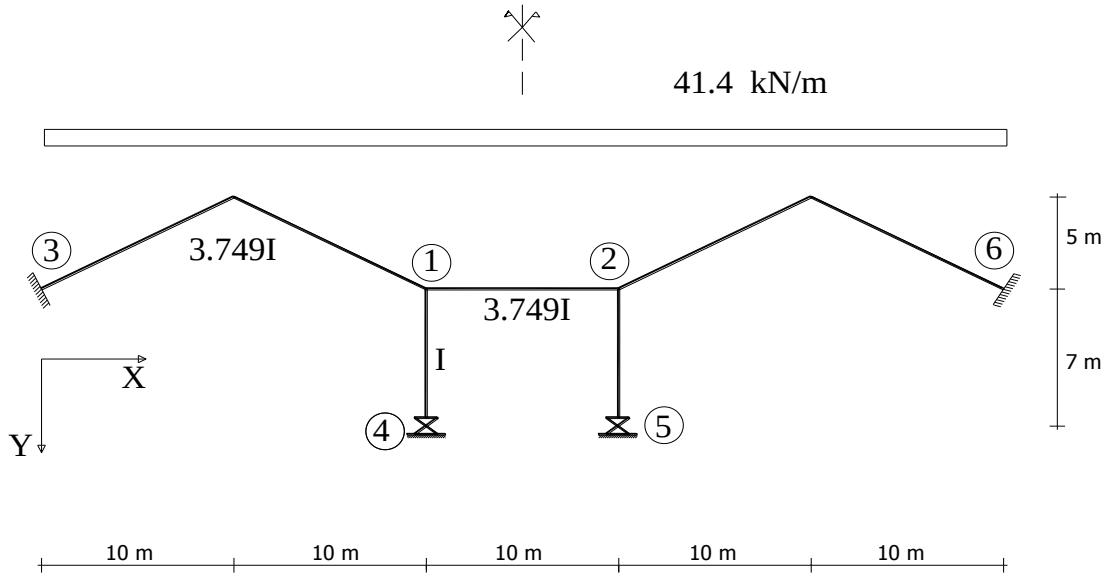
Yapı yükleri için Matris Deplasman yöntemi kullanılmıştır. Dış etkilerden oluşan uç kuvvetlerinin ve uç deplasmanlarının belirlenmesi için bunların sağlamaları gereken ,

- Denge koşullarından,
- Geometrik uygunluk koşullarından,
- Malzemeye ait deformasyon-iç kuvvet bağıntılarından faydalanılır.

Matris deplasman yöntemlerinde, önce sistemin uç deplasman durumu geometrik uygunluk koşullarını sağlayan birbirinden lineer olarak bağımsız uç deplasman durumlarının lineer kombinezonu olarak ifade edilir. Daha sonra, bu bağıntıda bulunan ve sistemin geometrik serbestlik derecesine eşit sayıdaki bilinmeyen katsayılar, denge şartları ve deformasyon-iç kuvvet bağıntıları yardımı ile belirlenerek sistemin uç deplasman durumu elde edilir. Denge şartları ile deformasyon-iç kuvvet bağıntılarından faydalanarak uç deplasmanlarına bağlı olan uç kuvvetleri de bulunup hesap tamamlanmış olur.[4]

Bu problemde, sistem ve dış yük simetrik olduğundan sistemin yarısı ile hesap yapılacaktır. Simetrik çözümde hesaba katılacak kısım Şekil 2.13.'de gösterilmiştir.

Çerçeve kirişine aktarılan yükler ; 41.4 kN/m olarak hesaplanmıştır. Tüm sistem Şekil 2.11.'de gösterilmiştir.



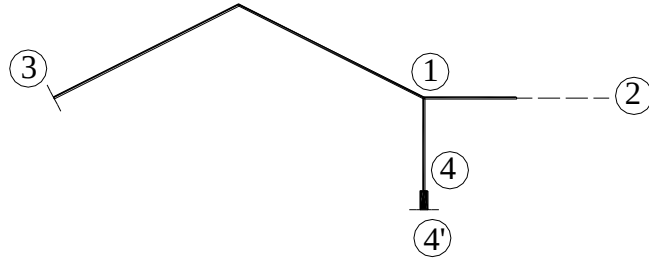
Şekil 2.11. Sistem ve Ortak Eksen Takımı

Bir düğüm noktasında birleşen çubukların uç deplasmanlarının ortak bir eksen üzerindeki izdüşümleri, geometrik uygunluk koşulları nedeniyle birbirine eşittir. Bu nedenle, düğüm noktalarında ortak bir eksen takımı seçilerek çubukların kendi eksenlerine göre belirlenen eleman rijitlik matrisleri bu ortak eksenle ifade

edilmelidir. Ortak eksen ‘..x ‘ indisi ile gösterilmek üzere, çubuk eksenlerine göre belirlenmiş eleman rijitlik matrislerini ortak eksene döndürmek için ;

$$[k]_{i \times i \times x} = [T]_i [k]_{ii} [T]_i^T \quad ; \quad [k]_{i \times j \times x} = [T]_i [k]_{ij} [T]_j^T \quad (2.5.)$$

bağıntıları kullanılır. Burada $[T]_i$ ve $[T]_j$ sırasıyla çubuğun i ve j uçlarına ait ortogonal dönüştürme matrislerini göstermektedir.



Şekil 2.12. Simetrik çözümde hesaba alınacak kısım

Ankastrelik Momentleri ;

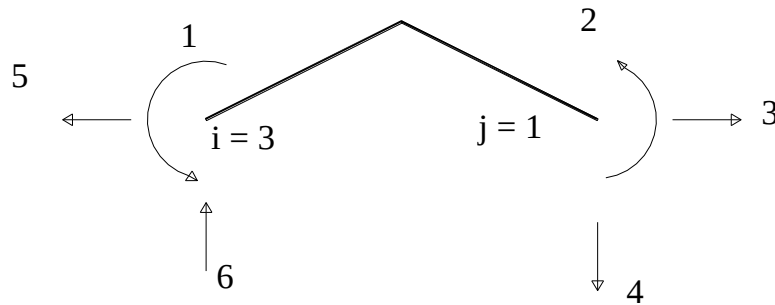
$$M_{31} = 338,33 \text{ kNm} ; \quad M_{13} = - 338,33 \text{ kNm} ; \quad N_{31} = - 406 \text{ kN} ; \quad N_{13} = - 406 \text{ kN}$$

$$M_{14} = 0 \text{ kNm} ; \quad M_{41} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{12} = 41,4 \times 100 / 12 = 345 \text{ kNm} ; \quad M_{21} = - 345 \text{ kNm}$$

Rijitlik Matrisleri:

3 – 1 çubuğu : $i = 3 , j = 1 , \beta_i = 180 , \beta_j = 0$



$$EI = 3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2 \times 3.749 \times 0.0114 \text{ m}^4 = 1282158 \text{ kNm}^2$$

$$m_{101} = m_{303} = \frac{7EI}{2L_e} = 401391.1449$$

$$m_{301} = m_{103} = -\frac{EI}{2L_e} = -57341.59213$$

$$t_{101} = t_{301} = t_{303} = t_{103} = m_{1\delta} = m_{3\delta} = \frac{3EI}{2L_e L} = 17202.47764$$

$$n_{303} = n_{103} = n_{301} = n_{101} = \frac{3EI}{L_e f} = 68809.91056$$

$$m_{1\Delta} = -\frac{3EI}{f \cdot L_e} = -68809.91056$$

$$m_{3\Delta} = \frac{3EI}{f \cdot L_e} = 68809.91056$$

$$n_{1\Delta} = n_{3\Delta} = \frac{6EI}{L_e f^2} = 27523.96422$$

$$t_{1\delta} = t_{3\delta} = \frac{3EI}{2L_e L^2} = 1720.247764$$

$$[T_2]_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -\cos\beta_i & \sin\beta_i \\ 0 & -\sin\beta_i & -\cos\beta_i \end{bmatrix} ; [k]_{i \times i \times x} = [T_2]_i [k]_{ii} [T_2]_i^T ; [k]_{i \times j \times x} = [T]_i [k]_{ij} [T]_j^T$$

$$[T_2]_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} ; [T_2]_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[T_2]_i^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} ; [T_2]_j^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{k}_{33} = \begin{bmatrix} 401391.1449 & 68809.91056 & 17202.47764 \\ 68809.91056 & 27523.96422 & 0 \\ 17202.47764 & 0 & 1720.247764 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{k}_{3 \times 3x} = \begin{bmatrix} 401391.1449 & -68809.91056 & -17202.47764 \\ -68809.91056 & 27523.96422 & 0 \\ -17202.47764 & 0 & 1720.247764 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{k}_{1 \times 3x} = \begin{bmatrix} -57431.59213 & 68809.91056 & -17202.47764 \\ 68809.91056 & -27523.96422 & 0 \\ 17202.47764 & 0 & -1720.24776 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{k}_{3 \times 1x} = \mathbf{k}_{1 \times 3x}^T$$

$$\mathbf{k}_{3 \times 1x} = \begin{bmatrix} -57431.59213 & 68809.91056 & 17202.47764 \\ 68809.91056 & -27523.96422 & 0 \\ -17202.47764 & 0 & -1720.24776 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{k}_{1 \times 1x} = \begin{bmatrix} 401391.1449 & -68809.91056 & 17202.47764 \\ -68809.91056 & +27523.96422 & 0 \\ +17202.47764 & 0 & +1720.24776 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{k}^{31} = \begin{bmatrix} [\mathbf{k}]_{3 \times 3x} & [\mathbf{k}]_{3 \times 1x} \\ [\mathbf{k}]_{1 \times 3x} & [\mathbf{k}]_{1 \times 1x} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 401391.1449 & -68809.91056 & -17202.47764 & -57341.59213 & 68809.91056 & 17202.47764 \\ -68809.91056 & 27523.96422 & 0 & 68809.91056 & -27523.96422 & 0 \\ -17202.47764 & 0 & 1720.247764 & -17202.47764 & 0 & -1720.247764 \\ -57341.59213 & 68809.91056 & -17202.47764 & 401391.1449 & -68809.91056 & 17202.47764 \\ 68809.91056 & -27523.96422 & 0 & -68809.91056 & 27523.96422 & 0 \\ 17202.47764 & 0 & -1720.247764 & 17202.47764 & 0 & 1720.247764 \end{bmatrix}$$

4-1 elemanı ∴ $i = 4$, $j = 1$, $\beta_i = 270$, $\beta_j = 90$

$$\begin{array}{c} j = 1 \\ \parallel \\ I \parallel L = 7 \text{ m} \\ \parallel \\ i = 4 \end{array}$$

$$EI = 3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2 \times 0.0114 = 342000$$

$$EF = 3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2 \times 0.7 \times 0.4 = 8400000$$

$$[T_2]_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad ; \quad [T_2]_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[T_2]_i^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \quad ; \quad [T_2]_j^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[k]_{i \times i \times x} = [T_2]_i [k]_{ii} [T_2]_i^T \quad ; \quad [k]_{ixjx} = [T]_i [k]_{ij} [T]_j^T \quad (2.6.)$$

$$[k]_{4 \times 4 \times} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 \\ \frac{-6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EF}{L} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 195428.5714 & -41877.55102 & 0 \\ -41877.55102 & 11965.01458 & 0 \\ 0 & 0 & 1200000 \end{bmatrix}$$

$$[k]_{4 \times 1 \times} = \begin{bmatrix} \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 \\ \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-EF}{L} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 97714.2857 & 41877.55102 & 0 \\ -41877.55102 & -11965.01458 & 0 \\ 0 & 0 & -1200000 \end{bmatrix}$$

$$[k]_{1 \times 4 \times} = \begin{bmatrix} \frac{2EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-EF}{L} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 97714.2857 & -41877.55102 & 0 \\ 41877.55102 & -11965.01458 & 0 \\ 0 & 0 & -1200000 \end{bmatrix}$$

$$[k]_{1 \times 1 \times} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EF}{L} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 195428.5714 & 41877.55102 & 0 \\ 41877.55102 & 11965.01458 & 0 \\ 0 & 0 & 1200000 \end{bmatrix}$$

$$k_{14} = \begin{bmatrix} k_{1 \times 1 \times} & k_{1 \times 4 \times} \\ k_{4 \times 1 \times} & k_{4 \times 4 \times} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 195428.5714 & 41877.55102 & 0 & 97714.2857 & -41877.55102 & 0 \\ 41877.55102 & 11965.01458 & 0 & 41877.55102 & -11965.01458 & 0 \\ 0 & 0 & 1200000 & 0 & 0 & -1200000 \\ 97714.2857 & 41877.55102 & 0 & 195428.5714 & -41877.55102 & 0 \\ -41877.55102 & -11965.01458 & 0 & -41877.55102 & 11965.01458 & 0 \\ 0 & 0 & -1200000 & 0 & 0 & 1200000 \end{bmatrix}$$

4 – 4' elemanında ; (fiktif çubuk)

$$R_{\theta} = I \times c = \frac{1.4 \times 2.6^3}{12} \times 50000 = 102526.667 \text{ kNm}$$

$$k_{44'} = \begin{bmatrix} R_{\theta} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} = k_{44'} = \begin{bmatrix} 102526.667 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[T_2]_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} ; \quad [T_2]_i^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$k_{44'} = k_{4 \times 4' \times} = \begin{bmatrix} 102526.667 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

1 – 2 elemanında $i = 1$, $j = 2$, $\beta_i = 180$, $\beta_j = 0$

$$i=1 \quad \text{-----} \quad j=2 \\ \text{-----} \\ L=10 \text{ m}$$

$$EI = 1282158 \text{ kNm}^2 \quad ; \quad EF = 3 \times 10^7 \times 0.6 \text{ m}^2 = 18000000$$

Simetrik olarak çözülecek yatay çubuğun rijitlik matrisinde ;

$$k_{ixix} = \begin{bmatrix} \frac{2EI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EF}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$k_{1x1x} = \begin{bmatrix} \frac{2EI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EF}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 256431.6 & 0 & 0 \\ 0 & 3600000 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Simetrik çözüm yapıldığında 2 tane düğüm noktası var ; 1 ve 4 düğüm noktaları.

Sistem rijitlik matrisi de 1 ve 4 düğüm noktaları üzerine oluşturulacaktır.

$$S = \begin{bmatrix} \sum k_{1x1x} & \sum k_{1x4x} \\ \sum k_{4x1x} & \sum k_{4x4x} \end{bmatrix}$$

		1	4
		853251,3163	-26932,35954
		-26932,35954	3639488,979
		17202,47764	0
		97714,2857	41877,55102
		0	1201720,25
		0	297955,2384
1			
4			

Ortak eksen takımında yükleme matrisleri ;

Yükleme matrisi tayin edilirken , önce her çubuk için, çubukların özel eksenlerine ait

$[P_0]_{i,j}$ yükleme matrisleri elde edilir.

Bu matrisler ;

$$[P_0]_{ix} = [T_2]_i [P_0]_i \quad ; \quad [P_0]_{jx} = [T_2]_j [P_0]_j \quad (2.7.)$$

çarpımları ile ortak koordinat sistemine dönüştürülür.

Matrisler , kolon matrister yerlerine koyularak $[P_0]$ yükleme matrisi oluşturulur.

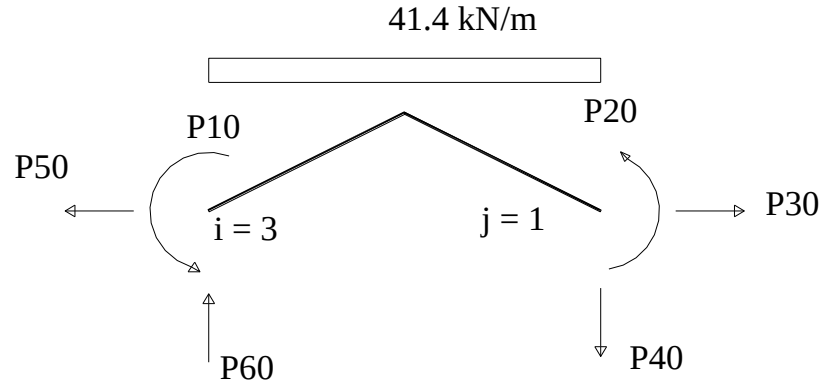
Ortak koordinat eksenlerinin her düğüm noktasında paralel olması halinde;

$$[P_0]_{ix} = \begin{bmatrix} P10 \\ -P50\cos\beta + P60\sin\beta \\ -P50\sin\beta - P60\cos\beta \end{bmatrix} \quad \text{ve} \quad [P_0]_{jx} = \begin{bmatrix} P20 \\ P30\cos\beta - P40\sin\beta \\ P30\sin\beta + P40\cos\beta \end{bmatrix}$$

olarak hesaplanabilirler.

3-1 ELEMANI

$L_x = 20 \text{ m}$, $L_y = 0$, $\beta = 0$



Şekil 2.13. 3-1 Elemanı uç kuvvetleri

$$[T_2]_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \quad ; \quad [T_2]_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$P_{60} = -P_{40} = 41.4 \times 20 / 2 = 414 \text{ kN}$$

$$[P_0]_3 = \begin{bmatrix} 338,33 \\ -406 \\ 414 \end{bmatrix} ; \quad [P_0]_1 = \begin{bmatrix} -338,33 \\ -406 \\ -414 \end{bmatrix}$$

$$[P_0]_{3x} = \begin{bmatrix} 338,33 \\ 406 \\ -414 \end{bmatrix} ; \quad [P_0]_{1x} = \begin{bmatrix} -338,33 \\ -406 \\ -414 \end{bmatrix}$$

1 – 2 ELEMANI: $L_x = 10 \text{ m} , L_y = 0 , \beta = 0$

$$[T_2]_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} ; \quad [T_2]_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$P_{60} = -P_{40} = 41.4 \times 10 / 2 = 207 \text{ kN}$$

$$[P_0]_1 = \begin{bmatrix} 345 \\ 0 \\ 207 \end{bmatrix} ; \quad [P_0]_2 = \begin{bmatrix} -345 \\ 0 \\ -207 \end{bmatrix}$$

$$[P_0]_{1x} = \begin{bmatrix} 345 \\ 0 \\ -207 \end{bmatrix} ; \quad [P_0]_{2x} = \begin{bmatrix} -345 \\ 0 \\ -207 \end{bmatrix}$$

4 -1 elemanı üzerinde yayılı yük bulunmadığından , bu elemana ait yükleme matrisi sıfırdır.

Elemanlar için elde edilen rijitlik ve yükleme matrisleri ile düğüm noktalarında yazılan denge denklemleri sonucunda elde edilen lineer denklem takımının katsayılar

matrisi (sistem rijitlik matrisi , $[S]$) ve sabitler vektörü (sistem yükleme matrisi, $[p_0]$) aşağıda verilmiştir. Bu lineer denklem takımı statik denge halinde şu hali alır ;

$$[S][d] + [p_0] = [q] \quad (2.8.)$$

$$S = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & & & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ & & & 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 853251,3163 & -26932,35954 & 17202,4776 & 97714,2857 \\ -26932,35954 & 3639488,979 & 0 & 41877,55102 \\ 17202,47764 & 0 & 1201720,25 & 0 \\ 97714,2857 & 41877,55102 & 0 & 297955,2384 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Burada özel bir hal olarak düğüm noktalarına her hangi bir yük etkimeidiği için $[q] = 0$ dır.

Bu durumda (2.8.) eşitliği ;

$$[p_0] = \begin{bmatrix} \sum P_{01x} \\ \sum P_{04x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6,67 \\ -406 \\ -621 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$[S][d] + [p_0] = [0]$$

halini alır. Lineer denklem takımının çözümü halinde düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri elde edilir. $[d]$ matrisi ile temsil edilen söz konusu yerdeğiştirmeler ;

	-1,34255E-5	θ_1
d_{1x}	0,000111585	X_1
	0,000516951	Y_1
	-1,12803E-5	θ_4
d_{4x}	0	X_4
	0	Y_4

olarak bulunmuştur. Uç kuvvetleri düğüm noktalarının yerdeğiştirmelerine ve yükleme matrislerine bağılı olarak;

$$[P]_{ix} = [k]_{ixix} [d]_{ix} + [k]_{ixjx} [d]_{jx} + [P_0]_{ix} \quad (2.9.)$$

$$[P]_i = [T]_i^T [P]_{ix}$$

bağıntıları ile hesaplanabilir.

3 – 1 elemanında ;

$$[P]_{3x} = [k]_{3x1x} [d]_{1x} + [P_0]_{3x} = [P]_{3x} = \begin{bmatrix} 17.34 \\ -3.99 \\ -0.66 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 338.33 \\ 406 \\ -414 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 355.67 \\ 402 \\ -406.66 \end{bmatrix}$$

$$[P]_3 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 355.67 \\ 402 \\ -406.66 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 355.67 \\ -402 \\ 406.66 \end{bmatrix}$$

$$[P]_{1x} = [k]_{1x1x} [d]_{1x} + [P_0]_{1x} = [P]_{1x} = \begin{bmatrix} -4.17 \\ 3.99 \\ 0.66 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -338.33 \\ -406 \\ -414 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -342.5 \\ -402 \\ -413.34 \end{bmatrix}$$

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -342.5 \\ -402 \\ -413.34 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -342.5 \\ -402 \\ -413.34 \end{bmatrix}$$

1 – 2 elemanında :

$$[P]_{1x} = [k]_{1x1x} [d]_{1x} + [P_0]_{1x} = [P]_{1x} = \begin{bmatrix} -3.44 \\ 401.7 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 345 \\ 0 \\ -207 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 341.56 \\ 401.7 \\ -207 \end{bmatrix}$$

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 341.56 \\ 401.7 \\ -207 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 341.56 \\ -401.7 \\ 207 \end{bmatrix}$$

4 – 1 elemanında :

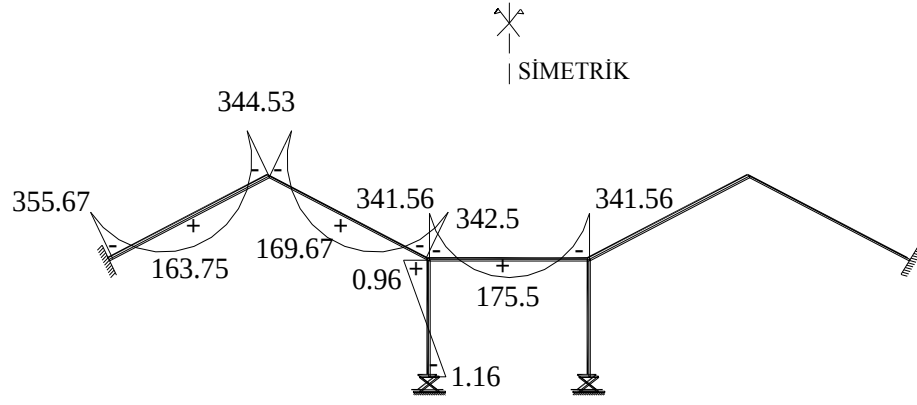
$$[P]_{1x} = [k]_{1x4x} [d]_{4x} + [k]_{1x1x} [d]_{1x} = [P]_{1x} = \begin{bmatrix} -1.10 \\ -0.47 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2.05 \\ 0.77 \\ 620.34 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.95 \\ 0.30 \\ 620.34 \end{bmatrix}$$

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.95 \\ 0.30 \\ 620.34 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.95 \\ -620.34 \\ 0.30 \end{bmatrix}$$

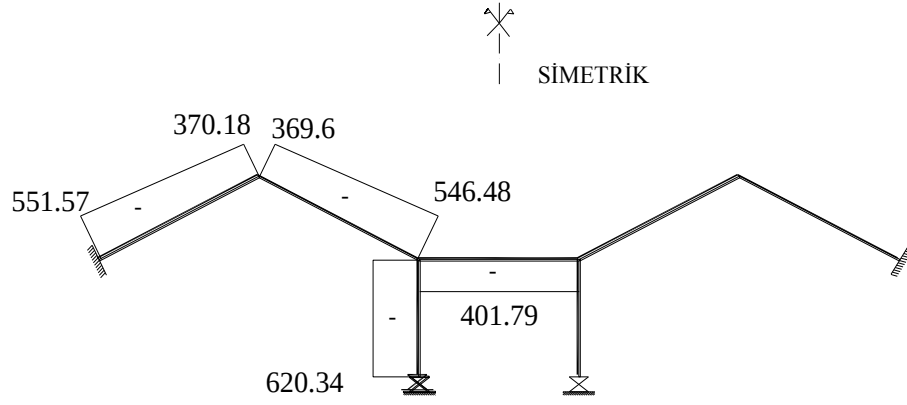
$$[P]_{4x} = [k]_{4x4x} [d]_{4x} + [k]_{4x1x} [d]_{1x} = [P]_{4x} = \begin{bmatrix} -2.20 \\ 0.47 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 3.36 \\ -0.77 \\ -620.34 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.16 \\ -0.30 \\ -620.34 \end{bmatrix}$$

$$[P]_4 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.16 \\ -0.30 \\ -620.34 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.16 \\ -620.34 \\ 0.30 \end{bmatrix}$$

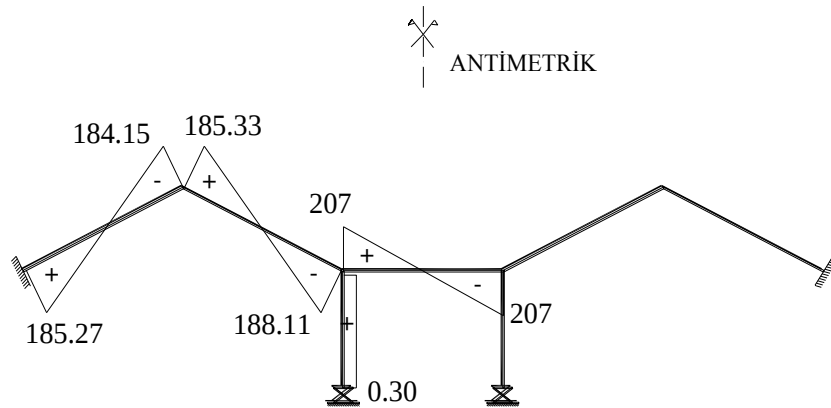
Uç kuvvetlerine bağlı olarak elde edilen M, N, T kesit tesirleri diyagramları Şekil 2.14' te verilmiştir.



M (kNm)



N (kN)

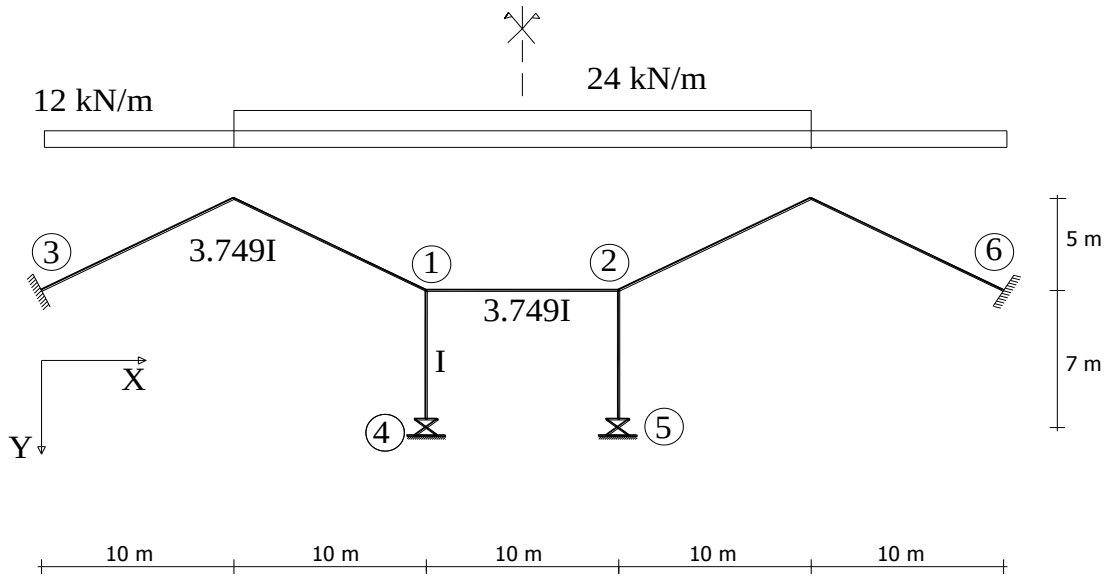


T (kN)

Şekil 2.14. Sabit yükler için M , N , T diagramları

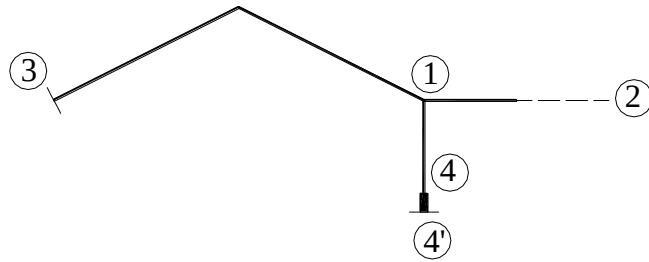
2.3.2. P_1 ve P_2 ilave yükleri için hesap

Sistemin ilave yüklere göre hesabı da önceki kısımda kullanılan Matris Deplasman Yöntemi ile yapılacaktır. Sistem simetrik, yüklemeler de simetrik olduğu için sistemin yarısı ile hesap yapılacaktır. Sistem ve yükleme durumu Şekil 2.15’de gösterilmiştir. P_1 ve P_2 yükleri aynı anda etmektedir.



Şekil 2.15. Sistem ve Yükleme Durumu

Simetrik yükleme için kullanılacak $[S]$ rijitlik matrisi , yapı yükleri için hesap edilenle aynıdır.



Şekil 2.16. Simetrik çözümde hesaba alınacak kısım

Ankastrelik Momentleri ;

$$M_{31} = 75 \text{ kNm} ; \quad M_{13} = - 225 \text{ kNm} \quad ; \quad N_{31} = - 180 \text{ kN} ; \quad N_{13} = - 180 \text{ kN}$$

$$M_{14} = 0 \text{ kNm} ; \quad M_{41} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{12} = 24 \times 100 / 12 = 200 \text{ kNm} ; \quad M_{21} = - 200 \text{ kNm}$$

$$S = \begin{bmatrix} \sum k_{1x1x} & \sum k_{1x4x} \\ \sum k_{4x1x} & \sum k_{4x4x} \end{bmatrix}$$

		1		4	
		853251,3163	-26932,35954	17202,4776	97714,2857
1		-26932,35954	3639488,979	0	41877,55102
S =		17202,47764	0	1201720,25	0
	4	97714,2857	41877,55102	0	297955,2384

Elemanların çubuk ve ortak eksen takımlarına göre rijitlik matrisleri önceki kısımda verilmiştir.

Ortak eksen takımında yükleme matrisleri ve (2.8.) bağıntısındaki $[P_0]$ sistem yükleme matrisleri ;

3-1 ELEMANI

$$L_x = 20 \text{ m} , L_y = 0 , \beta = 0$$

$$[T_2]_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \quad ; \quad [T_2]_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$P_{60} = ((12 \times 10 \times 15) + (24 \times 10 \times 5)) / 20 = 150 \text{ kN}$$

$$P_{40} = - ((12 \times 10 \times 5) + (24 \times 10 \times 15)) / 20 = -210 \text{ kN}$$

$$[P_0]_3 = \begin{bmatrix} 75 \\ -180 \\ 150 \end{bmatrix} ; \quad [P_0]_1 = \begin{bmatrix} -225 \\ -180 \\ -210 \end{bmatrix}$$

$$[P_0]_{3x} = \begin{bmatrix} 75 \\ 180 \\ -150 \end{bmatrix} ; \quad [P_0]_{1x} = \begin{bmatrix} -225 \\ -180 \\ -210 \end{bmatrix}$$

1 – 2 ELEMANI: $L_x = 10 \text{ m} , L_y = 0 , \beta = 0$

$$[T_2]_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} ; \quad [T_2]_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$P_{60} = -P_{40} = 24 \times 10 / 2 = 120 \text{ kN}$$

$$P_{10} = -P_{20} = 24 \times 100 / 12 = 200 \text{ kN}$$

$$[P_0]_1 = \begin{bmatrix} 200 \\ 0 \\ 120 \end{bmatrix} ; \quad [P_0]_2 = \begin{bmatrix} -200 \\ 0 \\ -120 \end{bmatrix}$$

$$[P_0]_{1x} = \begin{bmatrix} 200 \\ 0 \\ -120 \end{bmatrix} ; \quad [P_0]_{2x} = \begin{bmatrix} -200 \\ 0 \\ -120 \end{bmatrix}$$

4 -1 elemanı üzerinde yayılı yük bulunmadığından , bu elemana ait yükleme matrisi sıfırdır.

Elemanlar için elde edilen rijitlik ve yükleme matrisleri ile düğüm noktalarında yazılan denge denklemleri sonucunda elde edilen lineer denklem takımının katsayılar matrisi (sistem rijitlik matrisi , $[S]$) ve sabitler vektörü (sistem yükleme matrisi, $[p_0]$) aşağıda verilmiştir. Bu lineer denklem takımı bağıntı 2.10’da verildiği gibidir.

$$[S][d] + [p_0] = [q] \quad (2.10)$$

$$S = \begin{matrix} & & 1 & & 4 \\ \begin{matrix} 1 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 853251,3163 & -26932,35954 & 17202,4776 & 97714,2857 \\ -26932,35954 & 3639488,979 & 0 & 41877,55102 \\ 17202,47764 & 0 & 1201720,25 & 0 \\ 97714,2857 & 41877,55102 & 0 & 297955,2384 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Burada özel bir hal olarak düğüm noktalarına her hangi bir yük etkilemediği için $[q] = 0$ dır. Bu durumda (2.10) eşitliği ;

$$[p_0] = \begin{bmatrix} \sum P_{01x} \\ \sum P_{04x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -25 \\ -180 \\ 330 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$[S][d] + [p_0] = [0]$$

halini alır. Lineer denklem takımının çözümü halinde düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri elde edilir. $[d]$ matrisi ile temsil edilen söz konusu yerdeğiştirmeler ;

	2.71669E-5	θ_1
d_{1x}	4.98416E-05	X_1
	0,000274217	Y_1
	-1.59146E-05	θ_4
d_{4x}	0	X_4
	0	Y_4

olarak bulunmuştur. Uç kuvvetleri düğüm noktalarının yerdeğiştirmelerine ve yükleme matrislerine bağılı olarak bağıntılarına (2.9) göre bulunmuştur.

3 – 1 elemanında ;

$$[P]_{3x} = [k]_{3x1x} [d]_{1x} + [P_0]_{3x} = [P]_{3x} = \begin{bmatrix} 6.589 \\ 0.498 \\ -0.939 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 75 \\ 180 \\ -150 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 81.59 \\ 180.5 \\ -150.94 \end{bmatrix}$$

$$[P]_3 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 81.59 \\ 180.5 \\ -150.94 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 81.59 \\ -180.5 \\ 150.94 \end{bmatrix}$$

$$[P]_{1x} = [k]_{1x1x} [d]_{1x} + [P_0]_{1x} = [P]_{1x} = \begin{bmatrix} 12.192 \\ -0.498 \\ 0.939 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -225 \\ -180 \\ -210 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -212.81 \\ -180.5 \\ -209.04 \end{bmatrix}$$

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -212.81 \\ -180.5 \\ -209.04 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -212.81 \\ -180.5 \\ -209.04 \end{bmatrix}$$

1 – 2 elemanında ;

$$[P]_{1x} = [k]_{1x1x} [d]_{1x} + [P_0]_{1x} = [P]_{1x} = \begin{bmatrix} 6.966 \\ 179.43 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 200 \\ 0 \\ -120 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 206.97 \\ 179.43 \\ -120 \end{bmatrix}$$

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 206.97 \\ 179.43 \\ -120 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 206.97 \\ -179.43 \\ 120 \end{bmatrix}$$

4 – 1 elemanında ;

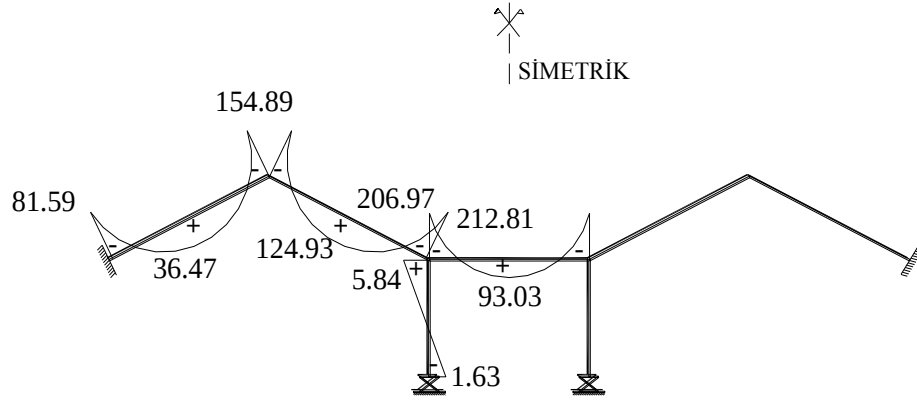
$$[P]_{1x} = [k]_{1x4x} [d]_{4x} + [k]_{1x1x} [d]_{1x} = [P]_{1x} = \begin{bmatrix} -1.555 \\ -0.666 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 7.396 \\ 1.734 \\ 329.06 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.84 \\ 1.07 \\ 329.06 \end{bmatrix}$$

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 5.841 \\ 1.07 \\ 329.06 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.84 \\ -329.06 \\ 1.07 \end{bmatrix}$$

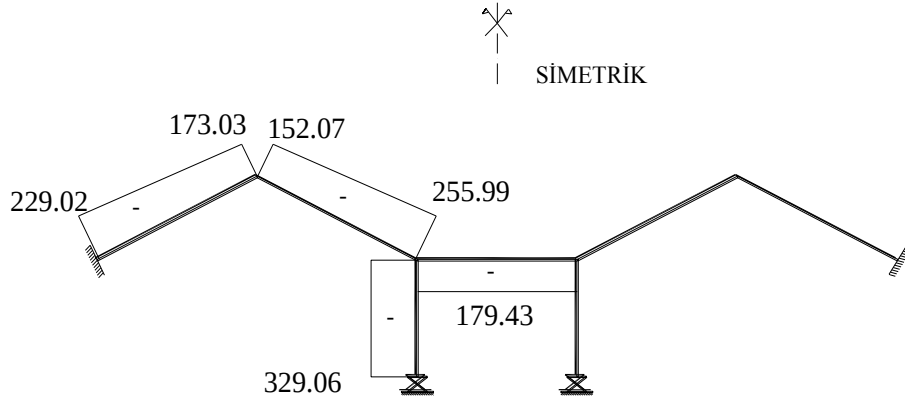
$$[P]_{4x} = [k]_{4x4x} [d]_{4x} + [k]_{4x1x} [d]_{1x} = [P]_{4x} = \begin{bmatrix} -3.11 \\ 0.666 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 4.742 \\ -1.734 \\ -329.06 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.632 \\ -1.07 \\ -329.06 \end{bmatrix}$$

$$[P]_4 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.632 \\ -1.07 \\ -329.06 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.63 \\ -329.06 \\ 1.07 \end{bmatrix}$$

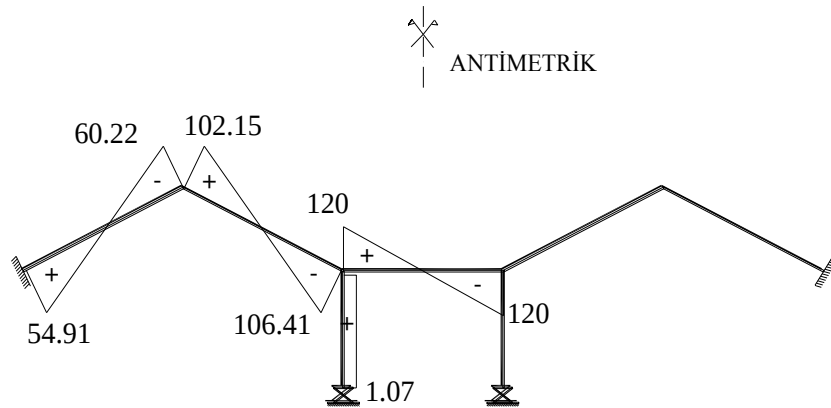
uç kuvvetlerine bağlı olarak elde edilen M, N, T kesit tesirleri diyagramları Şekil 2.17’de verilmiştir.



M (kNm)



N (kN)



T (kN)

Şekil 2.17. P_1 ve P_2 yükleri için M, N, T diagramları

2.3.3. E yatay yüküne göre Matris Kuvvet Yöntemi ile hesap

Matris Kuvvet Yönteminin esası; önce yalnız denge şartlarını sağlayan bütün iç kuvvet durumlarının belirlenmesi, daha sonra bunların arasından deformasyon-gerilme bağıntıları ile geometrik uygunluk şartlarını sağlayan durum tayin edilerek, sistemde dış etkilerden meydana gelen iç kuvvetlerin elde edilmesidir. [3]

Sistemde dış etkilerden meydana gelen iç kuvvet ve deformasyonların çözüm olabilmeleri için aşağıdaki şartları sağlamaları gerekir.

- Denge denklemleri : Çubukların ve düğüm noktalarının denge denklemleridir.
- İç kuvvet-deformasyon bağıntıları (bünye denklemleri)
- Geometrik uygunluk şartları : Düğüm noktaları ve mesnetlerdeki geometrik şartlardır.

Sistemi meydana getiren çubukların uçlarındaki iç kuvvetlere uç kuvvetleri denir. Düzlem çubuk sistemlerde, her çubuk için altı tane olan uç kuvvetlerden üçünün bilinmesi çözüm için yeterlidir. Bu kuvvetlere bağımsız uç kuvvetleri adı verilir. [3]

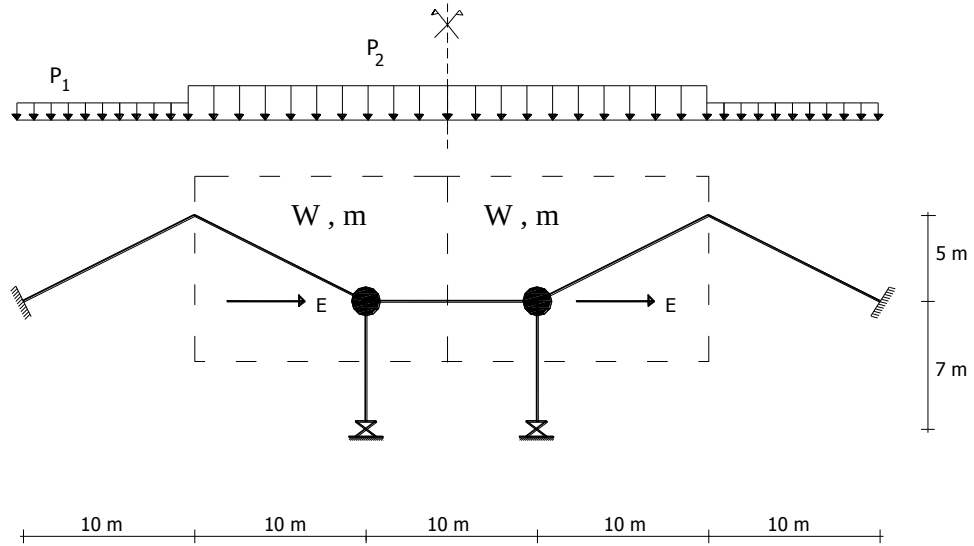
Diğer uç kuvvetleri ve iç kuvvetler, çubukların denge denklemleri yardımı ile bağımsız uç kuvvetlerine bağlı olarak bulunabilirler.

Bağımsız uç kuvvetlerine ait genel çözüm, dış etkiler sıfır iken denge şartlarını sağlayan özel çözüme bağlı olarak ;

$$[P] = [P_x][X] + [P_q] \quad (2.11.)$$

denge denklemleri ile ifade edilir.

Sistem simetrik ve yükleme antimetriktir. Bu durum nedeniyle, ortadaki simetri eksenini üzerindeki çubuk için özel birim deplasman sabitleri kullanmak kaydıyla sistemin yarısı ile hesap yapılabilir.



Şekil 2.17. Yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin analizi

Yapıya etkiyecek yatay deprem atalet kuvvetleri için düğüm noktalarında yoğunlaşmış varsayılan , Şekil 2.17.' de belirtilen alan ağırlıkları esas alınacaktır.

Yatay deprem atalet kuvvetleri hesaplanırken, ‘ Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik ‘[7]Bölüm 6’da verilen katsayılar ve bağıntılar kullanılacaktır.

A_0 = Etkin Yer ivmesi Katsayısı = 0.40 (1.Derece Deprem Bölgesi)

I = (işyeri , endüstri yapıları için) = 1

$S(T)$ = Spektrum Katsayısı = 2.5 (max)

R = Taşıyıcı sistem davranış katsayısı = 8

$$A(T) = \text{Spektral ivme katsayısı} = \frac{A_0 I S(T)}{R} = \frac{0.40 \times 1 \times 2.5}{8} = 0.125$$

Z2 zemin sınıfı ; $T_A = 0.15 \text{ sn.}$, $T_B = 0.40 \text{ sn.}$

$R = 8$; süneklik düzeyi yüksek ve yükler çerçevelerle taşınıyor.

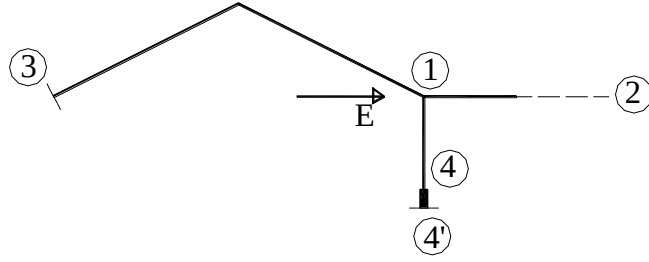
n = hareketli yük azaltma katsayısı (endüstri yapısı) = 0.3

$W = \text{döşeme ağırlığı} + \text{kirişlerin ağırlığı} + \text{kolon ağırlığı} + \text{hareketli yük}$

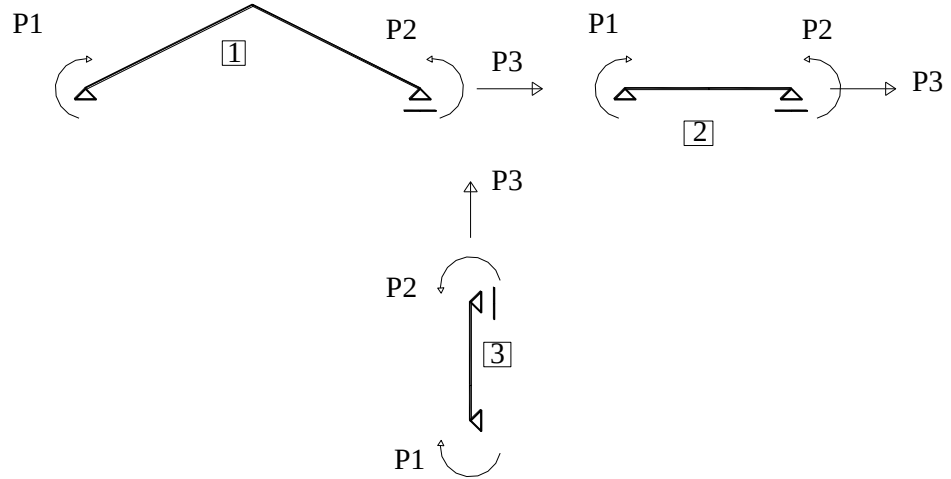
$$W = 5.73 \times 15 \times 6 + (7 \times 11.18 + 7 \times 5) + 7 \times 3.5 + 0.3 \times 4 \times 15 \times 6 = 761.46 \text{ kN}$$

$$m = W / g = 761.46 / 9.81 = 77.62 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$E = A(T).W = 0.125 \times 761.46 = 95.18 \text{ kN}$$



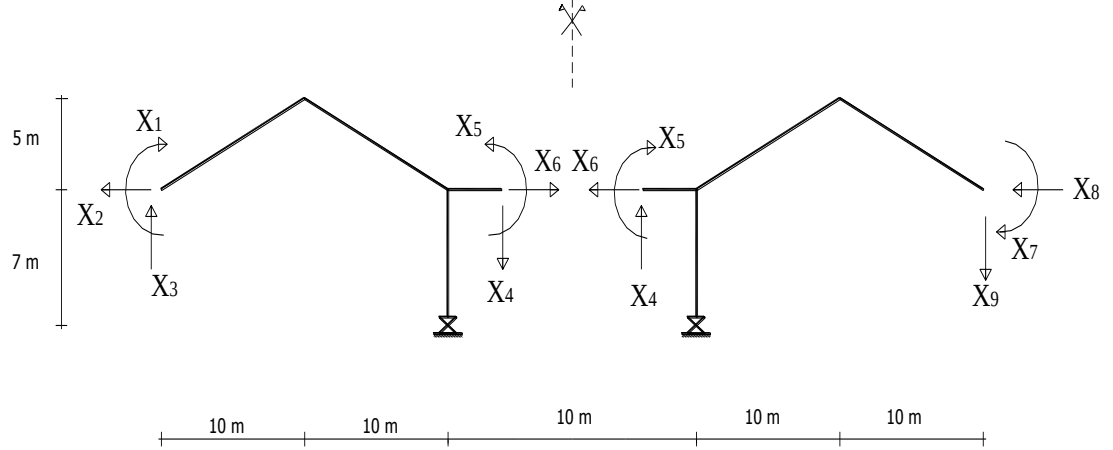
Şekil 2.18. Simetrik çözümde hesaba alınacak kısım



Şekil 2.19. Elemanlara ait bağımsız uç kuvvetleri

Sistemdeki elemanlar ve bağımsız uç kuvvetleri Şekil 2.20' de verilmiştir. Hesaplar bu yöntem için hazırlanmış bir algorithmadan yararlanılarak yapılmıştır.

Daha sonra bağımsız iç kuvvetlerine bağlı olarak iç kuvvetler bulunup; M, N, T diyagramları çizilmiştir.



Şekil 2.20. İzostatik Esas Sistem ve Hiperstatik Bilinmeyenler

Sistem simetrik, deprem yüklemesi ise antimetrik olduğundan sistemin yarısı ile hesap yapılabilir. Bu durumda ortadaki, simetri eksenini tarafından kesilen 1-2 elemanı için yazılan $[f]$ fleksibilite matrisinin yarısı hesaba katılacaktır.

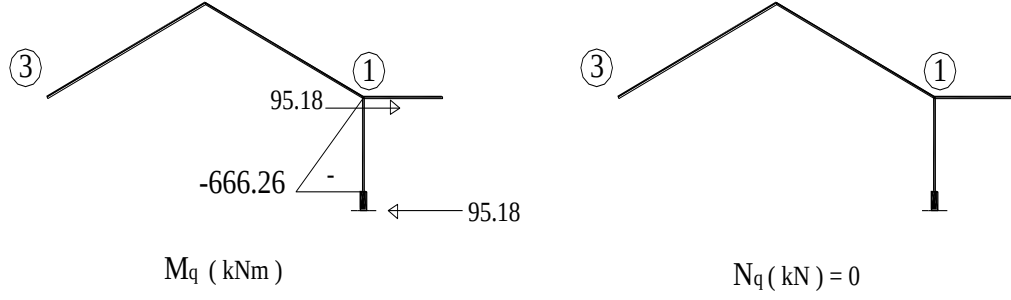
Sistem 9.dereceden hiperstatik olduğundan, seçilecek esas sistemin izostatik olması için sistemdeki 9 bağı kaldırılması gerekmektedir.

Simetrik sistemlerde $[X]$ bilinmeyenleri ve dolayısıyla $[P_x]$ homojen çözümleri simetrik ve antimetrik seçilirse, simetrik ve antimetrik yük halinde sistemin yarısı ile hesap yapmak mümkün olur.

Deprem yüklemesi antimetrik olduğundan, izostatik sistemde, M ve N iç kuvvetleri de antimetrik olur. $[X]$ bilinmeyenlerinden simetrik yük halinde simetrik olanları, antimetrik yük halinde de antimetrik olanları kullanılmalıdır. Çünkü diğerleri sıfırdır. Bu yüzden simetrik yükleme olan X_4 ve X_5 bilinmeyenleri gözönüne

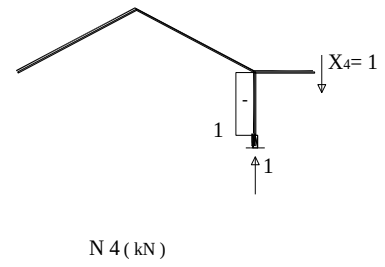
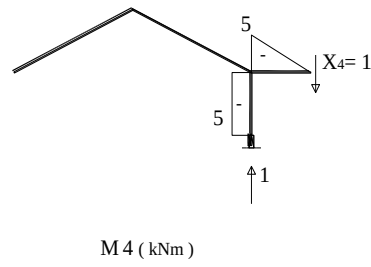
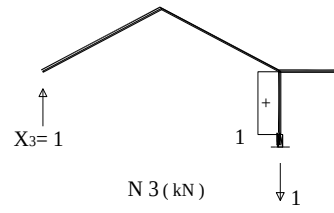
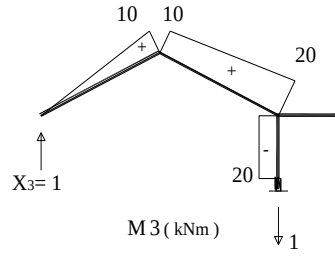
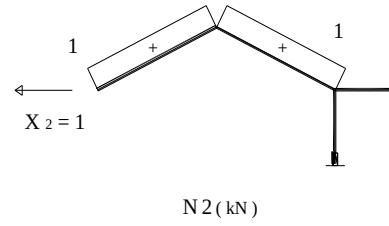
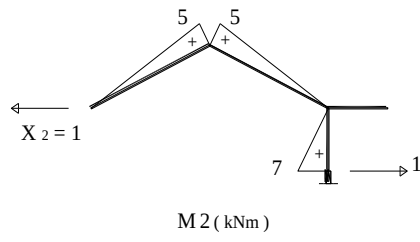
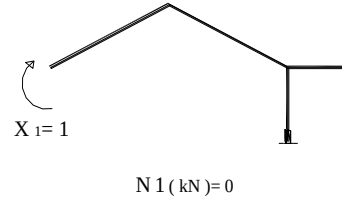
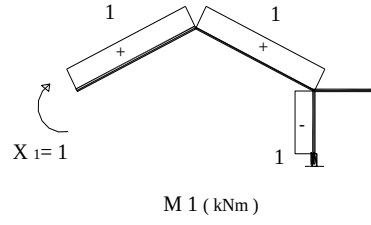
alınmayabilir. Çünkü bunlar da sıfırdır. Ayrıca X_1 ile X_7 , X_2 ile X_8 , X_3 ile X_9 antimetrik grup yüklemeler olarak kullanılırsa; bilinmeyenlerin sayısı, simetri özelliğinin kullanılması halinde 4 tane olur. Bu bilinmeyenler ; X_1 , X_2 , X_3 , X_4 olur ; $X_5 = X_6 = 0$ ' dır.

Pq özel çözümü:



Şekil 2.21. Pq özel çözümü

Homojen çözümler $[P_x]_i$:



Şekil 2.22. Homojen çözümler

Çubuklara ait $[f]$ fleksibilite matrisleri :

1 elemanı için ;

$$[k]_1 = \begin{bmatrix} 401391.1449 & 57341.59213 & -68809.91056 \\ 57341.59213 & 401391.1449 & -68809.91056 \\ -68809.91056 & -68809.91056 & 27523.96422 \end{bmatrix} \quad [f] = [k]^{-1}$$

$$[f]_1 = \begin{bmatrix} 5.81312E-6 & 2.90656E-6 & 2.17992E-5 \\ 2.90656E-6 & 5.81312E-6 & 2.17992E-5 \\ 2.17992E-5 & 2.17992E-5 & 1.45328E-4 \end{bmatrix}$$

2 elemanı için ;

$$EI = 1282158 \text{ kNm}^2, \quad EF = 18000000 \text{ kN}$$

Simetri göze alınmadığı takdirde ;

$$[f] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI} & \frac{L}{6EI} & 0 \\ \frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{EF} \end{bmatrix}$$

Antimetrik yükleme söz konusu olduğunda, simetri özelliğinden yararlanılırsa;

$$[f]_2 = \frac{1}{2}[f]$$

$$[f]_2 = \begin{bmatrix} 1.29989E-6 & 6.499459E-7 & 0 \\ 6.499459E-7 & 1.29989E-6 & 0 \\ 0 & 0 & 2.77778E-7 \end{bmatrix}$$

3 Elemanı için ;

$$L = 7 \text{ m. , } EI = 342000 \text{ kNm}^2 \text{ , } EF = 8400000 \text{ kN}$$

$$[f]_3 = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI} & \frac{L}{6EI} & 0 \\ \frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{EF} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.82261E-6 & 3.411306E-6 & 0 \\ 3.411306E-6 & 6.82261E-6 & 0 \\ 0 & 0 & 8.33333E-7 \end{bmatrix}$$

3 ' elemanında ;

$$R_{\theta} = 102526.667 \text{ kNm}^2 \text{ ; } \frac{1}{R_{\theta}} = 9.75356E-6$$

Algoritmada kullanılan temel bağıntılar:

$$[P] = [P_x][X] + [P_q]$$

$$[P_x]^T [f] [P_x][X] + [P_x]^T [[f][P_q] + [V_o]] = 0$$

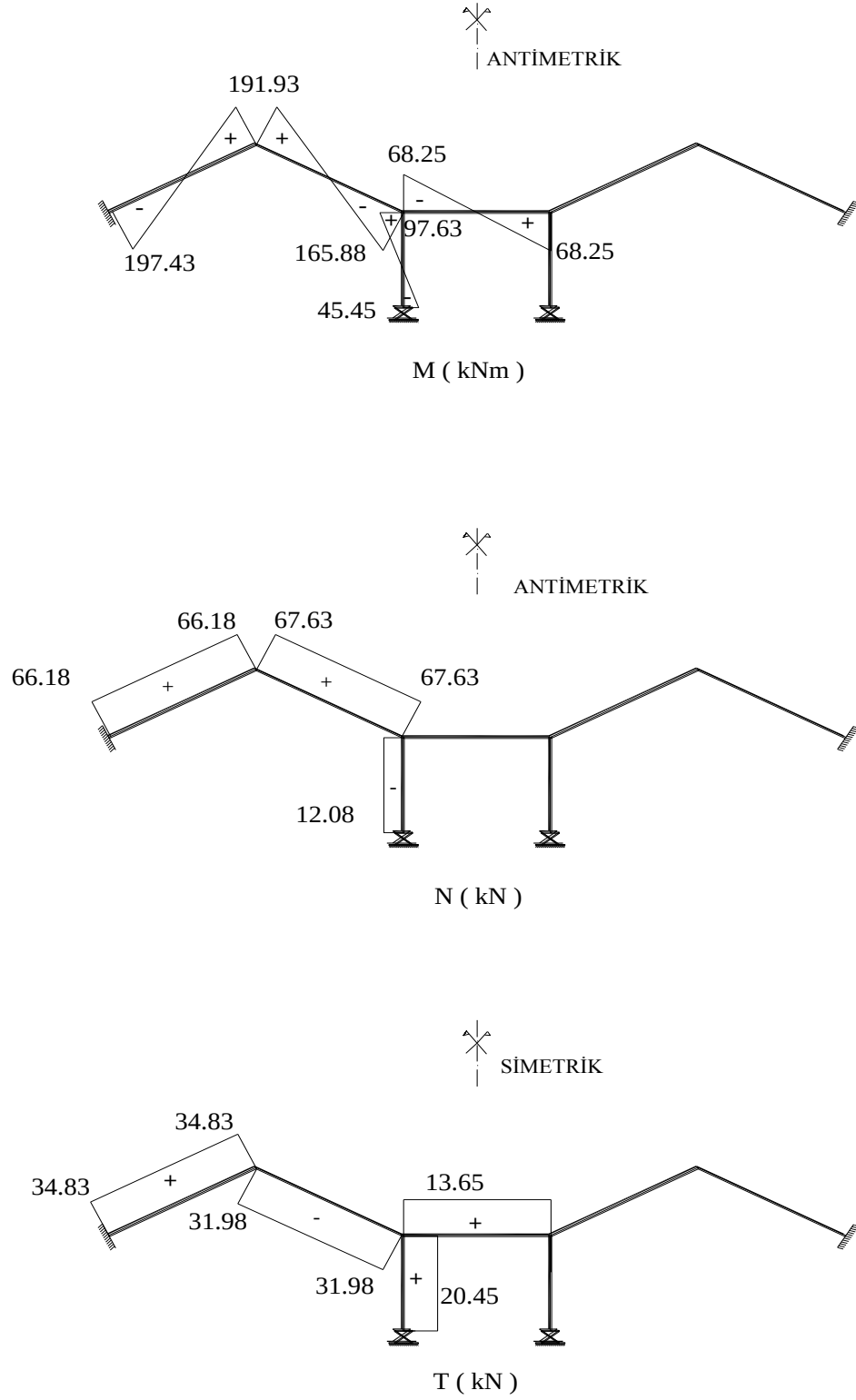
$$\begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -197.4 \\ 74.74 \\ 1.578 \\ 13.65 \end{bmatrix}$$

Algoritma sonucu elde edilenlerle çizilen M,N,T diyagramları Şekil 2.23'te verilmiştir.

Tablo 2.3. Uç kuvvetlerin hesabı için bir algoritma

		f			PX1	PX2	PX3	PX4	Pq	Vo
1	M31	5,81E-06	2,91E-06	2,18E-05	1	0	0	0	0	0
	M13	2,91E-06	5,81E-06	2,18E-05	1	0	20	0	0	0
	N	2,18E-05	2,18E-05	0,000145328	0	1	0	0	0	0
2	M12	1,30E-06	6,50E-07	0	0	0	0	-5	0	0
	M21	6,50E-07	1,30E-06	0	0	0	0	5	0	0
	N	0	0	2,78E-07	0	0	0	0	0	0
3	M41	6,82E-06	3,41E-06	0	-1	7	-20	-5	-666,26	0
	M14	3,41E-06	6,82E-06	0	-1	0	-20	-5	0	0
	N	0	0	8,33E-07	0	0	1	-1	0	0
3'	M4	9,75E-06	0	0,00E+00	-1	7	-20	-5	-666,26	0

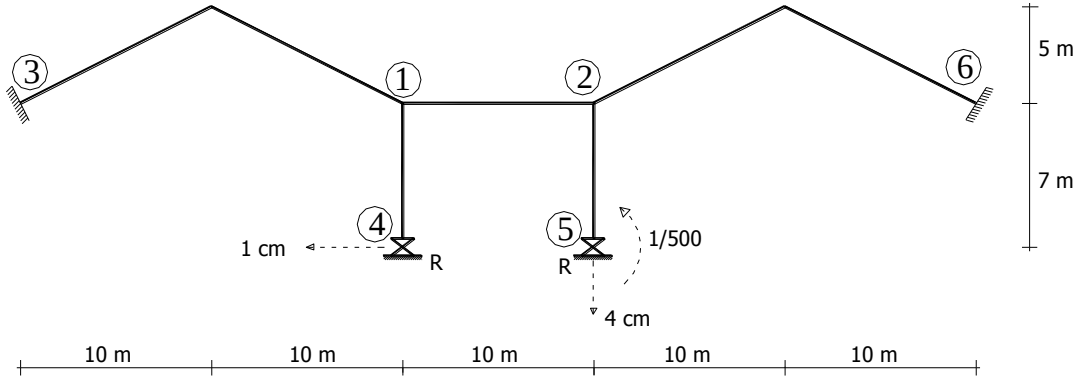
		f * PX				f * Pq	f *Pq + Vo	P
1	M31	8,7197E-06	2,18E-05	5,8131E-05	0	0	0	-197,42793
	M13	8,7197E-06	2,18E-05	0,00011626	0	0	0	-165,87026
	N	4,3598E-05	0,0001453	0,00043598	0	0	0	74,740412
2	M12	0	0	0	-3,25E-06	0	0	-68,241769
	M21	0	0	0	3,2497E-06	0	0	68,241769
	N	0	0	0	0	0	0	0
3	M41	-1,023E-05	4,776E-05	-0,0002047	-5,117E-05	-0,004546	-0,0045456	-45,448627
	M14	-1,023E-05	2,388E-05	-0,0002047	-5,117E-05	-0,002273	-0,0022728	97,628489
	N	0	0	8,3333E-07	-8,333E-07	0	0	-12,07047
3'	M4	-9,754E-06	6,827E-05	-0,0001951	-4,877E-05	-0,006498	-0,0064984	-45,448627



Şekil 2.23. Deprem Yüklemesi için M, N, T diyagramları

2.3.4. Mesnet çökmeleri için hesap

Sistemin mesnet çökmeleri için hesabında Matris Deplasman Yöntemi kullanılacaktır. Sistemin simetrik olmasına karşın mesnet çökmeleri simetrik olmadığından tüm sistem düşünülerek hesap yapılacaktır. 3-1 çubuğu ve 4-1 çubuğu için rijitlik matrisleri önceki kısımlarda verilmişti. 2-6 çubuğu 3-1 çubuğu ile, 5-2 çubuğu 4-1 çubuğu ile özdeş oldukları için aynı rijitlik matrisleri kullanılacaktır.



Şekil 2.24. Mesnet çökmelerinin yönleri ve değerleri

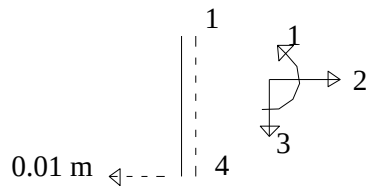
Mesnet çökmeleri hesabında; çökme meydana gelen çubuklarda mesnet çökmeleri yerdeğiştirme olarak verilip uç kuvvetleri bulunacak ve yükleme matrisinde hesaba katılacaktır. Uç deplasmanları sıfır iken mesnet çökmelerinden meydana gelen uç kuvvetleri bulunur. Bunlar $[P_0]$ olarak göz önüne alınır.

Tüm sistem göz önüne alındığı takdirde 1-2 çubuğunun rijitlik matrisi bir sonraki sayfada verildiği gibidir;

$$EI = 1282158 \text{ kNm}^2 \quad , \quad EF = 18000000 \text{ kN}$$

$$k_{12} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{EF}{L} & 0 & 0 & \frac{-EF}{L} & 0 \\ \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} \\ \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{-EF}{L} & 0 & 0 & \frac{EF}{L} & 0 \\ \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix}$$

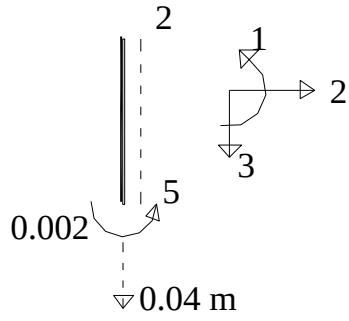
$$k_{12} = \begin{bmatrix} 512863.2 & 0 & -76929.48 & 256431.6 & 0 & 76929.48 \\ 0 & 1800000 & 0 & 0 & -1800000 & 0 \\ -76929.48 & 0 & 15385.896 & -76929.48 & 0 & -15385.896 \\ 256431.6 & 0 & -76929.48 & 512863.2 & 0 & 76929.48 \\ 0 & -1800000 & 0 & 0 & 1800000 & 0 \\ 76929.48 & 0 & -15385.896 & 76929.48 & 0 & 15385.896 \end{bmatrix}$$



$$[d]_{4 \times} = \begin{bmatrix} 0 \\ -0.01 \\ 0 \end{bmatrix} \quad [P_0]_{4 \times} = [k]_{4 \times 4 \times} [d]_{4 \times} = \begin{bmatrix} 418.7755 \\ -119.6502 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$[P_0]_{1 \times} = [k]_{1 \times 4 \times} [d]_{4 \times} = \begin{bmatrix} 418.7755 \\ 119.6502 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$[P_0]_{4 \times} = [k]_{4 \times 4' \times} [d]_{4 \times} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$



$$[d]_{5x} = \begin{bmatrix} 0.002 \\ 0 \\ 0.04 \end{bmatrix}$$

$$[P_0]_{5x} = [k]_{5x5x} [d]_{5x} = \begin{bmatrix} 390.8571428 \\ -83.755102 \\ 48000 \end{bmatrix}$$

$$[P_0]_{2x} = [k]_{2x5x} [d]_{5x} = \begin{bmatrix} 195.42857 \\ 83.755102 \\ -48000 \end{bmatrix}$$

$$[P_0]_{5x} = [k]_{5x5'x} [d]_{5x} = \begin{bmatrix} 205.053334 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Tüm sistemin rijitlik matrisi Tablo 2.4.'te verilmiştir.

$$[P_0] = \begin{bmatrix} [P_0]_{1x} \\ [P_0]_{2x} \\ [P_0]_{4x} \\ [P_0]_{5x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 418.7755 \\ 119.6502 \\ 0 \\ 195.42957 \\ 83.7551 \\ -48000 \\ 418.7755 \\ 595.91047 \end{bmatrix}$$

$$[d] = \begin{bmatrix} -0.002826257 \\ -0.003625052 \\ 0.000259201 \\ -0.001644993 \\ -0.003595102 \\ 0.039700449 \\ 3.0872E-05 \\ -0.000955235 \end{bmatrix}$$

Tablo 2.4.Sistem Rijitlik Matrisi (S)

	1			2		4		5	
1	1109682,91630	-26932,35954	-59727,00236	256431,60000	0,00000	76929,48000	97714,28570	0,00000	
	-26932,35954	1839488,97880	0,00000	0,00000	-1800000,00000	0,00000	41877,55102	0,00000	
	-59727,00236	0,00000	1217106,14376	-76929,48000	0,00000	-15385,89600	0,00000	0,00000	
2	256431,60000	0,00000	-76929,48000	1109682,91630	-26932,35954	59727,00236	0,00000	97714,28570	
	0,00000	-1800000,00000	0,00000	-26932,35954	1839488,97880	0,00000	0,00000	41877,55102	
	76929,48000	0,00000	-15385,89600	59727,00236	0,00000	1217106,14376	0,00000	0,00000	
4	97714,28570	41877,55102	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	297955,23840	0,00000	
5	0,00000	0,00000	0,00000	97714,28570	41877,55102	0,00000	0,00000	297955,23840	

3 – 1 elemanında :

$$[P]_{3 \times 3} = [k]_{3 \times 1 \times 3} [d]_{1 \times 3} = [P]_{3 \times 3} = \begin{bmatrix} -82.66 \\ -94.70 \\ 48.17 \end{bmatrix}$$

$$[P]_3 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -82.66 \\ -94.70 \\ 48.17 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -82.66 \\ 94.70 \\ -48.17 \end{bmatrix}$$

$$[P]_{1 \times 3} = [k]_{1 \times 1 \times 3} [d]_{1 \times 3} = [P]_{1 \times 3} = \begin{bmatrix} -880.54 \\ 94.70 \\ -48.17 \end{bmatrix}$$

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -880.54 \\ 94.70 \\ -48.17 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -880.54 \\ 94.70 \\ -48.17 \end{bmatrix}$$

1 – 2 elemanında :

$$[P]_{1 \times 3} = [k]_{1 \times 1 \times 3} [d]_{1 \times 3} + [k]_{1 \times 2 \times 3} [d]_{2 \times 3} = [P]_{1 \times 3} = \begin{bmatrix} -1469.42 \\ -6525.09 \\ 221.41 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2632.31 \\ 6471.18 \\ -484.28 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1162.88 \\ -53.91 \\ -262.87 \end{bmatrix}$$

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1162.88 \\ -53.91 \\ -262.87 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1162.88 \\ 53.91 \\ 262.87 \end{bmatrix}$$

$$[P]_{2 \times 3} = [k]_{2 \times 2 \times 3} [d]_{2 \times 3} + [k]_{2 \times 1 \times 3} [d]_{1 \times 3} = [P]_{2 \times 3} = \begin{bmatrix} 2210.48 \\ -6471.18 \\ 484.28 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -744.68 \\ 6525.09 \\ -221.41 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1465.80 \\ 53.91 \\ 262.87 \end{bmatrix}$$

$$[P]_2 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1465.80 \\ 53.91 \\ 262.87 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1465.80 \\ 53.91 \\ 262.87 \end{bmatrix}$$

4 – 1 elemanında ;

$$[P]_{1x} = [k]_{1x4x} [d]_{4x} + [k]_{1x1x} [d]_{1x} + [P_0]_{1x}$$

$$[P]_{1x} = \begin{bmatrix} 3.02 \\ 1.29 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -704.14 \\ -161.73 \\ 311.04 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 418.78 \\ 119.65 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -282.35 \\ -40.79 \\ 311.04 \end{bmatrix}$$

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -282.35 \\ -40.79 \\ 311.04 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -282.35 \\ -311.04 \\ -40.79 \end{bmatrix}$$

$$[P]_{4x} = [k]_{4x4x} [d]_{4x} + [k]_{4x1x} [d]_{1x} + [P_0]_{4x}$$

$$[P]_{4x} = \begin{bmatrix} 6.03 \\ -1.29 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -427.97 \\ 161.73 \\ -311.04 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 418.78 \\ -119.65 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -3.17 \\ 40.79 \\ -311.04 \end{bmatrix}$$

$$[P]_4 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -3.17 \\ 40.79 \\ -311.04 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -3.17 \\ -311.04 \\ -40.79 \end{bmatrix}$$

2 – 6 elemanında ;

$$[P]_{6x} = [k]_{6x2x} [d]_{2x} = [P]_{6x} = \begin{bmatrix} -835.85 \\ -14.24 \\ -96.59 \end{bmatrix}$$

$$[P]_6 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -835.85 \\ -14.24 \\ -96.59 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -835.85 \\ -14.24 \\ -96.59 \end{bmatrix}$$

$$[P]_{2 \times} = [k]_{2 \times 2 \times} [d]_{2 \times} = [P]_{2 \times} = \begin{bmatrix} -1095.85 \\ 14.24 \\ 96.59 \end{bmatrix}$$

$$[P]_2 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -1095.85 \\ 14.24 \\ 96.59 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1095.85 \\ -14.24 \\ -96.59 \end{bmatrix}$$

5 – 2 elemanında ;

$$[P]_{2 \times} = [k]_{2 \times 5 \times} [d]_{5 \times} + [k]_{2 \times 2 \times} [d]_{2 \times} + [P_0]_{2 \times}$$

$$[P]_{2 \times} = \begin{bmatrix} -93.34 \\ -40 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -472.03 \\ -111.90 \\ 47640.54 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 195.43 \\ 83.76 \\ -48000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -369.94 \\ -68.15 \\ -359.46 \end{bmatrix}$$

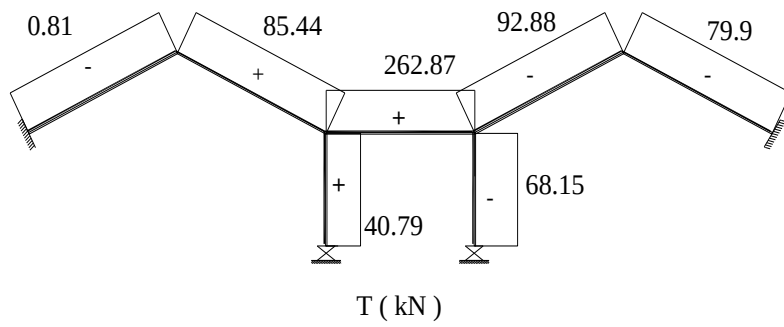
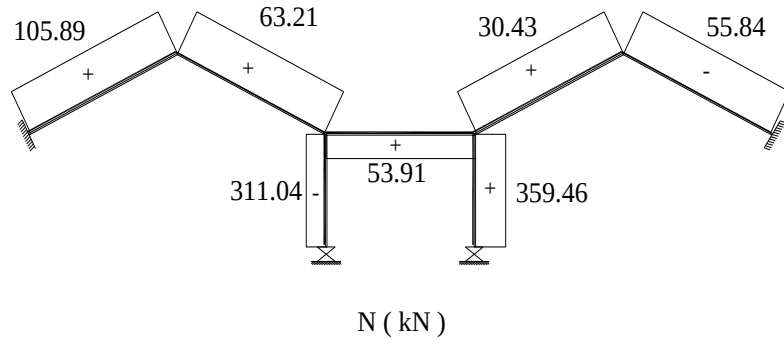
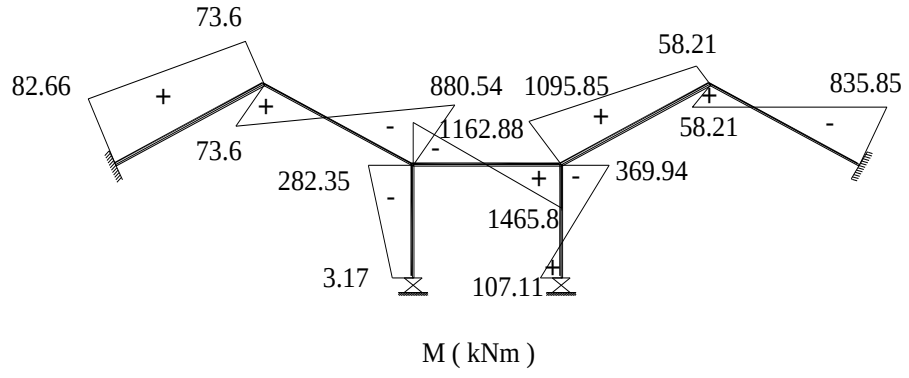
$$[P]_2 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -369.94 \\ -68.15 \\ -359.46 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -369.94 \\ 359.46 \\ -68.15 \end{bmatrix}$$

$$[P]_{5 \times} = [k]_{5 \times 5 \times} [d]_{5 \times} + [k]_{5 \times 2 \times} [d]_{2 \times} + [P_0]_{5 \times}$$

$$[P]_{5 \times} = \begin{bmatrix} -186.68 \\ 40 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -311.29 \\ 111.90 \\ -47640.54 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 390.86 \\ -83.76 \\ 48000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -107.11 \\ 68.15 \\ 359.46 \end{bmatrix}$$

$$[P]_5 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -107.11 \\ 68.15 \\ 359.46 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -107.11 \\ 359.46 \\ -68.15 \end{bmatrix}$$

Mesnet çökmeleri için M,N,T diyagramları Şekil 2.25. 'da verilmiştir.



Şekil 2.25. Mesnet çökmeleri için M,N,T diyagramaları

2.3.5. En elverişsiz kesit zorlarına göre kesit hesapları

Bu bölümde, Bölüm 2.2.2’de belirtilen kesitlerin yeterliliği en elverişsiz kesit zorlarına göre, taşıma gücü ilkesi esas alınarak incelenecektir, [1]. En elverişsiz kesit zorları aşağıdaki bağıntılarla belirlenmiştir.

I. $1.4G + 1.6P$

II. $1.0G + 1.2P + 1.2T$

III. $1.0G + 1.0P + 1.0W$

Burada,

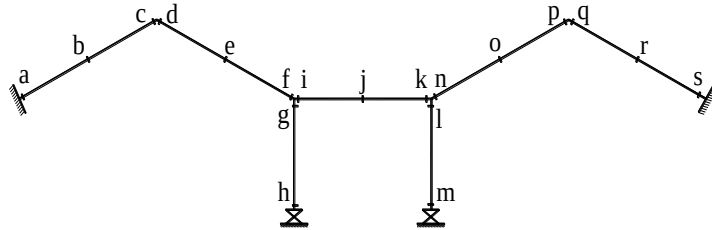
G : Yapıya ömrü boyunca etkiyen ölü yükler,

P : Yapıya etkiyen ilave yükler

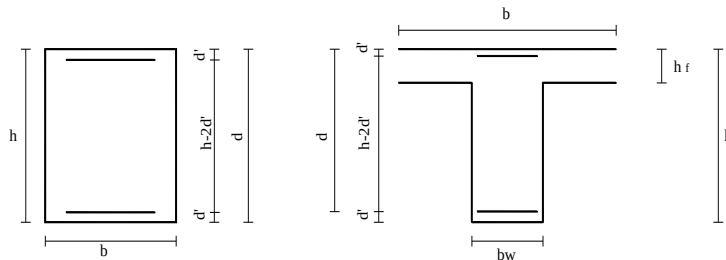
T : Mesnet çökmelerini

W : Deprem yüklerini göstermektedir.

Şekil 2.26.’de hesap yapılan kesitler, Şekil 2.27.’de kesit özellikleri ve simgeler, Tablo 2.5’ de çeşitli yüklemelerden oluşan kesit zorları, Tablo 2.6.da ise en elverişsiz kesit zorları bulunmuştur.



Şekil 2.26. Hesabı yapılacak kesitler



Şekil 2.27. Kesit özellikleri ve simgeler

Tablo 2.5. Kritik Kesitlere Ait Farklı Yüklemelerden Oluşan Momentler

Moment (kNm)					
Kesit	G Sabit Yük	Q Hareketli Yük	E Deprem Yüğü (Soldan)	E Deprem Yüğü (Sağdan)	T Mesnet Çökmeleri
a	-355,67	-81,59	-197,43	197,43	82,66
b	163,75	36,47	-2,75	2,75	78,13
c	-344,53	-154,89	191,93	-191,93	73,6
d	-344,53	-154,89	191,93	-191,93	73,6
e	169,67	124,93	13,03	-13,03	-403,49
f	-341,56	-212,81	-165,88	165,88	-880,54
g	0,96	5,84	97,63	-97,63	-282,35
h	-1,16	-1,63	-45,45	45,45	-3,17
i	-342,52	-206,97	-68,25	68,25	-1162,88
j	175,5	93,03	0	0	151,42
k	-341,56	-206,97	68,25	-68,25	1465,8
l	0,96	5,84	-97,63	97,63	-369,94
m	-1,16	-1,63	45,45	-45,45	107,11
n	-341,56	-212,81	165,188	-165,188	1095,85
o	169,67	124,93	-13,03	13,03	577,03
p	-344,53	-154,89	-191,93	191,93	58,21
q	-344,53	-154,89	-191,93	191,93	58,21
r	163,75	36,47	2,75	-2,75	-388,82
s	-355,67	-81,59	197,43	-197,43	-835,85

Tablo 2.6. Kritik Kesitlere Ait Farklı Yüklemelemlerden Oluşan Normal Kuvvet Değerleri

Normal Kuvvet (kN)					
Kesit	G Sabit Yükl	Q Hareketli Yükl	E Deprem Yükl (Soldan)	E Deprem Yükl (Sağdan)	T Mesnet Çökmeleri
a	551,57	-229,02	66,18	-66,18	105,89
b	-460,88	-201,03	66,18	-66,18	105,89
c	-370,18	-173,03	66,18	-66,18	105,89
d	-369,6	-152,07	67,63	-67,63	63,21
e	-458,04	-204,03	67,63	-67,63	63,21
f	-546,48	-255,99	67,63	-67,63	63,21
g	-620,34	-329,06	-12,08	12,08	-311,04
h	-620,34	-329,06	-12,08	12,08	-311,04
i	-401,79	-179,43	0	0	53,91
j	-401,79	-179,43	0	0	53,91
k	-401,79	-179,43	0	0	53,91
l	-620,34	-329,06	12,08	-12,08	359,46
m	-620,34	-329,06	12,08	-12,08	359,46
n	-546,48	-255,99	-67,63	67,63	30,43
o	-458,04	-204,03	-67,63	67,63	30,43
p	-369,6	-152,07	-67,63	67,63	30,43
q	-370,18	-173,03	-66,18	66,18	-55,84
r	-460,88	-201,03	-66,18	66,18	-55,84
s	-551,57	-229,02	-66,18	66,18	-55,84

Tablo 2.7. Kritik Kesitlere Ait Farklı Yüklemlerden Oluşan Kesme Kuvveti Değerleri

Kesme Kuvveti (kN)					
Kesit	G Sabit Yük	Q Hareketli Yük	E Deprem Yüğü (Soldan)	E Deprem Yüğü (Sağdan)	T Mesnet Çökmeleri
a	185,27	54,91	34,83	-34,83	-0,81
b	0,56	-2,66	34,83	-34,83	-0,81
c	-184,15	-60,22	34,83	-34,83	-0,81
d	185,33	102,15	-31,98	31,98	85,44
e	-1,39	-2,13	-31,98	31,98	85,44
f	-188,11	-106,41	-31,98	31,98	85,44
g	0,3	1,07	20,45	-20,45	40,79
h	0,3	1,07	20,45	-20,45	40,79
i	207	120	13,65	-13,65	262,87
j	0	0	13,65	-13,65	262,87
k	-207	-120	13,65	-13,65	262,87
l	-0,3	-1,07	20,45	-20,45	-68,15
m	-0,3	-1,07	20,45	-20,45	-68,15
n	188,11	106,41	-31,98	31,98	-92,88
o	1,39	2,13	-31,98	31,98	-92,88
p	-185,33	-102,15	-31,98	31,98	-92,88
q	184,15	60,22	34,83	-34,83	-79,9
r	-0,56	2,66	34,83	-34,83	-79,9
s	-185,27	-54,91	34,83	-34,83	-79,9

Tablo 2.8. Kritik Kesitlerde (1.4G+1.6Q) Süperpozisyonu ile Elde Edilen
İç Kuvvetler

Kesit	MOMENT (kNm)	NORMAL KUVVET (kN)	KESME KUVVETİ (kN)
a	-628,482	405,766	347,234
b	287,602	-966,88	-3,472
c	-730,166	-795,1	-354,162
d	-730,166	-760,752	422,902
e	437,426	-967,704	-5,354
f	-818,68	-1174,656	-433,61
g	10,688	-1394,972	2,132
h	-4,232	-1394,972	2,132
i	-810,68	-849,594	481,8
j	394,548	-849,594	0
k	-809,336	-849,594	-481,8
l	10,688	-1394,972	-2,132
m	-4,232	-1394,972	-2,132
n	-818,68	-1174,656	433,61
o	437,426	-967,704	5,354
p	-730,166	-760,752	-422,902
q	-730,166	-795,1	354,162
r	287,602	-966,88	3,472
s	-628,482	-1138,63	-347,234

Tablo 2.9. Kritik Kesitlerde (G+1.2Q+1.2T) Süperpozisyonu ile Elde Edilen
İç Kuvvetler

Kesit	MOMENT (kNm)	NORMAL KUVVET (kN)	KESME KUVVETİ (kN)
a	-354,386	382,636	250,19
b	301,27	-596,226	-3,604
c	-442,078	-471,926	-257,386
d	-442,078	-488,874	410,438
e	-164,602	-639,666	98,582
f	-1653,58	-790,458	-213,274
g	-330,852	-1326,252	50,532
h	-6,92	-1326,252	50,532
i	-1986,34	-563,196	666,444
j	468,84	-563,196	315,444
k	1169,036	-563,196	-35,556
l	-435,96	-655,752	-83,364
m	125,416	-655,752	-83,364
n	718,088	-823,238	204,346
o	1012,022	-672,446	-107,51
p	-460,546	-521,654	-419,366
q	-460,546	-633,656	160,534
r	-259,07	-757,956	-93,248
s	-1456,598	-882,234	-347,042

Tablo 2.10. Kritik Kesitlerde (G+Q+W) Süperpozisyonu ile Elde Edilen
İç Kuvvetler

Kesit	MOMENT (kNm)	NORMAL KUVVET (kN)	KESME KUVVETİ (kN)
a	-634,69	388,73	275,01
b	197,47	-595,73	32,73
c	-307,49	-477,03	-209,54
d	-307,49	-454,04	255,5
e	307,63	-594,44	-35,5
f	-720,25	-734,84	-326,5
g	104,43	-961,48	21,82
h	-48,24	-961,48	21,82
i	-617,74	-581,22	340,65
j	268,53	-581,22	13,65
k	-480,28	-581,22	-313,35
l	-90,83	-937,32	19,08
m	42,66	-937,32	19,08
n	-389,182	-870,1	262,54
o	281,57	-729,7	-28,46
p	-691,35	-589,3	-319,46
q	-691,35	-609,39	279,2
r	202,97	-728,09	36,93
s	-239,83	-846,77	-205,35

Tablo 2.11. Kritik Kesitlerde (G+Q-W) Süperpozisyonu ile Elde Edilen İç Kuvvetler

Kesit	MOMENT (kNm)	NORMAL KUVVET (kN)	KESME KUVVETİ (kN)
a	-239,83	256,37	205,35
b	202,97	-728,09	-36,93
c	-691,35	-609,39	-279,2
d	-691,35	-589,3	319,46
e	281,57	-729,7	28,46
f	-388,49	-870,1	-262,54
g	-90,83	-937,32	-19,08
h	42,66	-937,32	-19,08
i	-481,24	-581,22	313,35
j	268,53	-581,22	-13,65
k	-616,78	-581,22	-340,65
l	104,43	-961,48	-21,82
m	-48,24	-961,48	-21,82
n	-719,558	-734,84	326,5
o	307,63	-594,44	35,5
p	-307,49	-454,04	-255,5
q	-307,49	-477,03	209,54
r	197,47	-595,73	-32,73
s	-634,69	-714,41	-275,01

Tablo 2.12. Moment (-) için kirişlerde gerekli donatı alanı

mesnet	Kesit	Md	Nd	e	Msd	K	ks	kx	x	h	As	AS(cm2)
(-)	a	628,48	-405,77	0,27	518,9221	57,00278	2,94	0,18	15,48	70	2885,688	28,8568813
	c	730	795	0,27	944,65	31,31318	3,17	0,32	27,52	70	1303,942	13,0394165
	c	691	609	0,27	855,43	34,5791	3,1	0,286	24,596	70	1415,034	14,1503359
	c	442	471,93	0,27	569,4211	51,9475	2,97	0,2	17,2	70	673,5302	6,73530244
	d	730,17	760,75	0,27	935,5725	31,617	3,15	0,32	27,52	70	1342,56	13,4255967
	d	307,49	454,04	0,27	430,0808	68,77777	2,91	0,16	13,76	70	211,3282	2,11328199
	d	691,35	589,3	0,27	850,461	34,78114	3,1	0,286	24,596	70	1451,095	14,5109468
	d	442,08	488,87	0,27	574,0749	51,52638	2,97	0,2	17,2	70	643,1911	6,43191129
	e	164,6	639,67	0,27	337,3109	87,69358	2,88	0,138	11,868	70	-622,921	-6,2292125
	f	1653,58	790,46	0,27	1867,004	25,84	3,331	0,429	36,894	70	5065,741	50,6574104
	g	330,85	1326,26	0,27	688,9402	42,93551	3,02	0,231	19,866	70	-1214,29	-12,142874
	h	48,24	961,48	0,27	307,8396	96,089	2,88	0,138	11,868	70	-1603,29	-16,032871
	i	1986,34	563,2	0,27	2138,404	23,83	3,31	0,429	36,894	70	6687,355	66,8735519
	k	809,34	849,59	0,27	1038,729	28,4771	3,12	0,3	25,8	70	1440,769	14,4076944
	k	616,78	581,22	0,27	773,7094	38,23141	3,06	0,261	22,446	70	1160,582	11,6058244
	l	435,96	655,75	0,27	613,0125	48,2535	2,99	0,213	18,318	70	334,7123	3,34712303
	m	48,24	961,48	0,27	307,8396	96,089	2,88	0,13	11,18	70	-1603,29	-16,032871
	n	719,56	734,84	0,27	917,9668	32,22339	3,14	0,316	27,176	70	1338,386	13,3838595
	p	730,17	760,75	0,27	935,5725	31,617	3,17	0,333	28,638	70	1364,317	13,6431717
	p	691,35	589,3	0,27	850,461	34,78114	3,1	0,286	24,596	70	1451,095	14,5109468
	q	730,17	795,1	0,27	944,847	31,30666	3,14	0,316	27,176	70	1271,434	12,7143404
	q	691,35	609,39	0,27	855,8853	34,56071	3,1	0,286	24,596	70	1415,606	14,156063
	r	259,07	757,96	0,27	463,7192	63,7886	2,93	0,174	14,964	70	-496,722	-4,9672221
	s	1456,59	882,24	0,27	1694,795	19,45	3,62	0,6	51,6	70	4716,808	47,168078

Tablo 2.13. Moment (+) için kirişlerde gerekli donatı alanı

açıklık	Kesit	Md	Nd	e	Msd	K	ks	kx	x	h	As	AS(cm2)
+	b	301,27	596,23	0,55	629,1965	188,0811	2,83	0,091	7,826	20	436,9886	4,3698861
	e	437,43	967,7	0,55	969,665	122,0421	2,86	0,115	9,89	20	573,467	5,73467007
	e	307,63	594,44	0,55	634,572	186,4879	2,835	0,095	8,17	20	463,2712	4,63271237
	g	104,43	961,48	0,55	633,244	186,879	2,835	0,095	8,17	20	-546,696	-5,4669557
	h	42,66	937,32	0,55	558,186	212,0082	2,82	0,088	7,568	20	-737,669	-7,3766916
	j	468,84	563,2	0,55	778,6	151,9908	2,85	0,101	8,686	20	1037,23	10,3723049
	k	1169,04	563,2	0,55	1478,8	80,02434	2,89	0,145	12,47	20	3426,442	34,2644212
	l	104,43	961,48	0,55	633,244	186,879	2,83	0,091	7,826	20	-550,377	-5,5037722
	m	125,42	655,75	0,55	486,0825	243,4566	2,815	0,08	6,88	20	-205,503	-2,0550297
	n	718,09	823,24	0,55	1170,872	101,07	2,88	0,13	11,18	20	1665,608	16,6560767
	o	1012,02	672,45	0,55	1381,868	85,63773	2,88	0,135	11,61	20	2785,321	27,8532054
	r	197,47	595,73	0,55	525,1215	225,3574	2,82	0,083	7,138	20	89,77305	0,89773049

Malzeme :

$$\text{BS25} : f_{cd} = 17000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{BÇ III} : f_{yd} = 365000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{BÇ I} : f_{yd} = 191000 \text{ kN/m}^2$$

Kirişlerde;

Minimum donatı çapı = 12 mm

Kiriş gövde yüksekliği 600 mm de büyük ise ; $A_s = 0.001 \times b_w \times d$ minimum gövde donatısı koyulacaktır. Gövde donatısı çapı minimum 10 mm ve donatı aralığı en fazla 300 mm. olacaktır.

$$\rho_{\min} = 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad \text{ve} \quad \rho_{\max} = 0.02 \qquad \rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \geq \rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$

Tüm kirişlerde dikdörtgen kesit hesabı yapılmıştır.

$$A_s = \frac{k_s \times M_{sd}}{d} - \frac{N_d}{f_{yd}} \quad ; \quad A_{s_{GÖVDE}} = 0,08 \times A_s$$

En büyük donatı alanını veren yükleme durumu için donatı hesapları yapılmıştır.

Tablo 2.12 ve 2.13. de görüldüğü gibi; donatı hesabında aksel kuvvetlerin etkisi de hesaba katılmıştır.

Kiriş donatı hesapları ;

b kesitinde :

$$A_s = 4,37 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{\min}} = 40 \times 86 \times 0,0025 = 8,6 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 18 (10,18 \text{ cm}^2) : 2\phi 18 \text{ pliye} + 2\phi 18 \text{ düz}$$

Seçilen donatı : $\rho = \rho_{\min} \dots\dots \text{tamam}$

a kesitinde :

$$A_s = 28,86 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Mevcut donatı} : 2\phi 14 \text{ montaj} + 2\phi 18 \text{ pliye} = 8,17 \text{ cm}^2$$

Ek donatı : $6\phi 22$

$$A_s \text{ toplam} = 30,98 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,9 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

c kesitinde :

$$A_s = 14,15 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 2\phi 18 \text{ pliye} = 8,17 \text{ cm}^2$$

Ek donatı : $3\phi 16$

$$A_s \text{ toplam} = 14,42 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,413 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

e kesiti :

$$A_s = 5,74 \text{ cm}^2 \quad A_{s\min} = 40 \times 86 \times 0,0025 = 8,6 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 18 (10,18 \text{ cm}^2) : 2\phi 18 \text{ pliye} + 2\phi 18 \text{ düz}$$

$$\text{Seçilen donatı : } \rho = \rho_{\min} \dots\dots \text{tamam}$$

Üst donatı için ;

$$A_s = -6,23 \text{ cm}^2 \quad A_{s\min} = 40 \times 86 \times 0,0025 = 8,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 3\phi 18 \text{ pliye} = 10,71 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ toplam} = 10,71 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,311 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

d kesitinde :

$$A_s = 14,51 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 2\phi 18 \text{ pliye} = 8,17 \text{ cm}^2$$

Ek donatı : $3\phi 18$

$$A_s \text{ toplam} = 15,8 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,459 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

f kesitinde;

$$A_s = 50,66 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 2\phi 18 \text{ pliye} = 8,17 \text{ cm}^2$$

Ek donatı : $8\phi 26$

$$A_s \text{ toplam} = 50,66 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 1,47 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

j kesitinde;

$$A_s = 10,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen donatı : } 4\phi 20 : 2\phi 20 \text{ pliye} + 2\phi 20 \text{ düz}$$

$$A_s \text{ toplam} = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,365 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

i kesitinde;

$$A_s = 66,87 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 2\phi 20 \text{ pliye} = 9,36 \text{ cm}^2$$

Ek donatı : $8\phi 30$

$$A_s \text{ toplam} = 66,87 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 1,94 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

k kesitinde;

$$A_s = 14,41 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 2\phi 20 \text{ pliye} = 9,36 \text{ cm}^2$$

Ek donatı : $2\phi 18$

$$A_s \text{ toplam} = 14,45 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,42 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

Alt donatı için ;

$$A_s = 34,26 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 2\phi 20 \text{ pliye} = 9,36 \text{ cm}^2$$

Ek donatı : $5\phi 26$

$$A_s \text{ toplam} = 35,91 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 1,04 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

o kesidinde;

$$A_s = 27,85 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı : $6\phi 24 : 3\phi 24 \text{ pliye} + 3\phi 24 \text{ düz}$

$$A_s \text{ toplam} = 27,85 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,81 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

n kesidinde;

$$A_s = 13,38 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 3\phi 24 \text{ pliye} = 16,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,484 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

Alttaki donatı için:

$$A_s = 16,66 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 3\phi 24 = 13,57 \text{ cm}^2$$

Ek donatı : $3\phi 12$

$$A_s \text{ toplam} = 16,69 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,493 < \rho_{\max} = \% 2 \dots\dots \text{tamam}$$

p kesidinde ;

$$A_s = 14,51 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 3\phi 24 \text{ pliye} = 16,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ toplam} = 16,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,484 < \rho_{\max} = \% 2.....\text{tamam}$$

r kesidinde;

$$A_s = 0,89 \text{ cm}^2 \quad A_{s\min} = 40 \times 86 \times 0,0025 = 8,6 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 18 (10,18 \text{ cm}^2) : 2\phi 18 \text{ pliye} + 2\phi 18 \text{ düz}$$

$$\text{Seçilen donatı : } \rho = \rho_{\min} \text{tamam}$$

Üstte ;

$$A_s = -4,97 \text{ cm}^2 , \quad A_{s\min} = 8,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 3\phi 16 = 9,11 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,265 < \rho_{\max} = \% 2.....\text{tamam}$$

q kesidinde;

$$A_s = 14,16 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 2\phi 18 \text{ pliye} = 8,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ek donatı : } 3\phi 16$$

$$A_s \text{ toplam} = 14,2 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 0,413 < \rho_{\max} = \% 2.....\text{tamam}$$

s kesidinde;

$$A_s = 47,17 \text{ cm}^2 ; \text{Mevcut donatı : } 2\phi 14 \text{ montaj} + 2\phi 18 \text{ pliye} = 8,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ek donatı : } 6\phi 30$$

$$A_s \text{ toplam} = 47,41 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \% 0,252 < \rho = \% 1,47 < \rho_{\max} = \% 2.....\text{tamam}$$

Kolonlarda;

Kolonlar $h = 70 \text{ cm} > 40 \text{ cm}$ olduğundan gövde donatılı ve simetrik donatılandırılmıştır.

$$\rho_{\min} = 0.01 \quad \text{ve} \quad \rho_{\max} = 0.04$$

Kolonlarda en elverişsiz kesite göre hesap yapılmış, bulunan donatı kolon boyunca devam ettirilmiştir.

g ve h kesitleri ;

$$M = -330,85 \text{ kNm}$$

$$N = -1394,97 \text{ Kn}$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{-1394,97}{0,4 \times 0,7 \times 17000} = 0,293$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{-330,85}{0,4 \times 0,7^2 \times 17000} = 0,1$$

$$w = 0,10$$

$$A_{s1} = A_{s2} = w \times \frac{b \times h}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} = 0,10 \times \frac{40 \times 70}{\frac{365}{17}} = 13,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövde donatısı} = A_{sg} = \frac{A_s}{3} = 4,35 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı : 4Φ22 (15,71 cm²)

Gövde donatısı : 4Φ12 (4,52 cm²)

$$\rho = \frac{35,94}{40 \times 70} = 0,012 \text{ ...tamam}$$

l ve m kesitleri ;

$$M = -435,96 \text{ kNm}$$

$$N = -1394,97 \text{ Kn}$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{-1394,97}{0,4 \times 0,7 \times 17000} = 0,293$$

$$m = \frac{M}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{-435,96}{0,4 \times 0,7^2 \times 17000} = 0,13$$

$$w = 0,10$$

$$A_{s1} = A_{s2} = w \times \frac{b \times h}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} = 0,10 \times \frac{40 \times 70}{\frac{365}{17}} = 13,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövde donatısı} = A_{sg} = \frac{A_s}{3} = 4,35 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı : 4Φ22 (15,71 cm²)

Gövdde donatısı : 4Φ12 (4,52 cm²)

$$\rho = \frac{35,94}{40 \times 70} = 0,012 \text{ ...tamam}$$

Kirişlerde kayma donatısı hesabı aşağıdaki gibi yapılmıştır;

a-c kirişi:

Statik çözüm sonucu en büyük kesme kuvveti (V_d) = 347,23 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti (V_{dy}) = 244,37 kN

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momentı (M_{ri} , M_{rj})

Deprem soldan sağa etkirken ;

$$M_{ri} , M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 30,98 \times 10^{-4} = 875,22 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 8,6 \times 10^{-4} = 242,96 \text{ kNm}$$

Deprem sağdan sola etkirken ;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 8,6 \times 10^{-4} = 242,96 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 14,42 \times 10^{-4} = 407,38 \text{ kNm}$$

Pekleşmeli taşıma gücü momentleri ;

$$M_{pi} = 1,4 \times 875,22 = 1225,31 \text{ kNm}$$

$$M_{pj} = 1,4 \times 407,38 = 570,33 \text{ kNm}$$

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj})/l_n$$

$$V_e = 244,37 + (1225,31 + 570,33)/11,18 = 404,98 \text{ kN}$$

$$V_r = 0,22 \times b_w \times d \times f_{cd} = 0,22 \times 40 \times 86 \times 1,7 = 1286,56 \text{ kN}$$

$V_e \leq V_r$ kesit yeterlidir.

$$V_e - V_{dy} = 404,98 - 244,37 = 160,61 \text{ kN}$$

$$0,5 \times V_d = 0,5 \times 347,23 = 173,62 \text{ kN}$$

$V_e - V_{dy} \leq 0,5 \times V_d$ betonun katkısı göz önüne alınır.

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0,65 \times 1,15 \times 400 \times 860 = 257,14 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,8 \times V_{cr} = 205,71 \text{ kN}$$

$$V_{ws} = 404,98 - 205,71 = 199,27 \text{ kN}$$

$$\frac{n \cdot A_o \cdot d}{s} \cdot f_{ywd} = 199,27 \text{ kN} \dots \phi 10 \text{ etriye seçilirse}$$

$$\frac{2.79.860}{s} \cdot 365 = 199,27 \times 10^3 \dots s = 248 \text{ mm}$$

etriye aralığı için şartlar;

sarılma bölgesinde :

$$s \leq \frac{h_k}{4} = 225 \text{ mm} , s \leq 8\phi = 112 \text{ mm} , s \leq 150 \text{ mm}$$

orta bölgede : $s \leq 300 \text{ mm}$

$s = 100 \text{ mm}$ olmalıdır.

Sarılma bölgesinde : $\phi 10 / 10 \text{ cm}$, orta bölgede : $\phi 10 / 20 \text{ cm}$.

d-f kirişi:

Statik çözüm sonucu en büyük kesme kuvveti (V_d) = 433,61 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti (V_{dy}) = 554,32 kN

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj})

Deprem soldan sağa etkirken ;

$$M_{ri} , M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 15,8 \times 10^{-4} = 446,37 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 8,6 \times 10^{-4} = 242,96 \text{ kNm}$$

Deprem sağdan sola etkirken ;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 8,6 \times 10^{-4} = 242,96 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 50,66 \times 10^{-4} = 1431,2 \text{ kNm}$$

Pekleşmeli taşıma gücü momentleri ;

$$M_{pi} = 1,4 \times 446,37 = 624,92 \text{ kNm}$$

$$M_{pj} = 1,4 \times 1431,2 = 2003,68 \text{ kNm}$$

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj})/l_n$$

$$V_e = 554,37 + (624,92 + 2003,68)/11,18 = 789,49 \text{ kN}$$

$$V_r = 0,22 \times b_w \times d \times f_{cd} = 0,22 \times 40 \times 86 \times 1,7 = 1286,56 \text{ kN}$$

$V_e \leq V_r$ kesit yeterlidir.

$$V_e - V_{dy} = 789,49 - 554,37 = 235,12 \text{ kN}$$

$$0,5 \times V_d = 0,5 \times 433,61 = 216,81 \text{ kN}$$

$V_e - V_{dy} > 0,5 \times V_d$ betonun katkısı göz önüne alınmaz.

$$V_{ws} = 789,49 \text{ kN}$$

$$\frac{n \cdot A_o \cdot d}{s} \cdot f_{ywd} = 789,49 \text{ kN} \dots \phi 10 \text{ etriye seçilirse}$$

$$\frac{2.79.860}{s} \cdot 365 = 789,49 \times 10^3 \dots s = 62 \text{ mm}$$

etriye aralığı için şartlar;

sarılma bölgesinde :

$$s \leq \frac{h_k}{4} = 225 \text{ mm} , s \leq 8\phi = 112 \text{ mm} , s \leq 150 \text{ mm}$$

orta bölgede : $s \leq 300 \text{ mm}$

$s = 60 \text{ mm}$ olmalıdır.

Sarılma bölgesinde : $\phi 10 / 6 \text{ cm}$, orta bölgede : $\phi 10 / 12 \text{ cm}$.

i-k kirişi:

Statik çözüm sonucu en büyük kesme kuvveti (V_d) = 666,44 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti (V_{dy}) = 548,53 kN

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj})

Deprem soldan sağa etkirken ;

$$M_{ri} , M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 66,87 \times 10^{-4} = 1889,14 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 12,57 \times 10^{-4} = 355,12 \text{ kNm}$$

Deprem sağdan sola etkirken ;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 12,57 \times 10^{-4} = 355,12 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 14,45 \times 10^{-4} = 408,23 \text{ kNm}$$

Pekleşmeli taşıma gücü momentleri ;

$$M_{pi} = 1,4 \times 1889,14 = 2644,8 \text{ kNm}$$

$$M_{pj} = 1,4 \times 408,23 = 571,52 \text{ kNm}$$

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj})/l_n$$

$$V_e = 548,53 + (2644,8 + 571,52)/9,75 = 878,41 \text{ kN}$$

$$V_r = 0,22 \times b_w \times d \times f_{cd} = 0,22 \times 40 \times 86 \times 1,7 = 1286,56 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r \text{.....kesit yeterlidir.}$$

$$V_e - V_{dy} = 878,41 - 548,53 = 329,88 \text{ kN}$$

$$0,5 \times V_d = 0,5 \times 666,44 = 333,22 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} < 0,5 \times V_d \text{.....betonun katkısı göz önüne alınır.}$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0,65 \times 1,15 \times 400 \times 860 = 257,14 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,8 \times V_{cr} = 205,71 \text{ kN}$$

$$V_{ws} = 878,41 - 205,71 = 672,7 \text{ kN}$$

$$\frac{n \cdot A_o \cdot d}{s} \cdot f_{ywd} = 672,7 \text{ kN} \text{.....}\phi 10 \text{ etriye seçilirse}$$

$$\frac{2.79.860}{s} \cdot 365 = 672,7 \times 10^3 \text{.....} s = 73 \text{ mm}$$

etriye aralığı için şartlar;

sarılma bölgesinde :

$$s \leq \frac{h_k}{4} = 225 \text{ mm} , s \leq 8\phi = 112 \text{ mm} , s \leq 150 \text{ mm}$$

orta bölgede : $s \leq 300 \text{ mm}$

$s = 70 \text{ mm}$ olmalıdır.

Sarılma bölgesinde : $\phi 10 / 7 \text{ cm}$, orta bölgede : $\phi 10 / 14 \text{ cm}$.

n-p kirişi:

Statik çözüm sonucu en büyük kesme kuvveti (V_d) = 433,61 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti (V_{dy}) = 554,37 kN

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momentleri (M_{ri} , M_{rj})

Deprem soldan sağa etkirken ;

$$M_{ri} , M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 16,65 \times 10^{-4} = 470,38 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 27,85 \times 10^{-4} = 786,79 \text{ kNm}$$

Deprem sağdan sola etkirken ;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 27,85 \times 10^{-4} = 786,79 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 16,65 \times 10^{-4} = 407,38 \text{ kNm}$$

Pekleşmeli taşıma gücü momentleri ;

$$M_{pi} = 1,4 \times 786,79 = 1101,51 \text{ kNm}$$

$$M_{pj} = 1,4 \times 786,79 = 1101,51 \text{ kNm}$$

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj})/l_n$$

$$V_e = 554,37 + (1101,51 + 1101,51)/11,18 = 751,42 \text{ kN}$$

$$V_r = 0,22 \times b_w \times d \times f_{cd} = 0,22 \times 40 \times 86 \times 1,7 = 1286,56 \text{ kN}$$

$V_e \leq V_r$ kesit yeterlidir.

$$V_e - V_{dy} = 751,42 - 554,37 = 197,05 \text{ kN}$$

$$0,5 \times V_d = 0,5 \times 433,61 = 216,81 \text{ kN}$$

$V_e - V_{dy} \leq 0,5 \times V_d$ betonun katkısı göz önüne alınır.

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0,65 \times 1,15 \times 400 \times 860 = 257,14 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,8 \times V_{cr} = 205,71 \text{ kN}$$

$$V_{ws} = 751,42 - 205,71 = 545,71 \text{ kN}$$

$$\frac{n.A_o.d}{s} \cdot f_{ywd} = 545,71 \text{ kN} \dots \phi 10 \text{ etriye seçilirse}$$

$$\frac{2.79.860}{s} \cdot 365 = 545,71 \times 10^3 \dots s = 90 \text{ mm}$$

etriye aralığı için şartlar;

sarılma bölgesinde :

$$s \leq \frac{h_k}{4} = 225 \text{ mm} , s \leq 8\phi = 112 \text{ mm} , s \leq 150 \text{ mm}$$

orta bölgede : $s \leq 300 \text{ mm}$

$s = 90 \text{ mm}$ olmalıdır.

Sarılma bölgesinde : $\phi 10 / 9 \text{ cm}$, orta bölgede : $\phi 10 / 18 \text{ cm}$.

q-s kirişi:

Statik çözüm sonucu en büyük kesme kuvveti (V_d) = 354,16 kN

İşletme yükleri altında mesnetlerde oluşan kesme kuvveti (V_{dy}) = 780,59 kN

Kirişin sağ ya da sol ucunda f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momenti (M_{ri} , M_{rj})

Deprem soldan sağa etkirken ;

$$M_{ri} , M_{rj} = 0,9 \times f_{yd} \times d \times A_s$$

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 14,2 \times 10^{-4} = 401,16 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 8,6 \times 10^{-4} = 242,96 \text{ kNm}$$

Deprem sağdan sola etkirken ;

$$M_{ri} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 8,6 \times 10^{-4} = 242,96 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 0,9 \times 365000 \times 0,86 \times 42,41 \times 10^{-4} = 1198,12 \text{ kNm}$$

Pekleşmeli taşıma gücü momentleri ;

$$M_{pi} = 1,4 \times 401,16 = 561,62 \text{ kNm}$$

$$M_{pj} = 1,4 \times 1198,12 = 1677,37 \text{ kNm}$$

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj})/l_n$$

$$V_e = 780,59 + (561,62 + 1677,37)/11,18 = 980,86 \text{ kN}$$

$$V_r = 0,22 \times b_w \times d \times f_{cd} = 0,22 \times 40 \times 86 \times 1,7 = 1286,56 \text{ kN}$$

$$V_e \leq V_r \text{.....kesit yeterlidir.}$$

$$V_e - V_{dy} = 980,86 - 780,59 = 200,27 \text{ kN}$$

$$0,5 \times V_d = 0,5 \times 354,16 = 117,08 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} > 0,5 \times V_d \text{.....betonun katkısı göz önüne alınmaz.}$$

$$V_{ws} = 980,86 \text{ kN}$$

$$\frac{n.A_o.d}{s} \cdot f_{ywd} = 980,86 \text{ kN.....}\phi 10 \text{ etriye seçilirse}$$

$$\frac{2.79.860}{s} \cdot 365 = 980,86 \times 10^3 \text{.....} s = 50 \text{ mm}$$

etriye aralığı için şartlar;

sarılma bölgesinde :

$$s \leq \frac{h_k}{4} = 225 \text{ mm} , s \leq 8\phi = 112 \text{ mm} , s \leq 150 \text{ mm}$$

orta bölgede : $s \leq 300 \text{ mm}$

Sarılma bölgesinde : $\phi 10 / 5 \text{ cm}$, orta bölgede : $\phi 10 / 10 \text{ cm}$.

Kolonlarda kayma hesabı :

h-g kolonu :

$$V_{\max} = 50,53 \text{ kN}$$

$$V_{\text{cr}} = 0,8 \times (0,65 \times f_{\text{ctd}} \times b_w \times d) = 0,8 \times (0,65 \times 1,15 \times 400 \times 650) \times 10^{-3} = 155,48 \text{ kN}$$

$V_{\text{cr}} > V_{\max}$ olduğu için minimum etriye yeterlidir.

Sarılma bölgesi : $\phi 10/10$; orta bölgede : $\phi 10/20$

l-m kolonu :

$$V_{\max} = 83,36 \text{ kN}$$

$$V_{\text{cr}} = 0,8 \times (0,65 \times f_{\text{ctd}} \times b_w \times d) = 0,8 \times (0,65 \times 1,15 \times 400 \times 650) \times 10^{-3} = 155,48 \text{ kN}$$

$V_{\text{cr}} > V_{\max}$ olduğu için minimum etriye yeterlidir.

Sarılma bölgesi : $\phi 10/10$; orta bölgede : $\phi 10/20$

3. BİR İÇ KUVVET ÖLÇERİN TASARIMI

3.1. Ortadoğu Teknik Üniversitesi'nde Yapılan Çalışma Hakkında [9]

Ortadoğu Teknik Üniversitesi'nde yapılan çalışmanın amacı; açıklığı dolgu duvarlarla doldurulmuş betonarme bir çerçevede limit duruma ulaşmaya kadar çerçeve ve dolgu duvarlar arasındaki kesme kuvveti dağılımını belirlemektir. Bu amaçla, çerçeveye yerleştirilecek iç kuvvet ölçerin tasarımı yapılmıştır. Orta açıklığında dolgu duvar olan üç açıklıklı, dört katlı bir çerçevenin alt sistemi olarak üç açıklıklı, iki katlı çerçeve belirlenmiştir. Bu yapıda, kolonlar ve dolgu duvar arasındaki kuvvet dağılımını hem deneysel hem analitik olarak, farklı yük kademeleri altında bulunması amaçlanmıştır.

Kesme kuvvetinin dağılımının yanında çerçevenin devirme momentinin hesaplanması amaçlanmıştır. Devirme momenti; dolgu duvar ve kolonların fleksibilite özellikleri ve kolonlara gelen eksenel kuvvet ile karşılanıyor. Kolonlardaki eksenel kuvvet ve momentin iç kuvvet ölçer tarafından ölçülebileceği düşünülmüş. Sonuçta ; kolonlarla karşılanan devirme momenti hesaplanmış olur. Geriye kalan moment ise dolgu duvarlar tarafından karşılanır. Böylece; devirme momenti dağılımı da belirlenmiş olur.

Bilgisayar yardımı ile sistemin çözüm yapıldıktan sonra, alt kat kolonlarındaki maksimum iç kuvvetlerin meydana geldiği kesitler ve iç kuvvet ölçerin yerleştirileceği kesitler belirlenmiştir. Tablo 3.1. de iç kuvvet ölçer seviyesindeki maksimum kesit zorları verilmiştir.

Tablo 3.1. Kolon taban seviyesinde iç kuvvet ölçere gelen yükler

Eksenel Kuvvet (kN)	Kesme Kuvveti (kN)	Moment (kNm)
---------------------	--------------------	--------------

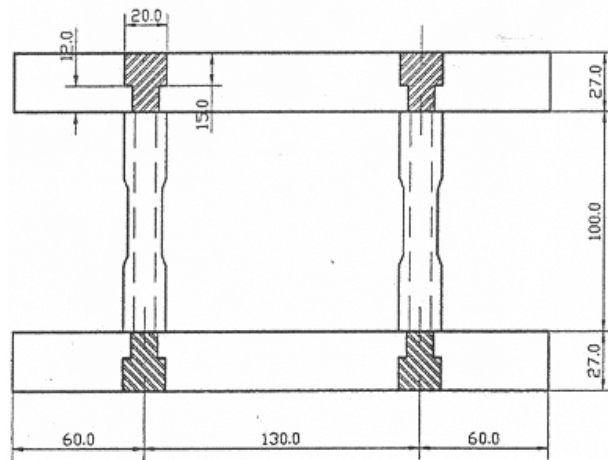
35	4	3
----	---	---

İki kolonun da taban kesitlerinde kesit zorlarını bulduktan ve iç kuvvet ölçere gelecek yükleri tesbit ettikten sonra iç kuvvet ölçerin tasarımı yapılmıştır. Uzay kafes olarak tasarlanan iç kuvvet ölçer; düşeyde 4 çubuk ve 2 çapraz çubuktan oluşur. Bu 4 düşey çubuğun aksenal kuvvet ve momenti ölçeceği kabul edilmiş. 2 çapraz çubukla ise kesme kuvvetini ölçeceği beklenmiştir.

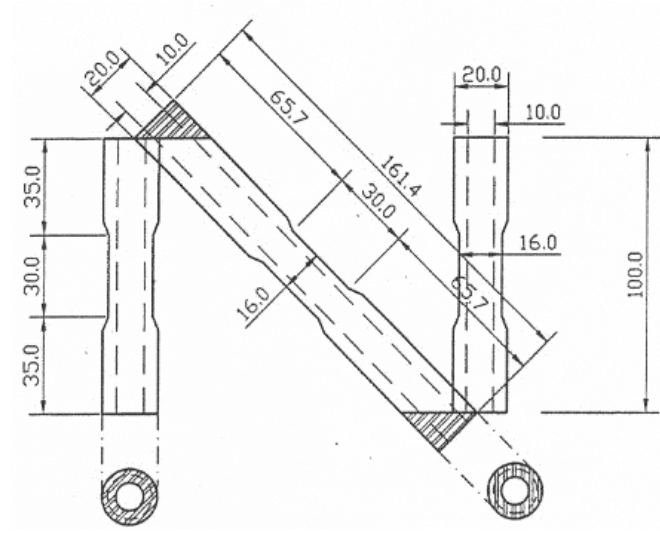
Elemanların birleşimleri civatalı birleşim olarak yapılmış. İç kuvvet ölçerin tüm çubukları et kalınlığı 5 mm olan boru kesitli çubuklardır. Dıştan dışa çapları 20 mm, iç çapları 10 mm'dir. Çubuk et kalınlıkları orta kesitlerde 3 mm'e kadar düşmektedir. 30 mm uzunluğundaki bu ince kısımlarda gerilmelerin ve duyarlılığın yüksek olması sağlanmıştır. Çubuklar alt ve üst levhalara civatalarla sabitlenmiştir. Levha boyutları ; 250×250×27 mm. dir.

Deneyler sırasında; kolonlarda beklenmedik yükler meydana gelebilir düşüncesiyle, lineer elastik bölgenin aşılmaması için güvenlik katsayısı 2 olarak seçilmiştir.

Bu çalışmada, kolonların sürekliliğinin bozulmasını minimuma indirmek amacıyla kolon taban kesidi iç kuvvet ölçerin koyulacağı yer olarak belirlenmiştir. İç kuvvet ölçer, temele gömülmemiş kolon içine yerleştirilmiştir. Böylece kolon boyu, iç kuvvet ölçerin yüksekliği miktarında düşmüştür.

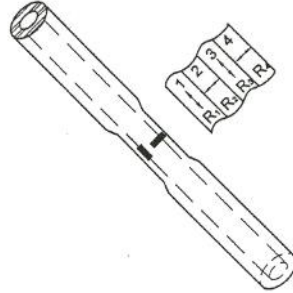


Şekil 3.1. İç kuvvet ölçerin düşey çubukları



Şekil 3.2. İç kuvvet ölçerde diagonal çubuklar ve enkesitler

Yüklemeler altında iç kuvvet ölçerin elemanlarındaki şekil değiştirmelerini ölçmek için şekil değiştirme ölçerler (strain gauge) kullanılmıştır. Şekil 3.3’ deki gibi şekil değiştirme ölçerler çubuğun dört yanına yapıştırılmış.



Şekil 3.3. Şekil değiştirme ölçerlerin konumları

Daha sonraki aşamada; iç kuvvet ölçerin kalibrasyonu yapılmış. İç kuvvetler doğrudan ölçülemez ancak iç kuvvet ölçer bunlara bağlı büyüklükleri kolayca ölçebilir. İç kuvvet ölçerde, kuvvetlerin değerine onlara bağlı şekil değiştirme ölçümlerinden geçilebilir. Bu çalışmada, bulunması gereken değer ile ölçülen değer arasında oluşturulacak güvenilir bir formulasyona ihtiyaç vardır. Bu formulasyona

kullanılan sistemin kalibrasyonu denir. Kalibrasyonun önce matematiksel formulasyonu yapılmıştır.

En basit halde, ölçülen bir değere bağlı bilinmeyen bir değeri kalibrasyon fonksiyonu aşağıdaki gibidir.

$$y = f(x)$$

x ; ölçüm sonucu elde edilen değer

y ; belirlenmek istenen değer

İç kuvvet ölçerinde, toplam 6 adet ölçülen değer (4 adet dik, 2 adet diagonal çubuktan) ve belirlenmesi gereken 3 adet iç kuvvet (eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti) vardır. Sistem lineer elastik bölgede olacağı için , bağıntılar denklem....deki gibi olur.

$$y_1 = s_{11}x_1 + s_{12}x_2 + ... + s_{16}x_6$$

$$y_2 = s_{21}x_1 + s_{22}x_2 + ... + s_{26}x_6$$

$$y_3 = s_{31}x_1 + s_{32}x_2 + ... + s_{36}x_6$$

y_1, y_2 ve y_3 sırasıyla ; eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momentidir.

Bağıntıların matris formu Denklem 3.1'deki gibidir.

$$\begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} & s_{14} & s_{15} & s_{16} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} & s_{24} & s_{25} & s_{26} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} & s_{34} & s_{35} & s_{36} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \\ x_6 \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

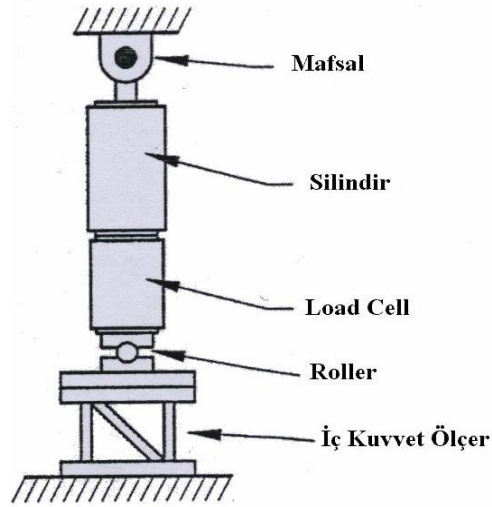
$\{Y\}$: iç kuvvetler matrisi

$[S]$: kalibrasyon matrisi

$\{X\}$: ölçülen değerler matrisi

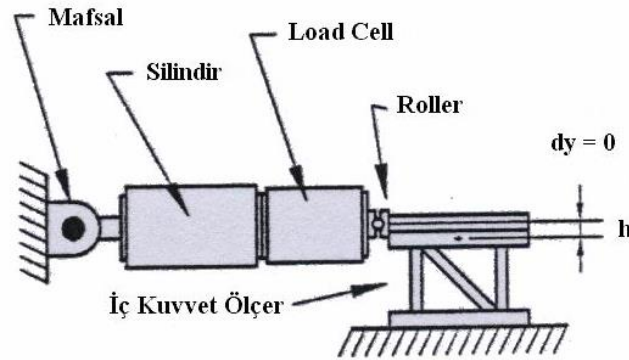
$$\{Y\} = [S]\{X\} \quad (3,2)$$

Bir sonraki aşamada kalibrasyon düzeneği yapılmıştır. Eksenel kuvvete göre yapılan kalibrasyonun basit olmasına karşın sınır şartlarının dikkatlice sağlanması gerekir. İç kuvvet ölçerin eninin boyuna oranı bire çok yakın olduğu için, iç kuvvet ölçerin levhalarına gelen yükün üniform olarak dağılması önemlidir. Üniform dağılımı sağlamak için yükleme başlığı ile iç kuvvet ölçer arasına levhalar koyulmuştur. Yükler mafsallı eleman tarafından sağlanmıştır. Şekil 3.4.'te İç kuvvet ölçerin eksenel kalibrasyonu için hazırlanan düzeneği göstermektedir.



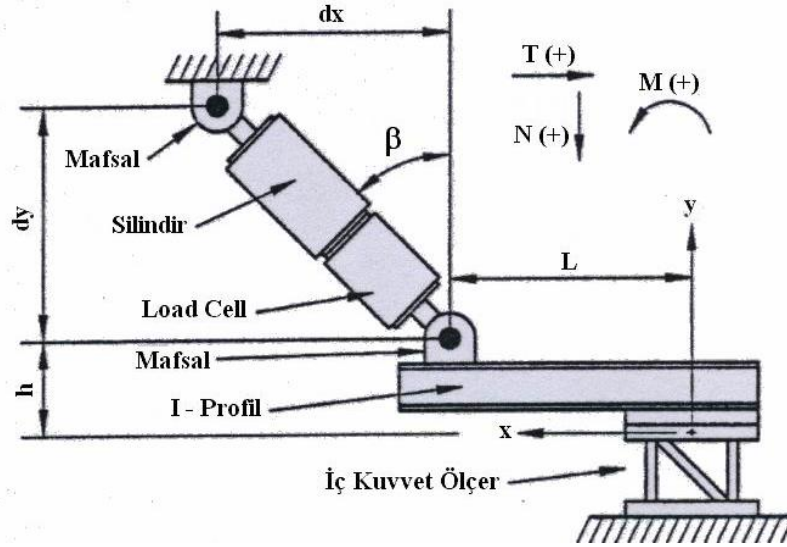
Şekil 3.4. İç kuvvet ölçerin eksenel kalibrasyonu için hazırlanan düzeneğin

Üst levhanın orta yüksekliği referans noktası olarak kabul edildiği için, kesme kalibrasyonu düzeneği oldukça basitleştirilmiştir. Şekil 3.5.'de İç kuvvet ölçerin kesme kalibrasyonu için hazırlanan düzeneği göstermektedir.



Şekil 3.5. İç kuvvet ölçerin kesme kalibrasyonu için hazırlanan düzeneğin

Moment, kesme kuvveti ve eksenel kuvvetin hepsinin birden etkidiği durum için yapılan kalibrasyon, belli bir uzaklıktan uygulanan kuvvet ile mümkündür. β açısını ve L uzaklığını değiştirmek suretiyle bu üç kuvvet çeşitli kombinasyonlar şeklinde elde edilir. Şekil 3.6.'de İç kuvvet ölçerin bileşik kuvvet uygulamasındaki kalibrasyonu için hazırlanan düzeneğini göstermektedir.



Şekil 3.6. İç kuvvet ölçerin bileşik kuvvet uygulamasındaki kalibrasyonu için hazırlanan düzeneğin

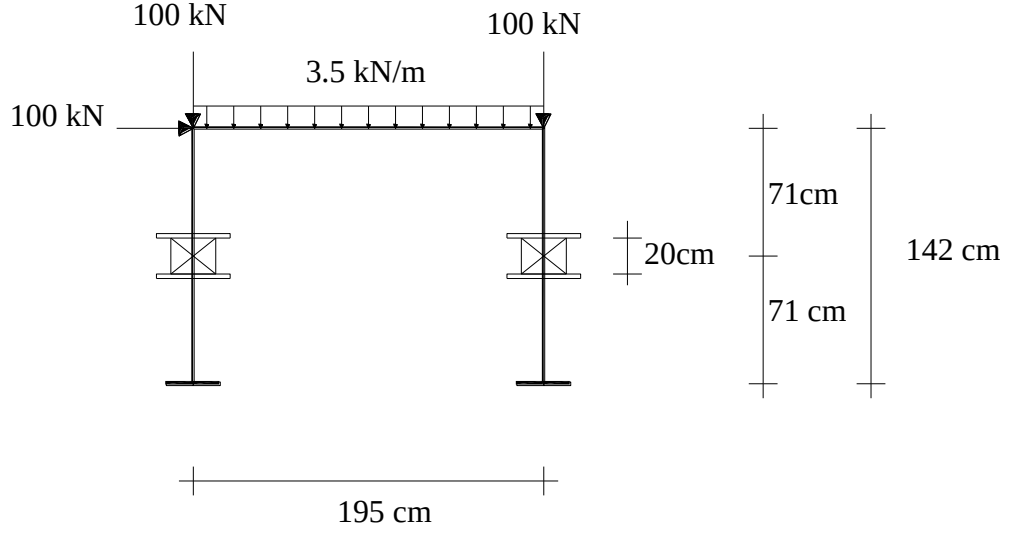
Toplamda kalibrasyon için her bir iç kuvvet ölçere sekiz farklı yükleme tipi uygulanmıştır. İlk dört uygulama moment, kesme kuvveti ve eksenel kuvvetin aynı anda etkimesi durumu için yapılmıştır. Beşinci ve sekizinci uygulama; eksenel basınç ve çekme durumları için yapılmıştır. Son olarak çok az moment uygulayarak altıncı uygulama pozitif kesme kuvveti için, yedinci uygulama ise negatif kesme kuvveti için yapılmıştır.

3.2. İç kuvvet ölçerin boyutlandırılması

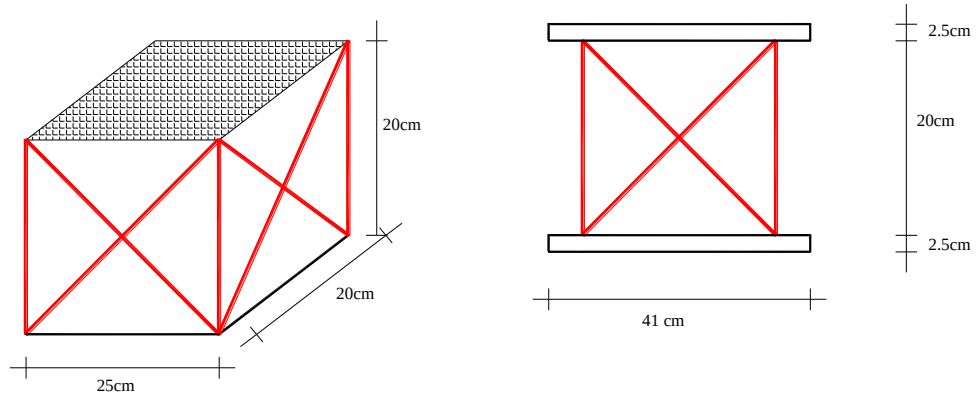
3.2.1. Çubuk elemanlı olarak tasarlanan iç kuvvet ölçer

Bu çalışmanın başında ilk olarak düşünülen çubuk elemanlı olarak tasarlanan iç kuvvet ölçerden bu bölümde bahsedilmiştir. Çubuk elemanlı olarak düşünülen iç kuvvet ölçeri oluşturan elemanlar çelik çubuklardır. Şekil 3.8.'de gösterilmiştir. Çubuk sayısı onikidir. Bunların sekiz tanesi birbirine çapraz olan diagonal çubuklar,

dört tanesi ise düşey çubuklardır. Şekil 3.7’de yükleme durumu gösterilmiştir. İç kuvvet ölçerin kolon yarı yüksekliğine yerleştirileceği düşünülmüştür. Bu noktadaki kesit zorları ile çubuk elemanlı olarak tasarlanan iç kuvvet ölçerin boyutlandırılması yapılmıştır.



Şekil 3.7. Çerçeve yükleme durumu



Şekil 3.8. Çubuk elemanlı olarak tasarlanan iç kuvvet ölçer

Yüklemeler sonucu çubuk elemanlarda oluşan basınç ve çekme kuvvetleri için çubuk elemanların boyutlandırılmasında kullanılan formüller aşağıda verilmiştir.

$$\text{St37 için; } \sigma_{em} = 1.44 \text{ t/cm}^2, \sigma_{akma} = 2.4 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{St52 için; } \sigma_{em} = 2.16 \text{ t/cm}^2, \sigma_{akma} = 3.6 \text{ t/cm}^2$$

Çekme çubukları için;

F : çekme kuvveti , A : çubuk kesit alanı = $\frac{\pi D^2}{4}$ olmak üzere ;

$$\sigma = \frac{F}{A} \leq \sigma_{em}$$

Basınç çubukları için;

λ : narinlik, S_k : Burkulma boyu, i : çubuk enkesitinin atalet yarıçapı

$$\lambda = \frac{S_k}{i}; w : \text{Burkulma sayısı}$$

$$\sigma = w \cdot \frac{F}{A} \leq \sigma_{akma}$$

İç kuvvet ölçere kaynaklanan levhalar için; t : levhanın kalınlığı

M : Levhaya etkiyen eğilme momenti

$$W : \text{kesit mukavemet momenti} = \frac{1 \cdot t^2}{6}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_{em}$$

Sol kolon ortasında;

$$M_d = 1,5 \times 2,45 = 3,68 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,5 \times -68,08 = - 102,12 \text{ kN}$$

$$T_d = 1,5 \times 48,85 = 73,28 \text{ kN}$$

Sağ kolon ortasında;

$$M_d = 1,5 \times 2,75 = 4,12 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,5 \times -134,79 = - 202,18 \text{ kN}$$

$$T_d = 1,5 \times 49,25 = 73,87 \text{ kN}$$

Yatay kuvvetin çift yönlü olacağı düşünülerek; en elverişsiz kesit zorları ile hesap yapılmıştır.

$$M_d = 4,12 \text{ kNm}$$

$$N_d = - 202,18 \text{ kN}$$

$$T_d = 73,87 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Levha}} = 9.03 \text{ kNm/m}$$

Belirtilen yüklemeler altında; çubuk elemanlı olarak tasarlanan iç kuvvet ölçerin altına ve üstüne kaynaklanan levhalar 25 mm kalınlığında, 410×240 boyutlarında boyutlandırılmıştır. Levhalar St 37 çeliği olarak seçilmiştir.

Tüm çubuk elemanlar ise St37 çeliğinden ϕ 20 olarak belirlenmiştir.

İç kuvvet ölçerlerin kolon taban kesidine yerleştirilmesi halinde, boyutlandırılması aşağıda anlatılmıştır.

Sol kolon taban kesidinde ;

$$M_d = 1,5 \times 24,84 = - 37,26 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,5 \times -68,08 = - 102,12 \text{ kN}$$

$$T_d = 1,5 \times 48,85 = 73,28 \text{ kN}$$

Sağ kolon taban kesidinde ;

$$M_d = 1,5 \times 25,06 = 37,6 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1,5 \times -134,79 = - 202,18 \text{ kN}$$

$$T_d = 1,5 \times 49,25 = 73,87 \text{ kN}$$

Yatay kuvvetin çift yönlü olacağı düşünülerek; en elverişsiz kesit zorları ile hesap yapılmıştır.

$$M_d = 37,6 \text{ kNm}$$

$$N_d = - 202,18 \text{ kN}$$

$$T_d = 73,87 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Levha}} = 16.12 \text{ kNm/m}$$

Belirtilen yüklemeler altında; çubuk elemanlı olarak tasarlanan iç kuvvet ölçerin altına ve üstüne kaynaklanan levhalar 30 mm kalınlığında, 410×240 boyutlarının boyutlandırılmıştır. Levhalar St 37 çeliği olarak seçilmiştir.

Tüm çubuk elemanlar ise St37 çeliğinden üretilirse ϕ 30 olarak, St52 çeliğinden üretilirse ϕ 24 belirlenmiştir.

Çubuk elemanlardan oluşan iç kuvvet ölçerin kolon taban kesidine yerleştirilmesi halinde çelik levhaların ve çubukların boyutları artmaktadır. Bu durumun maliyeti

arttıracığı ve üretimin zorlaştıracığı düşüncesi ile çubuk elemanlardan oluşan iç kuvvet ölçerin kolon yarı yüksekliğine yerleştirilmesinin uygun olacağı görülmüştür.

3.2.2. Daire Kesitli Bir İç Kuvvet Ölçerin Tasarımı

İç kuvvet ölçer; 3 adet parçadan oluşmaktadır. Bunlar bir adet silindir gövde ve silindirin üstüne ve altına kaynaklanan kalın levhalardır. Bu bölümde iç kuvvet ölçerin silindir gövdesinin ve levhalarının boyutlandırılması anlatılmaktadır.

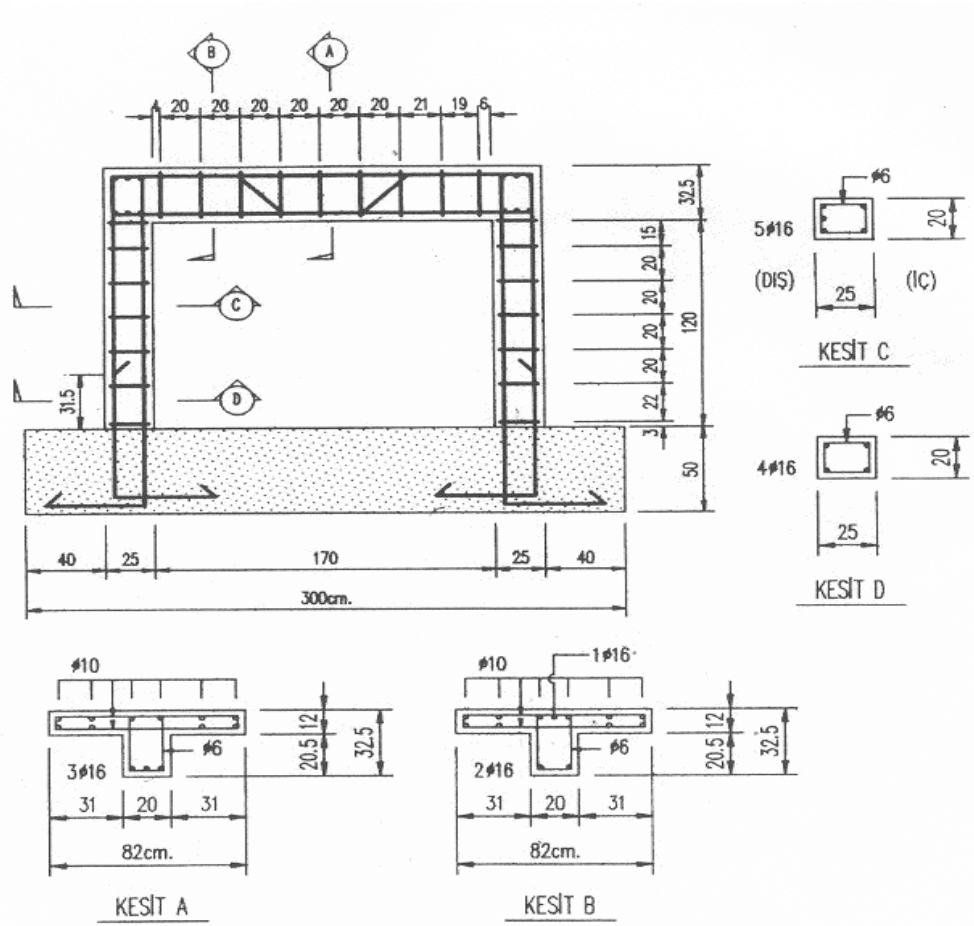
Boyutlandırma iki durum için yapılmıştır;

1. İç kuvvet ölçerin kolon taban kesitlerine koyulması durumu
2. İç kuvvet ölçerin kolon yarı yüksekliğine koyulması durumu

İç kuvvet ölçerin yalnız bu numunede değil, başka tip numunelerde ve oldukça yüksek yüklemeler altında da kullanılması açısından hesap yükleri 100 kN mertebesinde seçilip, güvenlik katsayısı (1.5) ile arttırarak boyutlandırma yapılmış, 150 kN mertebesine çıkılmıştır. Tipik çerçeve numunesinin limit yükünün 100 kN'u aşmadığı geçmiş deneylerde görülmüştür. Sonuçta iç kuvvet ölçerin her zaman olabildiğince doğrusal elastik bölgede davranış yapması gerekmektedir.

Kolonların her ikisine de iç kuvvet ölçer koyulacağına karar verilmiştir. Yatay deprem kuvvetinin iki yönlü olduğu düşünülerek , tek yönlü yatay kuvvet altında en fazla zorlanan kolondaki kesit tesirlerine göre boyutlandırma yapılmıştır.

Şekil 3.9'da iç kuvvet ölçerin kullanılması düşünülen tipik çerçeve numunesinin özellikleri görülmektedir.



Şekil 3.9. Tipik Çerçeve Numunenin Özellikleri

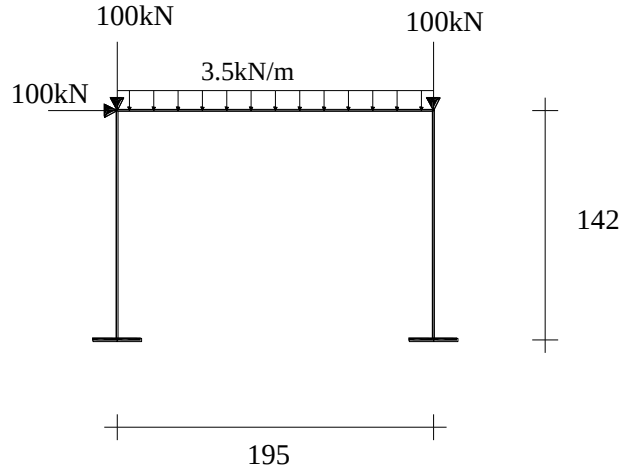
Numunenin malzeme özellikleri : BS16 , BÇI

Yapı yükü ;

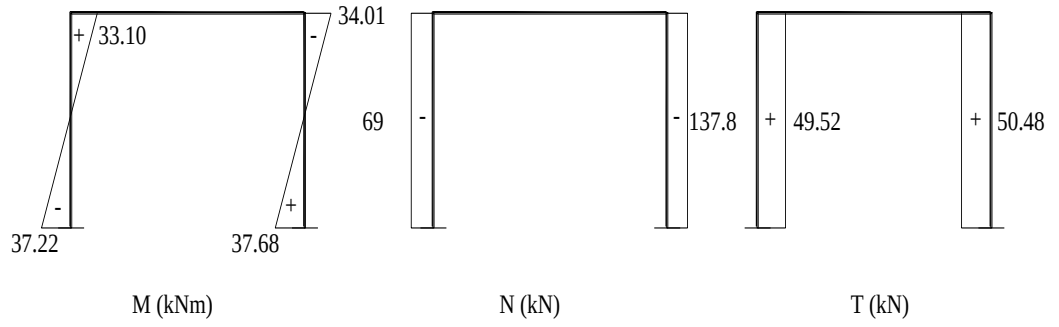
$$(82 \times 12 + 20 \times 20.5) \times 195 \text{ cm} = 0,27183 \text{ m}^3$$

$$0,27183 \text{ m}^3 \times 2,5 \text{ t} / \text{m}^3 = 0,68 \text{ t} = 6,67 \text{ kN}$$

$$0,68 / 1,95 \text{ m} = 0,35 \text{ t/m} = 3,5 \text{ kN/m} = g$$



Şekil 3.10. Sistemin Geometrik Özellikleri ve Yükleme durumu



Şekil 3.11. Kolonlardaki Kesit Zorları

Tablo 3.2. Standart Olarak Üretilen St 37 Boru Kesitler

	Et kalınlığı (mm)			
Dıştan dışa çap (mm)	5.0	6.3	7.1	8.0
168.3	+	+	+	-
219.1	+	+	+	+
273.1	+	+	+	+
323.9	+	+	+	+

İmal edilmesi düşünölen iç kuvvet ölçerin silindirik kısmının boyu 15 cm. olarak düşünölmüştür. Silindirik kısmın boyutlandırılmasında, iç kuvvet ölçerin kolona yerleştirildiği takdirde borunun alt ve üst kısmına denk gelen kesit zorları kullanılmıştır. Bu kesit zorları 1.5 güvenlik katsayısı ile arttırılmıştır. Sol kolonda normal kuvvet ve kesme kuvveti sağ kolondakilere göre fazladır, yatay kuvvetin yön değıştireceği düşünölerek her iki kolona da koyulacak iç kuvvet ölçerin boyutlandırılması için maksimum kesit zorları esas alınmıştır.

İç kuvvet ölçerin kolon taban kesidine koyulması halinde maksimum kesit zorları ;

$$M_{üst} = 1.5 \times 29,82 = 44,73 \text{ kNm}$$

$$M_{alt} = 1.5 \times 37.08 = 55,62 \text{ kNm}$$

$$T = 1.5 \times 49,25 = 73,87 \text{ kN}$$

$$N = 1.5 \times -134,79 = 202,18 \text{ kN}$$

Silindirik elemanın boyutlandırılmasında, TS648'de eksenel basınç ve eğilme etkisi altındaki çubuklar için verilen formüller kullanılmıştır. Standart olarak üretilen St37 boru kesitler Tablo 3.2'de verilmiştir.

Kolon taban kesidine koyulacak iç kuvvet ölçerin silindirik kısmının boyutları için standart üretilen boru kesitlerden faydalanılmıştır.

Seçilen kesit : dıştan dışa çapı 323,9 mm ; t (et kalınlığı) 6,3 mm olan St 37 olarak üretilen boru kesittir.

Bu kesitin özellikleri ;

$$\text{Kesit alanı : } A = 62,86 \text{ cm}^2 ; \text{ Atalet momentleri : } I = I_x = I_y = 7928,9 \text{ cm}^4$$

$$\text{Atalet yarıçapları : } i = i_x = i_y = 11,23 \text{ cm; Mukavemet momenti : } W_x = 489,59 \text{ cm}^3$$

Kesit tahkiki için yapılan hesaplar aşağıdaki gibidir ;

σ_{eb} : yalnız (S) eksenel basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme

σ_{bem} : yalnız (S) eksenel basınç kuvveti etkisi altında uygulanacak emniyet gerilmesi

σ_{bx}, σ_{by} : yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri etkisi altında hesaplanan (eğilme-basınç) başlığı gerilmeleri

σ_{Bx}, σ_{By} : yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak (eğilme-basınç) başlığı gerilmeleri

$\sigma'_{ex}, \sigma'_{ey}$: (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmesinden türetilen gerilmeler

C_{mx}, C_{my} : M_x, M_y moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

olmak üzere;

$$(-\sigma_{eb}) = \frac{S}{F} = \frac{20,61 \text{ t}}{62,86 \text{ cm}^2} = 0,328 \text{ t / cm}^2$$

$$(-\sigma_{bx}) = \frac{\max M_x}{W_x} = \frac{567 \text{ tcm}}{489.59 \text{ cm}^3} = 1.158 \text{ t/cm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{K.s}{i_x} = \frac{15}{11.23} = 1.34 \leq 20; \omega_x = 1; \sigma_{bem} = \frac{\sigma_{cem}}{\omega_x} = \frac{1.44 \text{ t/cm}^2}{1} = 1.44 \text{ t/cm}^2$$

M_y : eğilme momenti olmadığından ; $\sigma_{by}, \sigma_{BY} = 0$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_{yb}} = \frac{0.70 \times 15}{11.23} = 0.94$$

Moment diyagramının şekline göre;

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.75 - 1.05 \left(\frac{4.56}{5.67} \right) + 0.3 \left(\frac{4.56}{5.67} \right)^2 = 1.1$$

$$\lambda_y = 0.94 \leq \sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \cdot C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \cdot 1.1}{2400}} = 117.26 \text{ olduğu için}$$

$$(-\sigma_{Bx}) = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot \lambda_{yb}^2}{9 \cdot 10^7 \cdot C_b} \right] \cdot \sigma_a = 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$(-\sigma'_{ex}) = \frac{829.10^4}{\lambda_x^2} = 4605.5 \text{ kg/cm}^2, \text{ çubuk uçlarında yanal deplasman var ; } C_{mx} = 0.85$$

Kontroller aşağıdaki denklemlerle yapılır;

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

$$\frac{0.328}{1.44} + \frac{0.85 \times 1.158}{\left(1 - \frac{0.328}{4605.5}\right) 1.6} + 0 = 0.843 \leq 1.0 \text{ (tamam)}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6\sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0$$

$$\frac{0.328}{0.6 \times 2.4} + \frac{1.158}{1.6} + 0 = 0.952 \leq 1.0 \text{ (tamam)}$$

Aynı hesaplar St 52 olarak üretilen boru kesiti için de yapılmıştır.

Yapılan tahkikler sonucunda kolon taban kesidinde kullanılacak iç kuvvet ölçerin silindirik kısmı için ;

- 15 cm yüksekliğinde, dıştan dışa çapı 323.9 mm ve et kalınlığı 6.3 mm olan, St 37 çeliğinden üretilen standart boru eleman.
- 15 cm yüksekliğinde, dıştan dışa çapı 273.1 mm ve et kalınlığı 6.3 mm olan, St 52 çeliğinden üretilen standart boru eleman.

İç kuvvet ölçerin kolon yarı yüksekliğine (71 cm) koyulması durumunda maksimum kesit zorları aşağıdaki gibidir;

$$M_{üst} = -1.5 \times 2.44 = -3.66 \text{ kNm}$$

$$M_{alt} = +1.5 \times 5.85 = 8.77 \text{ kNm}$$

$$T = 1.5 \times 49.25 = 73.87 \text{ kN}$$

$$N = 1.5 \times -134.79 = -202.18 \text{ kN}$$

TS648'de aksenal basınç ve eğilme etkisi altındaki çubuklar için verilen formüllerle yapılan hesaplar sonucunda kolon yarı yüksekliğine koyulacak iç kuvvet ölçer 15 cm yüksekliğinde, dıştan dışa çapı 168.3 mm ve et kalınlığı 7.1 mm olan, St 37 çeliğinden üretilen standart boru eleman olarak belirlenmiştir.

İç kuvvet ölçerin silindirik kısmının altına ve üstüne kaynaklanacak levhaların boyutlandırılması için SAP2000 Yapı Analizi Bilgisayar Programı'nda kabuk sonlu elemanlar kullanılarak modelleme yapılmıştır. Modellemede silindirik kısım planda sırasıyla 16, 32, 64 eşit daire dilimine bölünmüştür. Silindirik kısmın altına ve üstüne gelen levhaların silindirik kısım ile beraber çalışabilmesi ve gerilme dağılımlarının gerçeğe yakın olması için levhaların düğüm noktaları ile silindirik elemanın düğüm noktaları çakıştırılmıştır. 32 eşit daire dilimine bölünmesi halinde elde edilen sonuçlar 16 eşit daire dilimine bölünmesi yani daha seyrek olan duruma göre daha doğru sonuçlar vermiştir. Ancak 64 eşit daire dilimine bölünmesi halinin daha güvenilir olması düşünülürken, elemanlarının boyutlarının çok küçülmesi ve düğüm noktalarının birbirine çok yaklaşması nedeniyle levhanın genel gerilme dağılımında beklenmedik bölgesel gerilmeler oluşmuştur. Levhalardaki maksimum momentin arandığı kesitte 32 eşit daire dilimine bölünmesi halinde belirlenen moment değeri ve 64 eşit daire dilimine bölünmesi halinde belirlenen moment değeri birbirine çok yakın çıkmıştır. Ancak 64 eşit daire dilimine bölünmesi halinde oluşan genel gerilme dağılımı güvenilir olmadığı için bundan sonraki hesaplarda ; 32 eşit daire dilimine bölünen silindirik kısım ve düğüm noktaları silindirik kısmın uç düğüm noktalarıyla çakışan levhalardan oluşan model esas alınacaktır.

İç kuvvet ölçerde üst levhalar seviyesinde meydana gelen maksimum kesit zorları Tablo 3.3.'te verildiği gibidir. Bu değerler güvenlik katsayısı (1.5) ile çarpıldıktan sonraki değerlerdir.

Tablo 3.3. Levhalarda meydana gelen maksimum kesit zorları

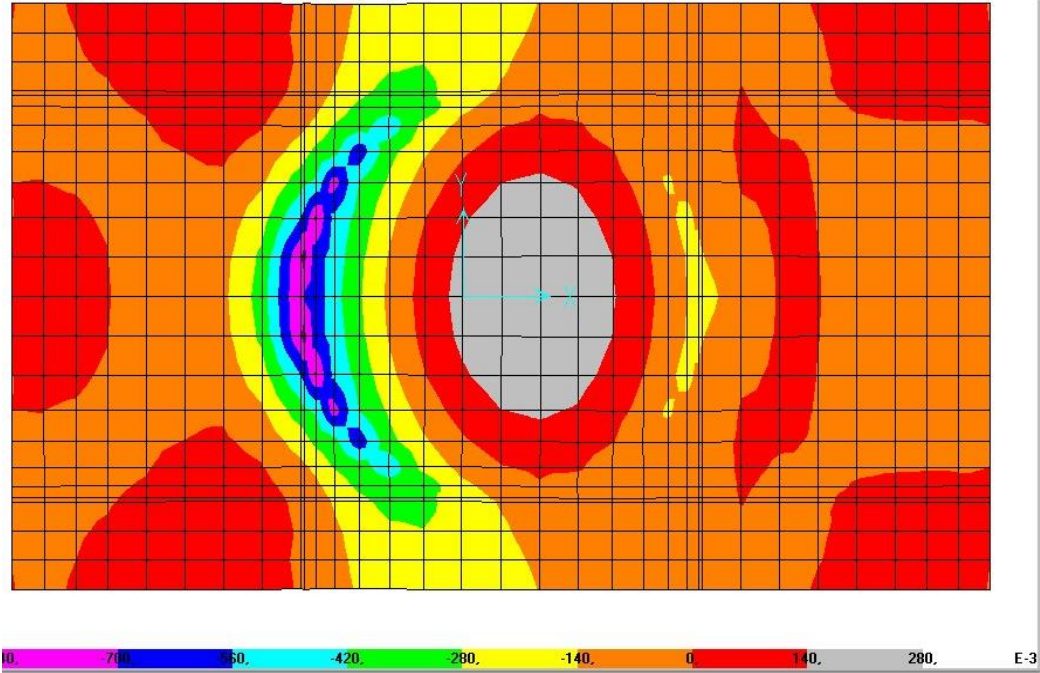
Kullanım Yeri	M (kNm)	N (kN)	T(kN)
Kolon yarı yüksekliği	-6,03	-202,18	73,87
Kolon taban kesiti	42,82	-202,18	73,87

Sonlu elemanlar modelinde kesitteki tekil yüklerin iç kuvvet ölçerin üst levhasına etkitilmesi aşağıda anlatıldığı gibidir.

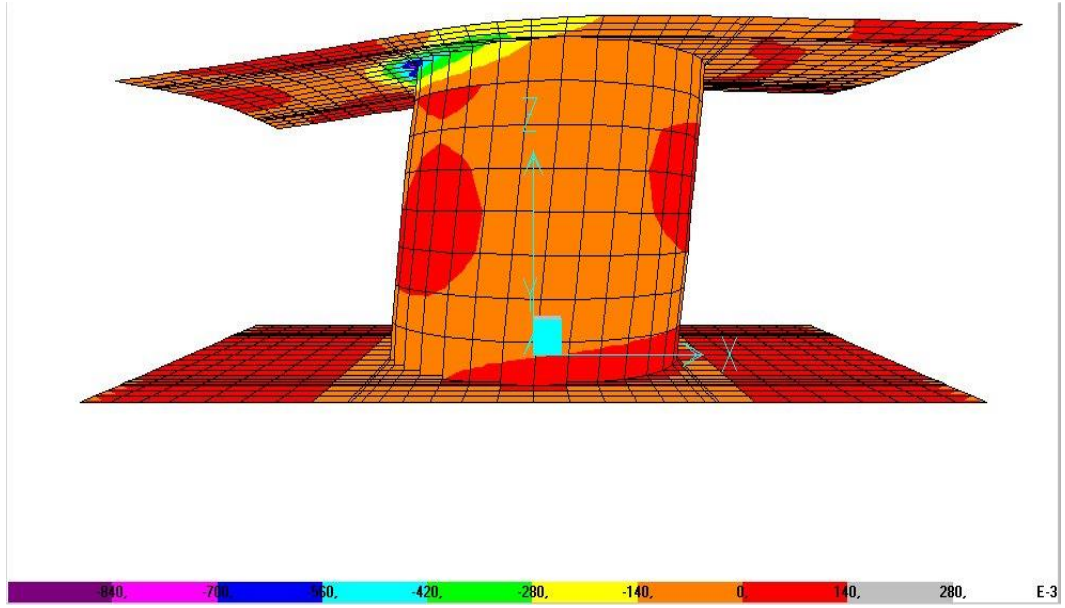
Kesite etkiyen normal kuvvet değeri, iç kuvvet ölçerin üst levhasında kolonun oturduğu alana yani kolon taban alanına bölünmüştür. Bulunan bu değer birim alana etkiyen bir üniform yayılı yük değeridir. Kolonun levhaya oturduğu alanda levhayı temsil eden plak elemanlar vardır. Her bir plak elemana elde edilen üniform yayılı yük etkitilerek, normal kuvvetin levha üzerine etkitilmesi sağlanmıştır.

Kesite etkiyen kesme kuvveti değeri, iç kuvvet ölçerin üst levhasında kolonun oturduğu alandaki düğüm noktası sayısına bölünmüştür. Bulunan bu değer her bir düğüm noktasına tekil yük olarak etkitilmiştir. Böylece kesitteki kesme kuvvetinin levhaya dağıtılarak etkitilmesi sağlanmıştır.

Kesite etkiyen eğilme momenti değerini levhaya etkitmek için kuvvet çiftleri kullanılmıştır. Kolonların levhaya oturduğu alanda, levhanın dar kenar doğrultusunda iki plak eleman arasında kaç düğüm noktası olduğu tesbit edilmiştir. Kesite etkiyen eğilme momenti bu düğüm noktası sayısına bölünerek levhanın uzun kenarı doğrultusunda etkiyen çizgisel eğilme momenti değerine ulaşılmıştır. Bu eğilme moment değeri de uzun kenar doğrultusunda kuvvet çiftleri kullanılarak etkitilmiştir.



Şekil 3.12. Levhalarda gerilme dağılımı



Şekil 3.13. İç kuvvet ölçerde birim genişliğe etkiyen moment dağılımı

İç kuvvet ölçerin kolon yarı yüksekliğine yerleştirilmesi durumunda levhalarda maksimum momentler levha ve silindirin birleşim bölgesinde oluşmaktadır. SAP2000 Yapı Analizi Programında hazırlanan modelden görüldüğü gibi bu değer ; $M_{max} = 8.63 \text{ kNm/m}$ 'dir.

Bu momenti taşıyacak levha kalınlığı için yapılan hesap aşağıdaki gibidir;

Kesit mukavemet momenti = $W = \frac{1 \cdot t^2}{6}$; birim boy için

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{8.63 \text{ kNm/m}}{\frac{t^2}{6}} = \sigma_{em} = 1.44 \text{ t/cm}^2 \quad t \geq 1.92 \text{ cm}$$

Hesap sonucunda levha kalınlığı güvenli tarafta kalınarak 25 mm olarak seçilmiştir.

Levhanın boyutları; 410×240 olarak belirlenmiştir. Levhalar, dikdörtgen kesitli kolona yerleştirileceği için dikdörtgen kesitli olarak seçilmiştir.

İç kuvvet ölçerin kolon taban kesidine yerleştirilmesi durumunda levhalarda maksimum momentler levha ve silindirin birleşim bölgesinde oluşmaktadır. SAP2000 Yapı Analizi Programında hazırlanan modelde bulunan bu değer ;
 $M_{max} = 17.36 \text{ kNm/m}$ ’dir.

Bu momenti taşıyacak levha kalınlığı için yapılan hesap aşağıdaki gibidir;

$$\text{Kesit mukavemet momenti} = W = \frac{1 \cdot t^2}{6} ; \text{ birim boy için}$$

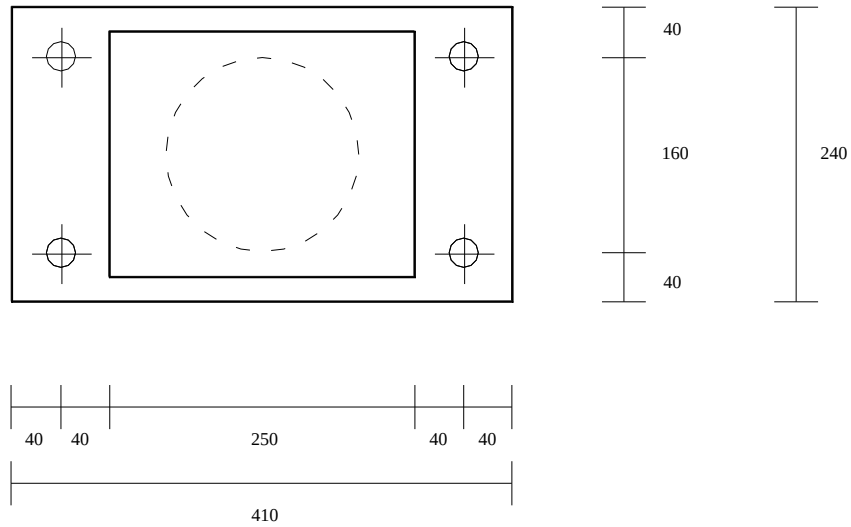
$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{17.36 \text{ kNm/m}}{\frac{t^2}{6}} = \sigma_{em} = 1.44 \text{ t/cm}^2 \quad t \geq 2.72 \text{ cm}$$

Hesap sonucunda levha kalınlığı güvenli tarafta kalınarak 30 mm olarak seçilmiştir. Levhanın boyutları; 520×400 olarak belirlenmiştir. Levhalar, dikdörtgen kesitli kolona yerleştirileceği için dikdörtgen kesitli olarak seçilmiştir.

İç kuvvet ölçerin levhalarının, kolondan gelen levhalara monte edilebilmesi için kullanılacak bulonların hesabı aşağıda yapıldığı gibidir;

Kolon yarı yüksekliğindeki kesidinde bulon hesabı ;

4 adet M20 bulonu kullanılması öngörülmüştür.



Şekil 3.14. Kaynaklanan levhalar ve bulonların yeri (kolon orta yüksekliğinde)

Hesaplarda M20 bulonu kullanılmış, civata kalitesi 10,9 ; levhalar St37

Z : Çekme Kuvveti = 0

T : Bulonların taşınması gereken kesme kuvveti = 73,87 kN

$$F_s : \text{dişdibi en kesit alanı} = \frac{\pi \times d_s^2}{4} = \frac{\pi \times (0,86^2 \times 2)^2}{4} = 2,324 \text{ cm}^2$$

$$F : \text{M20 enkesit alanı} = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 2^2}{4} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Kayma için SL birleşimli (kesme ve çekme aktaran yüksek mukavemetli bulon)

$$\tau_{\text{sem}} : 2,4 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_{\text{lem}} : 2,8 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{Z}{n \times F_s} = 0 < \sigma_{z\text{em}} = 3,6 \text{ t/cm}^2 \text{ tamam}$$

$$T_{\text{sem}} = F \times \tau_{\text{sem}} = 3,142 \times 2,4 = 7,54 \text{ t} = 73,97 \text{ kN}$$

$$T_{\text{lem}} = d \times t_{\text{min}} \times \sigma_{\text{lem}} = 2 \times 2,5 \times 2,8 = 14 \text{ t} = 137,34 \text{ kN}$$

$$T_1 : \text{bir bulonun aktarabileceği kesme kuvveti} = \min \left(\frac{T_{\text{sem}}}{T_{\text{lem}}} \right) = 73,97 \text{ kN}$$

$$T_{\text{em}} = n \times T_1 = 4 \times 73,97 = 295,87 \text{ kN} > T = 73,87 \text{ kN} \text{ tamam}$$

$$\tau_s = \frac{T}{n \times F} = \frac{7,54 \text{ t}}{4 \times 3,142} = 0,6 \text{ t/cm}^2 < \tau_{\text{sem}} = 2,4 \text{ t/cm}^2 \text{ tamam}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v : \text{kıyaslama gerilmesi} &= \sqrt{\sigma_z^2 + 3\tau_s^2} = \sqrt{0 + 3 \times 0,6^2} \\ &= 1,04 \text{ t/cm}^2 < \sigma_F = 0,75 \times (\sigma_a = 9 \text{ t/cm}^2) \text{ tamam} \end{aligned}$$

Bulon yerleri için kontrol ; d = 2 cm

$$3,5d < e < 8d ; 7 < e < 16 \text{ tamam}$$

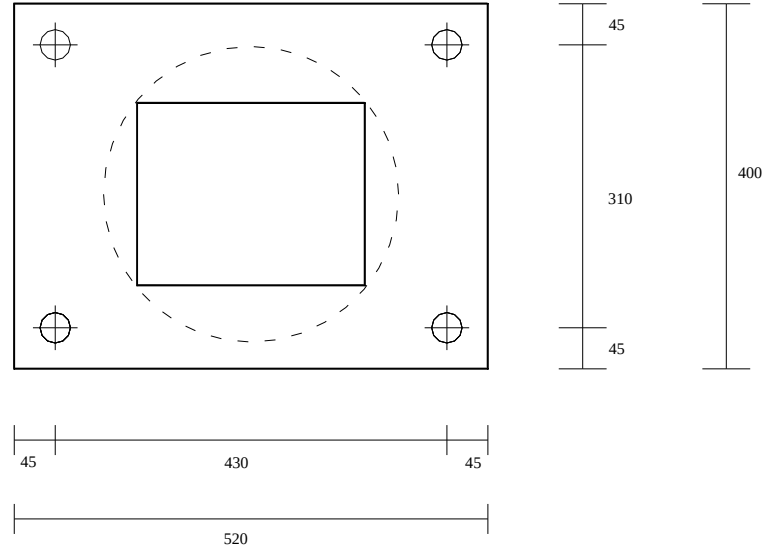
$$1,5d < e_2 < 3d ; 3 < e_2 < 6 \text{ tamam}$$

$$2d < e_1 < 3d ; 4 < e_1 < 6 \text{ tamam}$$

İç kuvvet ölçer kolon yarı yüksekliğine yerleştirildiği takdirde; levhaları monte etmek için 4 adet M20 bulon kullanılacaktır.

Kolon taban kesidinde bulon hesabı ;

4 adet M20 bulonu kullanılması öngörülmüştür.



Şekil 3.15. Kaynaklanan levhalar ve bulonların yeri (kolon taban kesidinde)

Hesaplarda M20 bulonu kullanılmış, civata kalitesi 10,9 ; levhalar St37

Z : Çekme Kuvveti = 0,85 t = 8,5 kN

T : Bulonların taşıması gereken kesme kuvveti = 7,53 t = 73,87 kN

$$F_s : \text{dişdibi en kesit alanı} = \frac{\pi \times d_s^2}{4} = \frac{\pi \times (0,86^2 \times 2)^2}{4} = 2,324 \text{ cm}^2$$

$$F : \text{M20 enkesit alanı} = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 2^2}{4} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Kayma için SL birleşimli (kesme ve çekme aktaran yüksek mukavemetli bulon)

$$\tau_{\text{sem}} : 2,4 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_{\text{lem}} : 2,8 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{Z}{n \times F_s} = \frac{0,85}{4 \times 3,14} = 0,07 < \sigma_{z\text{em}} = 3,6 \text{ t/cm}^2 \text{ tamam}$$

$$T_{\text{sem}} = F \times \tau_{\text{sem}} = 3,14 \times 2,4 = 7,54 \text{ t} = 73,97 \text{ kN}$$

$$T_{\text{lem}} = d \times t_{\text{min}} \times \sigma_{\text{lem}} = 2 \times 2,5 \times 2,8 = 14 \text{ t} = 137,34 \text{ kN}$$

$$T_1 : \text{bir bulonun aktarabileceği kesme kuvveti} = \min \left(\begin{matrix} T_{\text{sem}} \\ T_{\text{lem}} \end{matrix} \right) = 73,97 \text{ kN}$$

$$T_{\text{em}} = n \times T_1 = 4 \times 73,97 = 295,87 \text{ kN} > T = 73,87 \text{ kN} \text{ tamam}$$

$$\tau_s = \frac{T}{n \times F} = \frac{7,54t}{4 \times 3,142} = 0,6 \text{ t/cm}^2 < \tau_{sem} = 2,4 \text{ t/cm}^2 \dots\dots \text{tamam}$$

$$\sigma_v : \text{kıyaslama gerilmesi} = \sqrt{\sigma_z^2 + 3\tau_s^2} = \sqrt{0,07^2 + 3 \times 0,6^2} \\ = 1,04 \text{ t/cm}^2 < \sigma_F = 0,75 \times (\sigma_a = 9 \text{ t/cm}^2) \dots\dots \text{tamam}$$

Bulon yerleri için kontrol ; $d = 2 \text{ cm}$

$3,5d < e < 8d$; $7 < e < 16 \dots\dots \text{tamam}$

$1,5d < e_2 < 3d$; $3 < e_2 < 6 \dots\dots \text{tamam}$

$2d < e_1 < 3d$; $4 < e_1 < 6 \dots\dots \text{tamam}$

İç kuvvet ölçer kolon taban kesidine yerleştirildiği takdirde; levhaları monte etmek için 4 adet M20 bulon kullanılacaktır.

Sonuç olarak deneyler için kalibrasyonu yapılacak olan iç kuvvet ölçerin boyutları aşağıdaki gibidir;

Silindirik kısım : 15 cm yüksekliğinde, dıştan dışa çapı 168.3 mm ve et kalınlığı 7.1 mm olan, St 37 çeliğinden üretilen standart boru eleman.

Levhalar : 410×240 ; t = et kalınlığı= 2,5 cm ; St37 çeliğinden

Bulonlar : 4 adet M20; 10.9 civata kalitesi.

3.3. İç kuvvet ölçerin kullanım yerinin irdelenmesi

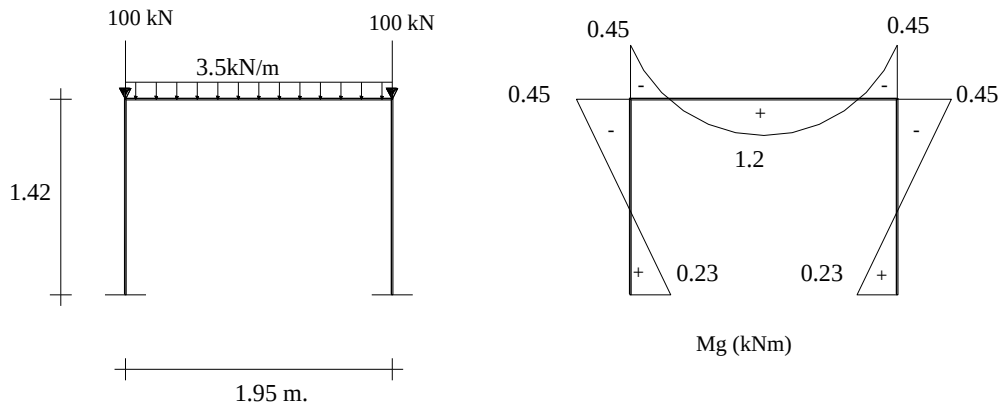
İç kuvvet ölçerin kullanılması düşünülen kesitler; kolon taban kesitleri ve kolonlarda moment sıfır bölgesine yakın kesitlerdir. İç kuvvet ölçerin kullanılacağı tipik çerçeve numunesinin özellikleri Şekil 3.9.'da verilmiştir. Bu çalışmada iç kuvvet ölçerin kullanım yeri olarak öncelikle eğilme momentlerinin küçülerek sıfıra yaklaştığı bölge düşünülmüştür.

İç kuvvet ölçeri kolon taban kesidin de kullanmanın avantajı ; kolon sürekliliğinin çok fazla etkilenmemesi, sakıncası ise taban kesitlerinin zorlama açısından kritik bölgeler olmasıdır. Buna karşın kolondaki eğilme momentinin sıfıra yaklaştığı bölgeler kolonda zorlanmanın en aza indiği bölgelerdir. Ancak bu bölgelere konulan iç kuvvet ölçerlerin , yapı sürekliliğini bozma sakıncası mevcuttur.

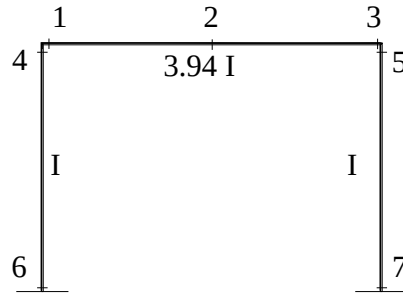
Bu kısımda , iç kuvvet ölçerin kullanım yeri olarak öncelikle düşünölen moment sıfır ($M=0$) noktasının , ‘Plastik Mafsal Hipotezi’ne’ göre sabit düşey yükler ve artan yatay yükler altında , geometrik yerinin nasıl değıştiğı incelenmiştir. Sistem 3. dereceden hiperstatik olduğundan mekanizma durumu için dört adet plastik mafsalın oluşması beklenir. Kolon kesitlerinin moment kapasiteleri kiriş kesitlerinin moment kapasitelerinden küçük olduğü için kat mekanizması oluşacaktır.

Önce sabit yükler için moment diyagramı bulunmuş, daha sonra da artan yatay yükler için moment diyagramları bulunarak süperpozisyon yapılmıştır.

Sabit yükler için hesap ; $I_{KIRIŞ} = 10,2589E-4 \text{ m}^4 = 3,94 I$; $I_{KOLON} = 2,6042E-4 \text{ m}^4 = I$



Şekil 3.16. Sistem ve sabit yükler altında moment diyagramı



Şekil 3.17. Plastik mafsallaşmanın meydana gelebileceğı kesitler

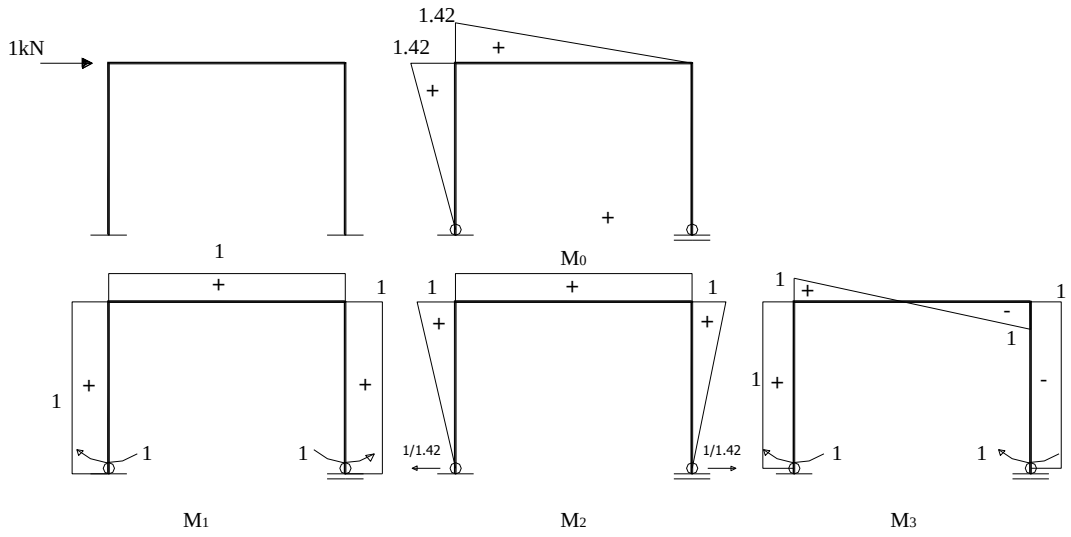
Tipik numune üzerinde yapılan önceki çalışmalarda elde edilen moment kapasite değeri aşığıdaki gibidir; [12]

Tablo 3.4. Kesitlerin Moment Kapasiteleri

Kesit	1	2	3	4	5	6	7
Mp(kNm)(+)	56	76	56	38,6	38,6	34,7	34,7
Mp(kNm)(-)	42	16	42	42,7	42,7	34,7	34,7

Birinci plastik mafsalın oluşması;

Önce birim yatay kuvvet altında sistemin çözümü yapılmıştır.



Şekil 3.18. Birim yükleme diyagramları

$$EI\delta_{11} = 2 \times 1.42 \times 1 \times 1 + \frac{1}{3.94} \times 1.95 \times 1 \times 1 = 3.335$$

$$EI\delta_{12} = 2 \times \frac{1}{2} \times 1.42 \times 1 \times 1 + \frac{1}{3.94} \times 1.95 \times 1 \times 1 = 1.915$$

$$EI\delta_{13} = 0$$

$$EI\delta_{22} = 2 \times \frac{1}{3} \times 1.42 \times 1 \times 1 + \frac{1}{3.94} \times 1.95 \times 1 \times 1 = 1.4416$$

$$EI\delta_{23} = 0$$

$$EI\delta_{33} = 2 \times 1.42 \times 1 \times 1 + 2 \times \frac{1}{3.94} \times \frac{1.95}{2} \times \frac{1}{3} \times 1 \times 1 = 3.005$$

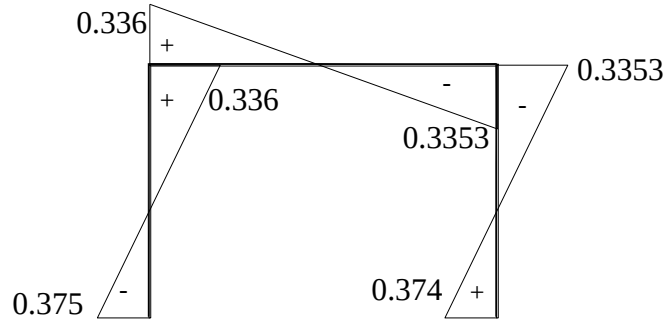
$$EI\delta_{10} = \frac{1}{2} \times 1.42 \times 1.42 \times 1 + \frac{1}{2} \times 1.95 \times \frac{1}{3.94} \times 1.42 \times 1 = 1.36$$

$$EI\delta_{20} = \frac{1}{3} \times 1.42 \times 1.42 \times 1 + \frac{1}{2} \times 1.95 \times \frac{1}{3.94} \times 1.42 \times 1 = 1.0235$$

$$EI\delta_{30} = \frac{1}{2} \times 1.42 \times 1.42 \times 1 + \frac{1}{6} \times 1.95 \times \frac{1}{3.94} \times 1.42 \times (2-1) = 1.1253$$

$$\begin{bmatrix} 3.335 & 1.915 & 0 \\ 1.915 & 1.4416 & 0 \\ 0 & 0 & 3.005 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1.360 \\ 1.0235 \\ 1.1253 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$X_1 = -0.0005, \quad X_2 = -0.70931, \quad X_3 = -0.37448$$



P = 1 kN

Şekil 3.19. P = 1 kN yatay kuvvet altında moment diyagramları

P = 1 kN moment diyagramı ile sabit yükler altındaki moment diyagramı süperpoze edilmiştir.

Birinci plastik mafsallık için ne kadar yatay kuvvet gerektiğini belirlemek için yukarıda elde edilen moment değerleri ile kesit moment kapasiteleri kullanılmıştır. En düşük P değerini veren kesitte ilk plastik mafsallık oluşacaktır. Plastik mafsalların kiriş ve kolon uçlarında oluşacağı beklenmektedir.

$$\text{Kesit 1 : } 0.336P - 0.45 = 56 \dots\dots P = 168 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 2 : } 0.001P + 1.2 = 76 \dots\dots P \gg$$

$$\text{Kesit 3 : } -0.3353P - 0.45 = -42 \dots\dots P = 123,92 \text{ kN}$$

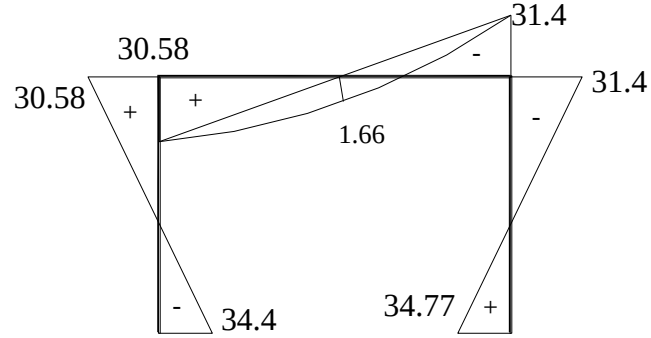
$$\text{Kesit 4 : } 0.336P - 0.45 = 38.6 \dots\dots P = 116,22 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 5 : } -0.3353P - 0.45 = -42.74 \dots\dots P = 126,13 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 6 : } -0.375P + 0.23 = -34.77 \dots\dots P = 93,33 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 7 : } 0.374P + 0.23 = 34.77 \dots\dots P = 92,35 \text{ kN}$$

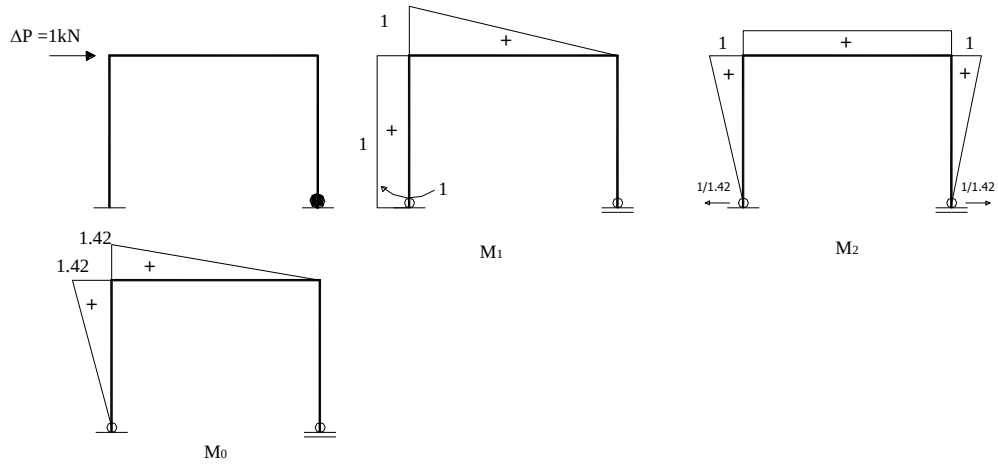
Birinci plastik mafsallık Kesit 7'de yatay yük 92.35 kN iken oluşmaktadır. Bu yük altında moment diyagramı Şekil 3.20' de verilmiştir.



$$P=92.35 \text{ kN}$$

Şekil 3.20. Birinci plastik mafsall oluştuğu anda ki moment diyagramı

İkinci plastik mafsallın oluşması ;



$$EI\delta_{11} = 1.42 \times 1 \times 1 + \frac{1}{3.94} \times 1.95 \times \frac{1}{3} \times 1 \times 1 = 1.585$$

$$EI\delta_{12} = \frac{1}{2} \times 1.42 \times 1 \times 1 + \frac{1}{3.94} \times 1.95 \times \frac{1}{2} \times 1 \times 1 = 0.9575$$

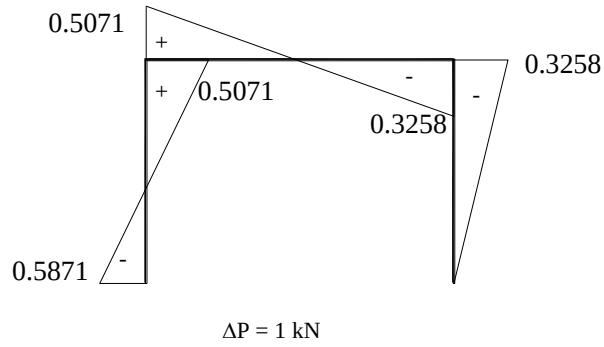
$$EI\delta_{22} = 2 \times \frac{1}{3} \times 1.42 \times 1 \times 1 + \frac{1}{3.94} \times 1.95 \times 1 \times 1 = 1.4416$$

$$EI\delta_{10} = \frac{1}{2} \times 1.42 \times 1.42 \times 1 + \frac{1}{3} \times 1.95 \times \frac{1}{3.94} \times 1.42 \times 1 = 1.2425$$

$$EI\delta_{20} = \frac{1}{3} \times 1.42 \times 1.42 \times 1 + \frac{1}{2} \times 1.95 \times \frac{1}{3.94} \times 1.42 \times 1 = 1.0235$$

$$\begin{bmatrix} 1.585 & 0.9575 \\ 0.9575 & 1.4416 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1.2425 \\ 1.0235 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$X_1 = -0.58708, \quad X_2 = -0.32583$$



$$\text{Kesit 1 : } 0.5071 \Delta P + 30.58 = 56 \dots\dots \Delta P = 50,13 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 2 : } 0.2572 \Delta P + 12.47 = 76 \dots\dots\dots \Delta P = 247 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 3 : } -0.3258 \Delta P - 31.4 = -42 \dots\dots \Delta P = 32,54 \text{ kN}$$

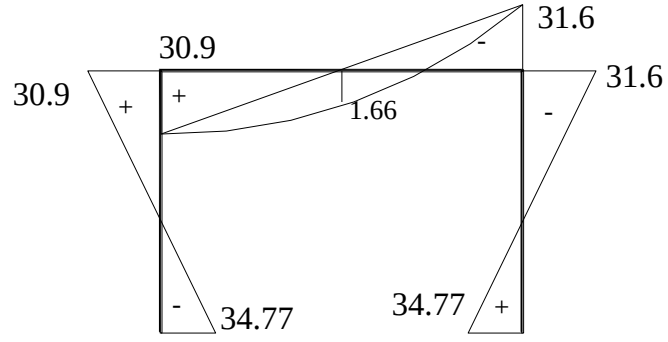
$$\text{Kesit 4 : } 0.5071 \Delta P - 30.58 = 38.6 \dots\dots \Delta P = 136,42 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 5 : } -0.3258 \Delta P - 31.4 = -42.74 \dots\dots \Delta P = 34,8 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 6 : } -0.5871 \Delta P - 34.4 = -34.77 \dots\dots \Delta P = 0,63 \text{ kN}$$

$$P = 92.35 + 0.63 = 92.98 \text{ kN}$$

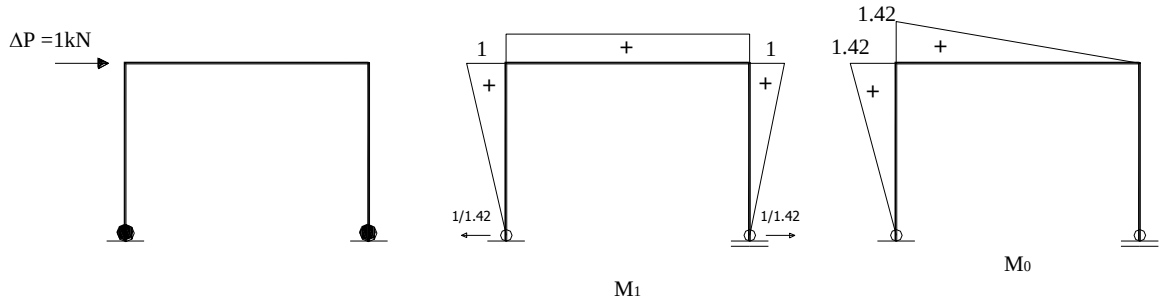
İkinci plastik mafsal Kesit 6'da yatay yük 92.98 kN iken oluşmaktadır. Bu yük altında moment diyagramı Şekil 3.21' de verilmiştir.



$$P = 92,98 \text{ kN}$$

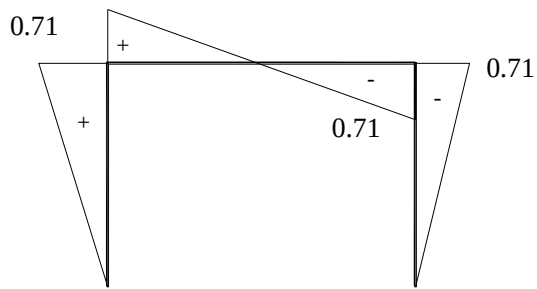
Şekil 3.21. İkinci plastik mafsall oluştuğu andaki moment diyagramı

Üçüncü plastik mafsallın oluşması;



$$EI\delta_{11} = 1.4416 ; EI\delta_{10} = 1.0235$$

$$1.4416X + 1.0235 = 0 \dots\dots X = -0.71$$



$$\Delta P = 1 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 1 : } 0.71 \Delta P + 30.9 = 56 \dots\dots \Delta P = 35,35 \text{ kN}$$

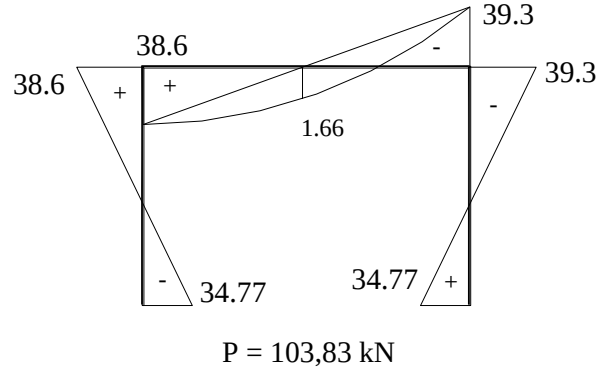
$$\text{Kesit 3 : } -0.71 \Delta P - 31.6 = -42 \dots\dots \Delta P = 14,65 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 4 : } 0.71 \Delta P + 30.9 = 38.6 \dots\dots \Delta P = 10,85 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 5 : } -0.71 \Delta P - 31.6 = -42.74 \dots\dots \Delta P = 15.69 \text{ kN}$$

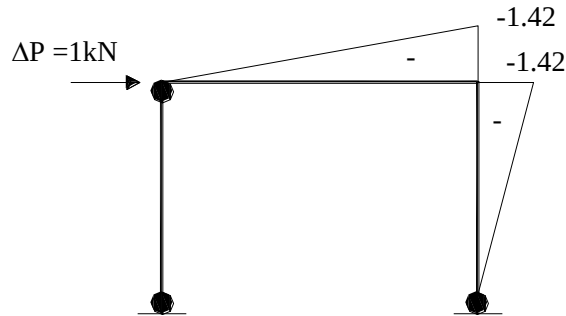
$$P = 92.98 + 10.85 = 103.83 \text{ kN}$$

Üçüncü plastik mafsallık Kesit 4'te yatay yük 103.83 kN iken oluşmaktadır. Bu yük altında moment diyagramı Şekil 3.22' de verilmiştir.



Şekil 3.22. Üçüncü plastik mafsallık oluştuğu andaki moment diyagramı

Dördüncü plastik mafsallık oluşması;

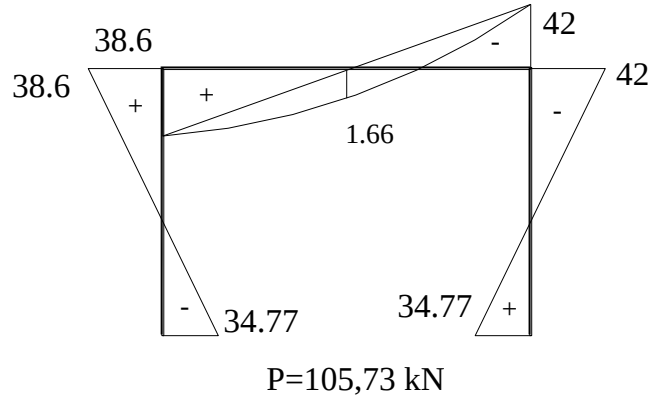


$$\text{Kesit 3 : } -1.42 \Delta P - 39.3 = -42 \dots\dots \Delta P = 1,9 \text{ kN}$$

$$\text{Kesit 2 : } -0.71 \Delta P + 1.46 = -16 \dots\dots \Delta P = 24.6 \text{ kN}$$

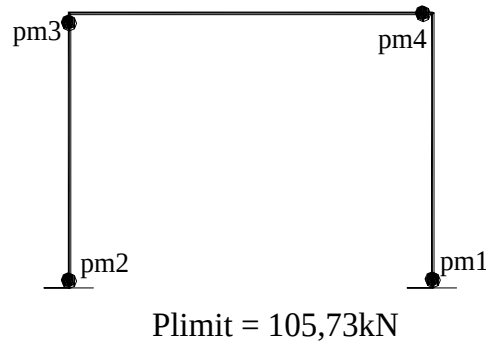
$$\text{Kesit 5 : } -1.42 \Delta P - 39.3 = -42.74 \dots \Delta P = 2,42 \text{ kN}$$

Dördüncü plastik mafsallık Kesit 3'te yatay yük 105,73 kN iken oluşmaktadır. Bu yük altında moment diyagramı Şekil 3.23' de verilmiştir.



Şekil 3.23. Son plastik mafsallın oluştuğu andaki moment diyagramı

Sistem 105,73 kN yatay yükü altında mekanizma durumuna geçmektedir.



Şekil 3.24. Plastik mafsalların oluştuğu kesitler

Kolonlarda Moment = 0 noktasının değişimini gösteren diyagramlar Tablo 3.5’de verilmiştir.

Kolon yüksekliği = 142 cm, kolon orta noktasının yüksekliği = 71 cm.

Tablo 3.5. Yatay yük arttıkça Moment = 0 noktasının geometrik yeri

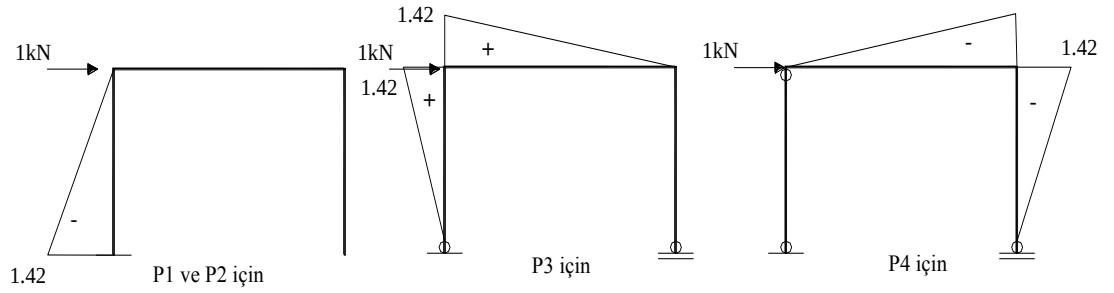
	sol kolon	sağ kolon
1.plastik mafsall oluştuğunda	75.17 cm	74.62 cm
2.plastik mafsall oluştuğunda	75.18 cm	74.39 cm
3.plastik mafsall oluştuğunda	67.30 cm	66.66 cm
4.plastik mafsall oluştuğunda	67.30 cm	64.32 cm

Yatay yük arttıkça ; Moment = 0 noktasının geometrik yeri aşırı değişmeler göstermemekte, kolon yarı yüksekliğine yakın bölgelerde oluşmaktadır. İç kuvvet ölçer, kolon yüksekliğinin yarısına yerleştirilebilir.

Hesaplarda da görüldüğü gibi; plastik mafsallaşmanın başlamasıyla iç kuvvet dağılımındaki simetri bozulmaya başlar. Meydana gelen yeni iç kuvvet dağılımının belirlenmesi amacıyla iç kuvvet ölçerin kullanılması gerekir.

Plastik mafsalların olduğu yatay yükler ve sabit yükler altındaki moment diyagramaları ile o durumlara ait birim yatay kuvvet altında oluşan birim moment diyagramlarının çarpımı $EI\delta$ 'yı verir. δ ; yanal deplasman değeridir.

Birim moment diyagramları aşağıdaki gibidir.



Şekil 3.25. yatay deplasmanın bulunması için kullanılan birim moment diyagramları

$$\overline{M.M} = EI\delta$$

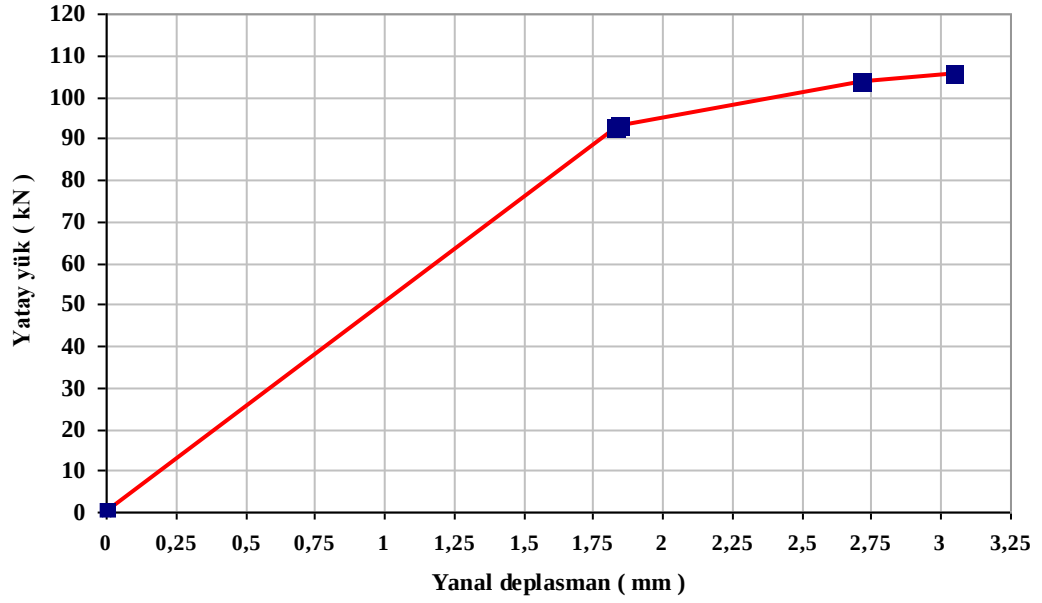
$$P_1 = 92,35 \text{ kN} \dots \delta_1 = 1,83 \text{ mm}$$

$$P_2 = 92,98 \text{ kN} \dots \delta_2 = 1,85 \text{ mm}$$

$$P_3 = 103,83 \text{ kN} \dots \delta_3 = 2,72 \text{ mm}$$

$$P_4 = 105,73 \text{ kN} \dots \delta_4 = 3,05 \text{ mm}$$

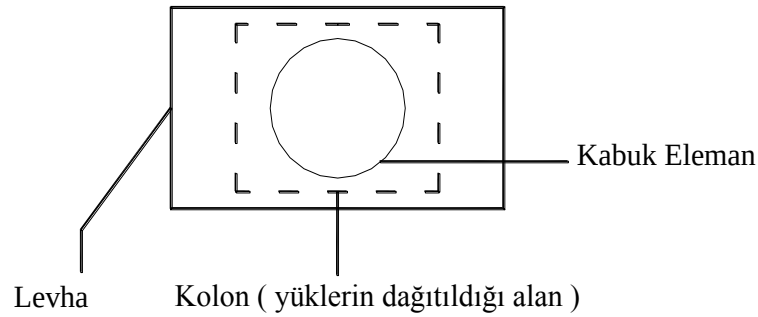
Yatay yük – yanal deplasman grafiği Şekil 3.26'daki gibi bulunmuştur.



Şekil 3.26. Yatay yük – tepe deplasman grafiği

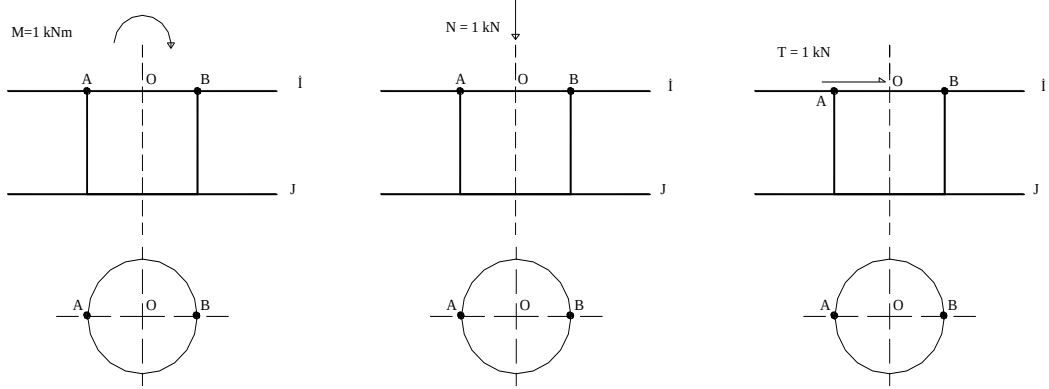
3.4. Süreksizliğin irdelenmesi

Bu bölümde kolon yarı yüksekliğine yerleştirilerek kolonun iki parçasını birbirine elastik bir birleşimle bağlayacak olan iç kuvvet ölçere ait rijitlik matrisinin kurulması ve bu amaçla yapılan varsayımlar üzerinde durulmuştur. İç kuvvet ölçerin rijitlik matrisi kurulurken; yüklemeler doğrultusunda silindiri temsil eden kabuk elemanlar ile levhayı temsil eden plak elemanın birleşim bölgesindeki noktalarda meydana gelen yerdeğiştirme ve dönme değerleri kullanılmıştır. Öncelikle iç kuvvet ölçere birim yüklemeler yapılarak birim kuvvet matrisinin terimleri ayrı ayrı bulunmuştur. Yüklemeler sonlu elemanlar modelinde Bölüm 3.2.2’de anlatıldığı gibi yapılmıştır. Yüklemelerin yapıldığı bölge Şekil 3.26’da görülmektedir.



Şekil 3.26. Birim yüklemelerin dağıtıldığı alan

Birim yüklemeler ve yerdeğıştirmeleri ile dönmeleri bulunarak birim kuvvet matrisinin oluşturulmasında dikkate alınan noktalar Şekil 3.27’de verilmiştir. Birim kuvvet matrisi oluşturulurken A ve B noktalarının yatay ve düşey yerdeğıştirmeleri kullanılmıştır. Matrisler oluşturulurken birim olarak ‘kN’ ve ‘m’ kullanılmıştır.



Şekil 3.27. Birim yüklemeler ve dikkate alınan noktalar

$$[f]_{ii} = \begin{bmatrix} 5.10E-5 & 0 & -4.06E-6 \\ 0 & 2.45E-7 & 0 \\ -4.06E-6 & 0 & 1.37E-6 \end{bmatrix} ; \quad [k] = [f]^{-1}$$

$$[k]_{ii} = \begin{bmatrix} 25647,54204 & 0 & 75868,13893 \\ 0 & 4089979,55 & 0 \\ 75868,13893 & 0 & 953023,4201 \end{bmatrix}$$

$$T_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$T_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$T_i^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$T_j^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix}$$

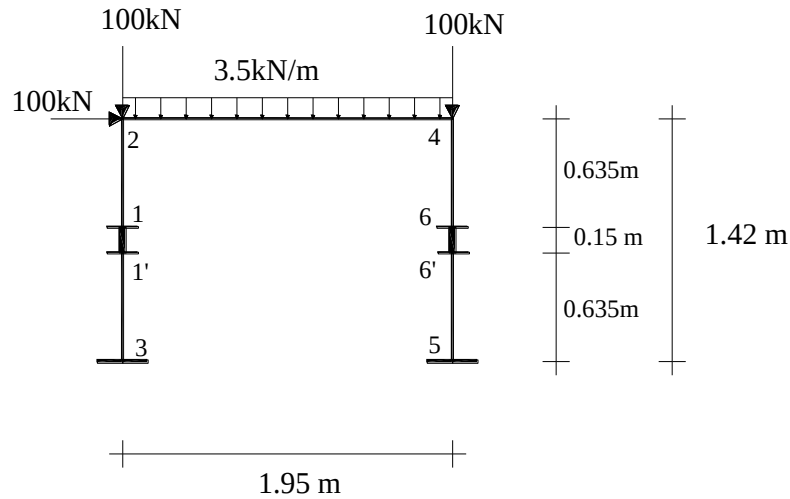
$$k_{i \times i} = T_i \cdot k_{ii} \cdot T_i^T$$

$$[k]_{ixix} = \begin{bmatrix} 25647,54204 & 75868,13893 & 0 \\ 75868,13893 & 953023,4201 & 0 \\ 0 & 0 & 4089979,55 \end{bmatrix}$$

İç kuvvet ölçerin, denge denklemleri kullanılarak tamamlanan rijitlik matrisi göre aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$k_{ij} = \begin{bmatrix} 25647,54204 & 75868,13893 & 0 & -14267,3212 & -75868,13893 & 0 \\ 75868,13893 & 953023,4201 & 0 & 67085,37409 & -953023,4201 & 0 \\ 0 & 0 & 4089979,55 & 0 & 0 & -4089979,55 \\ -14267,3212 & 67085,37409 & 0 & 24330,12731 & -67085,37409 & 0 \\ -75868,13893 & -953023,4201 & 0 & -67085,37409 & 953023,4201 & 0 \\ 0 & 0 & -4089979,55 & 0 & 0 & 4089979,55 \end{bmatrix}$$

Daha sonra iç kuvvet ölçerler çerçevenin içindeyken, sistemin iç kuvvet diyagramları Matris Yerdeğiştirme Yöntemi kullanılarak bulunmuştur. Sistem ve yüklemeler Şekil 3.28'de görüldüğü gibidir. Çerçevenin kesit özellikleri önceki bölümlerde verilmiştir.



Şekil 3.28. Sistemin geometrik özellikleri ve yüklemeler

Sistem simetrik, yükleme antimetriktir. Sistemin tümü gözönüne alınarak hesap yapılacaktır. Sistemin rijitlik matrisini oluşturmada önce; (2-1) ve (1-1') elemanlarının rijitlik matrisleri birleştirilip Gauss Eliminasyon Yöntemi ile (2-1') elemanını temsil eden yeni bir rijitlik matrisi bulunmuştur.

$$k_{11'} = \begin{bmatrix} 25647,54204 & 75868,13893 & 0 & -14267,3212 & -75868,13893 & 0 \\ 75868,13893 & 953023,4201 & 0 & 67085,37409 & -953023,4201 & 0 \\ 0 & 0 & 4089979,55 & 0 & 0 & -4089979,55 \\ -14267,3212 & 67085,37409 & 0 & 24330,12731 & -67085,37409 & 0 \\ -75868,13893 & -953023,4201 & 0 & -67085,37409 & 953023,4201 & 0 \\ 0 & 0 & -4089979,55 & 0 & 0 & 4089979,55 \end{bmatrix}$$

$$k_{21} = \begin{bmatrix} 44291,90551 & 104626,5485 & 0 & 22145,95276 & -104626,5485 & 0 \\ 104626,5485 & 329532,436 & 0 & 104626,5485 & -329532,436 & 0 \\ 0 & 0 & 2125984,252 & 0 & 0 & -2125984,252 \\ 22145,95276 & 104626,5485 & 0 & 44291,90551 & -104626,5485 & 0 \\ -104626,5485 & -329532,436 & 0 & -104626,5485 & 329532,436 & 0 \\ 0 & 0 & -2125984,252 & 0 & 0 & 2125984,252 \end{bmatrix}$$

	1			2			1'		
1	69939,45	-28758,41	0,00	22145,95	104626,55	0,00	-14267,32	-75868,14	0,00
	0,00	1270730,68	0,00	-95520,35	-286511,03	0,00	61218,79	-984219,65	0,00
	0,00	0,00	6215963,80	0,00	0,00	-2125984,25	0,00	0,00	-4089979,55
2	0,00	0,00	0,00	30099,28	49960,18	0,00	9119,46	-49960,18	0,00
	0,00	0,00	0,00	49960,18	108415,90	0,00	35146,30	-108415,90	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1398855,01	0,00	0,00	-1398855,01
1'	0,00	0,00	0,00	9119,46	35146,30	0,00	18470,38	-35146,30	0,00
	0,00	0,00	0,00	-49960,18	-108415,90	0,00	-35146,30	108415,90	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1398855,01	0,00	0,00	1398855,01

$$k_{21'} = \begin{bmatrix} 30099,2786 & 49960,1828 & 0,0000 & 9119,4649 & -49960,1828 & 0,0000 \\ 49960,1829 & 108415,9013 & 0,0000 & 35146,2996 & -108415,9013 & 0,0000 \\ 0,0000 & 0,0000 & 1398855,0112 & 0,0000 & 0,0000 & -1398855,0115 \\ 9119,4649 & 35146,2996 & 0,0000 & 18470,3803 & -35146,2997 & 0,0000 \\ -49960,1828 & -108415,9009 & 0,0000 & -35146,2997 & 108415,9008 & 0,0000 \\ 0,0000 & 0,0000 & -1398855,0112 & 0,0000 & 0,0000 & 1398855,0115 \end{bmatrix}$$

Daha sonra da; (2-1') ve (1'-3) elemanlarının rijitlik matrisleri birleştirilip Gauss Eliminasyon Yöntemi ile (2-3) elemanını temsil eden yeni bir rijitlik matrisi bulunmuştur.

$$k_{13} = \begin{bmatrix} 44291,33915 & 104625,2092 & 0 & 22145,66958 & -104625,2092 & 0 \\ 104625,2092 & 329528,218 & 0 & 104625,2092 & -329528,218 & 0 \\ 0 & 0 & 2125984,252 & 0 & 0 & -2125984,252 \\ 22145,66958 & 104625,2092 & 0 & 44291,33915 & -104625,2092 & 0 \\ -104625,2092 & -329528,218 & 0 & -104625,2092 & 329528,218 & 0 \\ 0 & 0 & -2125984,252 & 0 & 0 & 2125984,252 \end{bmatrix}$$

	1'			2			3		
1'	62761,72	69478,91	0,00	9119,46	35146,30	0,00	22145,67	-104625,21	0,00
	0,00	361029,10	0,00	-60055,68	-147323,80	0,00	80109,36	-213705,30	0,00
	0,00	0,00	3524839,26	0,00	0,00	-1398855,01	0,00	0,00	-2125984,25
2	0,00	0,00	0,00	18784,18	20346,63	0,00	10108,02	-20346,63	0,00
	0,00	0,00	0,00	20346,63	28616,25	0,00	20288,45	-28616,25	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	843710,45	0,00	0,00	-843710,45
3	0,00	0,00	0,00	10108,02	20288,45	0,00	18701,57	-20288,45	0,00
	0,00	0,00	0,00	-20346,63	-28616,25	0,00	-20288,45	28616,25	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-843710,45	0,00	0,00	843710,45

$$k_{23} = \begin{bmatrix} 18784,18356 & 20346,62509 & 0 & 10108,02371 & -20346,62516 & 0 \\ 20346,62511 & 28616,24742 & 0 & 20288,44515 & -28616,24748 & 0 \\ 0 & 0 & 843710,4511 & 0 & 0 & -843710,451 \\ 10108,02369 & 20288,44504 & 0 & 18701,56911 & -20288,44503 & 0 \\ -20346,62509 & -28616,24716 & 0 & -20288,44502 & 28616,24708 & 0 \\ 0 & 0 & -843710,4511 & 0 & 0 & 843710,451 \end{bmatrix}$$

$$k_{23} = k_{45}$$

Böylece üç ayrı elemandan oluşan kolon, tek bir (2-3) elemanı olarak hesaba katılacaktır. Elde edilen (2-3) elemanının rijitlik matrisi simetri nedeniyle (4-5) elemanı için de geçerlidir. Sistem rijitlik matrisi de 6 düğüm noktası hesaba katılarak oluşturulmak yerine 2 düğüm noktası (2 ve 4 düğüm noktaları) üzerine kurulacaktır.

$$k_{24} = \begin{bmatrix} 568187090,7 & 0 & -437066992,8 & 284093545,4 & 0 & 437066992,8 \\ 0 & 1930153,846 & 0 & 0 & -1930153,846 & 0 \\ -437066992,8 & 0 & 448273838,8 & -437066992,8 & 0 & -448273838,8 \\ 284093545,4 & 0 & -437066992,8 & 568187090,7 & 0 & 437066992,8 \\ 0 & -1930153,846 & 0 & 0 & 1930153,846 & 0 \\ 437066992,8 & 0 & -448273838,8 & 437066992,8 & 0 & 448273838,8 \end{bmatrix}$$

Sistem rijitlik matrisi aşağıdaki gibidir;

		2		4			
S =	2	568205874,884	20346,625	-437066992,800	284093545,400	0,000	437066992,800
		20346,625	1958770,093	0,000	0,000	-1930153,846	0,000
		-437066992,800	0,000	449117549,251	-437066992,800	0,000	-448273838,800
		284093545,400	0,000	-437066992,800	568205874,884	20346,625	437066992,800
	4	0,000	-1930153,846	0,000	20346,625	1958770,093	0,000
		437066992,800	0,000	-448273838,800	437066992,800	0,000	449117549,251

$$\text{Yükleme matrisi} = [p_0] = \begin{bmatrix} \sum P_{02x} \\ \sum P_{04x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,109 \\ 0 \\ -3,4125 \\ -1,109 \\ 0 \\ -1,109 \end{bmatrix}$$

$$\text{Düğüm noktalarına etkiyen yükler için} = [q] = \begin{bmatrix} 0 \\ 100 \\ 100 \\ 0 \\ 0 \\ 100 \end{bmatrix}$$

$$[S][d] + [p_0] = [q]$$

$$d = \begin{bmatrix} d_{2x} \\ d_{4x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4,41336E-05 \\ 0,001791492 \\ 7,95836E-05 \\ -4,41239E-05 \\ 0,001765778 \\ 0,000165554 \end{bmatrix}$$

Uç kuvvetleri düğüm noktalarının yerdeğiştirmelerine ve yükleme matrislerine bağı olarak;

$$[P]_{ix} = [k]_{ixix} [d]_{ix} + [k]_{ixjx} [d]_{jx} + [P_0]_{ix}$$

$$[P]_i = [T]_i^T [P]_{ix}$$

2-3 çubuğunda;

$$[P]_2 = \begin{bmatrix} 35,62181239 \\ -67,1455291 \\ 50,36782243 \end{bmatrix} ; \quad [P]_3 = \begin{bmatrix} 35,90049333 \\ -67,1455291 \\ 50,36782243 \end{bmatrix}$$

2-4 çubuğunda;

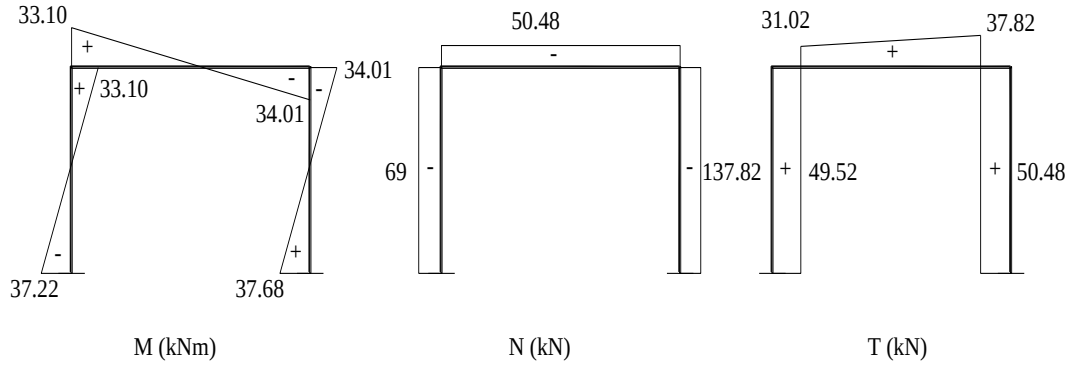
$$[P]_2 = \begin{bmatrix} -35,62181239 \\ -49,63217757 \\ -32,8544709 \end{bmatrix} ; \quad [P]_4 = \begin{bmatrix} -35,09879838 \\ -49,63217757 \\ -39,6794709 \end{bmatrix}$$

4-5 çubuğunda;

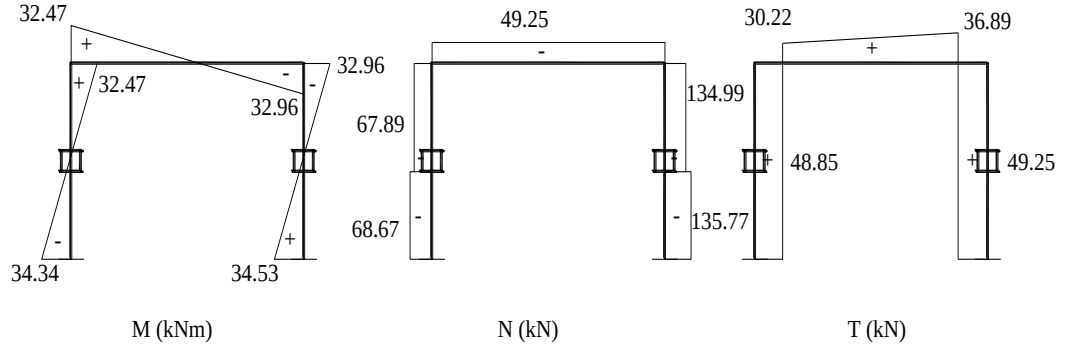
$$[P]_4 = \begin{bmatrix} 35,09879838 \\ -139,6794709 \\ 49,63217757 \end{bmatrix} ; \quad [P]_5 = \begin{bmatrix} 35,37889166 \\ -139,6794709 \\ 49,63217712 \end{bmatrix}$$

İç kuvvet ölçerin kolon yarı yüksekliğine yerleştirilmesiyle meydana gelebilecek en önemli sorun kolon elemanının ve çerçevenin davranışındaki sürekliliğinin bozulmasıdır. Bu problem, SAP2000 Yapı Analizi Programında modellenen 3-boyutlu iç kuvvet ölçer modelini 2-boyutlu modellenen çerçevede kolon yarı yüksekliğine yerleştirilmesi durumunda irdelenmiştir. Burada iç kuvvet ölçerin levhaları ve silindirik gövdesi kabuk elemanlardan, çerçevenin kolon ve kirişleri ise çubuk elemanlardan oluşturulmuştur.

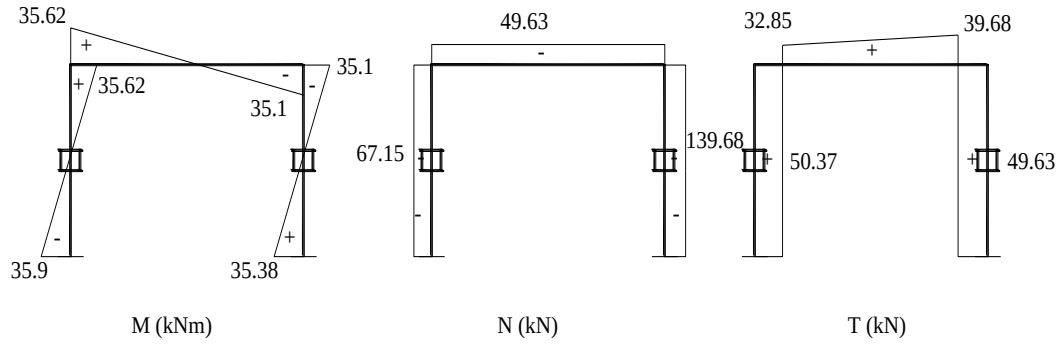
Kolonları temsil eden çubuk elemanların iç kuvvet ölçere bağlanan uç noktaları, iç kuvvet ölçerin levhalarının merkezindeki düğüm noktalarına ankastre olarak bağlanmıştır. Bu modelde kolonlardan iç kuvvet ölçerin üst levhasına yükler tekil olarak etmektedir. Moment diyagramlarındaki çok az farkın bundan kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 3.29. İç kuvvet ölçerler yerleştirilmeden önceki kesit zorları



Şekil 3.30. İç kuvvet ölçerler yerleştirildikten sonra kesit zorları(SAP2000)

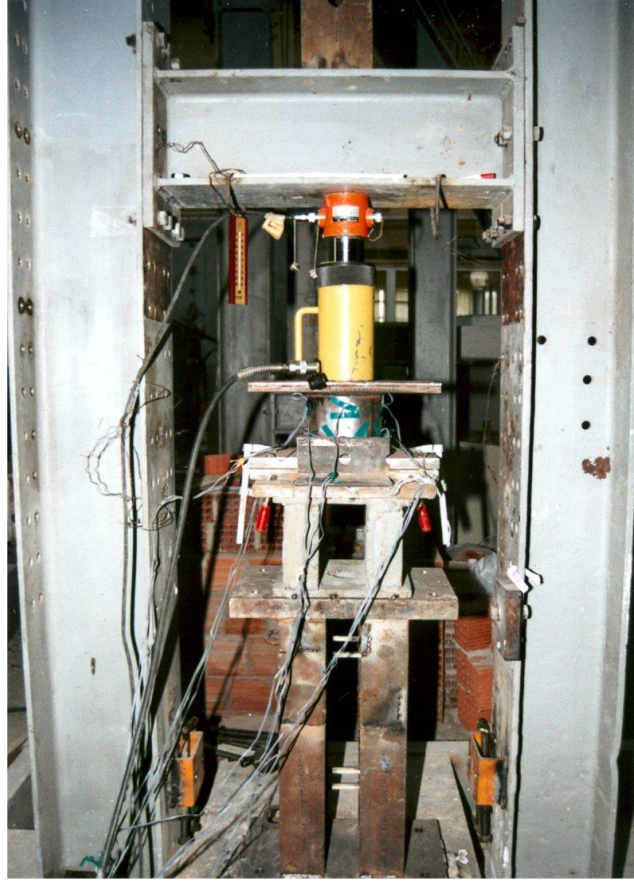


Şekil 3.31. İç kuvvet ölçerler yerleştirildikten sonra kesit zorları(Matris Deplasman)

Teorik olarak; iç kuvvet ölçerlerin kolonlara yerleştirilmesi ile kesit zorlarında önemli değişiklikler meydana gelmemektedir, süreksizlik sorunu oluşmamaktadır. Farklılıkları azaltmak için; iç kuvvet ölçerlerin yerleştirileceği bölgedeki kolon elemanı ile aynı rijitliği sağlayacak biçimde iç kuvvet ölçerlerin boyutlandırılması yapılabilir.

3.5. İç kuvvet ölçerlerin kalibrasyonu

Bir iç kuvvet ölçerinin, bir laboratuvar ortamında bir çerçeveye yerleştirildiğinde maruz kaldığı yüklemeler altında nasıl şekil değiştirmelerin meydana geldiğini belirlemek için yükleme deneyleri ile uyarlaması yapılır. Şekil 3.32’de deney düzeneği görülmektedir. Bunun için iç kuvvet ölçerlerin dört yüzüne şekil değiştirme ölçerler yapıştırılmıştır. Toplam oniki tane şekil değiştirme ölçer kullanılmıştır. Bir yüzünde üç tane vardır; bunlardan bir tanesi düşey , diğer ikisi düşeyle 45 derece açı yapacak şekilde yerleştirilmiştir. Şekil 3.33’de şekil değiştirme ölçerlerinin konumları görülmektedir.

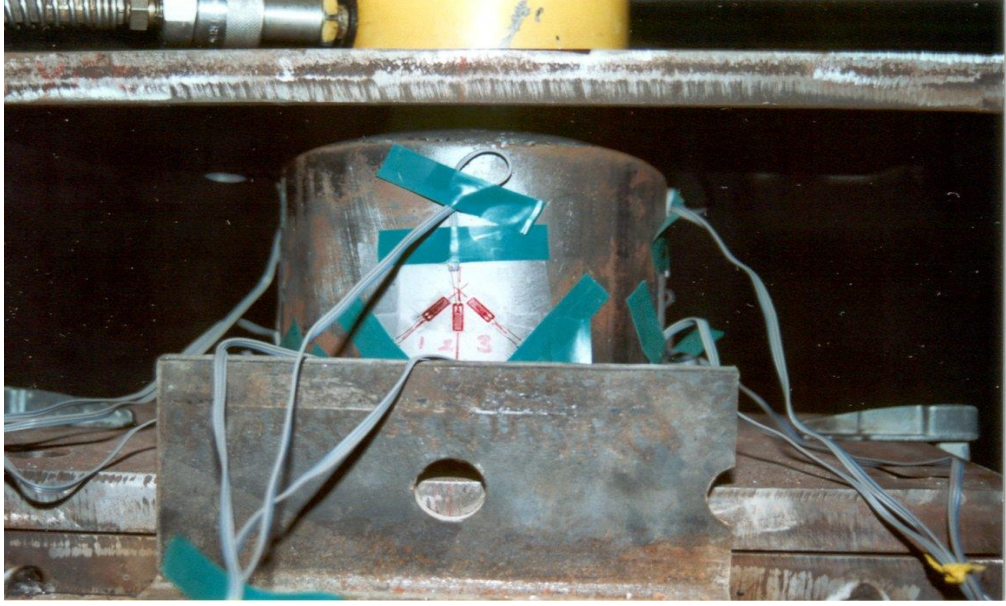


Şekil 3.32: Kalibrasyon deney düzeneği

Kalibrasyon için yapılan yüklemelerde kullanılan şekil değiştirme ölçerlerin özellikleri aşağıdaki gibidir;

- FLA-6-11-5LT tipi
- Ölçüm boyu = 6 mm
- Ölçüm genişliği = 2.2 mm
- Nominal direnç değeri = 120 ± 0.3
- Isı yalıtımlı ; genleşme katsayısı = $\lambda = 11 \times 10^{-6}/C$
- Kablo uzunluğu = 5 m

Ohmmetre ile şekil değiştirme ölçerlerin nominal direnç değerleri kontrol edilmiştir. Ölçülen direnç değerleri öngörülen 120 ± 0.3 Ohm sınırları içinde kalmıştır.



Şekil 3.33. Şekil değıştirme ölçerlerinin konumları

Eksenel yük altında kalibrasyon için dört adet yükleme yapılmıştır. Eksenel yükün tam olarak iç kuvvet ölçerin üst levhasının merkezinden (M noktası) etkimesine dikkat edilmiştir. Böylece eksantrik olmayan ‘Konsantrik Yükleme’ yapılmaya çalışılmıştır. Yüklemelede 100 kN’a çıkılmıştır.

Yapılan dört adet yüklemelerin özellikleri;

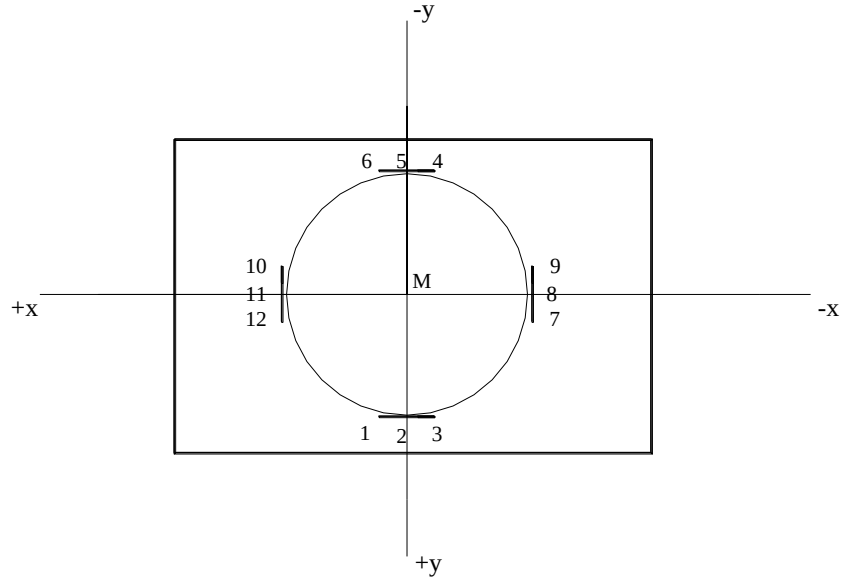
Yükleme 1 : Eksenel yük doğrudan iç kuvvet ölçerin üst levhasına

Yükleme 2 : İç kuvvet ölçerin üst levhasının üstüne bir adet levha koyularak

Yükleme 3 : Yükleme aletinin merkez ayarı yapılarak , ek levhasız

Yükleme 4 : Alt levha işkence ile sıkıştırılarak , ek levhasız

Her yükleme sonucu elde edilen şekil değıştirme değerlerinin, düşey şekil değıştirme ölçerlerde simetrik oldukları için aynı çıkması beklenmektedir.

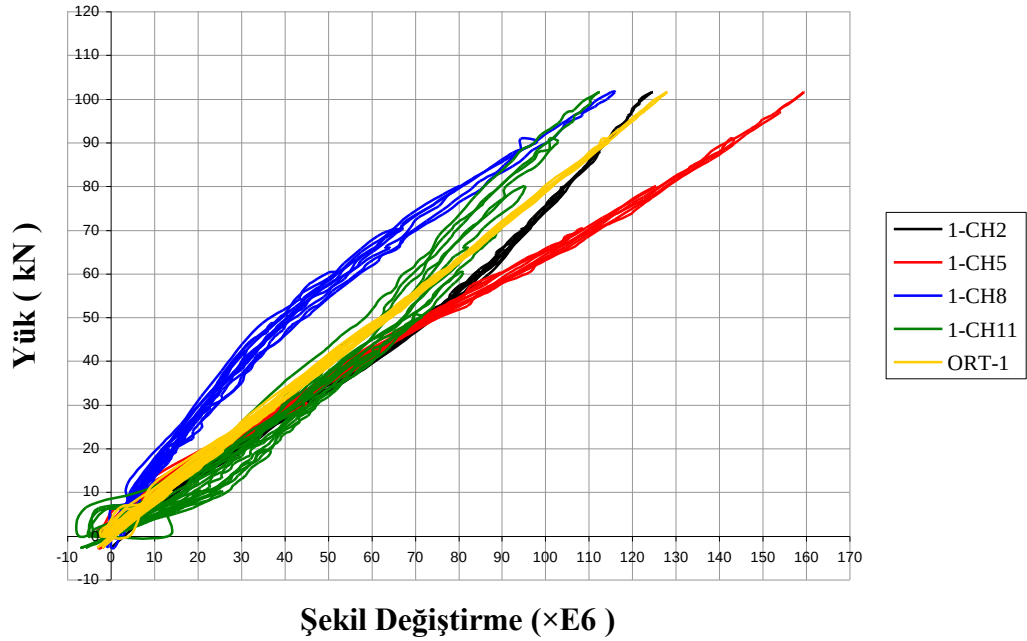


Şekil 3.34. Şekil değıştirme ölçerlerin plandaki konumları

Şekil Değıştirme = $\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$; boyutsuz

Grafikteki şekil değıştirme değeri; Microstrain olarak verilmektedir.

Microstrain; $\epsilon \times 10^6$; CH (i) : i nolu şekil değıştirme ölçeri ifade etmektedir.

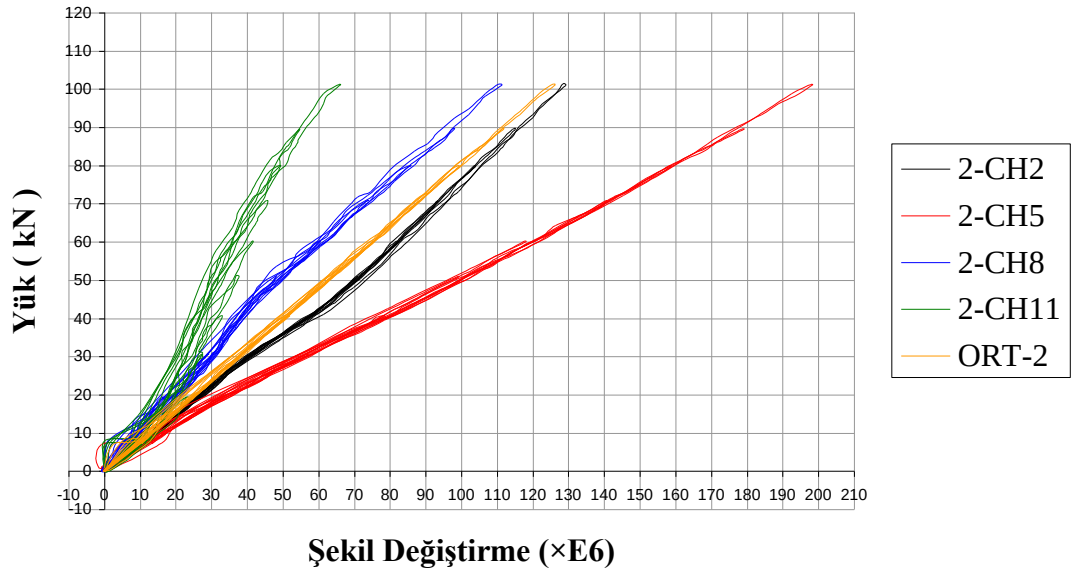


Şekil 3.35. Yükleme 1’de düşey şekil değıştirmeler

Şekil 3.35. ‘de Yükleme 1 sonucunda elde edilen şekil değıştirilmelerin artan eksenel yük altında grafiğı verilmiştir.

Simetri nedeniyle aynı çıkması beklenen CH2, CH5, CH8, CH11 şekil değiştirme ölçerlerdeki değerlerin birbirinden farklı olduğu gözlemlenmiştir. Grafikler beklenildiği gibi doğrusala yakın çıkmıştır. Bu dört farklı doğrusal grafiğin ortalaması alınarak Yükleme 1 için Yük-Şekil Değiştirme grafiği elde edilmiştir.

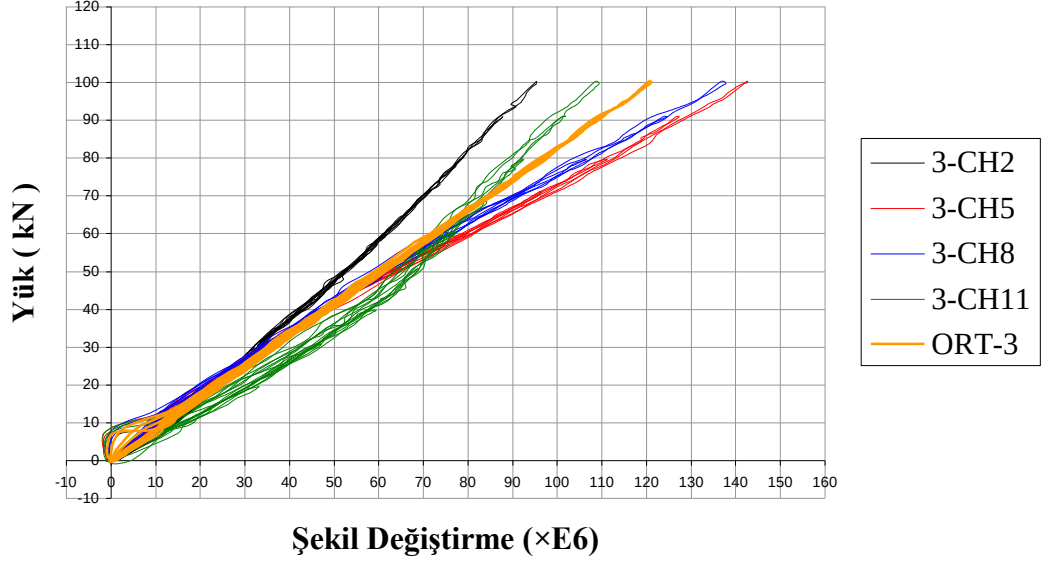
Yükleme 1'deki hataları önlemek amacıyla; iç kuvvet ölçerin üzerine iç kuvvet ölçerin kendi levhası ile aynı özellikleri taşıyan bir levha daha koyularak, konsantrik yükleme yapılmıştır. Böylece yüklemenin iç kuvvet ölçere üniform etkimesi sağlanmaya çalışılmıştır.



Şekil 3.36. Yükleme 2'de düşey şekil değiştirmeler

Şekil 3.36. 'de Yükleme 2 sonucunda elde edilen şekil değiştirilmelerin artan eksenel yükler altında grafiği verilmiştir. Simetri nedeniyle aynı çıkması beklenen CH2, CH5, CH8, CH11 şekil değiştirme ölçerlerdeki değerlerin birbirinden belirli ölçülerde farklı olduğu gözlemlenmiştir. Grafikler Yükleme 1 'e göre beklenenden daha başarısız olarak elde edilmiştir. Bu noktada ek olarak koyulan levhanın olumsuz etkidiği düşünülmüştür. Grafikler beklenildiği gibi doğrusal çıkmıştır ancak CH11'in grafiği doğrusaldan uzaklaşmıştır. Bu dört farklı doğrusal grafiğin ortalaması alınarak Yükleme 2 için Yük-Şekil Değiştirme grafiği elde edilmiştir.

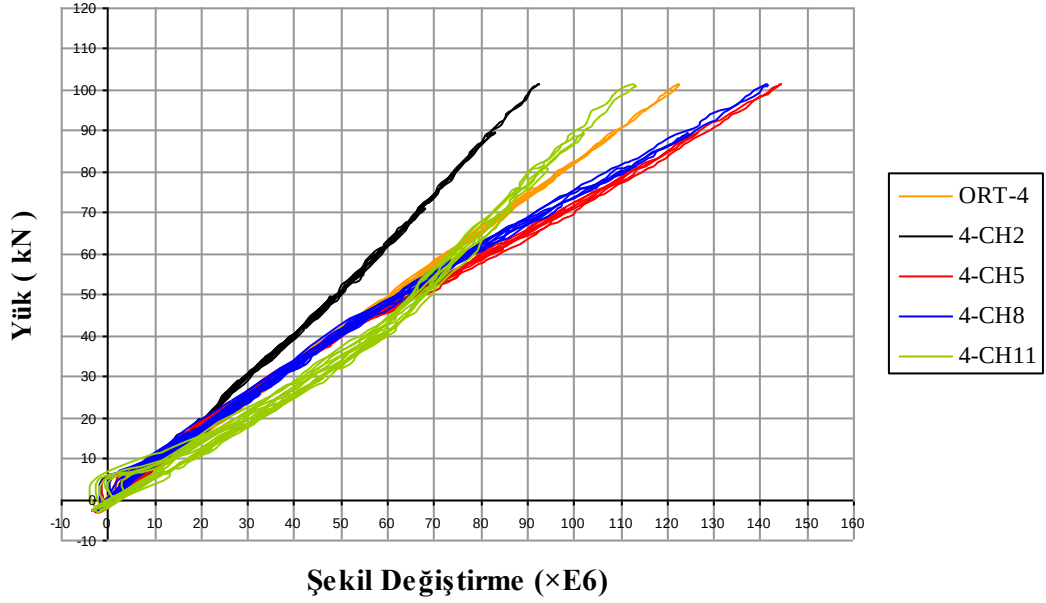
Ek levhanın doğurduğu olumsuz sonuçlar nedeniyle Yükleme 3'te levha geri çıkarılmıştır. Tekrar merkez ayarı yapılarak, konsantrik yükleme yapılmıştır.



Şekil 3.37. Yükleme 3’de düşey şekil değiştirmeler

Şekil 3.37 ‘de Yükleme 3 sonucunda elde edilen şekil değiştirilmelerin artan eksenel yükler altında grafiği verilmiştir. CH11 için grafik tam doğrusal değildir, ve bu dört şekil değiştirme ölçerlerde beklenildiği gibi aynı değerler gözlenmemiştir. Bu dört farklı doğrusal grafiğin ortalaması alınarak Yükleme 3 için Yük-Şekil Değişirme grafiği elde edilmiştir.

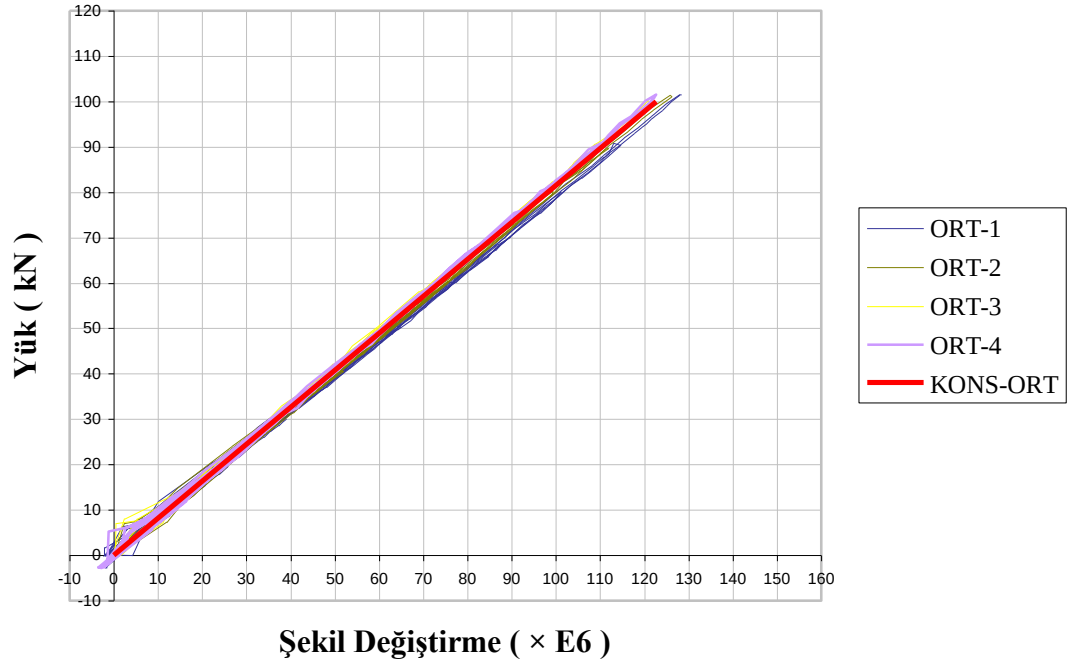
Yükleme 4’te iç kuvvet ölçerin alt levhasını, üzerinde durduğu düzeneğe iyice oturması için işkence aleti ile sıkılaştırarak konsantrik yükleme yapılmıştır.



Şekil 3.38. Yükleme 4’de düşey şekil değiştirmeler

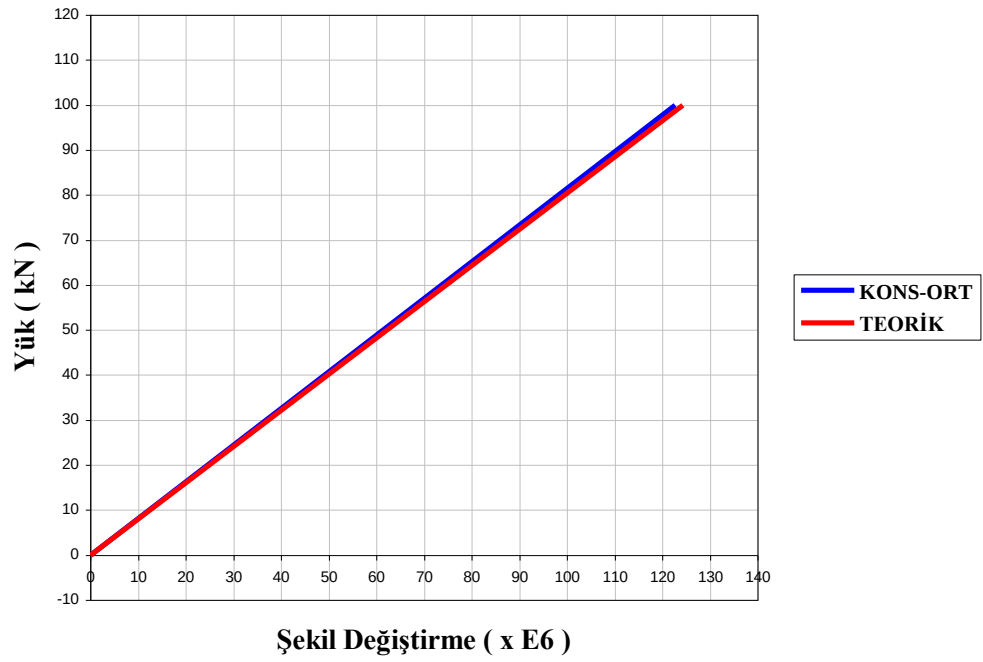
Şekil 3.38 ‘de Yükleme 4 sonucunda elde edilen şekil değiştirilmelerin artan eksenel yük altında grafiği verilmiştir. Simetri nedeniyle aynı çıkması beklenen CH2, CH5, CH8, CH11 şekil değiştirme ölçerlerdeki değerlerin birbirinden farklı olduğu gözlemlenmiştir. Grafikler beklenildiği gibi doğrusal çıkmıştır. Bu dört farklı doğrusal grafiğin ortalaması alınarak Yükleme 1 için Yük-Şekil Değiştirme grafiği elde edilmiştir.

İç kuvvet ölçerin eksenel yükleme altında kalibrasyonu için her yükleme (Yükleme 1-2-3-4) sonucunda elde edilen ortalama grafiklerin tekrar ortalaması alınarak tek bir yük-şekil değiştirme grafiği elde edilmiştir. SAP2000 Yapı Analiz Programında yapılan iç kuvvet ölçer modeline de aynı yükleme yapılarak teorik olarak eksenel yük-şekil değiştirme grafiği çıkarılmıştır. Deneyler sonucu elde edilen eksenel yük-şekil değiştirme grafiği ile teorik olarak elde edilen eksenel yük-şekil değiştirme grafiğinin çakıştığı gözlemlenmiştir. Şekil 3.39’da her yükleme sonucu elde edilen ortalama grafik ve teorik olarak elde edilen eksenel yük-şekil değiştirme grafiği aynı anda verilmiştir.



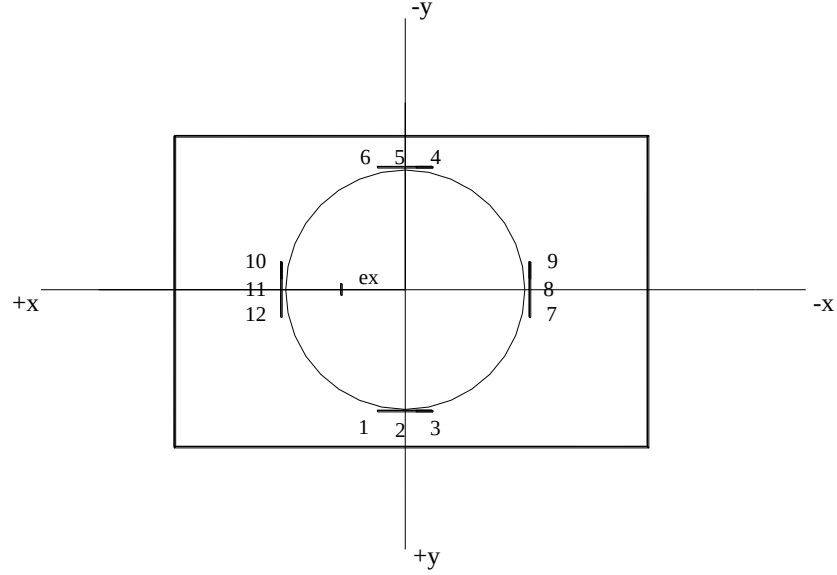
Şekil 3.39. Eksenel yük için ortalama diyagramlar

Böylelikle iç kuvvet ölçerin eksenel yük için uyarlama grafiği elde edilmiştir.



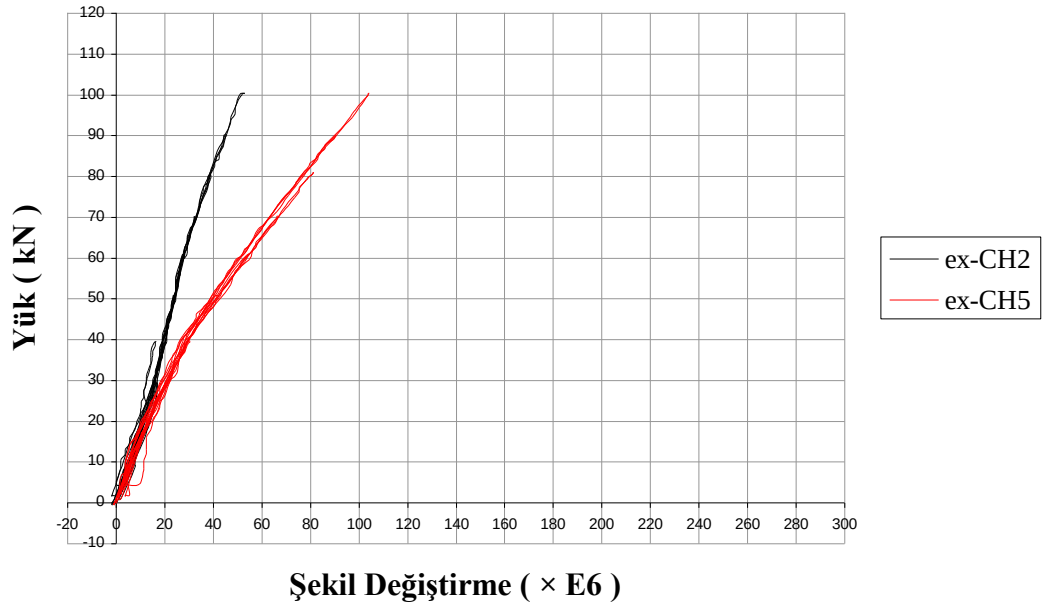
Şekil 3.40. Konsantrik yüklemelerin ortalama grafik ve teorik olarak elde edilen grafik

Daha sonra iç kuvvet ölçere ; (+x) yönünde $e_x = 4,21$ cm yani iç kuvvet ölçerin silindirik kısmının yarıçapının yarısı kadar eksantrisite olacak şekilde yükleme yapılmıştır.



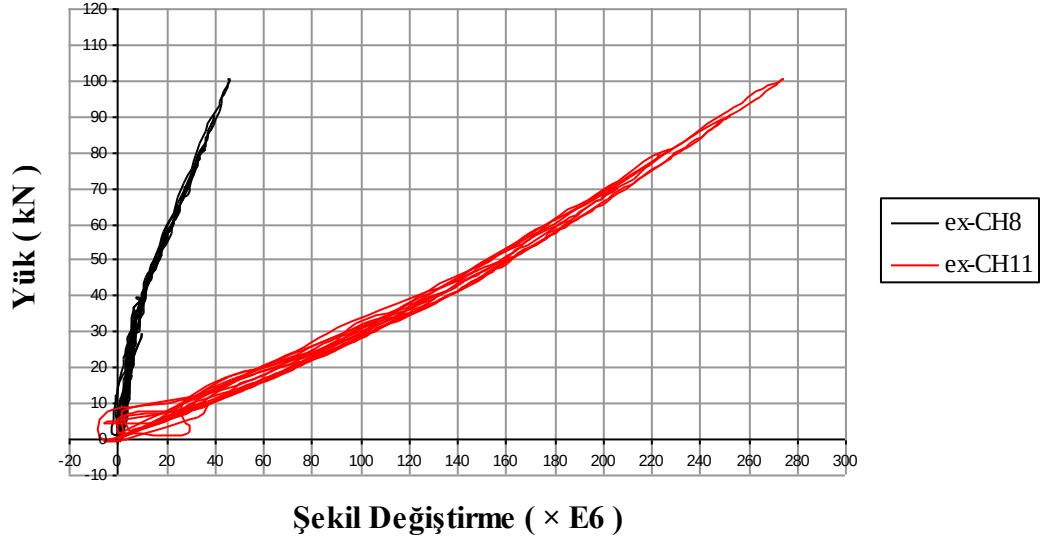
Şekil 3.41. (+) yönünde eksantrisite durumu

Artan yük altında yine düşey olarak konumlandırılmış şekil değiştirme ölçerlerde elde edilen değerlerle Yük-Şekil değiştirme grafikleri elde edilmiştir.



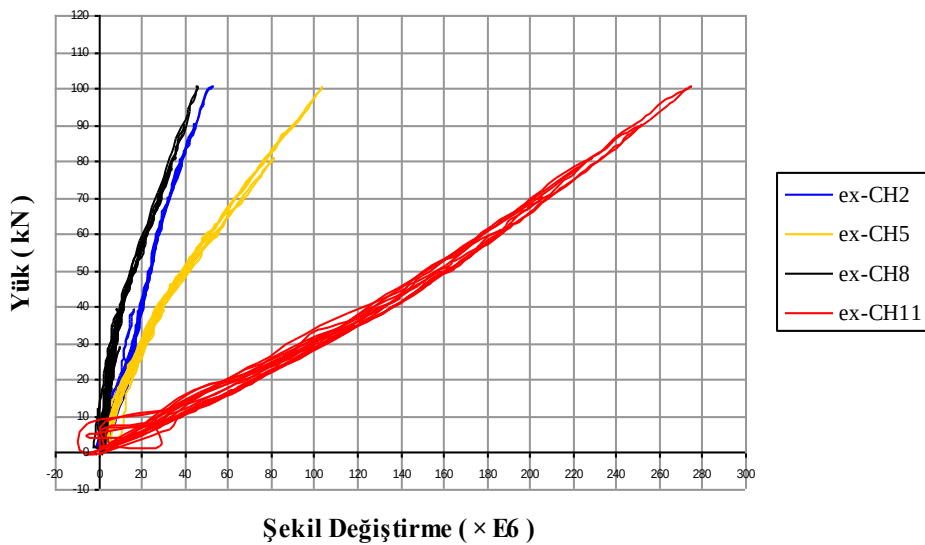
Şekil 3.42. x ekseninde eksantrisite olması durumunda CH2 ve CH5

Şekil 3.42.'de CH2 ve CH5 şekil değiştirme ölçerlerde aynı değerler çıkması beklenirken CH5 şekil değiştirme ölçerinde daha büyük şekil değiştirme değerleri ölçülmüştür. Bu da y ekseninde de bir eksantrisitenin olduğunu göstermiştir. Bu eksantrisite CH5 şekil değiştirme ölçerine yakın yani -y yönündedir.



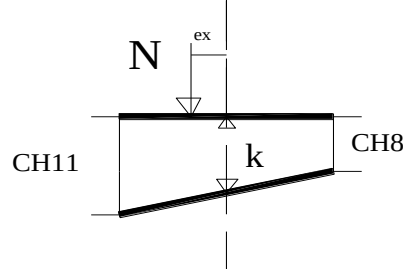
Şekil 3.43. x ekseninde eksantrisite olması durumunda CH8 ve CH11

Şekil 3.43'de görüldüğü gibi yükleme merkezinin yakın olduğu CH11 iç kuvvet ölçerinde yükleme merkezine uzak olan CH8 iç kuvvet ölçerine göre daha büyük şekil değiştirmeler gözlemlenmiştir. Bütün grafikler doğrusala yakın çıkmıştır.



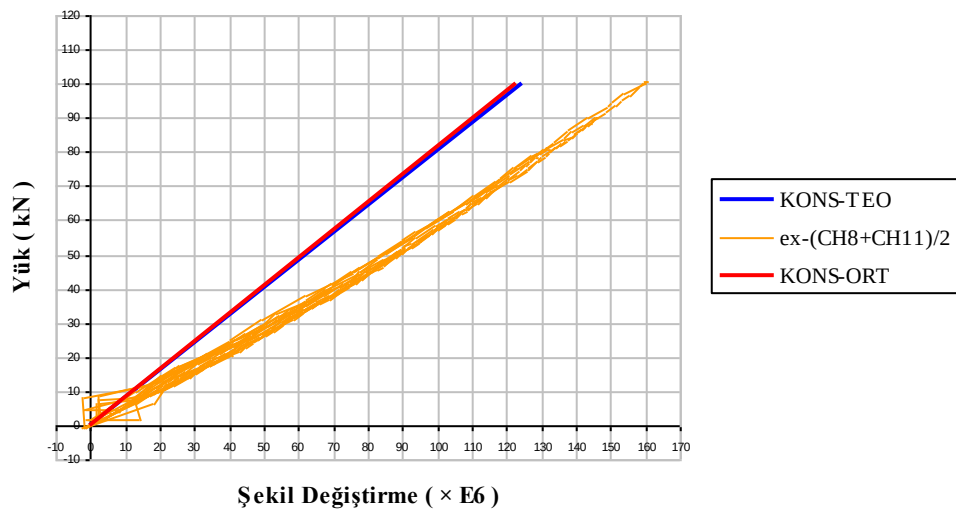
Şekil 3.44. x ekseninde eksantrisite olması durumunda CH2,CH5,CH8 ve CH11

Daha sonra +x yönünde $e_x = 4,21$ cm eksantrisite verildiği durumda orta eksendeki şekil değiştirme grafiği ile konsantrik yüklemedeki şekil değiştirme grafikleri karşılaştırılmıştır. Teorik olarak eksantrik yüklemede CH8 ve CH11 şekil değiştirme ölçerlerde okunan değerlerin ortalaması merkezden geçen eksendeki şekil değiştirme değerlerini verir, bu değerlerin de konsantrik yükleme durumunda ki değerlere eşit çıkması beklenir. $k = \frac{CH11+CH8}{2}$.



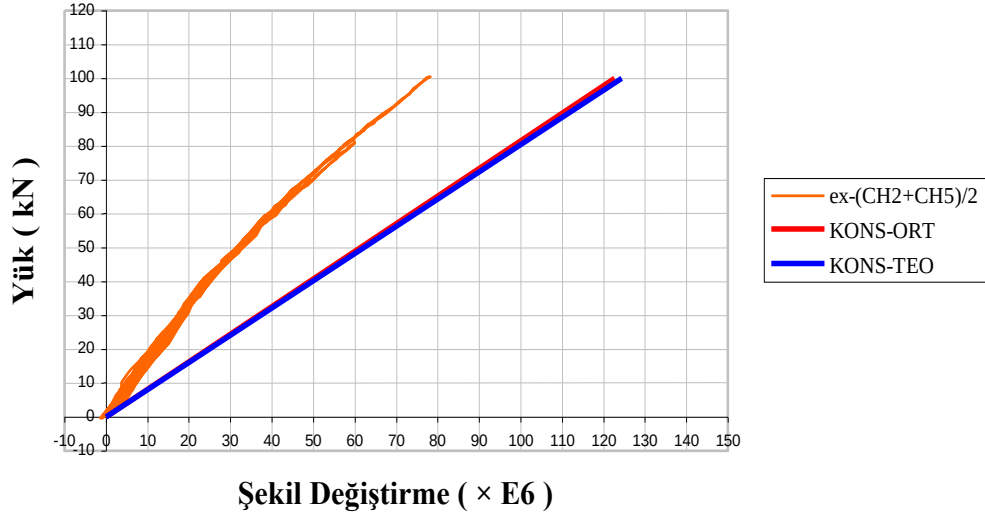
Şekil 3.45. Eksantrisitenin olduğu eksendeki şekil değiştirmeler

Ancak -y yönünde de eksantrisitenin olduğu düşünülerek CH5 ve CH2 de okunan şekil değiştirme değerlerinin de ortalaması alınarak iç kuvvetin ölçerin ortasından geçen eksendeki şekil değiştirme bulunmuştur. Her iki yönde de ortalama alarak merkezdeki şekil değiştirmeler için grafikler elde edilmiştir. Elde edilen bu iki grafiğin de ortalaması alınarak $e_x = 4,21$ cm eksantrik yüklemesi için merkezden geçen eksen üzerindeki şekil değiştirme grafiği elde edilmiştir. Eksantrisitenin olmadığı konsantrik yükleme durumundaki grafik ile elde edilen grafik karşılaştırıldığında bu iki grafiğin çakıştığı gözlemlenmiştir.



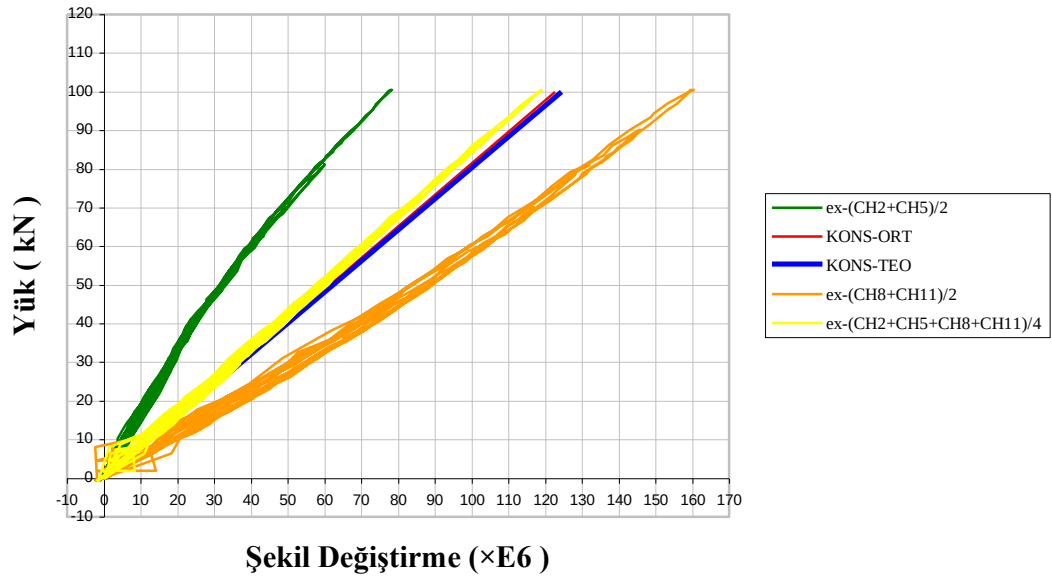
Şekil 3.46. Konsantrik yükleme için elde edilen yük – şekil değiştirme grafikleri ile e_x var iken x eksen merkezindeki yük – şekil değiştirme grafiği

Şekil 3.46.'de konsantrik yüklemedeki değerler ile x eksenindeki ortalama değerlerin karşılaştırılması gösterilmiştir. Grafikler çakışmamaktadır.



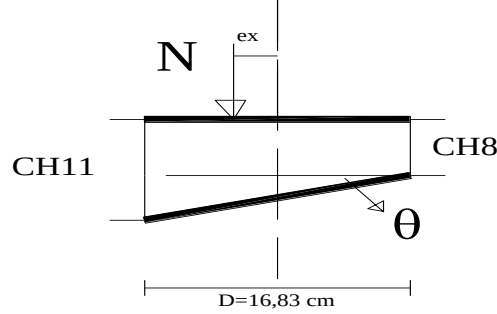
Şekil 3.47. Konsantrik yükleme için elde edilen yük – şekil değişirme grafikleri ile ex var iken y ekseninin merkezindeki yük – şekil değişirme grafiği

Şekil 3.47'de konsantrik yüklemedeki değerler ile y eksenindeki ortalama değerlerin karşılaştırılması gösterilmiştir. Grafikler çakışmamaktadır.



Şekil 3.48. Konsantrik yükleme için elde edilen yük –şekil değişirme grafikleri ile ex var iken orta nokta için yük – şekil değişirme grafiği

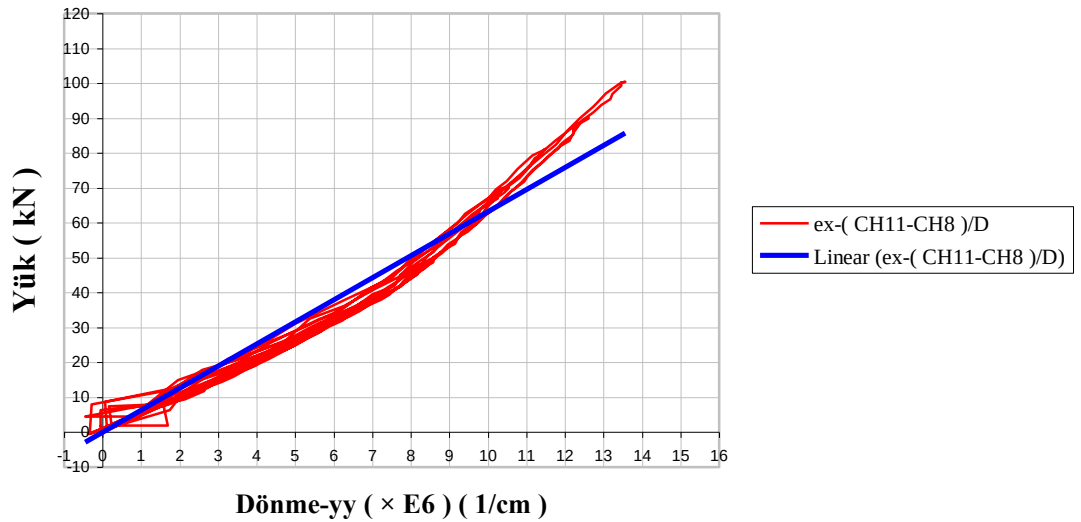
Şekil 3.48’de konsantrik yüklemedeki değerler ile x ve y eksenindeki değerlerin ortalamalarının grafiği ile karşılaştırılması gösterilmiştir. Grafikler birbirine yakın çıkmıştır.



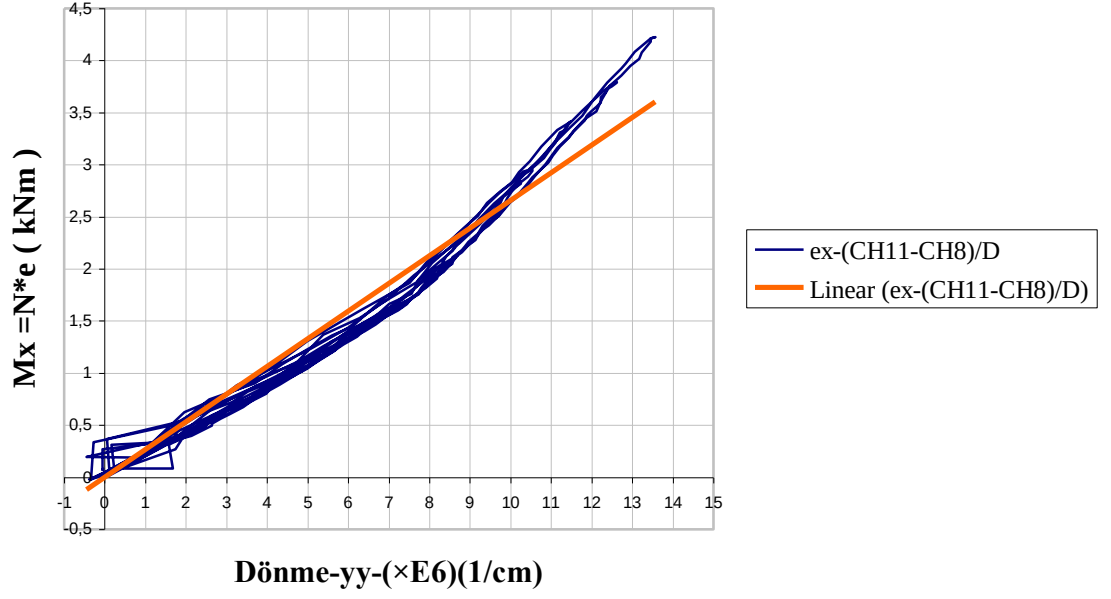
Şekil 3.49. x ekseninde eksantrisite varken dönme durumu

Eksantrik yükleme altında y eksenini etrafındaki dönmenin değeri ;
 $(CH11-CH8) / D$ 'dir. $D = 16,83$ cm.

Yük değerleri $ex = 4,21$ cm eksantrisitesi ile çarpılarak y-ekseni Moment-dönme grafiği elde edilmiştir. Grafikler tam doğrusal elde edilemediği için Regresyon Analizi yapılarak bu eğrileri oluşturan noktaların tümünü temsil eden doğrusal grafikler elde edilmiştir.

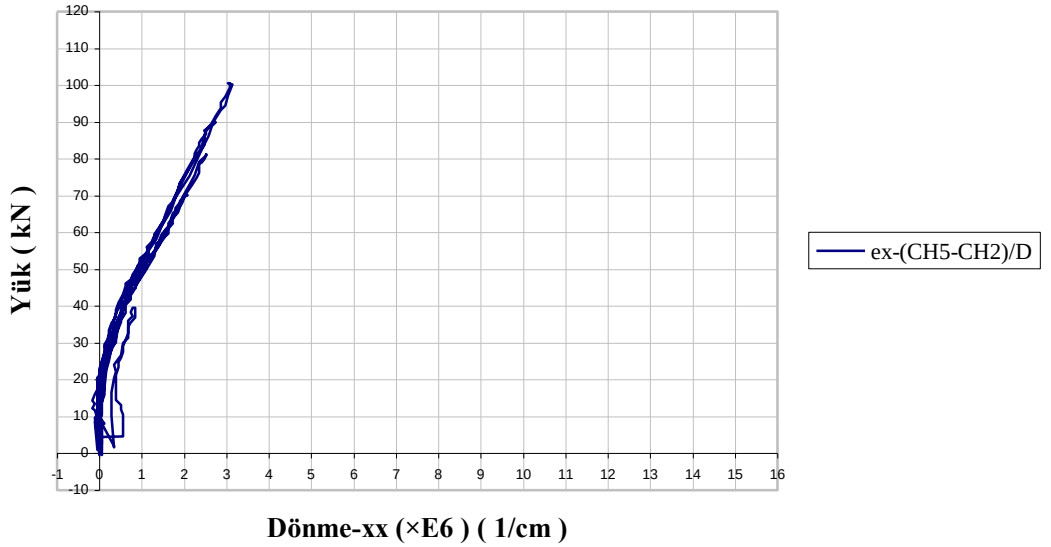


Şekil 3.50. x ekseninde eksantrisite var iken yükleme sonucu y-ekseni etrafında oluşan dönme değerlerini veren grafik



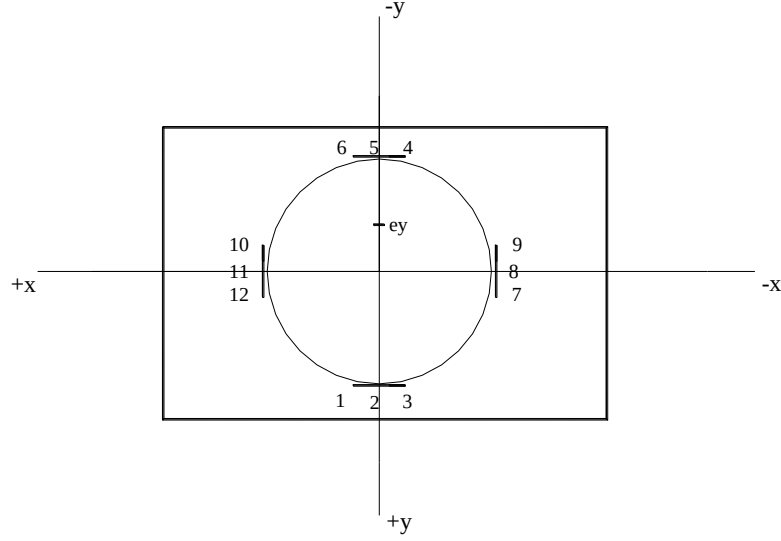
Şekil 3.51. x ekseninde eksantrsite var iken eğilme momenti ve y-ekseni etrafında dönme grafiği

Yalnız x ekseninde değil y ekseninde de eksantrsisitenin olduğu gözlemlendiği için y ekseninde de yük-dönme grafiği çıkarılmıştır. Sıfır çıkması beklenen dönme değerleri çok küçük ama sıfır çıkmamıştır. (CH5-CH2) / D 'dir. D = 16,83 cm.



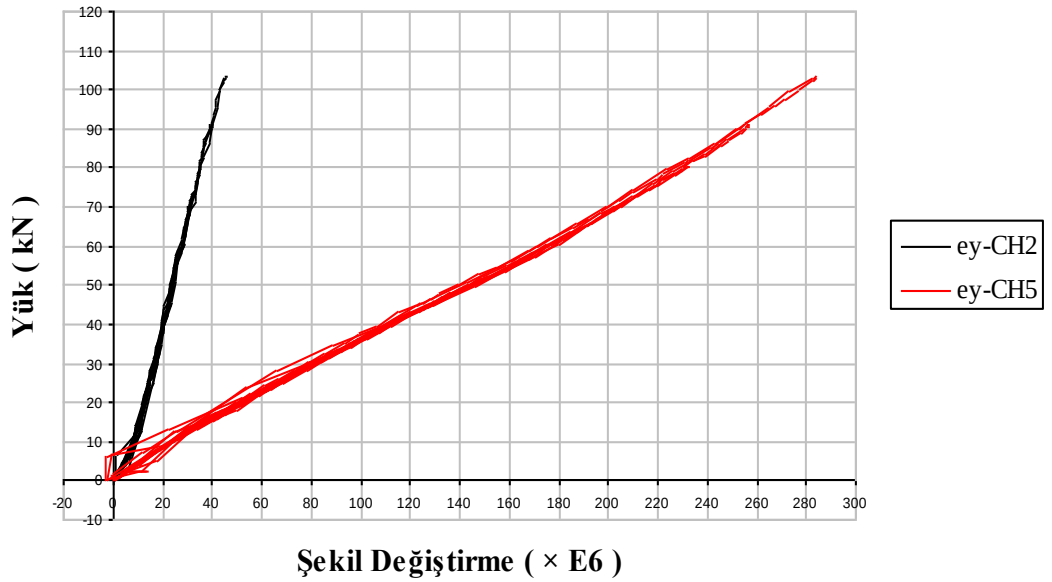
Şekil 3.52. x ekseninde eksantrsite var iken yükleme ve x eksenine etrafındaki dönme arasında ilişkiyi veren grafik

Daha sonra iç kuvvet ölçere ; (-y) yönünde $e_y = 4,21$ cm yani iç kuvvet ölçerin silindirik kısmının yarıçapının yarısı kadar eksantrisine olacak şekilde yükleme yapılmıştır.



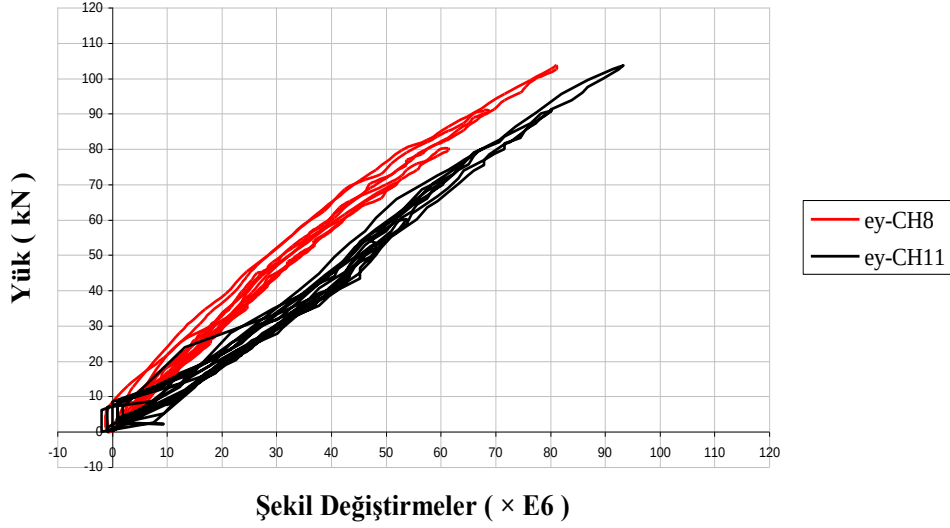
Şekil 3.53. y ekseninde eksantrisinin olması durumu

Artan yük altında yine düşey olarak konumlandırılmış şekil değiştirme ölçerlerde elde edilen değerlerle Yük-Şekil değiştirme grafikleri elde edilmiştir.



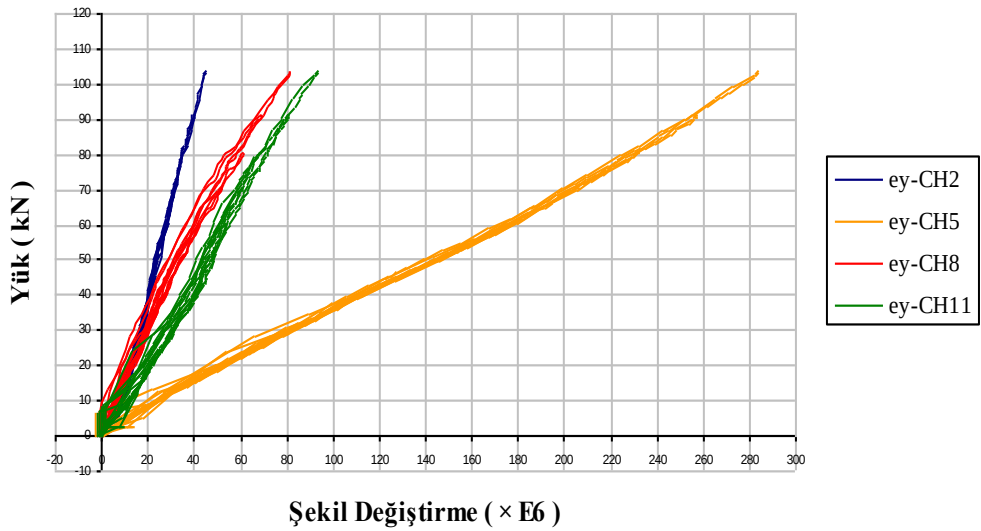
Şekil 3.54. y ekseninde eksantrisinin olması durumunda CH2 ve CH5 için yük – şekil değiştirme grafikleri

Şekil 3.54’da görüldüğü gibi yükleme merkezinin yakın olduğu CH5 iç kuvvet ölçerde yükleme merkezine uzak olan CH2 iç kuvvet ölçere göre daha büyük şekil değiştirmeler gözlemlenmiştir.



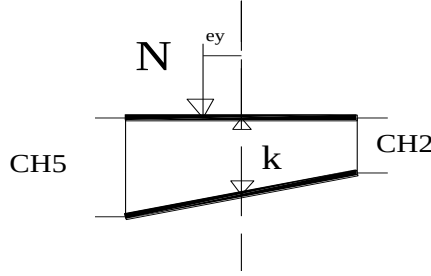
Şekil 3.55. y ekseninde eksantrisitenin olması durumunda CH8 ve CH11 için yük- şekil değiştirme grafikleri

Şekil 3.55.’te CH8 ve CH11 şekil değiştirme ölçerlerde aynı değerler beklenirken CH11 şekil değiştirme ölçerinde daha büyük şekil değiştirme değerleri ölçülmüştür. Bu da x ekseninde de bir eksantrisitenin olduğunu göstermiştir. Bu eksantrisite CH11 şekil değiştirme ölçerine yakın yani +x yönündedir. Bütün grafikler doğrusala yakın çıkmıştır.



Şekil 3.56. y ekseninde eksantrisitenin olması durumunda CH2, CH5, CH8 ve CH11 için yük-şekil değiştirme grafikleri

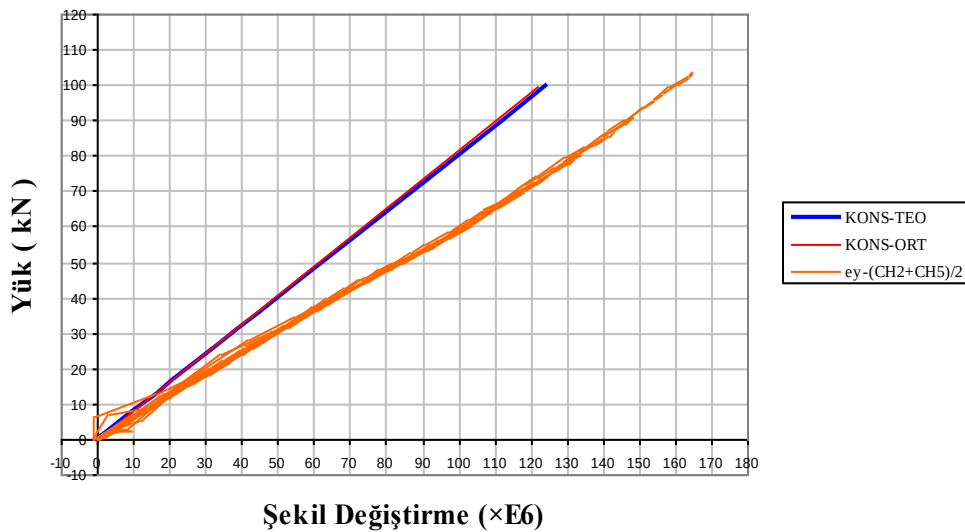
Daha sonra $-y$ yönünde $e_y = 4,21$ cm eksantrisite verildiği durumda orta eksendeki şekil değiştirme grafiği ile konsantrik yüklemedeki şekil değiştirme grafikleri karşılaştırılmıştır. Teorik olarak eksantrik yüklemede CH2 ve CH5 şekil değiştirme ölçerlerde okunan değerlerin ortalaması merkezden geçen eksendeki şekil değiştirme değerlerini verir, bu değerlerin de konsantrik yükleme durumunda ki değerlere eşit çıkması beklenir. $k = \frac{CH5 + CH2}{2}$.



Şekil 3.57. y ekseninde eksantrisitenin olması durumu

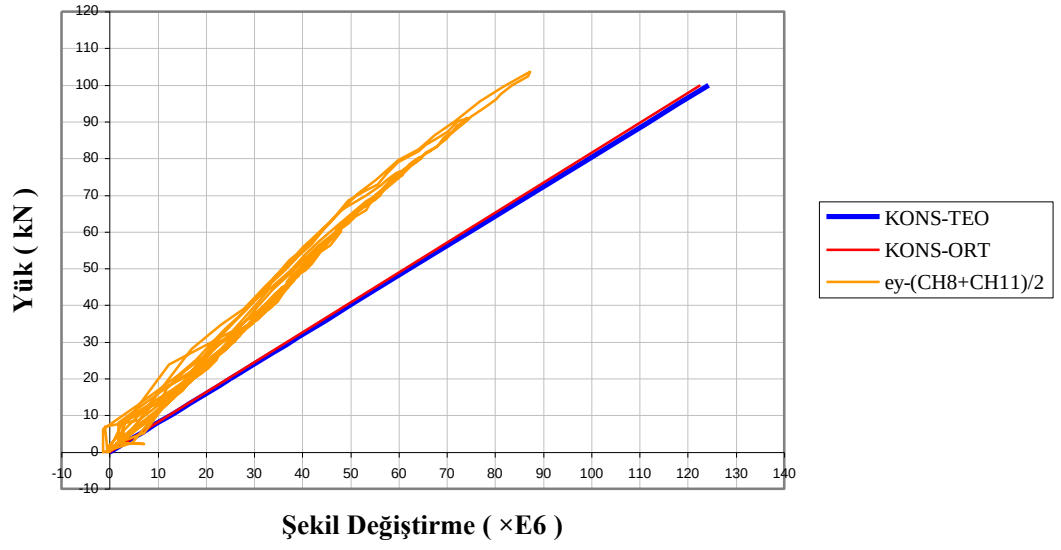
Ancak $+x$ yönünde de eksantrisitenin olduğu düşünülerek CH11 ve CH8 de okunan şekil değiştirme değerlerinin de ortalaması alınarak iç kuvvetin ölçerin ortasından geçen eksendeki şekil değiştirme bulunmuştur.

Her iki yönde de ortalama alarak merkezdeki şekil değiştirmeler için grafikler elde edilmiştir. Elde edilen bu iki grafiğin de ortalaması alınarak $e_y = 4,21$ cm eksantrik yüklemesi için merkezden geçen eksen üzerindeki şekil değiştirme grafiği elde edilmiştir. Eksantrisitenin olmadığı konsantrik yükleme durumundaki grafik ile elde edilen grafik karşılaştırıldığında bu iki grafiğin çakıştığı gözlemlenmiştir.



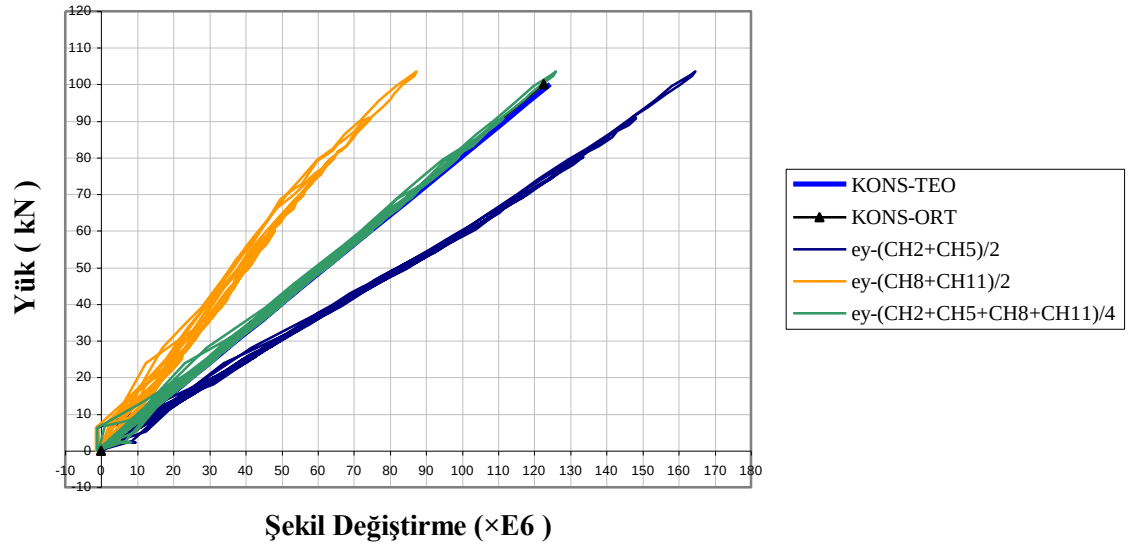
Şekil 3.58. Konsantrik yükleme için elde edilen ve y-ekseni üzerinde eksantrisite olması durumunda y-ekseni orta noktası için yük-şekil değiştirme grafikleri

Şekil 3.58.'de konsantrik yüklemedeki değerler ile y eksenindeki ortalama değerlerin karşılaştırılması gösterilmiştir. Grafikler çakışmamaktadır.



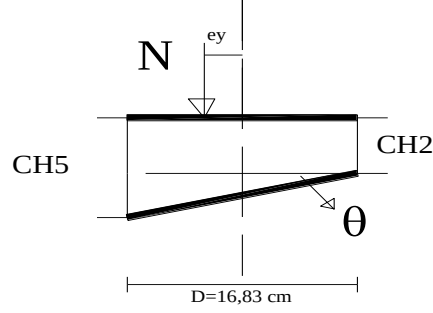
Şekil 3.59. Konsantrik yükleme için elde edilen ve y-ekseni üzerinde eksantrisite olması durumunda x-ekseni orta noktası için yük-şekil değişirme grafikleri

Şekil 3.59.'da konsantrik yüklemedeki değerler ile x eksenindeki ortalama değerlerin karşılaştırılması gösterilmiştir. Grafikler çakışmamaktadır.



Şekil 3.60. Konsantrik yükleme için elde edilen ve y-ekseni üzerinde eksantrisite olması durumunda orta nokta için elde edilen yük-şekil değişirme grafikleri

Şekil 3.60'ta konsantrik yüklemedeki değerler ile x ve y eksenı üzerindeki değerlerin ortalamalarının grafiğı ile karşılaştırılması gösterilmiştir. Grafikler çakışmaktadır.

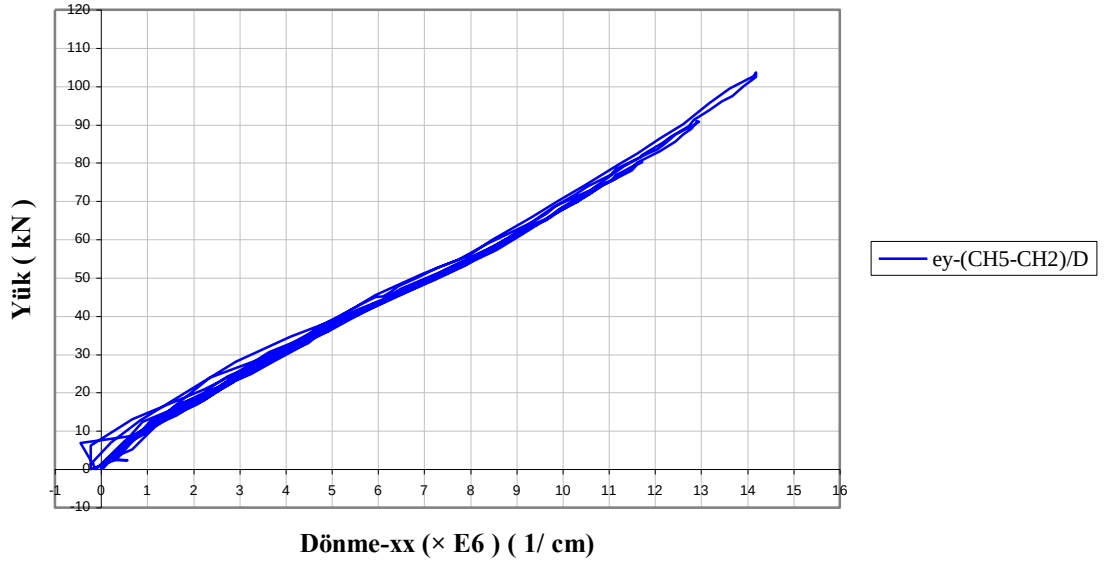


Şekil 3.61. y eksenı üzerinde eksantrisite olması halinde dönme durumu

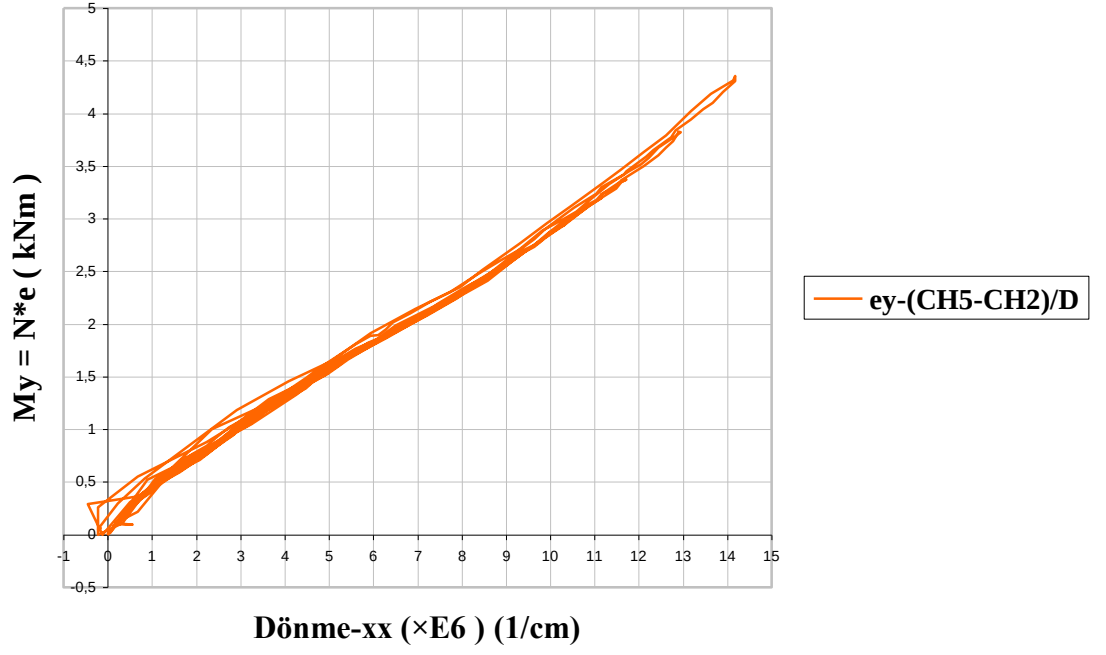
Eksantrik yükleme altında x eksenı etrafındaki dönmenin değeri ;

(CH5-CH2) / D 'dir. D = 16,83 cm.

Yük değerleri $e_y = 4,21$ cm eksantrisitesi ile çarpılarak y-eksenı Moment-dönme grafiğı elde edilmiştir.

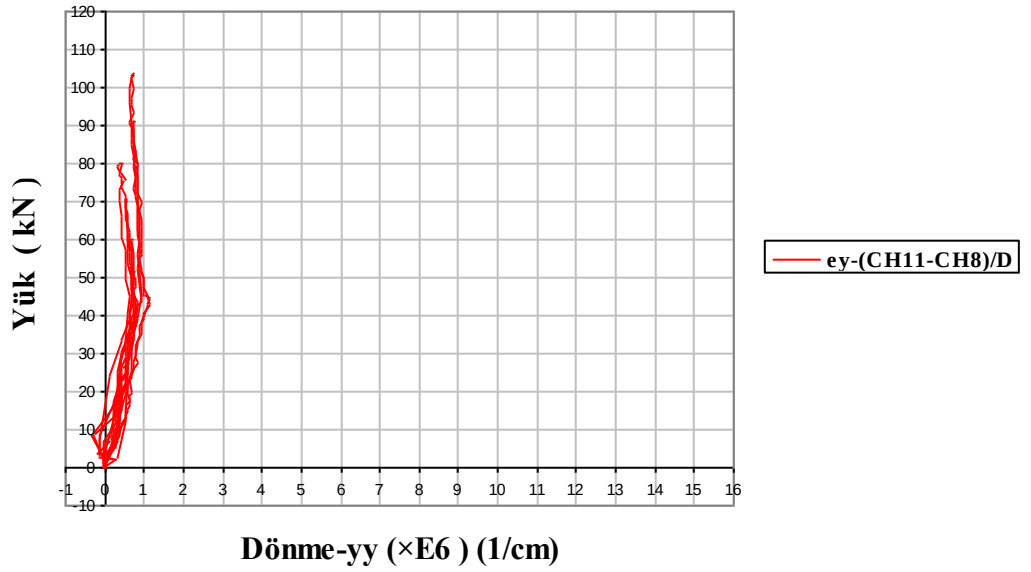


Şekil 3.62. y- eksenı üzerinde eksantrisitenin olması durumunda yükleme ve x-eksenı etrafında dönme değerleri arasındaki ilişkiyi veren grafik



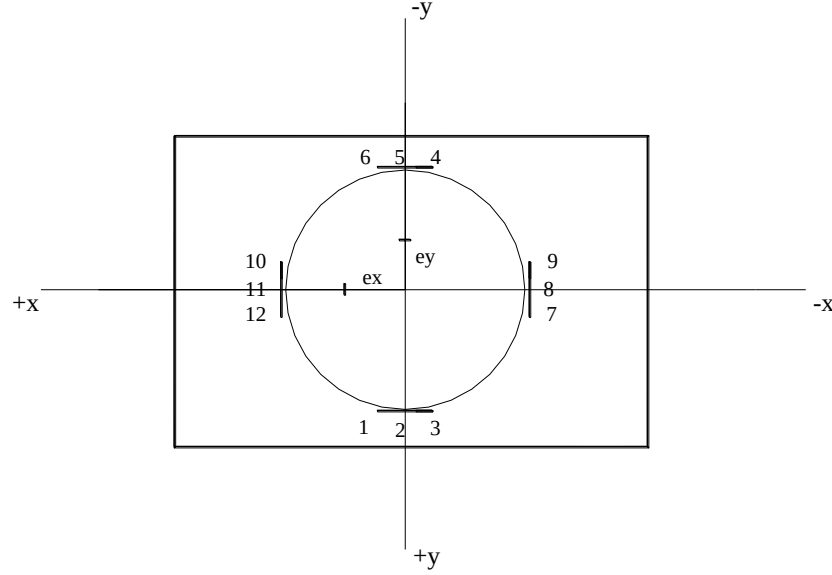
Şekil 3.63. y-ekseni üzerinde eksantrisitenin olması durumunda
Eğilme momenti – x eksenini etrafında dönme grafiği

Yalnız y ekseninde değil x ekseninde de eksantrisitenin olduğu gözlemlendiği için x ekseninde de yük-dönme grafiği çıkarılmıştır. Sıfır çıkması beklenen dönme değerleri çok küçük ama sıfır çıkmamıştır. (CH11-CH8) / D 'dir. D = 16,83 cm.



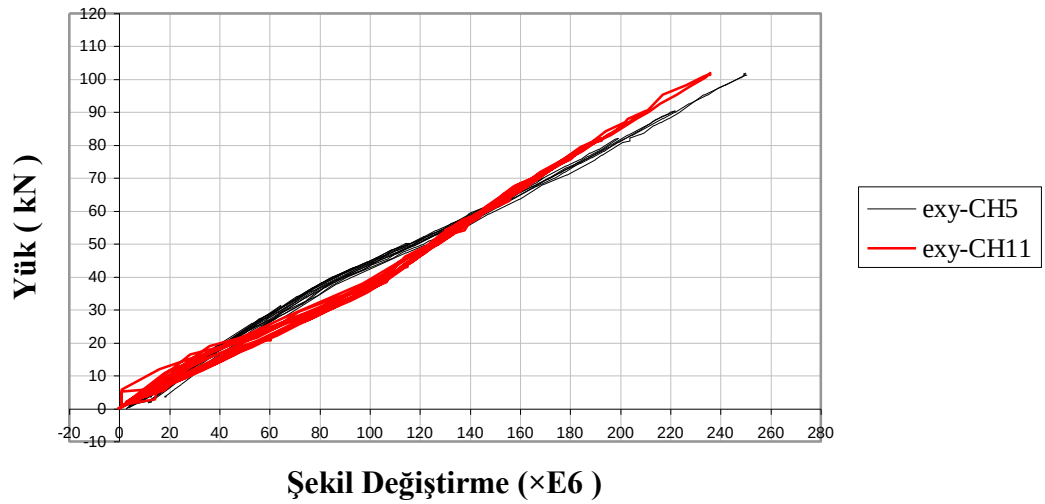
Şekil 3.64. y- eksenini üzerinde eksantrisitenin olması durumunda yükleme
ve y-eksenini etrafında dönme değerleri arasındaki ilişkiyi veren grafik

Daha sonra iç kuvvet ölçere ; (- y) yönünde $e_y = 4,21$ cm ve (+x) yönünde $e_x = 4,21$ cm yani iç kuvvet ölçerin silindirik kısmının yarıçapının yarısı kadar iki eksen de eksantrisine olacak şekilde yükleme yapılmıştır.



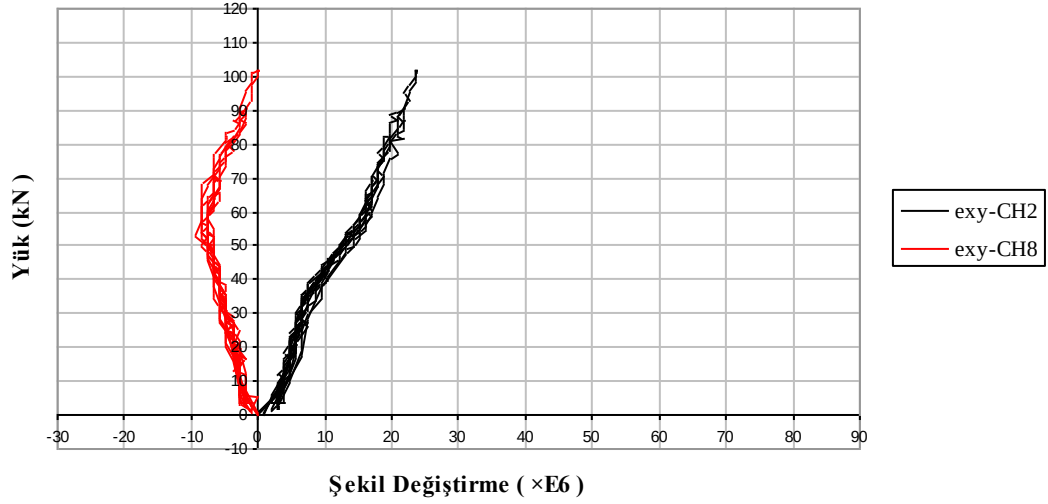
Şekil 3.65. Her iki eksen de eksantrisinin olması durumu

Artan yük altında yine düşey olarak konumlandırılmış şekil değiştirme ölçerlerde elde edilen değerlerle Yük-Şekil değiştirme grafikleri elde edilmiştir.



Şekil 3.66. Her iki eksen de eksantrisine var iken CH5 ve CH11 için
Yük-Şekil değiştirme grafiği

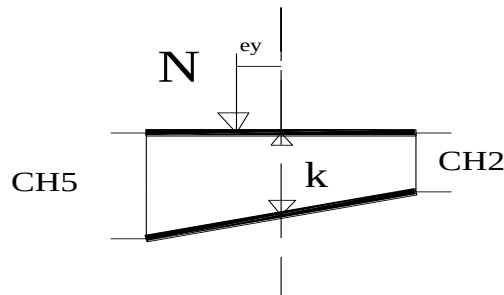
Şekil 3.66.'da görüldüğü gibi yükleme merkezinin yakın olduğu CH5 ve C11 iç kuvvet ölçerlerde yaklaşık olarak aynı şekil değiştirmeler gözlemlenmiştir.



Şekil 3.67. Her iki ekseninde de eksantrisite var iken CH2 ve CH8 için Yük-Şekil değişirme grafiği

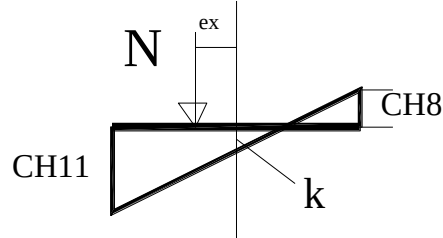
Şekil 3.67.'de CH2 ve CH8 şekil değişirme ölçerlerde aynı değerler beklenirken CH2 şekil değişirme ölçerinde basınç (+) , CH8 şekil değişirme ölçerinde çekme (-) gözlemlenmiştir. Ancak CH8 de grafik doğrusal değildir. CH8'in çekme çıkmasının nedeninin $e_x > e_y$ olduğu düşünülmüştür.

Daha sonra -y yönünde $e_y = 4,21$ cm ve +x yönünde $e_x = 4,21$ cm eksantrisite verildiği durumda orta eksenindeki şekil değişirme grafiği ile konsantrik yüklemedeki şekil değişirme grafikleri karşılaştırılmıştır. Teorik olarak eksantrik yüklemede CH2 ve CH5 şekil değişirme ölçerlerde okunan değerlerin ortalaması merkezden geçen eksenindeki şekil değişirme değerlerini verir, bu değerlerin de konsantrik yükleme durumunda ki değerlere eşit çıkması beklenir. $k = \frac{CH5 + CH2}{2}$.



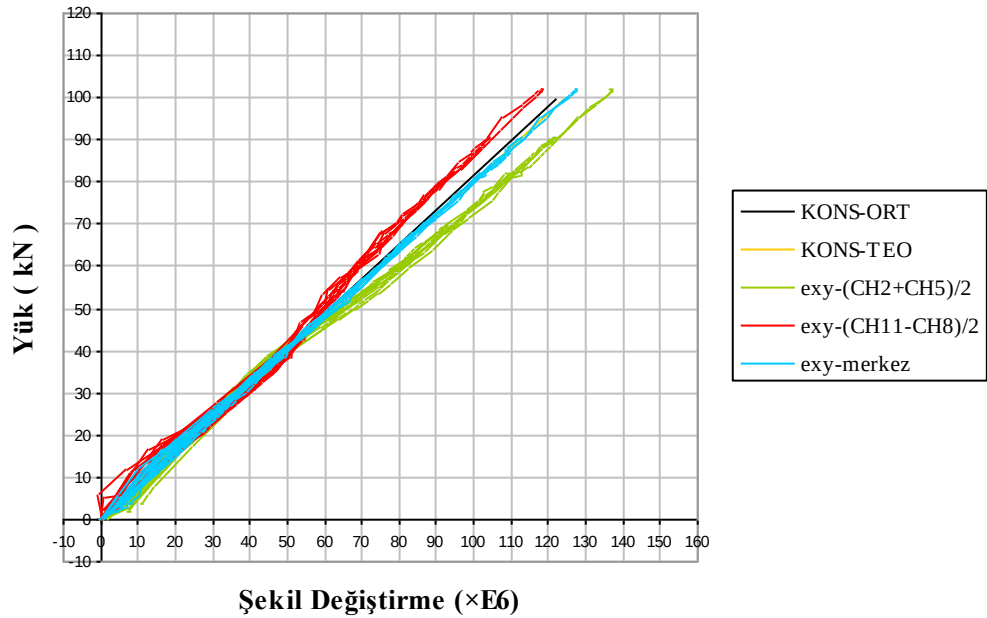
Şekil 3.68. y eksenini üzerindeki eksantrisiteden meydana gelen şekil değiştirmeler

Teorik olarak eksantrik yüklemde CH11 ve CH8 şekil değıştirme ölçerlerde okunan değerlerin farkının yarısı merkezden geçen eksendeki şekil değıştirme değerlerini verir, bu değerlerin de konsantrik yükleme durumunda ki değerlere eşit çıkması beklenir. $k = \frac{CH11-CH8}{2}$.

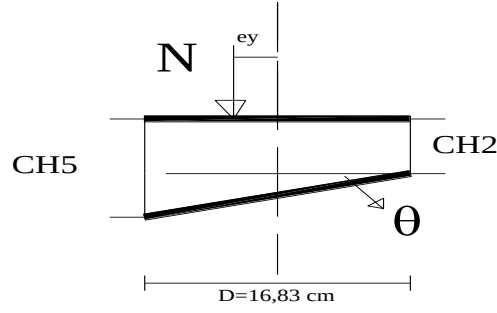


Şekil 3.69. x eksenı üzerindeki eksantrisiteden meydana gelen şekil değıştirmeler

Şekil 3.70.'te konsantrik yüklemdeki değerler ile y eksenı üzerindeki ortalama değerlerin ve x eksenı üzerinde orta nokta değerlerinin karşılaştırılması gösterilmiştir. Bu iki grafiğın ortalaması konsantrik yüklemelerde elde edilen grafikte çakışmaktadır.



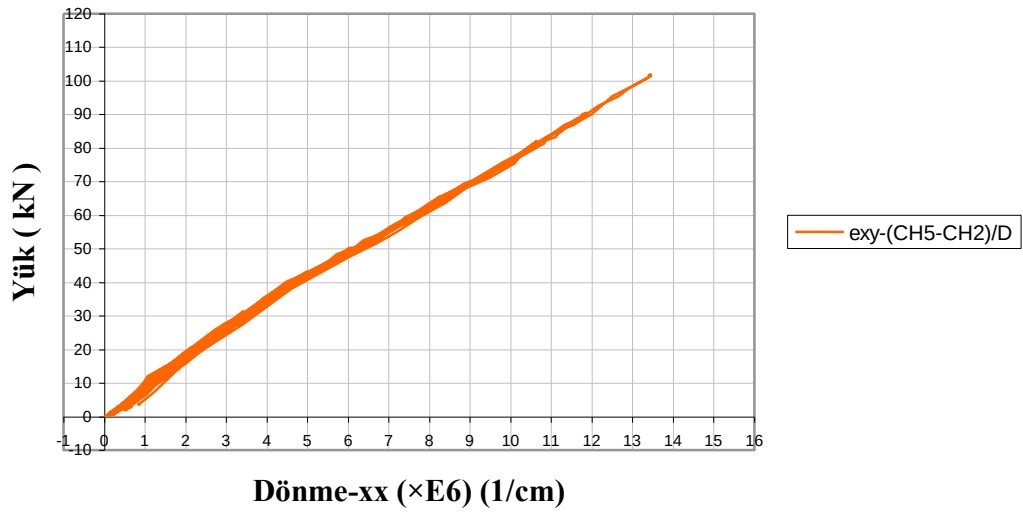
Şekil 3.70. Her iki eksen de eksantrisite olması durumunda orta nokta için
Yük – Şekil değıştirme grafiğı



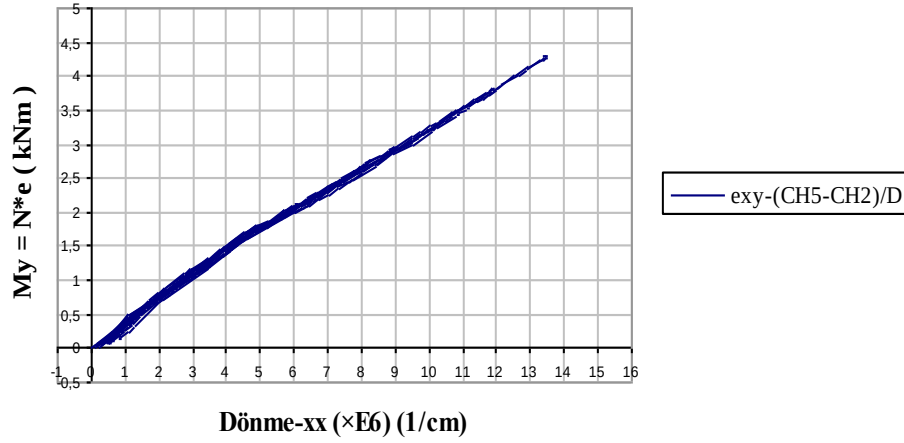
Şekil 3.71. y eksenini üzerindeki eksantrisiteden meydana gelen dönme durumu

Eksantrik yükleme altında x eksenini etrafındaki dönmenin değeri ;
 $(CH5-CH2) / D$ 'dir. $D = 16,83$ cm.

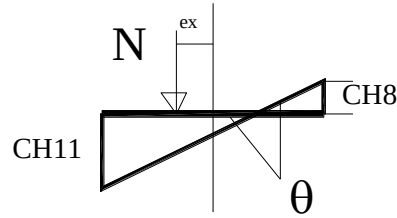
Önce yük-dönme grafiğı elde edilmiş, daha sonra y ekseninde ki yük değeri
 $e_y = 4,21$ cm eksantrisitesi ile çarpılarak y-eksenini Moment-dönme grafiğı elde edilmiştir.



Şekil 3.72. Her iki ekseninde de eksantrisite olması durumunda yükleme ile x-eksenini etrafındaki dönme değeri arasında ilişkiyi veren grafik



Şekil 3.73. Her iki ekseninde de eksantrisite olması durumunda Eğilme momenti ve x-ekseni etrafındaki dönme değerleri arasında ilişkiyi veren grafik

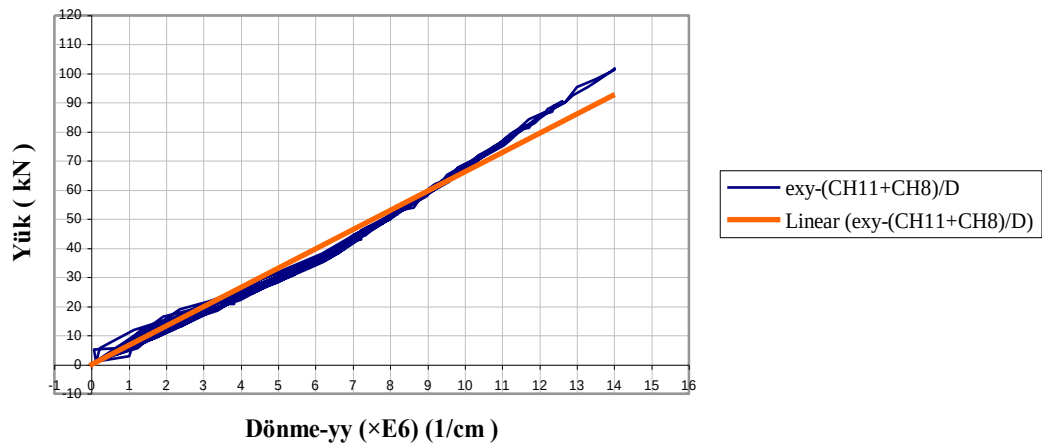


Şekil 3.74. x ekseninde eksantrisiteden meydana gelen dönme durumu

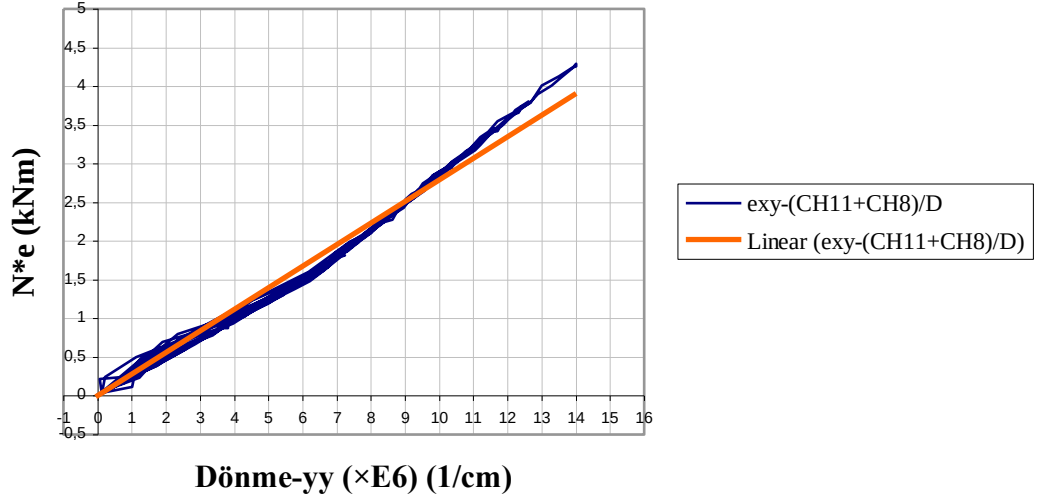
Eksantrik yükleme altında y ekseninde dönmenin değeri ;

$(\text{CH11} + \text{CH8}) / D$ 'dir. $D = 16,83 \text{ cm}$.

Yük değerleri $e_x = 4,21 \text{ cm}$ eksantrisitesi ile çarpılarak y-ekseni Moment-dönme grafiği elde edilmiştir. Grafikler tam doğrusal elde edilemediği için Regresyon Analizi yapılarak bu eğrileri oluşturan noktaların tümünü temsil eden doğrusal grafikler elde edilmiştir.

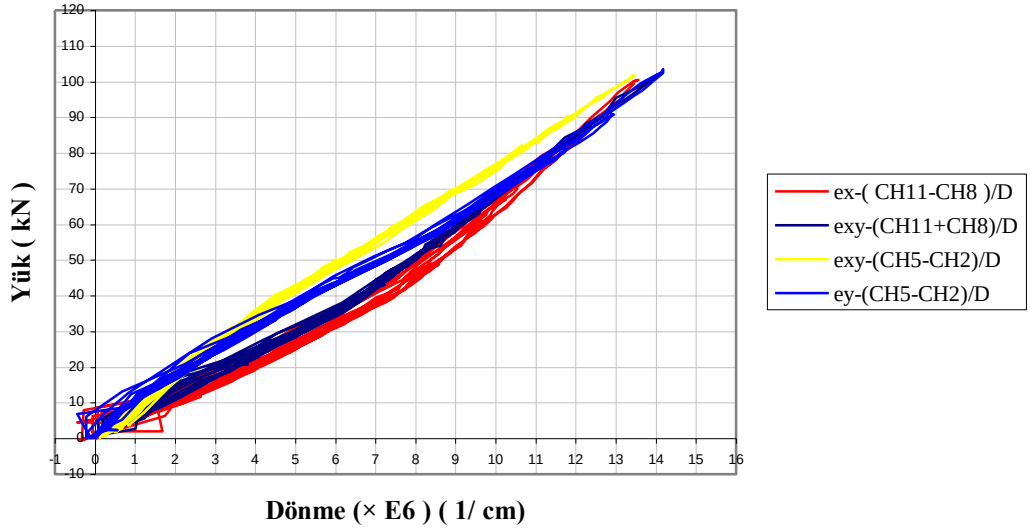


Şekil 3.75. Her iki ekseninde de eksantrisite olması durumunda yükleme ile y-ekseni etrafındaki dönme değerleri arasında ilişkiyi veren grafik



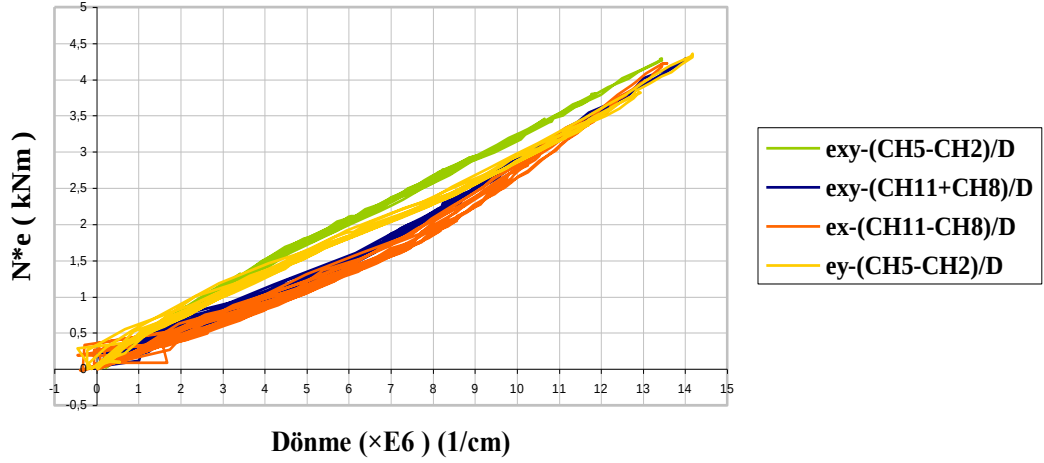
Şekil 3.76. Her iki ekseninde de eksantrite olması durumunda Eğilme momenti ve y-ekseni etrafındaki dönme değerleri arasında ilişkiyi veren grafik

Yalnız x-ekseninde, yalnız y-ekseninde ve her iki ekseninde de eksantrite olması durumlarında elde edilen Yük-Dönme grafikleri Şekil 3.77’de birlikte verilmiştir. İç kuvvet ölçerin dönel simetrisinden dolayı grafiklerin çakışması beklenmektedir.



Şekil 3.77. Üç tip eksantrite durumunda her iki eksen için Yükleme ile Dönme değerleri arasındaki ilişkiyi veren grafik

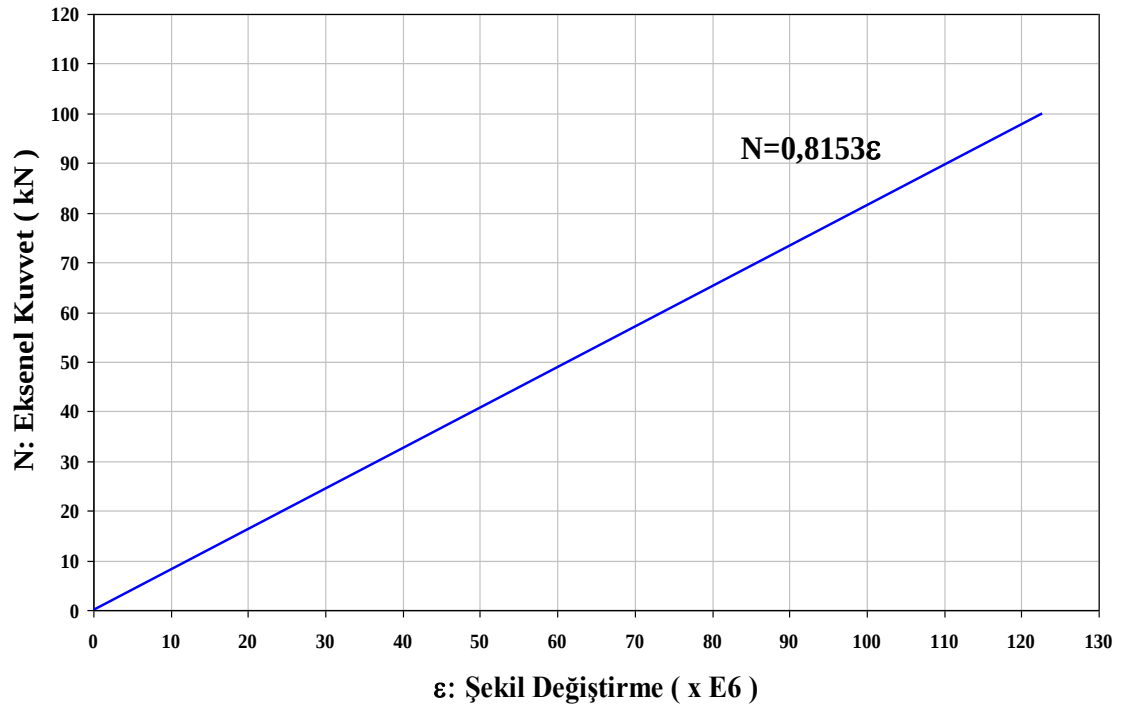
Yalnız x-ekseninde, yalnız y-ekseninde ve her iki eksen de eksantrisinde olması durumlarında elde edilen Moment-Dönme grafikleri Şekil 3.78.'de birlikte verilmiştir. İç kuvvet ölçerin dönel simetrisinden dolayı grafiklerin çakışması beklenmektedir.



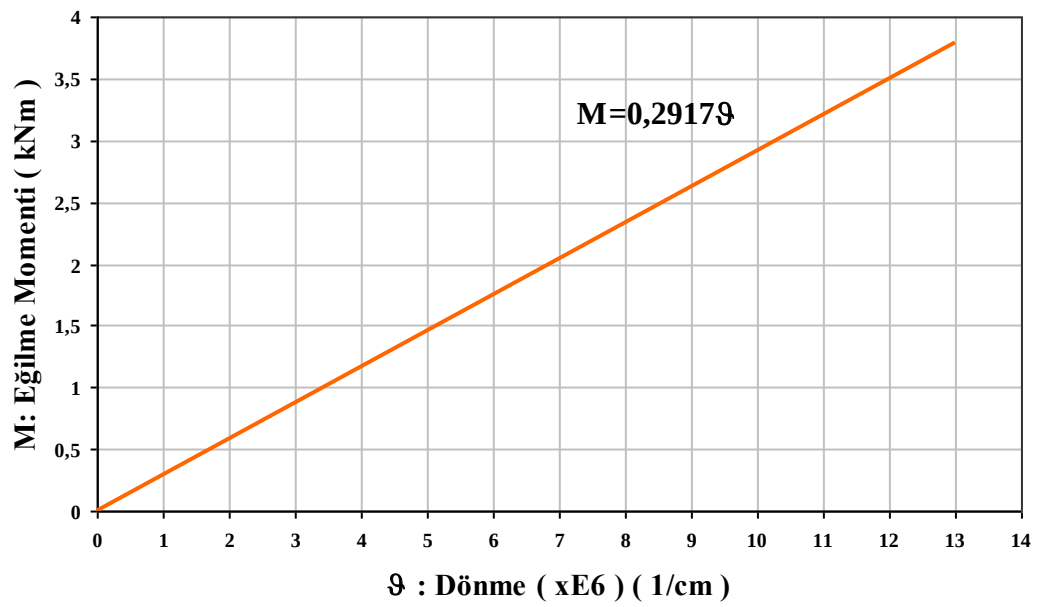
Şekil 3.78. Üç tip eksantrisinde her iki eksen için Eğilme momenti ile Dönme değerleri arasındaki ilişkiyi veren grafik

Moment-Dönme grafiklerinin ortalaması alınarak tek bir Moment-Dönme grafiği elde edilmiştir. Ortalama alırken $ex-(CH11-CH8)/D$ ve $exy-(CH11+CH8)/D$ eğrilerinin Regresyon Analizi sonucu elde edilen doğrusal halleri kullanılmıştır.

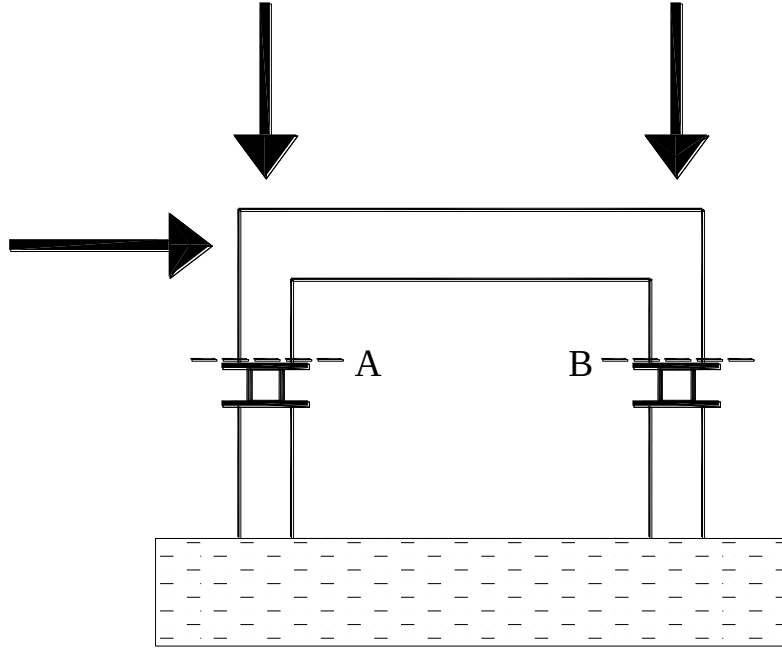
Elde edilen tüm bu grafikler sonucunda; iç kuvvet ölçerin laboratuvar ortamında bir çerçeveye yerleştirilmesi halinde kullanılacak Eksenel Yük-Şekil değiştirme ve Moment-Dönme grafikleri bir sonraki sayfada verildiği gibidir.



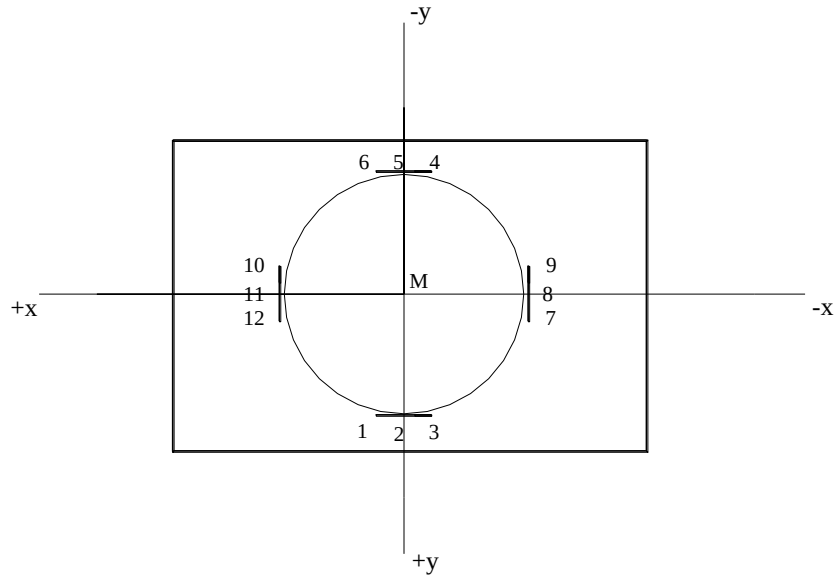
Şekil 3.79. Eksenel kuvvet-Şekil değişirme Grafiği



Şekil 3.80.Eğilme momenti-Dönme Grafiği



Şekil 3.81. İç kuvvet ölçerler yerleştirilmiş bir çerçeve ve yükleme durumu



Şekil 3.82. Şekil değiştirme ölçerlerin konumları

Elde edilen grafiklerin kullanımı aşağıda anlatılmıştır.

İç kuvvet ölçer laboratuvar ortamında betonarme bir çerçeve numunesinin kolonlarının orta yüksekliğine yerleştirilecektir. Çerçeve ve yüklemeler Şekil 3.81.'deki gibi olabilir.

Çerçeveye yüklemeler yapıldığında kolonlarda oluşacak eksenel kuvveti belirlemek için Şekil 3.79.'daki grafik kullanılacaktır.

Yükleme sırasında; iç kuvvet ölçerin üzerine düşey olarak yapıştırılmış CH2,CH5,CH8 ve CH11 şekil değiştirme ölçerlerde okunan şekil değiştirme değerlerinin aritmetik ortalaması alınır. Değerler işaretleri ile alınır. Grafikler çizilirken; şekil değiştirme ölçerlerde okunan değerler (-) ile çarpılmıştır. Çarpım sonucundaki (+) değerler basıncı, (-) değerler çekmeyi göstermektedir. Ortalama alınarak bulunan şekil değiştirme değeri, grafikte x-ekseni üzerine koyulur. Bu değer, grafikte KONS-ORT doğrusunda y-ekseninde karşı gelen değerine bakılır. Bulunan değer iç kuvvet ölçerin üst levhasına etkiyen (A ve B kesitleri) eksenel yükü verir. Bu değer kolonda meydana gelen eksenel kuvvettir.

Örneğin düşey şekil değiştirme ölçerlerde ölçülen değerlerin aritmetik ortalaması 90'dır.

$$(CH2 + CH5 + CH8 + CH11) / 4 = \epsilon = 90$$

Grafikte KONS-ORT doğrusunda $\epsilon = 90$ ' a karşı gelen yük değeri = 73,38 kN kolondaki eksenel kuvvettir.

Diğer bir yolda; ortalama şekil değiştirme değeri ϵ 'u doğrunun eğimi ile çarpmak suretiyle eksenel kuvvete ulaşılır.

$$m : \text{doğrunun eğimi} = 0,8153$$

$$N : \text{eksenel kuvvet} = m \times \epsilon$$

$$\epsilon = 90 \text{ ise } N = 0,8153 \times 90 = 73,38 \text{ kN}$$

Şekil 3.79'daki N- ϵ grafiği ve bu grafiğin eğimi kolonlarda yalnız eksenel kuvvet varken kullanılacağı gibi kolonlarda eğilme momenti var olduğu zaman da kullanılabilir.

Çerçeveye yüklemeler yapıldığında; kolonlara yerleştirilen iç kuvvet ölçerin üst levhasının üstündeki kesitlerde (A ve B kesitleri) oluşan eğilme momentlerini belirlemek için Şekil 3.80.'deki grafik kullanılacaktır.

Kolon kesitlerinde yalnız x-ekseni etrafında dönme, yalnız y-ekseni etrafında dönme veya her iki eksen etrafında dönme olabilir.

x-ekseni etrafındaki dönmenin (θ_x) değeri, CH5 ve CH2 şekil değiştirme ölçerlerden okunan şekil değiştirme değerleri ile bulunur.

$$D = 16.83 \text{ cm} ; \theta_x : 1/\text{cm}$$

Her iki şekil değiştirme ölçerde basınç (+) değerler okunmuşsa ;

$$\theta_x = \frac{CH5 - CH2}{D} = \frac{CH5 - CH2}{16.83 \text{ cm}} \rightarrow \begin{cases} \theta_x (+) \text{ ise } M_x (+) \\ \theta_x (-) \text{ ise } M_x (-) \end{cases}$$

Bu iki şekil değiştirme ölçerlerden birinde çekme (-) değeri diğerinde basınç (+) değeri okunmuşsa;

$$\theta_x = \frac{CH5 + CH2}{D} = \frac{CH5 + CH2}{16.83 \text{ cm}} \rightarrow \begin{cases} |CH5| > |CH2| \text{ ise } M_x (+) \\ |CH2| > |CH5| \text{ ise } M_x (-) \end{cases}$$

y-ekseni etrafındaki dönmenin (θ_y) değeri, CH11 ve CH8 şekil değiştirme ölçerlerden okunan şekil değiştirme değerleri ile bulunur.

$$D = 16.83 \text{ cm} ; \theta_y : 1/\text{cm}$$

Her iki şekil değiştirme ölçerde basınç (+) değerler okunmuşsa ;

$$\theta_y = \frac{CH11 - CH8}{D} = \frac{CH11 - CH8}{16.83 \text{ cm}} \rightarrow \begin{cases} \theta_y (+) \text{ ise } M_y (+) \\ \theta_y (-) \text{ ise } M_y (-) \end{cases}$$

Bu iki şekil değiştirme ölçerlerden birinde çekme (-) değeri diğerinde basınç (+) değeri okunmuşsa;

$$\theta_y = \frac{CH11 + CH8}{D} = \frac{CH11 + CH8}{16.83 \text{ cm}} \rightarrow \begin{cases} |CH11| > |CH8| \text{ ise } M_y (+) \\ |CH8| > |CH11| \text{ ise } M_y (-) \end{cases}$$

Kesitte her iki eksen etrafında dönme varsa;

(θ_x) ve (θ_y) dönme değerleri ile M_x ve M_y değerleri bulunur.

Kolonlara yerleştirilen iç kuvvet ölçerin üst levhasının üst kesitindeki (A ve B kesitlerinde) eğilme momentinin değeri ;

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

Eğilme momenti-Dönme grafiğinin kullanımı ile ilgili sayısal örnekler aşağıda verilmiştir.

Yalnız x-ekseni etrafında dönme var ise θ_x bulunur, grafikte θ_x dönme değerine karşı gelen ordinat M_x eğilme momentini verir. θ_x değerini doğrunun eğimi ile çarparak M_x eğilme momenti bulunur.

Örneğin, $\theta_x = 10.4$ 1/cm ise $M_x = 0.2917 \theta_x = 0.2917 \times 10.4 = 3.03$ kNm

Yalnız y-ekseni etrafında dönme var ise θ_y bulunur, grafikte θ_y dönme değerine karşı gelen ordinat M_y eğilme momentini verir. θ_y değerini doğrunun eğimi ile çarparak M_y eğilme momenti bulunur.

Örneğin, $\theta_y = 35$ 1/cm ise $M_y = 0.2917 \theta_y = 0.2917 \times 35 = 10.2$ kNm

Her iki eksen de dönme var ise ;

$$\theta_x = 25.3 \text{ 1/cm} \rightarrow M_x = 0.2917 \theta_x \rightarrow M_x = 7.38 \text{ kNm}$$

$$\theta_y = 42.1 \text{ 1/cm} \rightarrow M_y = 0.2917 \theta_y \rightarrow M_y = 12.28 \text{ kNm}$$

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = \sqrt{7.38^2 + 12.28^2} = 14.33 \text{ kNm}$$

4. SONUÇLAR

4.1. Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması

Bu çalışmanın ilk kısmını oluşturan ‘Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması’ bölümünde yapılan hesaplara dayanılarak çıkarılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

1. Yalnız yapı (ölü) yüklerinin ve bütün ilave yüklerinin gözönüne alınması ve uygun bir donatı oranı seçilmesi suretiyle yapılan ön boyutlandırma sonucunda elde edilen enkesit boyutlarının kesin hesaplar sonucunda yeterli olduğu görülmüştür.
2. Matris Yerdeğiştirme Yönteminde, düğüm noktalarında ne kadar çok eleman birleşirse, bilinmeyen sayısı o kadar az olmaktadır. Matris Kuvvet Yönteminde ise sistemi teşkil eden çerçevelerde ne kadar çok eleman varsa ve mafsal vb. gibi bulunursa bilinmeyen sayısı o kadar az olur.
3. Bir kırıklı çubuğun birim deplasman sabitlerinin bulunması; Matris Yerdeğiştirme ve Matris Kuvvet Yöntemleri ile sistemin çözümü yapılırken matrislerin oluşturulması sırasında dikkate alınacak düğüm noktası sayısının azalmasını sağlamıştır. Böylece matrislerin boyutları küçülmüş ve hesaplar basitleşmiştir. Buna karşın elastik mesnetlerin hesaba katılması durumunda, fiktif çubuk kullanılmıştır. Fiktif çubuk kullanıldığı için de düğüm noktası sayısı artmıştır.
4. Matris Yerdeğiştirme Yöntemi, bilinmeyenlerin seçiminin sınırlı olması ve denklem takımının stabilitesinin iyileştirilmesi olanağının az olmasına karşılık, Matris Kuvvet Yöntemine göre daha sistematik ve programlamaya daha elverişlidir.
5. Eleman rijitlik matrisleri bir kez bulunduktan sonra; her türlü yükleme durumunda ve sınır koşullarında sistemin çözümü kolayca yapılabilir.
6. Kirişlerde eksenel basınç kuvvetlerinin büyük olmaları nedeniyle, kiriş donatı hesaplarında eksenel kuvvetlerin etkisi göz önüne alınmış ve gerekli donatı alanlarının önemli ölçüde azaldığı gözlemlenmiştir.

4.2. Bir İç Kuvvet Ölçerin Tasarımı

Bu çalışmanın ikinci kısmını oluşturan ‘ Bir İç Kuvvet Ölçerin Tasarımı ’ bölümünde elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

1. İç kuvvet ölçerin boru kesitten oluşması, çubuk elemanlardan oluşturulmasından daha basit ve daha az maliyetli olduğu görülmüştür. Diğer elverişli bir yönü dönel simetrinin bulunmasıdır.
2. Laboratuvar ortamında hiperstatik betonarme bir çerçeve içinde kullanıldığı zaman iç kuvvet ölçerin, yüklemeler altında, doğrusal elastik bölgede kalmasına dikkat edilmelidir. Bu nedenle tasarım yapılırken yükleme aralığını geniş tutmak önemlidir.
3. İç kuvvet ölçerin matematik modeli kurulurken Sonlu Elemanlar Yöntemine başvurulmuş ve kabuk sonlu elemanlardan yararlanılmıştır. Daire sırasıyla 16,32 ve 64 daire dilimine bölünmüştür. Gerçekçi bir yaklaşım olması için 16 daire dilimine bölünmüş model dikkate alınmamıştır. 64 daire dilimine bölünmüş olan modelde ise bazı bölgelerde güvenilir olmayan gerilme dağılımları gözlemlenmiştir. Bunun sebebi eleman boyutlarının çok küçülmesi ve düğüm noktalarının çok yaklaşmasıdır. 16 daire dilimine bölünmesi halinde 594 düğüm noktası ve 584 kabuk eleman oluşmuştur. 32 daire dilimine bölünmesi halinde 1742 düğüm noktası ve 960 kabuk eleman oluşmuştur. 64 daire dilimine bölünmesi halinde ise 6298 düğüm noktası ve 3158 kabuk eleman oluşmuştur. Sonuçta en uygun olan 32 daire dilimine bölünmüş model ile teorik hesaplar yapılmıştır.
4. İç kuvvet ölçerin kullanım yeri olarak iki kesit üzerinde durulmuştur; kolon taban kesidi ve kolon orta yüksekliği (Eğilme momentinin sıfıra yaklaştığı bölge). Kesit zorlarının fazla olduğu kritik kesit olması nedeniyle kolon taban kesidi tercih edilmemiştir. Maliyet açısından da kolon taban kesidine yerleştirilecek iç kuvvet ölçerin boyutlarının büyümesi nedeniyle de uygun görülmemiştir.
5. İç kuvvet ölçerin, eğilme momentinin sıfıra yaklaştığı bölgelere yerleştirilmesi düşünüldüğü zaman; sistemin doğrusal olmayan davranış gösterdiği ve plastik mafsalların oluşmaya başladığı evrelerde bu bölgenin gösterebileceği değişimler için

Yük Artım Yöntemi ile bir hesap yapılmıştır. İncelenen sistemde artan yatay yükler altında limit duruma ulaşınca kadar eğilme momentinin sıfıra yaklaştığı bölgenin çok fazla yerdeğiştirmediği görölmüştür. Bu, tüm deney süresince iç kuvvet ölçerden aynı etkinlikle yararlanılabileceğini göstermektedir.

6. İç kuvvet ölçerin kolon orta yüksekliğine koyulması durumunda teorik olarak kesit zorlarında bir süreksizlik meydana gelmemektedir. İç kuvvet ölçerin boyutlandırılması yapılırken, yerine yerleştirileceği kolon elemanının rijitliği ile aynı olacak şekilde boyutlar sečilirse; iç kuvvet dağılımları aynı yükler altında iç kuvvet ölçer varken ve yokken daha da yakın olacaktır. Ancak iç kuvvet ölçerin çerçeve içinde kullanılması aşamasında montaj yapılırken çok dikkatli olmak gerekmektedir.

7. İç kuvvet ölçerin eksenel yük için kalibrasyonu yapılabilmüştir. İç kuvvet ölçerin laboratuarda yatay ve düşey olarak yüklenecek hiperstatik betonarme çerçeve numunesi içinde kullanılması halinde Bölüm 3.5 ‘te elde edilen eksenel kuvvet-şekil değiştirme grafiği kullanılabilir. Böylece iç kuvvet ölçer üzerindeki düşey şekil değiştirme ölçerlerin verdiği şekil değiştirme değerlerine grafikte karşı gelen yük değerı ile o kesitteki eksenel kuvvete ulaşılmış olur. Diğer bir deyişle, grafiğin eğimi ile ölçölen şekil değiştirmelerin çarpımı o kesitteki eksenel kuvveti verir.

8. İç kuvvet ölçerin eğilme momenti için kalibrasyonunda; yalnız x-ekseninde, yalnız y-ekseninde ve her iki eksen de eksantrisite olması halinde kullanılacak tek bir Moment-Dönme grafikleri elde edilmiştir. İç kuvvet ölçerin laboratuarda yatay ve düşey olarak yüklenecek hiperstatik betonarme çerçeve numunesi içinde kullanılması halinde Bölüm 3.5 ‘te elde edilen Moment-Dönme grafiği kullanılabilir. Böylece iç kuvvet ölçer üzerindeki düşey şekil değiştirme ölçerlerin verdiği şekil değiştirme değerlerinden elde edilen dönme değerlerine; grafikte karşı gelen moment değerleri ile o kesitteki eğilme momentine ulaşılmış olur. Diğer bir deyişle, grafiklerin eğimleri ile ölçölen şekil değiştirmelerden elde edilen dönme değerlerinin çarpımı o kesitteki eğilme momentini verir.

9. Eksantrik yüklemeler sonucunda ölçölen şekil değiştirme değerleri ile Eksenel Kuvvet-Şekil değiştirme grafikleri de elde edilmiştir. Bu grafiklerle Konsatrik

Yüklemeler sonucu elde edilen Eksenel Kuvvet-Şekil Değiştirme grafiklerinin örtüştüğü gözlemlenmiştir.

10. İç kuvvet ölçerin bilgisayar programı ile oluşturulan sonlu elemanlar modelinde, deneylerde şekil değiştirme ölçerlerin yapıştırıldığı noktalardaki şekil değiştirme değerleri elde edilmiştir. İç kuvvet ölçer laboratuarda 100 kN'a kadar çıkılarak yüklenmiştir. Sonlu elemanlar modelinde de aynı yük değeri kullanılmıştır. Bilgisayar çözümünde elde edilen şekil değiştirme değerleri ile Yük-Şekil değiştirme grafikleri çizilmiştir. Bu grafiklerle deneyler sonucu elde edilen grafiklerin örtüştüğü gözlemlenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] **TS500**, Şubat 2000, Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [2] **Betonarme Tablo ve Abaklar**, 2001, Betonarme Yapılar Çalışma Grubu
İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yayını,
- [3] **Çakıroğlu, A., Özmen, G., Özden, E.**, 1992, Yapı Sistemlerinin Hesabı için
Matris Metodları ve Elektronik Hesap Makinası Programları,
Cilt I, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yayını.
- [4] **Çakıroğlu, A., Özmen, G., Özden, E.**, 1992, Yapı Sistemlerinin Hesabı için
Matris Metodları ve Elektronik Hesap Makinası Programları,
Cilt II, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yayını.
- [5] **Çakıroğlu, A., Çetmeli, E.**, 1983, Yapı Statiği, Cilt I, T.K.Y
- [6] **Çakıroğlu, A.**, 1984, Hiperstatik Sistemlerin Hesap Metodları, İ.T.Ü. İnşaat
Fakültesi Yayını
- [7] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1997
Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [8] **Odabaşı, Y.**, 1997, Ahşap ve Çelik Yapı Elemanlar, Beta Basım Yayım,
İstanbul
- [9] **Canbay, E.**, 2001. Betonarme Dolgu Duvarların Yapıların Sismik Davranışı
Üzerine Etkileri, *Doktora Tezi*, O.D.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü,
Ankara.
- [10] **Kaya, T.**, 1991. Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması
Gelişigüzel Kesitlerin Bileşik Eğilmeye Göre Ekonomik Hesabı,
Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [11] **Kan, F.**, 1995. Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması ve
Büyük Boşluklu Perdelerin Dinamik Hesabı, *Yüksek Lisans Tezi*,
İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

- [12] **Yüksel, E.**, 1998. Bazı Düzensizlikler İçeren Üç Boyutlu Büyük Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Çözümlemesi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

1978 yılında Eskişehir’de doğan Burak BOZKURT , ilk öğrenimini Eskişehir Millizafer İlkokulu’nda, orta ve lise öğrenimini Eskişehir Kılıçoğlu Anadolu Lisesi’nde tamamladı. 1996 yılında başladığı İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nden 2000 yılında mezun oldu. Aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Analizi ve Boyutlandırılması Programı’nda yüksek lisans öğrenimine başladı.