

66448

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME ENDÜSTRİ YAPILARINDA
BETON KALİTESİNİN BOYUTLARA
VE MALİYETLERE ETKİSİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Cumhur Korkmaz

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 9 Haziran 1997

Tezin Savunulduğu Tarih : 25 Haziran 1997

Tez Danışmanı : Prof. Dr. İlhan EREN

İlhan EREN

DiğerJüri Üyeleri : Prof. Dr. Zekai CELEP

Zekai CELEP

Prof. Dr. Mehmet UYAN

Mehmet UYAN

HAZİRAN 1997

ÖNSÖZ

İnşaat mühendisliğinde bir yapının ekonomik olarak boyutlandırılabilmesi için hesaplarda etkili olan parametrelerin uygun seçilmesinin gerekliliği her zaman önemli bir konu olarak inşaat mühendislerinin ve mimarların karşısına çıkmaktadır. Bu parametrelerden biri olan malzeme kalitesi ve malzemenin uygun kullanılması, ekonomik boyutlandırma için önemli bir faktör olarak yer tutmaktadır. Zira uygun malzemelerin kullanılmaması, yapılan yapının toplam maliyetinin tahmin edilenden fazla çıkmasına sebep olmakta ve ekonomik sonuçlardan uzaklaşmaktadır. Uygun malzemelerin seçimi, yapının davranış biçimi gözönünde tutularak yapılmalıdır. Çünkü bir tip malzeme herhangi bir yapı tipi için uygun olabilirken başka bir yapı için uygun olmayabilir.

Bu çalışmada iki açıklıklı betonarme endüstri yapısının toplam maliyetini bulmak amacıyla beton kalitesindeki değişimin toplam maliyetlere ve kesit boyutlarına etkisi araştırılmış, çıkan sonuçlar değerlendirilmiştir. Yapılan çalışmanın bu tür endüstri yapılarının tasarımı sırasında kullanılacak olan malzemenin veya malzemelerin seçimi açısından mimar ve inşaat mühendisi arkadaşlara bir fikir vereceği, onlara yol göstereceği inancındayım.

Bu çalışmayı yürütürken benden yardımlarını esirgemeyen tez danışmanım Prof. Dr. İlhan EREN'e, aileme, iş yaşantımda bana gösterdikleri tolerans ve hoşgörü için USKON A. Ş.'ye ve çizimlerde bana yardımcı olan arkadaşım Mimar Ferhun KARADAĞ'a sonsuz teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.

Cumhur KORKMAZ

İstanbul, Haziran 1997

İÇİNDEKİLER

	Sayfa No
ÖNSÖZ	ii
SEMBOL LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	ix
TABLO LİSTESİ	xii
ÖZET	xvii
SUMMARY	xviii
BÖLÜM 1 GİRİŞ	1
1.1 Konu Kapsamı	
BÖLÜM 2 DÜZLEM ÇERÇEVELERİN ÇÖZÜMÜNDE KULLANILAN BİLGİSAYAR PROGRAMININ TANITIMI VE GELİŞTİRİLMESİ	6
2.1 Rijitlik Matrisi Yöntemi	6
2.1.2 Eksenlerin Döndürülmesi	8
2.1.3 Sistem Rijitlik Matrisinin Çıkarılması	8
2.1.4 Düğüm Noktalarındaki Dış Kuvvetler Matrisi	11
2.1.5 Taşıyıcı Sistemim Rijitlik Denklemi	12
2.1.6 Çubuk Uç Kuvvetleri	12
2.2 Bilgisayar Programı	13
2.2.1 Bilgisayar Programında Yapılan Değişiklikler	15
BÖLÜM 3 ÇATI DÖŞEMESİ HESABI	17
3.1 Döşeme Kalınlığının Tayini	17
3.2 Yük Analizi	19
3.3 Döşemelerin Statik Hesabı	21
3.4 Döşemelerin Betonarme Hesabı	21
3.5 Döşemelerin Fiyatlandırılması	26
3.5.1 Döşeme İmalat Çeşitleri	26
3.5.1.1 Demir İmalatı	26
3.5.1.2 Kalıp İmalatı	27
3.5.1.3 Beton İmalatı	27
3.5.1.4 Sıva İmalatı	28
3.5.1.5 Şap İmalatı	28
3.5.1.6 Eternit Yerleştirilmesi	28

BÖLÜM 4 AŞIKLARIN HESABI	30
4.1 Kirişlere Yük Aktarılması	30
4.1.1 Yük Analizi	30
4.2 Kiriş Genişlikleri	32
4.3 Aşık Kirişlerinin Statik Hesabı	33
4.4 Aşık Kirişlerinin Betonarme Hesabı	35
4.4.1 Eğilme Hesabı	35
4.4.2 Kayma Hesabı	35
4.5 Aşık Kirişlerinin Fiyatlandırılması	53
4.5.1 Aşık Kirişi İmalat Çeşitleri	53
4.5.1.1 Demir İmalatı	53
4.5.1.2 Kalıp İmalatı	54
4.5.1.3 Beton İmalatı	54
4.5.1.4 Sıva İmalatı	54
4.5.1.5 Parapet Duvar İmalatı	54
BÖLÜM 5 KREN HESABI	64
5.1 Kren Kirişi Statik Hesabı	65
5.2 Kren Kirişinin Betonarme Hesabı	72
5.2.1 Eğilme Hesabı	72
5.2.2 Kayma Hesabı	72
5.3 Kren Kirişinin Fiyatlandırılması	81
5.3.1 Kren Kirişi İmalat Çeşitleri	81
5.3.1.1 Demir İmalatı	81
5.3.1.2 Kalıp İmalatı	81
5.3.1.3 Beton İmalatı	82
5.3.1.4 Sıva İmalatı	82
5.4 Kren Konsolu Hesabı	82
5.4.1 Yük Analizi	83
5.4.2 Kren Konsolunun Betonarme Hesabı	85
5.5 Kren Konsolunun Fiyatlandırılması	89
5.5.1 Kren Konsolu İmalat Çeşitleri	89
5.5.1.1 Demir İmalatı	89
5.5.1.2 Kalıp İmalatı	89
5.5.1.3 Beton İmalatı	89
5.5.1.4 Sıva İmalatı	90
BÖLÜM 6 İKİ AÇIKLIKLI ÇERÇEVENİN KOLON VE KİRİŞLERİNİN HESABI	109
6.1 Yük Analizi	109
6.2 Çerçevenin Statik Hesabı	124
6.2.1 Bilgisayar Verileri	124
6.3 Çerçevenin Betonarme Hesabı	149
6.3.1 Kolonların Hesabı	149
6.3.2 Çerçeve Kirişlerinin Betonarme Hesabı	153
6.4 Çerçeve Kiriş ve Kolonlarının Fiyatlandırılması	184

6.4.1 Çerçeve İmalat Çeşitleri	184
6.4.1.1 Demir İmalatı	184
6.4.1.2 Kalıp İmalatı	185
6.4.1.3 Beton İmalatı	186
6.4.1.4 Sıva İmalatı	186
BÖLÜM 7 TEMEL HESABI	197
7.1 Temelin Statik Hesabı	198
7.2 Temellerin Betonarme Hesabı	198
7.2.1 Eğilme Hesabı	198
7.2.2 Kayma Hesabı	201
7.3 Temellerin Fiyatlandırılması	220
7.3.1 Temel İmalat Çeşitleri	220
7.3.1.1 Demir İmalatı	220
7.3.1.2 Kalıp İmalatı	220
7.3.1.3 Beton İmalatı	221
7.3.1.4 Kazı Yapılması	221
7.3.1.5 Kum - Çakıl Serilmesi	222
7.3.1.6 Grobeton İmalatı	222
BÖLÜM 8 SİSTEMİN GENEL MALİYET ANALİZİ	232
8.1 Sistem Toplam Maliyetlerinin Bulunması	232
8.2 Maliyetlerin Karşılaştırılması	232
SONUÇLAR VE ÖNERİLER	235
KAYNAKLAR	238
EKLER	239
ÖZGEÇMİŞ	255

SEMBOL LİSTESİ

A	: Alan
$A_{\text{ç}}$	: Temellerde çember donatısı
A_g	: Gövde donatısı alanı
A_0	: Etriye enkesit alanı ; Etkin yer ivmesi katsayısı
A_s	: Çekme donatısı alanı
A_{sb}	: Pilye kesit alanı
A_{st}	: Kren konsolunda toplam çekme donatısı alanı
A_{sv}	: Kren konsolunda konsol eksenine paralel yerleştirilen kayma donatısı alanı
A_{sw}	: Enine donatı
$A(T)$	: Spektral ivme katsayısı
a	: Mesnet genişliği
b	: Tablalı kesitte etkili tabla genişliği ; Kren konsolu genişliği ; Temel genişliği
b_d	: Bağ kirişinde kiriş genişlik ve yüksekliği
b_n	: Kren konsolu enine genişliği
b_w	: Tablalı kesitte gövde genişliği
c	: Krende yük etkime noktasının kolon yüzüne olan mesafesi
C	: Deprem katsayısı
C_0	: Deprem bölge katsayısı
d	: Faydalı yükseklik
d'	: Beton örtüsü, paspayı
E	: Elastiklik modülü
E_c	: Betonun elastiklik modülü (28 günlük)
f_{cd}	: Beton basınç dayanımı
f_{ctd}	: Beton çekme dayanımı
f_{yd}	: Donatı hesap akma gerilmesi
f_{ywd}	: Etriye donatısının hesap akma gerilmesi
g	: Birim boy veya alana etkiyen toplam yük
h	: Kesit yüksekliği ; Kren köprüsünde kılavuz tekerlekler arası uzaklık

H	: Yapı yüksekliği
h_c	: Kolon enkesit genişliği
h_f	: Tabla kalınlığı
H_k	: Kren hareketlerinden dolayı oluşan enine etki
I	: Atalet momenti ; Yapı önem katsayısı
I_c	: Brüt beton kesitinin atalet momenti
i	: Atalet yarıçapı
K	: Yapı tipi katsayısı
k	: Kolon burkulma boyu katsayısı
K_0	: Zemin yatak katsayısı
L	: Kren köprüsü mesnet açıklığı
l	: Eleman uzunluğu
l_a	: Toplam temel uzunluğu
l_c	: Etriye sarılma bölgesinin uzunluğu
l_x	: Döşeme kısa kenar uzunluğu
l_y	: Döşeme uzun kenar uzunluğu
l_{yn}	: Döşemede uzun kenar doğrultusundaki serbest açıklık
M	: Moment
M_d	: Hesap eğilme momenti
m	: Döşemede uzun kenarın kısa kenara oranı
N	: Normal kuvvet
N_d	: Hesap normal kuvveti
N_k	: Burkulma yükü
P	: Toplam yük ; Kren köprüsünde arttırılmış tekerlek basınç yükü
q_w	: Rüzgar yükü
R	: Kren köprüsü tekerlek basınçları ; Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_a	: Deprem yükü azaltma katsayısı
R_g	: Kren konsolunun kendi yükü
R_m	: Ortalama dayanım
S	: Yapı dinamik katsayısı
$S(T)$	: Spektrum katsayısı

s	: Döşemede maksimum donatı aralığı ; Etriye aralığı
T	: Deprem hesabı yapılan doğrultudaki uzunluk
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
V	: Kesme kuvveti ; Toplam deprem yükü
V_{cr}	: Eğik çatlamayı oluşturan kesme kuvveti
V_d	: Hesap kesme kuvveti
V_k	: Kren hareketlerinden dolayı oluşan boyuna etki
V_r	: Kesitin kesme kuvveti taşıma gücü
V_{wb}	: Pilyeler tarafından karşılanan kesme kuvveti
V_{ws}	: Etriyeler tarafından karşılanan kesme kuvveti
W	: Çerçeve toplam ağırlığı
x	: Tarafsız eksen derinliği
Y_g	: Tablalı kesitte ağırlık merkezinin mesafesi
y	: Krende kedi arabası yüksekliği
ρ	: Çekme donatısı oranı
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
ρ_w	: Etriye donatısı
γ	: Birim hacim ağırlığı
α	: Çatı eğim açısı
α_p	: Döşemede sürekli olan kenar toplam uzunluğunun döşeme çevresine oranı
β	: Moment büyütme katsayısı

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 1.1 İnceleme konusu tek katlı iki açıklıklı betonarme yapı taşıyıcı sisteminde çatı döşemesi, boylama kirişleri, kren konsolu ve tipik çerçeve.	4
Şekil 2.1 Düzlem çerçeve çubuğunda serbestlik dereceleri	5
Şekil 2.2 Düzlem çerçevelerde eleman numaraları ve serbestlik dereceleri	6
Şekil 3.1 Döşeme sistemi	18
Şekil 3.2 Döşeme tipleri ve tabla kalınlıkları	18,19
Şekil 3.3 Döşeme enkesiti	19
Şekil 3.4 Döşeme donatı şeması	22
Şekil 4.1 Aşık kirişleri ve etkili tabla genişlikleri	32
Şekil 4.2 Kenar aşık kirişlerinde moment ve kesme kuvveti diyagramları	33
Şekil 4.3 İç ve mahya aşığı kirişlerinde moment ve kesme kuvveti diyagramları	34
Şekil 4.4 Aşık kirişlerindeki donatı düzeni	36
Şekil 5.1 Kren köprüsü	64
Şekil 5.2 Kren köprüsü tekerlek basınçları	65
Şekil 5.3 Kren kirişi	67
Şekil 5.4 Kren yüklerinden dolayı oluşan moment ve kesme kuvveti değerleri	68
Şekil 5.5 Kren kiriş enkesiti	69
Şekil 5.6 Kren kirişinin kendi ağırlığından dolayı oluşan moment ve kesme kuvveti diyagramları	70
Şekil 5.7 Kren kirişi süperpoze moment ve kesme kuvveti diyagramları	71
Şekil 5.8 Kren konsolu ölçüleri	83
Şekil 5.9 Kren konsoluna etki eden kuvvetler	84
Şekil 5.10 Kren konsolu donatı şeması	86
Şekil 6.1 Çerçeve kiriş enkesiti	109
Şekil 6.2 Çerçeve üzerine gelen düşey yükler	110
Şekil 6.3 Bir çerçeve için yük etki alanı	111

Şekil 6.4	Kren konsolu boyutları	112
Şekil 6.5	Deprem yükleri	117
Şekil 6.6	Rüzgar yükleri	118
Şekil 6.7	Kren konsoluna etki eden kuvvetler	119
Şekil 6.8	Kren sol açıklıkta solda, momentler ve yatay kuvvetler	120
Şekil 6.9	Kren sol açıklıkta sağda, momentler ve yatay kuvvetler	121
Şekil 6.10	Kren sağ açıklıkta solda, momentler ve yatay kuvvetler	122
Şekil 6.11	Kren sağ açıklıkta sağda, momentler ve yatay kuvvetler	123
Şekil 6.12	Sistem şeması	124
Şekil 6.13	Düşey yükler altında M, V, N diyagramları	130
Şekil 6.14	Deprem yükleri altında M, V, N diyagramları	131
Şekil 6.15	Rüzgar yükleri altında M, V, N diyagramları	132
Şekil 6.16	Kren sağ açıklıkta sağda, momentler altında M, V, N diyagramları	133
Şekil 6.17	Kren sağ açıklıkta sağda, yatay kuvvetler altında M, V, N diyagramları	134
Şekil 6.18	Kren sağ açıklıkta solda, momentler altında M, V, N diyagramları	135
Şekil 6.19	Kren sağ açıklıkta solda, yatay kuvvetler altında M, V, N diyagramları	136
Şekil 6.20	Kren sol açıklıkta solda, momentler altında M, V, N diyagramları	137
Şekil 6.21	Kren sol açıklıkta solda, yatay kuvvetler altında M, V, N diyagramları	138
Şekil 6.22	Kren sol açıklıkta sağda, momentler altında M, V, N diyagramları	139
Şekil 6.23	Kren sol açıklıkta sağda, yatay kuvvetler altında M, V, N diyagramları	140
Şekil 6.24	Süperpoze M, V, N diyagramları	148
Şekil 6.25	Kolon donatıları	149
Şekil 6.26	Etriyelerde çiroz gösterimi	152
Şekil 6.27	Çerçeve kirişi	153
Şekil 6.28	Kesme kuvvetinin karşılanması	155
Şekil 6.29	Çerçeve standart donatı şeması	156
Şekil 6.30	Yeni kesitlere göre bulunan süperpoze M, V, N diyagramları	183
Şekil 7.1	Temel boyutları ve yükler	197
Şekil 7.2	Temeldeki moment ve kesme kuvveti diyagramları	199
Şekil 7.3	Temel altındaki gerilme yayılımı	200

Şekil 7.4 Temellerdeki donatı düzeni

202

Şekil 8.1 Maliyet Grafiği

234



TABLO LİSTESİ

	Sayfa No
Tablo 3.1 Döşeme statik hesabı	23
Tablo 3.2 Kısa doğrultuda döşeme hesabı	24
Tablo 3.3 Uzun doğrultuda döşeme hesabı	25
Tablo 3.4 Döşeme oturma şekline göre β değerleri	27
Tablo 3.5 BS16, BÇ I için döşeme maliyeti	29
Tablo 4.1 Kenar aşık kirişlerinde mesnet momenti düzeltmeleri	34
Tablo 4.2 İç ve mahya aşığı kirişlerinde mesnet momenti düzeltmeleri	35
Tablo 4.3 BS16, BÇ III, BÇ I için kenar aşık hesabı	37
Tablo 4.4 BS20, BÇ III, BÇ I için kenar aşık hesabı	38
Tablo 4.5 BS25, BÇ III, BÇ I için kenar aşık hesabı	39
Tablo 4.6 BS30, BÇ III, BÇ I için kenar aşık hesabı	40
Tablo 4.7 BS35, BÇ III, BÇ I için kenar aşık hesabı	41
Tablo 4.8 BS40, BÇ III, BÇ I için kenar aşık hesabı	42
Tablo 4.9 BS45, BÇ III, BÇ I için kenar aşık hesabı	43
Tablo 4.10 BS50, BÇ III, BÇ I için kenar aşık hesabı	44
Tablo 4.11 BS16, BÇ III, BÇ I için iç veya mahya aşığı hesabı	45
Tablo 4.12 BS20, BÇ III, BÇ I için iç veya mahya aşığı hesabı	46
Tablo 4.13 BS25, BÇ III, BÇ I için iç veya mahya aşığı hesabı	47
Tablo 4.14 BS30, BÇ III, BÇ I için iç veya mahya aşığı hesabı	48
Tablo 4.15 BS35, BÇ III, BÇ I için iç veya mahya aşığı hesabı	49
Tablo 4.16 BS40, BÇ III, BÇ I için iç veya mahya aşığı hesabı	50
Tablo 4.17 BS45, BÇ III, BÇ I için iç veya mahya aşığı hesabı	51
Tablo 4.18 BS50, BÇ III, BÇ I için iç veya mahya aşığı hesabı	52
Tablo 4.19 BS16, BÇ III, BÇ I için aşık kirişleri maliyeti	55
Tablo 4.20 BS20, BÇ III, BÇ I için aşık kirişleri maliyeti	56
Tablo 4.21 BS25, BÇ III, BÇ I için aşık kirişleri maliyeti	57
Tablo 4.22 BS30, BÇ III, BÇ I için aşık kirişleri maliyeti	58
Tablo 4.23 BS35, BÇ III, BÇ I için aşık kirişleri maliyeti	59

Tablo 4.24 BS40, BÇ III, BÇ I için aşık kirişleri maliyeti	60
Tablo 4.25 BS45, BÇ III, BÇ I için aşık kirişleri maliyeti	61
Tablo 4.26 BS50, BÇ III, BÇ I için aşık kirişleri maliyeti	62
Tablo 4.27 Aşık maliyetlerinin karşılaştırılması	63
Tablo 5.1 Mesnet momenti düzeltmeleri	71
Tablo 5.2 BS16, BÇ III için kren kirişi hesabı	73
Tablo 5.3 BS20, BÇ III için kren kirişi hesabı	74
Tablo 5.4 BS25, BÇ III için kren kirişi hesabı	75
Tablo 5.5 BS30, BÇ III için kren kirişi hesabı	76
Tablo 5.6 BS35, BÇ III için kren kirişi hesabı	77
Tablo 5.7 BS40, BÇ III için kren kirişi hesabı	78
Tablo 5.8 BS45, BÇ III için kren kirişi hesabı	79
Tablo 5.9 BS50, BÇ III için kren kirişi hesabı	80
Tablo 5.10 BS16, BÇ III için kren konsolu hesabı	87
Tablo 5.11 BS20, BÇ III için kren konsolu hesabı	87
Tablo 5.12 BS25, BÇ III için kren konsolu hesabı	87
Tablo 5.13 BS30, BÇ III için kren konsolu hesabı	87
Tablo 5.14 BS35, BÇ III için kren konsolu hesabı	88
Tablo 5.15 BS40, BÇ III için kren konsolu hesabı	88
Tablo 5.16 BS45, BÇ III için kren konsolu hesabı	88
Tablo 5.17 BS16, BÇ III için kren konsolu hesabı	88
Tablo 5.18 BS16, BÇ III için kren kirişi maliyeti	91
Tablo 5.19 BS20, BÇ III için kren kirişi maliyeti	92
Tablo 5.20 BS25, BÇ III için kren kirişi maliyeti	93
Tablo 5.21 BS30, BÇ III için kren kirişi maliyeti	94
Tablo 5.22 BS35, BÇ III için kren kirişi maliyeti	95
Tablo 5.23 BS40, BÇ III için kren kirişi maliyeti	96
Tablo 5.24 BS45, BÇ III için kren kirişi maliyeti	97
Tablo 5.25 BS50, BÇ III için kren kirişi maliyeti	98
Tablo 5.26 Kren kirişi maliyetlerinin karşılaştırılması	99
Tablo 5.27 BS16, BÇ III için kren konsolu maliyeti	100
Tablo 5.28 BS20, BÇ III için kren konsolu maliyeti	101

Tablo 5.29 BS25, BÇ III için kren konsolu maliyeti	102
Tablo 5.30 BS30, BÇ III için kren konsolu maliyeti	103
Tablo 5.31 BS35, BÇ III için kren konsolu maliyeti	104
Tablo 5.32 BS40, BÇ III için kren konsolu maliyeti	105
Tablo 5.33 BS45, BÇ III için kren konsolu maliyeti	106
Tablo 5.34 BS50, BÇ III için kren konsolu maliyeti	107
Tablo 5.35 Kren konsolu maliyetlerinin karşılaştırılması	108
Tablo 6.1 Çubuk numaraları ve koordinatları	125
Tablo 6.2 Nkot'ların gösterilmesi	125
Tablo 6.3 Yayılı yüklerin gösterilmesi	126
Tablo 6.4 Tekil yüklerin gösterilmesi	126
Tablo 6.5 Tekil momentlerin gösterilmesi	127
Tablo 6.6 Tekil momentlerin çubuk sol uçlarına olan mesafelerin gösterilmesi	127
Tablo 6.7 Tekil momentlerin çubuk sağ uçlarına olan mesafelerin gösterilmesi	127
Tablo 6.8 Çubukların $S_{\beta}(m)$ 'lerinin gösterilmesi	128
Tablo 6.9 Çubukların $C_{\beta}(m)$ 'lerinin gösterilmesi	129
Tablo 6.10 (1) nolu çubuk için süperpozisyon tablosu	141
Tablo 6.11 (2) nolu çubuk için süperpozisyon tablosu	142
Tablo 6.12 (3) nolu çubuk için süperpozisyon tablosu	143
Tablo 6.13 (4) nolu çubuk için süperpozisyon tablosu	144
Tablo 6.14 (5) nolu çubuk için süperpozisyon tablosu	145
Tablo 6.15 (6) nolu çubuk için süperpozisyon tablosu	146
Tablo 6.16 (7) nolu çubuk için süperpozisyon tablosu	147
Tablo 6.17 BS16, BÇ III için kolon hesabı	158
Tablo 6.18 BS20, BÇ III için kolon hesabı	159
Tablo 6.19 BS25, BÇ III için kolon hesabı	160
Tablo 6.20 BS30, BÇ III için kolon hesabı	161
Tablo 6.21 BS35, BÇ III için kolon hesabı	162
Tablo 6.22 BS40, BÇ III için kolon hesabı	163
Tablo 6.23 BS45, BÇ III için kolon hesabı	164
Tablo 6.24 BS50, BÇ III için kolon hesabı	165

Tablo 6.25 BS16, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı	166
Tablo 6.26 BS20, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı	167
Tablo 6.27 BS25, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı	168
Tablo 6.28 BS30, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı	169
Tablo 6.29 BS35, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı	170
Tablo 6.30 BS40, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı	171
Tablo 6.31 BS45, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı	172
Tablo 6.32 BS50, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı	173
Tablo 6.33 BS16, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı	174
Tablo 6.34 BS20, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı	175
Tablo 6.35 BS25, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı	176
Tablo 6.36 BS30, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı	177
Tablo 6.37 BS35, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı	178
Tablo 6.38 BS40, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı	179
Tablo 6.39 BS45, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı	180
Tablo 6.40 BS50, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı	181
Tablo 6.41 Orta kolonlardaki kesit değişimi	182
Tablo 6.42 BS16, BÇ III için çerçeve maliyeti	188
Tablo 6.43 BS20, BÇ III için çerçeve maliyeti	189
Tablo 6.44 BS25, BÇ III için çerçeve maliyeti	190
Tablo 6.45 BS30, BÇ III için çerçeve maliyeti	191
Tablo 6.46 BS35, BÇ III için çerçeve maliyeti	192
Tablo 6.47 BS40, BÇ III için çerçeve maliyeti	193
Tablo 6.48 BS45, BÇ III için çerçeve maliyeti	194
Tablo 6.49 BS50, BÇ III için çerçeve maliyeti	195
Tablo 6.50 Çerçeve maliyetlerinin karşılaştırılması	196
Tablo 7.1 BS16, BÇ III için temel hesabı	204
Tablo 7.2 BS20, BÇ III için temel hesabı	206
Tablo 7.3 BS25, BÇ III için temel hesabı	208
Tablo 7.4 BS30, BÇ III için temel hesabı	210
Tablo 7.5 BS35, BÇ III için temel hesabı	212
Tablo 7.6 BS40, BÇ III için temel hesabı	214

Tablo 7.7	BS45, BÇ III için temel hesabı	216
Tablo 7.8	BS50, BÇ III için temel hesabı	218
Tablo 7.9	BS16, BÇ III için temel maliyeti	223
Tablo 7.10	BS20, BÇ III için temel maliyeti	224
Tablo 7.11	BS25, BÇ III için temel maliyeti	225
Tablo 7.12	BS30, BÇ III için temel maliyeti	226
Tablo 7.13	BS35, BÇ III için temel maliyeti	227
Tablo 7.14	BS40, BÇ III için temel maliyeti	228
Tablo 7.15	BS45, BÇ III için temel maliyeti	229
Tablo 7.16	BS50, BÇ III için temel maliyeti	230
Tablo 7.17	Temel maliyetlerinin karşılaştırılması	231
Tablo 8.1	Toplam maliyetlerin karşılaştırılması	233



ÖZET

Bu çalışmada, tek katlı iki açıklıklı bir endüstri yapı sisteminin beton kalitesindeki değişime göre optimum çözümü aranmıştır. Bu amaçla boylama kirişleri, kren kirişleri, kren konsolu, çerçeve sistemi ve temeller ayrı ayrı gözönüne alınarak bir inceleme yapılmıştır. Döşeme sisteminde böyle bir irdelemeye gerek duyulmamış, daha önce yayımlanmış olan birtakım literatürler gözönünde tutulduğunda malzeme olarak BS16, BÇ I kullanılmasının uygun olduğu düşünülmüştür.

Boylama ve kren kirişleri, şartnamelerde verilen sınır değerler de gözönünde tutularak değişik beton sınıfları için ayrı ayrı incelenmiş, bu elemanların boyut, donatı ve metrajları çıkarılmıştır. Kren konsolu için bir inceleme yapılırken yine değişik beton sınıfları için ayrı ayrı konsol hesapları yapılmış ve konsolların boyut, donatı ve metrajları çıkarılmıştır. Çerçeve sisteminde çerçeveyi oluşturan kolon ve kirişler değişik beton sınıfları için şartnamelerde verilen sınır değerler gözönünde tutularak ayrı ayrı incelenmiş, bu elemanların boyut, donatı ve metrajları çıkarılmıştır. Temeller, üzerlerine gelen yükler esas alınarak sürekli temel olarak düşünülmüş, şartnamelerde verilen sınır değerler gözönünde tutularak değişik beton sınıfları için ayrı ayrı incelenmiş, boyut, donatı ve metrajları çıkarılmıştır.

Yapılan analizler sonucunda, beton sınıflarındaki değişim esas alınarak yapının her beton sınıfı için toplam maliyeti bulunmuş ve böyle bir yapı sisteminde optimum çözüm için gerekli beton sınıfının saptanmasına çalışılmıştır.

SUMMARY

THE EFFECTS OF CONCRETE QUALITIES ON DIMENSIONS AND COSTS OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS OF INDUSTRIAL STRUCTURES

Economic design of structural reinforced concrete systems is still most important problem in design and civil engineering. The experience of the engineers has been mostly used such designing problems but, design problems have become more sensitive and more important subject to be studied for calculating total cost of the system. Alternative solutions can be obtained for a structural system. On the other hand, costs which belong to these solutions can be quite different. That is why the system costs which are the vital component of designing have to be dealt with carefully by designers and civil engineers.

The main purpose in the optimization of a structural system is to get appropriate values for optimum solution of the cost function which is defined for certain load conditions. The cost function needs some boundry conditions to obtain optimum solution. These boundry conditions can be defined as limit values or restrictions which are determined for system basic parameters, system behaviour and system geometry.

Limit values for system behaviour and system geometry are given in specifications for civil engineering. System basic parameters which can be defined as element dimensions, system form and material characteristics have to be determined appropriately and cost function has to be minimized. Restrictions about basic parameters are given in specifications and basic parameters have to be determined according to these restrictions.

Basic parameters can be taken into consideration together while finding out solution of the cost function in the optimization of the structural system. On the other hand, it will be better to take this parameters into consideration seperately in the optimization. In this way the effects of each basic parameter can be seen easily.

In this study, optimum solution of a single-store and double-spanned reinforced concrete industrial structural system shown in Figure 1 is investigated according to the variance of concrete qualities. Sub-systems which are the components of the structural system are studied seperately by using different concrete qualities. For this purpose, purlin-crane beam system, crane bracket, frame system and foundations are studied seperately and costs for these sub-systems are tried to be obtained.

In the investigation of slab system; it is thought that there is no need to make an investigation as made for other sub-systems. This is a convenient approach to use poor concrete and steel when some researches about slab system are taken into consideration.

Concrete qualities which are used while optimizing the structural system are considered BS16, BS20, BS25, BS30, BS35, BS40, BS45, BS50 and sub-systems of the structural system are studied separately by using these concrete qualities. Quality of the steel is not investigated like concrete qualities in the optimization of the system. but, it is thought that using BÇ III as reinforcement is an appropriate approach for this kind of structural systems (excluding slab system) when some researches about optimization of industrial systems are taken into consideration.

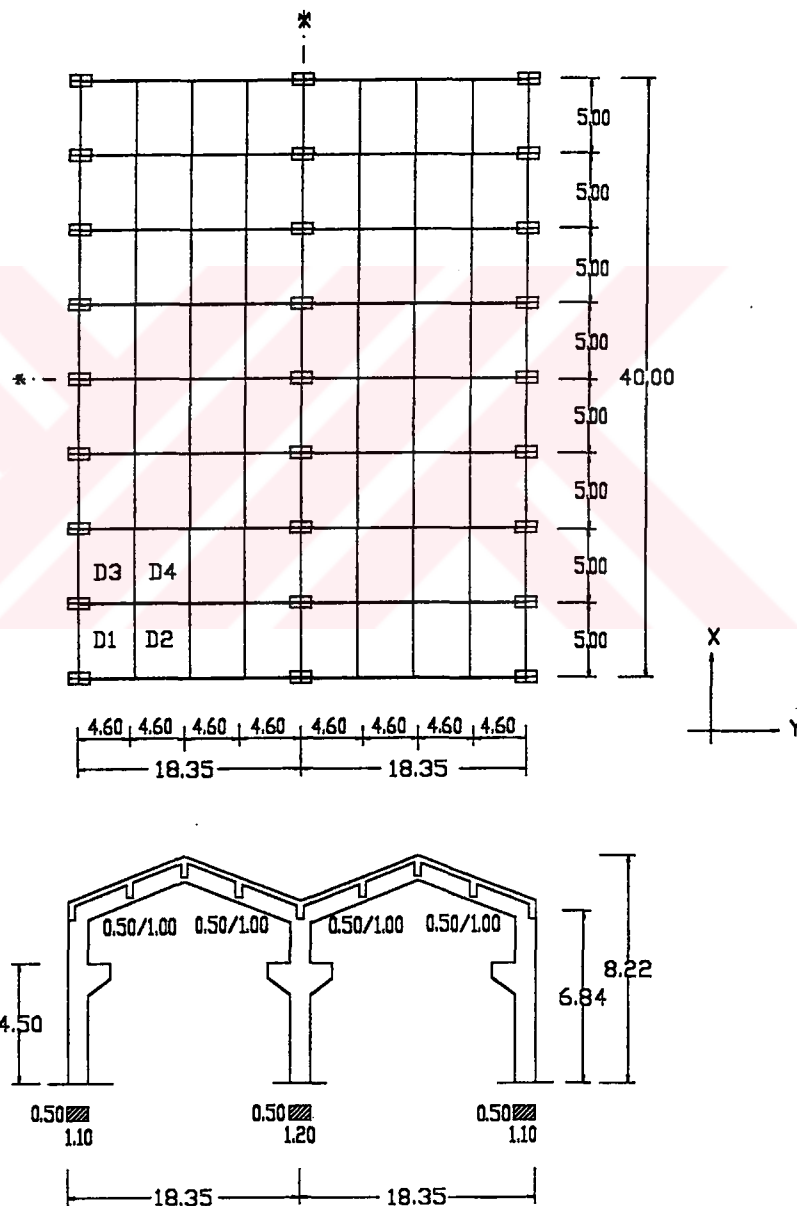


Figure 1 . Industrial structural system

In the investigation of the slab system of the roof ; BS 16, BÇ I are considered as appropriate materials. There are four kind of slabs in structural system according to support conditions. These slabs are shown in Figure 2 below.

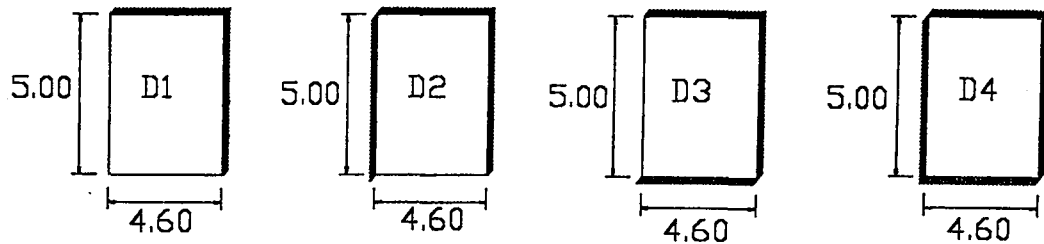
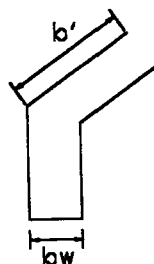


Figure 2 . Different slabs

Slab thicknesses are calculated for each slab and reinforcements are also calculated in x and y direction separately. In addition to this, corner reinforcements which prevent torsion effects are placed at slab corners. Restrictions about reinforcement and slab thickness are taken into consideration while calculating slabs. Slab costs are considered as total of reinforcement, concrete, mould, coating, roof covering and browning coat costs. These costs are calculated separately and whole slab system cost is obtained.

In the investigation of purlin beam system; dimensions, reinforcements and costs of beam system are obtained for different concrete qualities by using restrictions given in specifications. Minimum beam section is selected as $b/h = 20 \text{ cm}/30\text{cm}$ There are two different purlin types according to load conditions and geometry. One type purlin which exist at the edge of the system. These purlin types are nonsymmetrical T-beam geometry and have half load area in comparison to other purlins. In addition to this, there is breastwork load on edge purlins. Other type purlins are ridge purlin and the rest of purlins which does not exist at the edge of the system. These purlin types have symmetrical T-beam geometry and their load area is twice as big as edge purlins. These purlin types are shown in Figure 3. Since there are symmetry axis in x and y directions, structural design calculations can be made for half of the system. In this case moment diagram will be symmetric and shear diagram will be antimetric.

Edge purlins



Ridge and other purlin

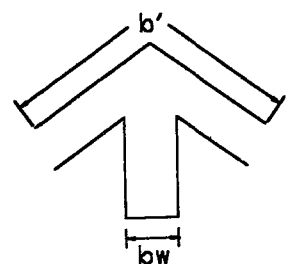
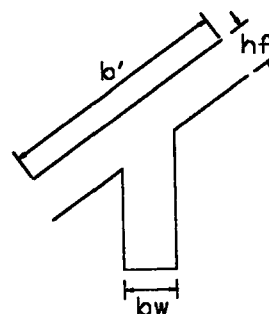


Figure 3 . Purlin beam types

After getting moment and shear values, reinforcement calculations and beam dimensions are obtained according to these values. No bent-up bars as bending reinforcement are used at purlin beams. Additional reinforcements are used at support sections to take negative bending moment. Shear forces are taken by only shear reinforcements. Purlin beam system costs are considered as reinforcement cost, concrete cost, mould cost, coating cost and breastwork wall cost. These costs are calculated separately and whole purlin beam system cost is obtained for every concrete quality.

In the investigation of crane beam system; dimensions, reinforcements and costs of beam system are obtained for different concrete qualities by using restrictions given in specifications. Crane beam sections are selected in rectangular shape. Crane type is selected as commanded from module and crane capacity is selected 10 t. According to crane type values, structural design calculations are made for crane beams. Since there are symmetry axis in x and y directions, structural design calculations can be made for half of the system. In this case moment diagram will be symmetric and shear diagram will be antimetric. After getting moment and shear values, reinforcement calculations and beam dimensions are obtained according to these values. No bent-up bars as bending reinforcement are used at crane beams. Additional reinforcements are used at support sections to take negative bending moment. Shear forces are taken by only shear reinforcements. Crane beam system costs are considered as reinforcement cost, concrete cost, mould cost, coating cost. These costs are calculated separately and whole crane beam system cost is tried to be obtained for every concrete quality.

In the investigation of crane bracket; dimensions, reinforcements and costs of bracket are obtained for different concrete qualities by using restrictions given in specifications. The type of crane bracket is shown in Figure 4.

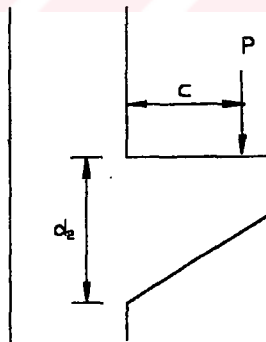


Figure 4 . Crane bracket

Since $c/d_2 < 1$, the crane bracket shown in Figure 4 has to be calculated as short bracket. According to crane type values, structural design calculations are made for crane brackets. After getting moment and shear force values, reinforcement calculations and bracket dimensions are obtained according to these values. Crane bracket costs are considered as reinforcement cost, concrete cost, mould cost, coating

cost. These costs are calculated separately and whole crane bracket cost is obtained for every concrete quality.

In the investigation of frame system; beams and columns which make the frame system as a whole are separately studied. Dimensions, reinforcement and cost of beams and columns are obtained separately for different concrete qualities by using restrictions given in specifications. Frame system is taken as a middle frame system and solved for different load cases to get structural design values. These values are added to get combined values of moment, shear force and axial forces. Reinforcement calculations and dimensions are found out separately for columns and beams. Frame system is shown in Figure 5 below.

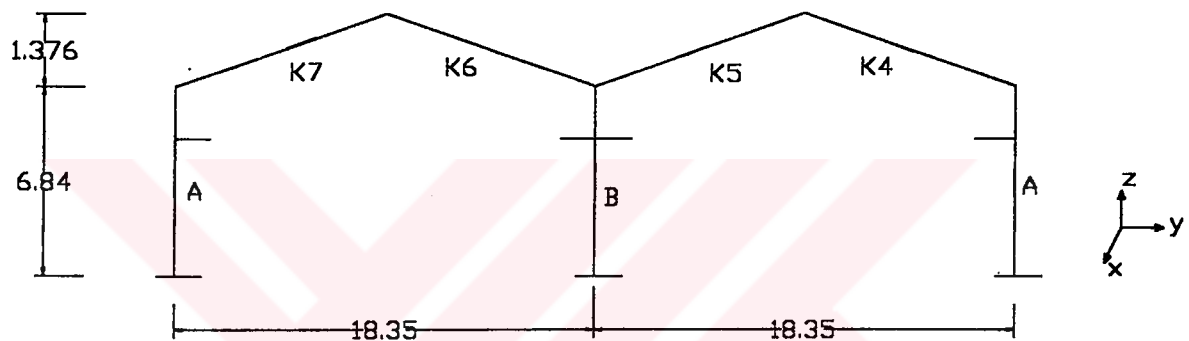


Figure 5 . Frame system

Due to symmetry of the system there are two different columns to be taken into consideration. Column A and Column B are investigated according to their structural design values. Reinforcement calculations and dimensions are obtained by using moment and axial forces for each column type. The check of slenderness is made for each column according to specifications and slenderness is taken into consideration in column calculations. Since there is symmetry axis in z direction there are two different beam types to be taken into consideration. Beam K4 and K7 are the same beams and beam K5 and K6 have the same geometry. All beams have symmetrical T-beam geometry. Reinforcement calculations and dimensions are obtained by using moment, shear force and axial forces for each beam type. Reinforcing bars are designed for both straight bar and bend-up bar. Additional reinforcements are used at support sections to accommodate negative bending moment. Shear forces are taken by bent-up bars and shear reinforcements. Frame system costs are considered as reinforcement cost, concrete cost, mould cost, coating cost. These costs are calculated separately and whole frame system cost is tried to be obtained for every concrete quality. In addition to this, front wall cost and scaffolding cost of the whole structural system are taken into consideration in this part.

The foundation system of the structure is considered as continuous footing when thinking of load cases and values. Dimensions, reinforcement and cost of continuous

footings are obtained for different concrete qualities by using restrictions given in specifications. Continuous footing is considered as inverted T-beam and calculated as elastically supported continuous beam when soil strength is taken into consideration. For this purpose, some nodes are determined under beam and spring constants are defined at this nodes. Spring constants are stated depending on bed constant and load area of the node. Depending on combined load values, structural design calculations are found out and moment, shear force values are obtained. Continuous footing and nodes are shown in Figure 6 below.

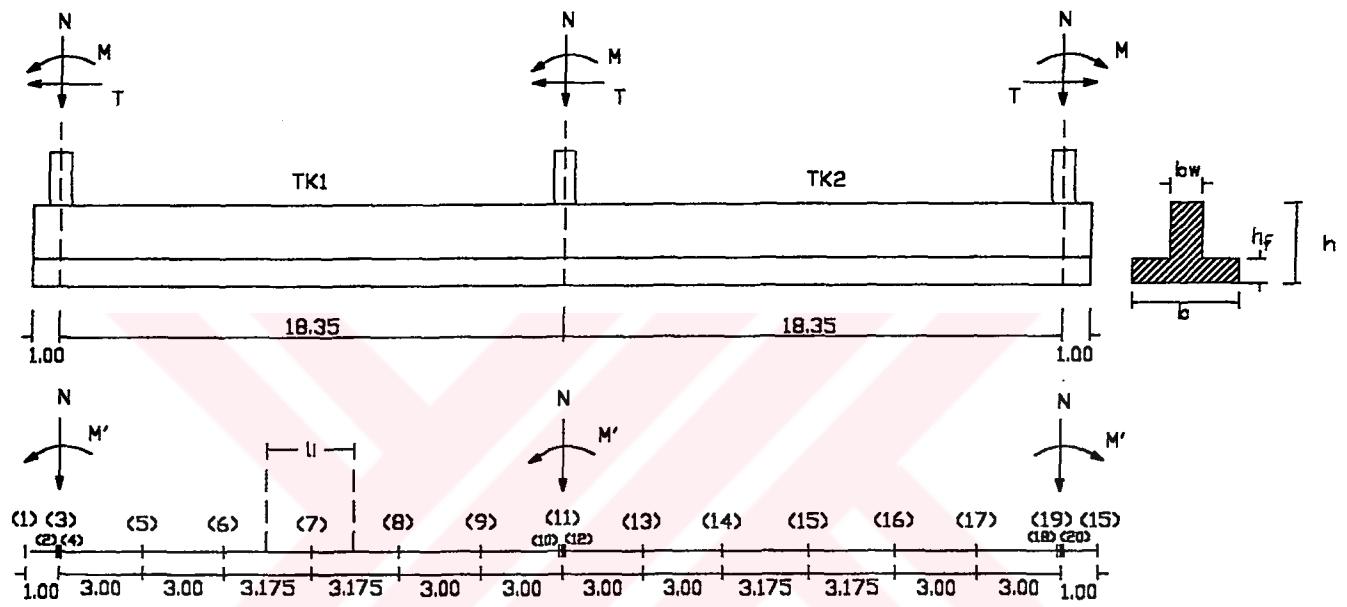


Figure 6 . Continuous footing and nodes

Continuous footings are connected with beams which are placed between two footings to prevent different horizontal displacements. These beams are considered as 30cm $\times$ 30cm rectangular beams. Reinforcements and dimensions are obtained separately for TK1 and TK2. Reinforcing bars are designed both straight bar and bend-up bar. Additional reinforcements are used at support sections to take negative bending moment. Shear forces are accommodated by bent-up bars and shear reinforcements. Continuous footing costs are considered as reinforcement cost, concrete cost, mould cost. These costs are calculated separately and foundation system cost is tried to be obtained for every concrete quality. In addition to this, excavation cost, gravel-sand mixture cost and plain concrete cost are taken into consideration to calculate the total cost of foundations.

As a result of these analyses, total cost of the structure is obtained separately for different concrete qualities and optimum concrete quality is found for the selected industrial structural system.

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Betonarmenin yapı malzemesi olarak kullanılmaya başlanılmasından beri, betonarme yapıların ekonomik bir biçimde düzenlenmesi ve boyutlandırılmasında genellikle yapı mühendisinin tecrübesine dayanan sezgisel bir yaklaşım kullanılmıştır. Son yıllarda yapı sistemlerinin hesaplanması ve boyutlandırılması konusunda bilgisayarlardan yararlanılması ve birçok alternatif çözümün kolaylıkla elde edilmesi, sonuçların değerlendirilmesi konusunda sezgisel yaklaşımların yanında teknolojik gelişmelerin de önemli olduğunu göstermektedir.

Bir yapı sisteminin optimizasyonunda amaç, sistemin esas değişkenlerinin, sistemin davranışı, geometrisi gibi faktörler için getirilen sınırlamalar içinde kalmak şartıyla, belirli yükleme ya da işletme durumları için tanımlanan maliyet fonksiyonunun optimum çözümünü veren değerlerini bulmaktır.

Sistemin davranışı ve geometrisi ile ilgili sınırlamalar şartnamelerde verilen değerler veya denklemlere uyularak sağlanmalıdır. Sistemin esas değişkenleri ise eleman boyutları, sistemin biçimini tanımlayan parametreler ve malzeme mekanik özellikleridir. Bu değişkenler şartnamelerin elverdiği esneklikte kullanılarak yukarıda bahsi geçen maliyet fonksiyonunun minimum olmasına çalışılmalıdır.

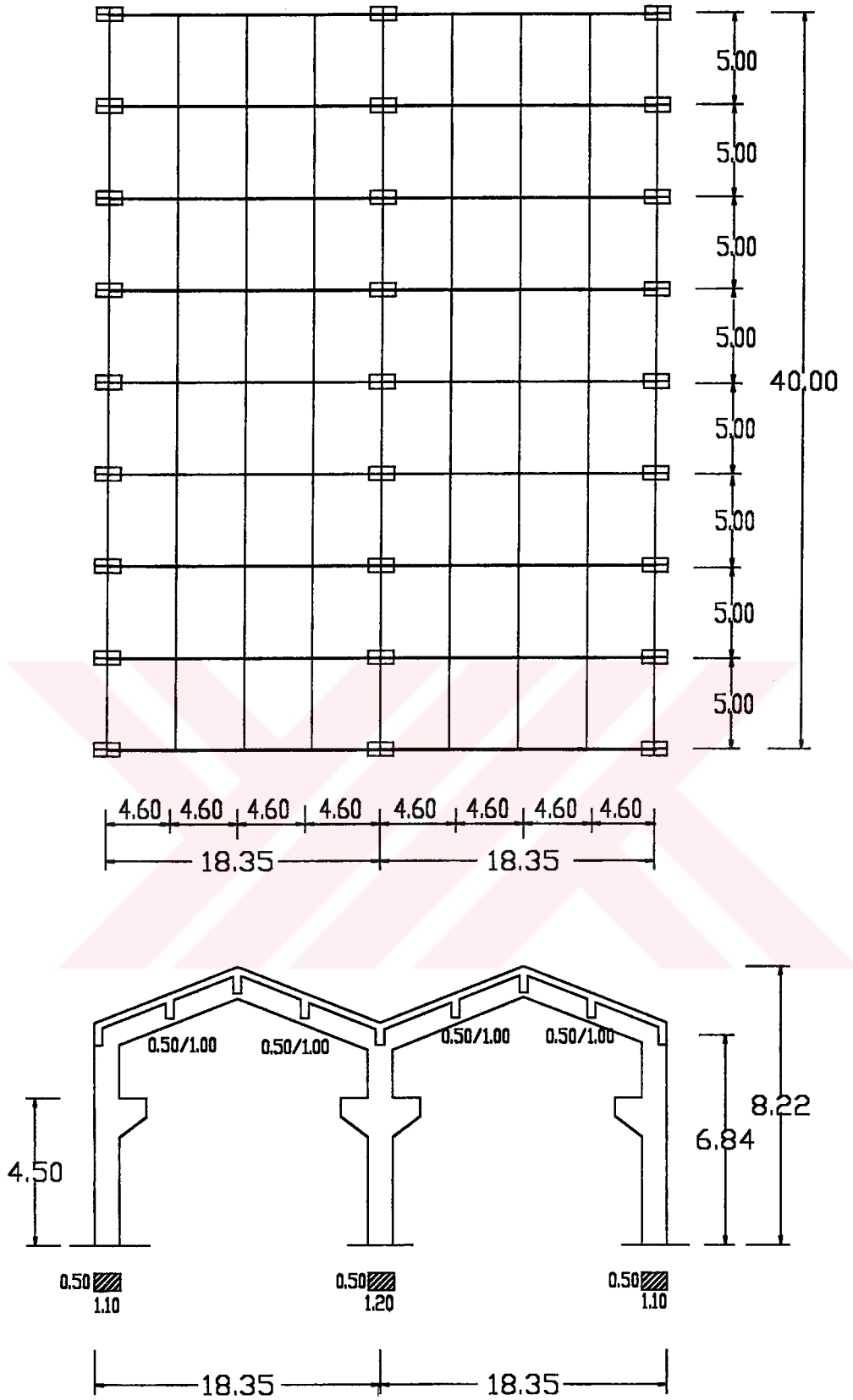
Sistemin esas değişkenleri hep birlikte veya teker teker ele alınarak bir optimizasyona gidilebilir. Esas değişkenlerin ayrı ayrı ele alınarak birtakım çözümlerin elde edilmesi, kullanılan değişkenin maliyet fonksiyonundaki ağırlığını veya yerini tespit edebilme açısından önemlidir.

Bu amaçla taşıyıcı sistemin yapımında, gerek mukavemet gerekse maliyet yönünden sonuç maliyete etkenliği farklı olabilecek beton türleri kullanılarak toplam maliyetlerin

analizine yönelik bir çalışma yapılmıştır. Yapının değişik yerlerinde farklı beton türlerinin kullanılabilceğı düşünölerek yapıyı meydana getiren aşık kirişleri, kren kirişleri, çerçevesler ve temeller gibi alt sistemler ayrı ayrı incelenerek optimum maliyetin hesaplanmasına çalışılmıştır.

Endüstri yapıları çoğunlukla tek katlı betonarme yapılar biçiminde gerçekleştirilmektedir. Bu tip yapıların giderek çoğaldığı ölkemizde ekonomik çözümlerin bulunması yatırımların uygun kullanılması bakımından oldukça önemlidir. Bu nedenle optimum çözümün bulunması, ölkemiz gibi gelişmekte olan ölkeler için minimum maliyetle maksimum faydayı yakalama yolunda önemli bir aşama olmalıdır.





Sekil 1.1 İnceleme konusu tek katlı iki açıklıklı betonarme yapı taşıyıcı sisteminde çatı döşemesi, boylama kirişleri, kren konsolu ve tipik çerçeve

1.1 KONU VE KAPSAM

Bu araştırmada Şekil 1.1’de boyutları ve biçimi verilen tek katlı, iki açıklıklı bir endüstri yapısının beton kalitesindeki değişim esas alınarak optimum çözümü aranmış ve yürürlükte olan şartnameler ışığında ekonomik projelendirme için birtakım esasların saptanmasına çalışılmıştır. Yapı sistemini meydana getiren alt sistemler ayrı ayrı ele alınmış daha sonra bu alt sistemlerin birleştirilmesi ile oluşan taşıyıcı sistemin optimizasyonu yapılmıştır. Yapı sistemini meydana getiren alt sistemler, döşemeler, boylama aşıklar, kirişler, kren kirişleri, kren konsolu, ana çerçeve ve temeller olarak sınıflandırılarak herbiri için beton kalitesindeki değişim esas alınarak optimum çözüm aranmıştır. Fakat döşemeler için böyle bir optimizasyon yapılmasının gereksiz olduğu düşünülerek literatürler de gözönünde bulundurulduğunda BS 16 ve BÇ I malzemelerini kullanmanın yeterli olduğu düşünülmüştür. Optimum çözüm aranırken, örneğin aşıklar, kirişlerinde değişik beton kaliteleri kullanılarak kirişler boyutlandırılmış ve her kullanılan beton sınıfı için bir aşıklar, kiriş maliyeti hesaplanmıştır. Bu şekilde diğer alt sistemler de her beton sınıfı için boyutlandırılıp fiyatlandırılarak toplam yapı maliyetinin bulunmasına çalışılmıştır.

Yapı sisteminin optimizasyonu yapılırken kullanılan beton kaliteleri BS16, BS20, BS25, BS30, BS35, BS40, BS45, BS50 olarak seçilmiştir.

Çalışmaya konu olan betonarme yapı sisteminin optimizasyonunda kullanılacak demir kalitesi için beton kalitesinde yapılan türde bir analiz yapılmamış, fakat bu konuda yayımlanmış literatürler gözönünde bulundurulduğunda donatı olarak BÇ III kullanılması ve sadece aşıklar, kirişlerinde yardımcı donatı olarak BÇ I kullanılmasının uygun olacağı görülmüştür.

Yapı sisteminin statik ve betonarme hesapları yapılırken yapının I. Deprem bölgesinde olduğu ve zemin emniyet gerilmesinin $\sigma_{zem} = 30 \text{ t / m}^2$ olduğu düşünülmüştür. Ayrıca kren tipi olarak motorlu sepetten kumandalı kren seçilmiş ve kren kaldırma kapasitesi 10 t. olarak alınmıştır.

Betonarme yapı sisteminin optimizasyonunda taşıma gücü ilkeleri kullanılarak hesaplar yapılmıştır. Yapı sisteminin maliyetinin bulunmasında gerekli olan birim fiyatlar, Bayındırlık Bakanlığı'nın 1997 yılı için yayımladığı birim fiyatlardan alınmıştır.



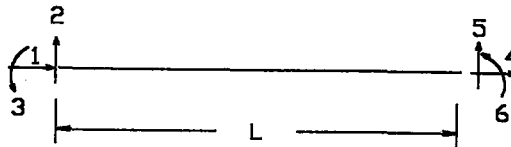
BÖLÜM 2

DÜZLEM ÇERÇEVELERİN ÇÖZÜMÜNDE KULLANILAN BİLGİSAYAR PROGRAMININ TANITIM VE GELİŞTİRİLMESİ

2.1 RİJİTLİK MATRİSİ YÖNTEMİ

Taşıyıcı sistemlerin güvenlikle boyutlandırılması için, taşıyıcı sisteme ait moment, kesme kuvveti ve normal kuvvet gibi kesit zorlarının saptanması gerekir. İnşaat mühendisliğinde karşılaşılan sistemlerin birçoğu hiperstatik sistemdir, yani kesit zorları mekaniğin denge denklemleri ile bulunamaz. Hiperstatik sistemlerin çözümünde genel olarak deformasyon teoremleri ana rol oynar. Bilinmeyen sayısı ile denge denklemleri sayısı arasındaki fark kadar denklem, şekil değiştirme teoremlerinden yararlanılarak yazılabilir ve böylece bilinmeyen kuvvet sayısına eşit sayıda denklem takımı elde edilerek problemin çözümü sağlanır. Bu tür sistemlerin çözümünde kullanılan birtakım genel ve özel çözüm yöntemleri vardır. Çözümler yapılırken hesaplamaların yoğun olması sebebiyle bilgisayar kullanılması yoluna gitmek daha kolay ve zaman açısından daha ekonomik bir çözüm yolu olmaktadır. Bu çalışmada kullanılan bilgisayar programının dayandığı çözüm yöntemi *rijitlik matrisi yöntemi*dir. Bu yöntemde, sistemi oluşturan elemanların her biri için ayrı bir eleman rijitlik matrisi oluşturulup daha sonra bu rijitlik matrislerinin ortak eksen takımına indirgenerek süperpoze edilmesiyle sistem rijitlik matrisi bulunur ve çözüm elde edilir.

2.1.1 Düzlem çerçeve çubuğun rijitlik matrisi katsayıları



Şekil 2.1 Düzlem çerçeve çubuğunda serbestlik dereceleri

Düzlem çerçeve çubuğunda altı tane serbestlik derecesi tanımlanır. Sıra ile 1, 2, 3, 4, 5, 6. serbestlik dereceleri doğrultusunda birim yerdeğiştirme verilir, çubuğun uç kuvvetleri hesaplanır. Bulunan bu uç kuvvetleri, çubuğun 6×6 boyutundaki eleman rijitlik matrisini oluşturan birim kuvvetlerdir. k rijitlik matrisi,

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix}$$

şeklinde yazılır.

Örnek olarak,

k_{13} : (1) nolu serbestlik derecesi yönünde birim yer değıştirme verildiğinde (3) nolu serbestlik derecesi yönünde oluşan birim uç kuvvet.

k_{25} : (2) nolu serbestlik derecesi yönünde birim yer değıştirme verildiğinde (5) nolu serbestlik derecesi yönünde oluşan birim uç kuvvet.

Bu şekilde hesaplanan birim uç kuvvetlerinin oluşturduğu çerçeve çubuğu rijitlik matrisi aşağıda gösterilmiştir.

$$[k] = \begin{bmatrix} (EF/L) & 0 & 0 & (-EF/L) & 0 & 0 \\ 0 & (12EI/L) & (6EI/L^2) & 0 & (-12EI/L) & (6EI/L^2) \\ 0 & (6EI/L^2) & (4EI/L) & 0 & (-6EI/L^2) & (2EI/L) \\ (-EF/L) & 0 & 0 & (EF/L) & 0 & 0 \\ 0 & (-12EI/L) & (-6EI/L^2) & 0 & (12EI/L) & (-6EI/L^2) \\ 0 & (6EI/L^2) & (2EI/L) & 0 & (-6EI/L^2) & (4EI/L) \end{bmatrix}$$

2.1.2 Eksenlerin Döndürülmesi

Yukarıda bulunan rijitlik matrisi, çubuk eksenlerine göre çıkarılmış rijitlik matrisidir. Daha önce açıklandığı üzere, sistemi oluşturan çubukların eksenleri birbirinden farklı olduğundan, her bir çubuk için bulunan çubuk rijitlik matrisleri ortak bir eksenle tarif edilmelidirler. Bu amaçla, çubuk eksenlerine göre çıkarılmış çubuk rijitlik matrisleri, her çubuk için ayrı ayrı tanımlanan dönüştürme matrisleri kullanılarak, bütün sistem için tanımlanan ortak eksenlere indirgenir. Sözü geçen dönüştürme matrisi, çubuk eksenleri ile ortak eksenler arasındaki açılara bağlı olarak hesaplanan doğrultu cosinüsleri matrisidir.

$[k]_{xyz}$: Çubuk eksenlerine göre bulunan rijitlik matrisi,

$[t]$: Dönüştürme matrisi,

$[K]_{XYZ}$: Ortak eksenlere göre bulunan rijitlik matrisi,

olarak tanımlandığında, $[k]_{xyx} = [t] \times [K]_{XYZ}$ bağıntısı yardımı ile ortak eksenlere göre tanımlanan rijitlik matrisi $[K]_{XYZ}$ bulunur. Bu işlem her çubuk için yapıldığında sisteme ait bütün çubukların ortak eksenlere göre rijitlik matrisleri bulunmuş olur.

2.1.3 Sistem Rijitlik Matrisinin Çıkarılması

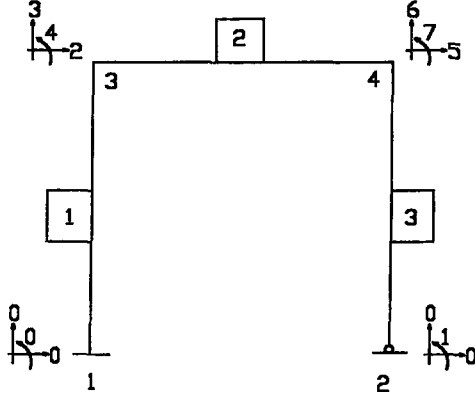
Taşıyıcı sistemin rijitlik matrisini bulmak için kod numaraları yöntemi uygulanır. Bir çubuğun baş ve son düğüm noktalarının numaraları o çubuğun taşıyıcı sistem içinde konumunu gösterir. Her düğüm noktasında belli bir sayıda serbestlik derecesi vardır. Bir mesnette en fazla üç çeşit yer değiştirme olabilir.

- Yatay öteleme
- Düşey öteleme
- Dönme

Bir mesnette hangi çeşit yer değiştirme serbest değilse 0 (sıfır) numara verilir. Serbest olan yer değiştirmeler sıra ile numarandırılır. Her düğüm noktasında serbestlik derecesi kadar bilinmeyen mevcuttur. [1]

Kod numaraları yöntemine örnek olarak Şekil 2.2 deki sistem gözönüne alınsın. Düğüm noktalarına numara verilir. (1) mesnetinde üç çeşit yer değiştirme de serbest

değildir, sıfır değerlerini alır. (4) mesnetinde ise, yalnız dönme serbesttir. (2) ve (3) düğüm noktalarında üç serbestlik te vardır.



Sekil 2.2

ÇUBUK	DÜĞÜM	KOD NO						
1	(1-3)	0	0	0	2	3	4	
2	(3-4)	2	3	4	5	6	7	
3	(2-4)	0	0	1	5	6	7	

(1) nolu çubuğun rijitlik matrisi,

$$[k]_1 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 2 & 3 & 4 \\ k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix} \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix}$$

(2) nolu çubuğun rijitlik matrisi,

	2	3	4	5	6	7	
[k] ₂ =	k ₁₁	k ₁₂	k ₁₃	k ₁₄	k ₁₅	k ₁₆	2
	k ₂₁	k ₂₂	k ₂₃	k ₂₄	k ₂₅	k ₂₆	3
	k ₃₁	k ₃₂	k ₃₃	k ₃₄	k ₃₅	k ₃₆	4
	k ₄₁	k ₄₂	k ₄₃	k ₄₄	k ₄₅	k ₄₆	5
	k ₅₁	k ₅₂	k ₅₃	k ₅₄	k ₅₅	k ₅₆	6
	k ₆₁	k ₆₂	k ₆₃	k ₆₄	k ₆₅	k ₆₆	4

(3) nolu çubuğun rijitlik matrisi,

	0	0	1	5	6	7	
[k] ₃ =	k ₁₁	k ₁₂	k ₁₃	k ₁₄	k ₁₅	k ₁₆	0
	k ₂₁	k ₂₂	k ₂₃	k ₂₄	k ₂₅	k ₂₆	0
	k ₃₁	k ₃₂	k ₃₃	k ₃₄	k ₃₅	k ₃₆	1
	k ₄₁	k ₄₂	k ₄₃	k ₄₄	k ₄₅	k ₄₆	5
	k ₅₁	k ₅₂	k ₅₃	k ₅₄	k ₅₅	k ₅₆	6
	k ₆₁	k ₆₂	k ₆₃	k ₆₄	k ₆₅	k ₆₆	7

olarak kod no'ları rijitlik matrislerinin üst satır ve yan sütunlarına gelecek şekilde yazılır.

Taşıyıcı sistemin rijitlik matrisinin elemanları bu kod no'larına göre bulunur. Örneğin K_{11} , K_{14} , K_{23} değerleri,

$$K_{11} = (k_{33})_3 \quad (2.1)$$

$$K_{14} = 0 \quad (2.2)$$

$$K_{23} = (k_{54})_1 + (k_{21})_2 \quad (2.3)$$

olarak bulunur.

Sistem rijitlik matrisinin boyutu Şekil 2.2 'deki sistemde 7×7 'dir. Yani bilinmeyen sayısı şayet n ise, sistem rijitlik matrisinin boyutu $n \times n$ olacaktır.

2.1.4 Düğüm Noktalarındaki Dış Kuvvetler Matrisi

Bir taşıyıcı sisteme etki eden dış yükler,

- sistemin düğüm noktalarında,
- çubuklar üzerinde

etki ederler.

Sistemin düğüm noktasına etki eden dış yükler, yer değiştirme yönleri ile aynı yönde ise pozitif, aksi yönde ise negatif alınır. Çubuklar üzerine etki eden tekil veya yayılı yüklerdir. Çubuklar uçlarda ankastre kabul edilerek uç noktalarında ankastrelik reaksiyonları hesaplanır. Uç noktalarındaki bu uç ankastrelik reaksiyonları 'etki=tepki' prensibine göre ters işaretli düğüm noktalarına etki ederler.

Bu açıklamalar ışığında,

[p]: Düğüm noktalarındaki dış kuvvet sütun matrisi,

[N]: Düğüm noktalarındaki dış yük sütun matrisi,

[f]: Çubuk uçlarındaki uç ankastrelik sütun matrisi

olmak üzere $[p] = [N] - [f]$ olarak yani, düğüm noktalarına etki eden dış yüklerden oluşan dış yük sütun matrisinden, çubuk eksenine üzerine etki eden düzgün yayılı ve/veya tekil yüklerden dolayı çubuk uçlarında meydana gelen uç ankastrelik sütun matrisinin çıkarılması ile elde edilir.

Çubuk uçlarındaki uç ankasrelik sütun matrisi, her çubuk için çubuk eksenlerine bağlı olarak ayrı ayrı bulunur. Daha sonra bulunan bu sütun matrisleri, ortak eksenlere göre yazılırlar. Her çubuk için [p] dış kuvvet sütun matrisi bulunduktan sonra kod numaraları yöntemi uygulanarak sisteme ait dış kuvvet sütun matrisi [P] bulunur.

2.1.5 Taşıyıcı sistemin rijitlik denklemi

Sistemin [K] rijitlik matrisi ve [P] dış kuvvetler matrisi bilindiğine göre, sistemin düğüm noktalarındaki yer değiştirmeler [D] ile gösterilirse, N bilinmeyenli taşıyıcı sistemin rijitlik denklemi,

$$P_1 = K_{11} D_1 + K_{12} D_2 + \dots + K_{1N} D_N \quad (2.4)$$

$$P_2 = K_{21} D_1 + K_{22} D_2 + \dots + K_{2N} D_N \quad (2.5)$$

$$\begin{aligned} & \cdot \\ & \cdot \\ & \cdot \\ & \cdot \\ & P_N = K_{N1} D_1 + K_{N2} D_2 + \dots + K_{NN} D_N \end{aligned} \quad (2.6)$$

şeklinde yazılabilir. Bu denklemden düğüm noktaları yer değiştirme sütun matrisi [D] hesaplanabilir.

2.1.6. Çubuk uç kuvvetleri

Bulunan yer değiştirme sütun matrisi [D] ortak eksenlere göre bulunan sistem yer değiştirme matrisidir. Kod numaraları yöntemi uygulanarak her çubuğun ortak eksenlere göre yer değiştirme matrisi bulunabilir. Bu durumda çubuk uç kuvvetleri,

$$[p] = [k] \times [d] + [f] \quad (2.7)$$

olarak yazılır. Bu denklemde,

- [k] : Ortak eksenlere göre her bir çubuğun rijitlik matrisi,
- [d] : Ortak eksenlere göre her bir çubuğun yer değiştirme matrisi,

- [f] : Ortak eksenlere göre her bir çubuğun uç ankastrelik reaksiyonları matrisi

olarak yazılır.

2.2 BİLGİSAYAR PROGRAMI

Açıklanan rijitlik matrisi yöntemiyle düzlem çerçevelerin çözümü için kullanılan bir bilgisayar programıdır. [1]

Bilgisayara giriş yapmadan önce aşağıda belirtilen işlemler sıra ile yapılır.

1. Düzlem çerçevenin çubuk eksenlerini, düğüm noktalarını ve mesnet koşullarını gösteren bir şekil çizilir.
2. Düğüm noktaları belli bir kurala göre numaralandırılır.
3. Çubuklar bir kurala bağlı olmaksızın numaralandırılır.
4. Mesnetlerde ve düğüm noktalarında yer değiştirme yönleri işaretlenir. Serbest olmayan yer değiştirme doğrultuları sıfır alınır. Diğerleri numaralandırılır.
5. Çubuk düğüm noktası yükleri işaretlenir.
6. Çubukların alanı, atalet momenti ve koordinatları bir tabloda belirtilir. Çubuk sayısı, bilinmeyen sayısı, yükleme sayısı, rijitlik matrisi satır ve sütun sayısı tespit edilir.
7. Her çubuk için kod numaraları belirlenir.
8. Her çubuğun ankastrelik uç reaksiyonları hesaplanır.

Bilgisayar programında:

1. ME : Çubuk sayısı
N=IS : Bilinmeyen sayısı
LS : Yükleme sayısı
NS : Rijitlik matrisi satır ve sütun sayısı

ME, N, LS, NS bilgisayara verilir.

2. AL : Çubuk alanı

- XI : Çubuk atalet momenti
 XYI : Seçilen koordinat ekseninde çubuk i ucu apsisi
 XYJ : Seçilen koordinat ekseninde çubuk j ucu apsisi
 XZI : Seçilen koordinat ekseninde çubuk i ucu ordinatı
 XZJ : Seçilen koordinat ekseninde çubuk j ucu ordinatı

AL, XI, XYI, XYJ, XZI, XZJ bilgisayara her çubuk için sıra ile sütun esasına göre verilir.

3. NKOT : Çubuk uç kod numaraları
 NKOT, bilgisayara her çubuk için sıra ile sütun esasına göre verilir.

4. FIXX : Çubuk ankastrelik reaksiyonları
 FIXX, bilgisayara her çubuk için sıra ile sütun esasına göre verilir.

5. CP : Düğümlerdeki dış yükler
 CP, bilgisayara her çubuk için sıra ile sütun esasına göre verilir.

Bilgisayar programında yapılan işlemler:

1. Her çubuğun, boyu, eksenel rijitliği, eğilme rijitlikleri ve rijitlik matrisi hesaplanır.
2. Her çubuğun doğrultu cosinüsleri matrisi hesaplanır.
3. Her çubuğun ortak eksenlere göre rijitlik matrisi bulunur.
4. Çubuk eksenlerine göre verilen uç ankastrelik reaksiyonları ortak eksenlere çevrilir.
5. Kod numaraları yöntemine göre taşıyıcı sistemin rijitlik matrisi teşkil edilir.
6. Düğüm noktalarındaki dış kuvvetlerin sütun matrisi bulunur.
7. Her doğrultudaki yer değiştirmeler N bilinmeyenli taşıyıcı sistem rijitlik denklemi çözülerek bulunur.
8. Her bir çubuğun ortak eksenlere göre, yer değiştirme sütun matrisi hesaplanır.
9. Ortak eksenlere göre çubuk uç kuvvetleri bulunur.
10. Çubuk eksenlerine göre çubuk uç kuvvetleri hesaplanır.

Görüldüğü gibi bu programda, sistemdeki çubukların her birinin, değişik yüklemeler altında ankastrelik uç reaksiyonları ayrı ayrı hesaplanması gerekmektedir. Özellikle çok çubuklu sistemlerde ve yükleme sayısının çok olduğu sistemlerde bu reaksiyonların el ile hesaplanması ve elde edilen değerlerin çokluğu nedeniyle data olarak bilgisayara girilmesi oldukça zahmetli olmaktadır. Bu amaçla bilgisayar programına bir takım eklemeler yapılarak bu zahmetin ortadan kaldırılmasına çalışılmıştır.

2.2.1 Bilgisayar programında yapılan değişiklikler

Çubuk ankastrelik reaksiyonlarının el ile hesaplanması oldukça zahmetli olduğundan bu işlemin uygun data girişiyle bilgisayara yaptırılması yoluna gidilmiştir. Ayrıca değişik kesitlerle hesap yapılmasının kolaylaşması bakımından çubuk alanları ve atalet momentleri değerlerinin hesabı da bilgisayara yaptırılmıştır. Böylece hem el ile yapılan hesaplar minimuma indirilerek hata yapılması riski azaltılacak hem de bilgisayar data girişi daha basit olacaktır.

Çubuk ankastrelik reaksiyonlarının, çubuk alanlarının ve çubuk atalet momentlerinin bilgisayar tarafından hesaplanabilmesi için bilgisayara data olarak bazı verilerin ek olarak girilmesi gerekmektedir. Bu veriler;

B: Çubuk elemanın genişliği (m),

Y: Çubuk elemanın yüksekliği (m),

XP: Çubuk eleman üzerindeki yayılı yükler (t/m),

YK: Çubuk eleman üzerindeki tekil yükler (t),

XMO: Çubuk eleman üzerindeki tekil momentler (tm),

AL₁: Çubuk eleman üzerindeki tekil momentin çubuk sol ucuna mesafesi (m),

AL₂: Çubuk eleman üzerindeki tekil momentin çubuk sağ ucuna mesafesi (m),

SBETA: Çubuk eleman üzerinde bulunan yayılı yükün çubuk eleman ile, saat akrebi yönünde yaptığı açının sinüsü,

CBETA: Çubuk eleman üzerinde bulunan yayılı yükün çubuk eleman ile, saat akrebi yönünde yaptığı açının cosinüsü,

Burada XP, YK, XMO, AL₁, AL₂, SBETA, CBETA her yük durumu gözönüne alınarak her çubuk ayrı ayrı yazılırlar. Sistemdeki çubuk sayısı ME ve sistemdeki yükleme sayısı LS ise bu ifadeler , örneğin yayılı yük XP(LS,ME) şeklindedir. Örnek olarak,

XP(4,8): 8 no'lu çubuk üzerine 4 no'lu yüklemeden gelen yayılı yük,

XMO(2,6): 6 no'lu çubuk üzerine 2 no'lu yüklemeden gelen tekil moment,

AL2(3,4): 4 no'lu çubuk üzerine 3 no'lu yüklemeden gelen tekil momentin 4 no'lu çubuğun sağ ucuna olan mesafesi,

CBETA(1,5): 5 no'lu çubuk üzerine 1 no'lu yüklemeden gelen yayılı yükün, 5 no'lu çubuk ile saat akrebi yönünde yaptığı açının cosinüsü,

yazılabilir. Bu ifadeler her çubuk için yazıldıktan sonra gerekli olan çubuk ankastrelik reaksiyonları, yazılmış olan bu ifadelere bağlı olarak elde edilirler. Örneğin N tane yükleme olan bir sistemde herhangi bir çubukta her yüklemeden dolayı oluşacak olan çubuk ankastrelik reaksiyonları formül olarak programda FIXX data bloğu kısmına yazılırsa program otomatik olarak her yükleme için her çubukta oluşacak çubuk ankastrelik reaksiyonları matrisini oluşturacaktır. Böylelikle sistem üzerindeki yüklerin tanımlanması ile çubuk ankasrelik uç reaksiyonları kendiliğinden bulunmuş olur. Sistemdeki yük değerlerinin değişmesi halinde de çubuk uç reaksiyonları matrisi otomatikman değişecek ve fazladan işlem yapılmasına gerek duyulmayacaktır.

Bilgisayara giriş yapılırken Bölüm 2.2'de yapılan işlemler aynen yapılır. Fakat çubuk ankastrelik reaksiyonları hesaplanmaz. Bunun yerine çubukların koordinatları, eleman genişlik ve yüksekliği, kod numaraları, tekil yükler , yayılı yükler, tekil momentler, tekil momentlerin yerini gösteren AL₁ ve AL₂ sayıları ve yayılı yük ile çubuk arasındaki açıyı gösteren SBETA ve CBETA sayıları her çubuk için sıra ile sütun esasına göre verilir. Bu şekilde girilen datalar kullanılarak çubuk ankastrelik reaksiyonları ve çubuk uç kuvvetleri bilgisayar tarafından hesaplanır. Bölüm 6'da iki açıklıklı ana çerçevenin çözümü yapılırken yukarıda yazılı olan datalar hazırlanıp tablolar halinde verilmiştir. Çerçevenin çözümü bu program ile yapılmış ve sonuçlar elde edilmiştir. Kullanılan bilgisayar programı Ek A'da verilmiştir.

BÖLÜM 3

ÇATI DÖŞEMESİ HESABI

Çatı döşeme sisteminde yapılabildiği durumlarda BS16 / BÇ I malzemelerini kullanmanın daha uygun çözüm vereceği görülmüştür [2]. Bu bağlamda çalışmaya konu olan endüstri yapısının çatı döşeme sistemi BS16 / BÇI kullanılarak çözülecek ve çatı sistemi maliyeti hesaplanacaktır.

3.1 DÖŞEME KALINLIĞININ TAYİNİ

Şartnamede döşeme kalınlığı için verilen formül kullanılmıştır. [4]

$$h_f \geq l_{yn} \times (800 + \beta \times f_{yd}) / (36000 + 5000 \times m \times (1 + \alpha_p)) \quad (3.1)$$

l_{yn} : Uzun kenar doğrultusundaki serbest açıklık,

f_{yd} : Çelik akma dayanımı,

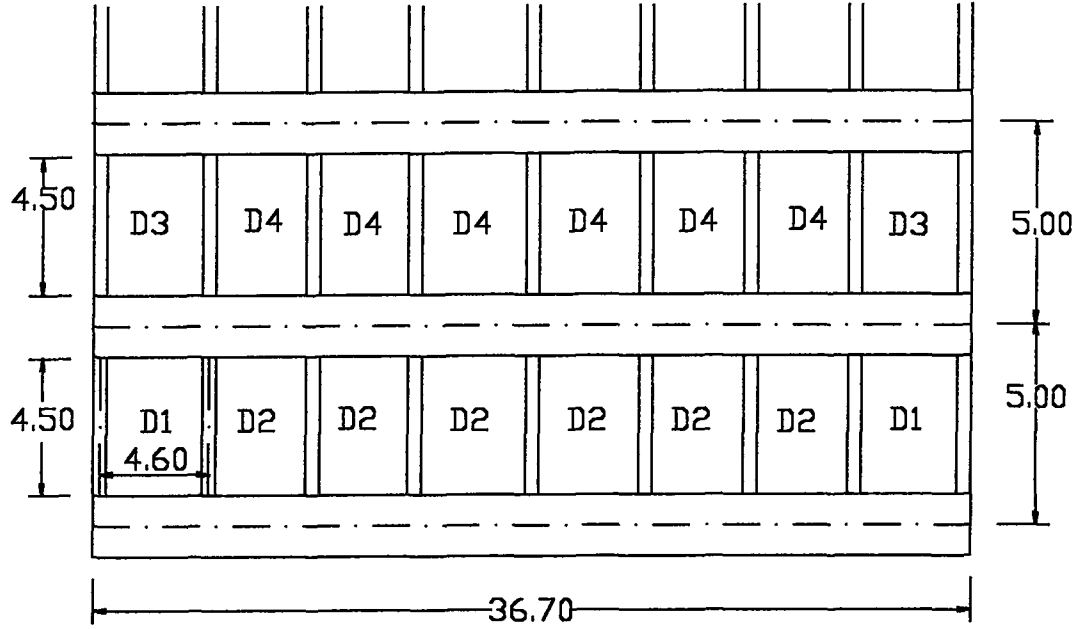
m : Uzun kenarın kısa kenara oranı,

α_p : Sürekli olan kenar toplam uzunluğunun döşeme çevresine oranı,

β : 0.07

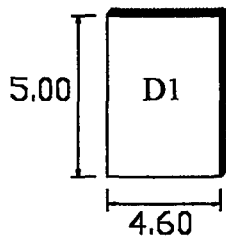
olarak tanımlanmıştır. Ayrıca şartnamede deprem bölgelerinde yapılan yapılar için minimum döşeme kalınlığı 8 cm. verilmiştir.

Çalışmaya konu olan endüstri yapısındaki döşeme sistemi aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.

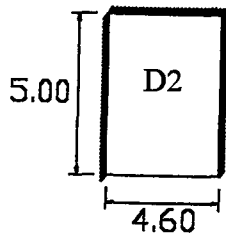


Sekil 3.1 Döşeme sistemi

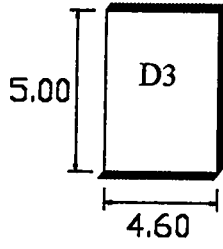
Gösterilen döşeme tiplerinin formül (3.1) yardımıyla h_f kalınlıkları,



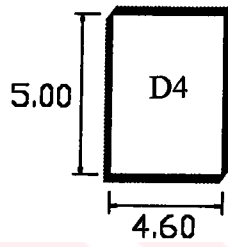
$$h_f \geq 9.51 \text{ cm}$$



$$h_f \geq 9.22 \text{ cm}$$



$$h_f \geq 9.29 \text{ cm}$$

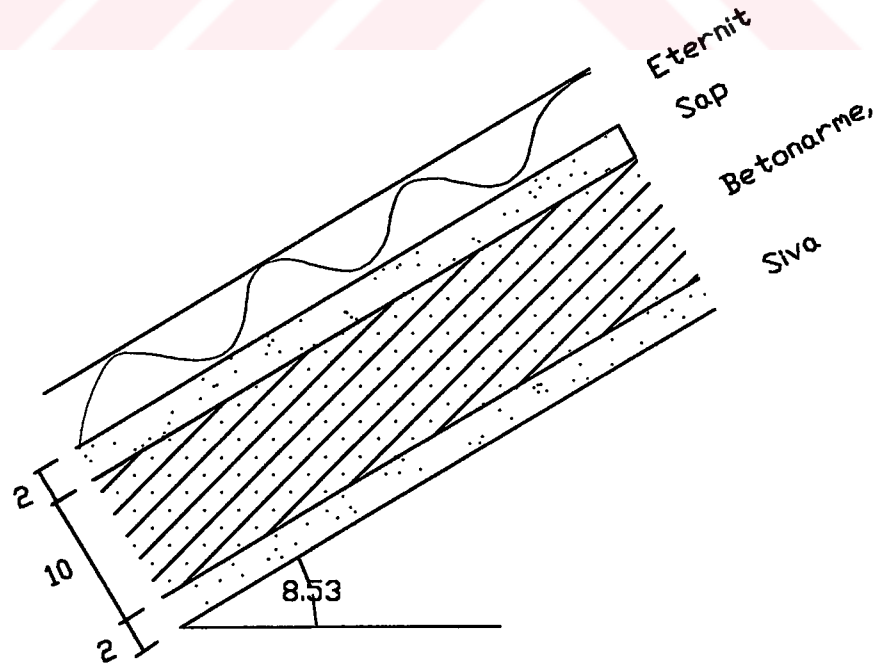


$$h_f \geq 8.96 \text{ cm}$$

Şekil 3.2 Döşeme tipleri ve tabla kalınlıkları

olarak bulunmuştur. h_f kalınlığı 10 cm. olarak seçilmiştir.

3.2 YÜK ANALİZİ



Şekil 3.3 Döşeme enkesiti

1. Döşeme Yüğü ;

$$g_{d\ddot{s}}=h_f \times 2.5=0.10 \times 2.5 = 0.25 \text{ t/m}^2 \quad (3.2)$$

olarak alınmıştır.

2. Dalgalı Eternit Yüğü ;

$$\text{şartnameden } g_e=0.020 \text{ t/m}^2$$

olarak alınmıştır. [5]

3. şap (2cm kalınlığında) ;

şartnamede şap ağırlığı için $g=0.022 \text{ t/m}^2$ verilmiştir. [5]

$$g_{\ddot{s}} = 2 \times 0.022 = 0.044 \text{ t/m}^2 \quad (3.3)$$

olarak alınmıştır.

4.Sıva Ağırlığı (2cm kalınlığında) ;

şartnamede sıva ağırlığı için $g=0.020 \text{ t/m}^2$ verilmiştir.

$$g_s = 2 \times 0.020 = 0.040 \text{ t/m}^2 \quad (3.4)$$

olarak alınmıştır.

5. Kar Yüğü ;

Kar yüğü olarak $g=0.075 \text{ t/m}^2$ olarak alınmıştır. [5] çatı eğimi %15 olduğundan

$$g_k = 0.075 \times \cos 8.53 = 0.074 \text{ t/m}^2 \quad (3.5)$$

olarak alınmıştır.

Toplam Yayılı Yük ;

$$P = 1.5 \times \sum g = (0.250+0.020+0.044+0.040+0.074) \times 1.5 / \cos 8.53 = 0.649 \text{ t/m}^2 \quad (3.6)$$

olarak bulunur.

3.3 DÖŞEMELERİN STATİK HESABI

Döşemelerin statik hesabı yapılırken şartnamede yeralan tablolardan faydalanılmıştır. Her döşeme tipi için kenar şartları ve döşeme boyutlarına göre gerekli katsayılar tablolardan okunarak açıklık ve mesnet momentleri Tablo 3.1 'de hesaplanmıştır.

İki farklı döşeme tipinin ortak kenarının iki yanında bulunan mesnet momentlerinde $M_{\min} / M_{\max} > 0.8$ olduğundan komşu iki döşemenin etkileşimi gözönüne alınmayıp mesnet momenti olarak $M_{\max}$ alınmıştır. [4]

3.4 DÖŞEMELERİN BETONARME HESABI

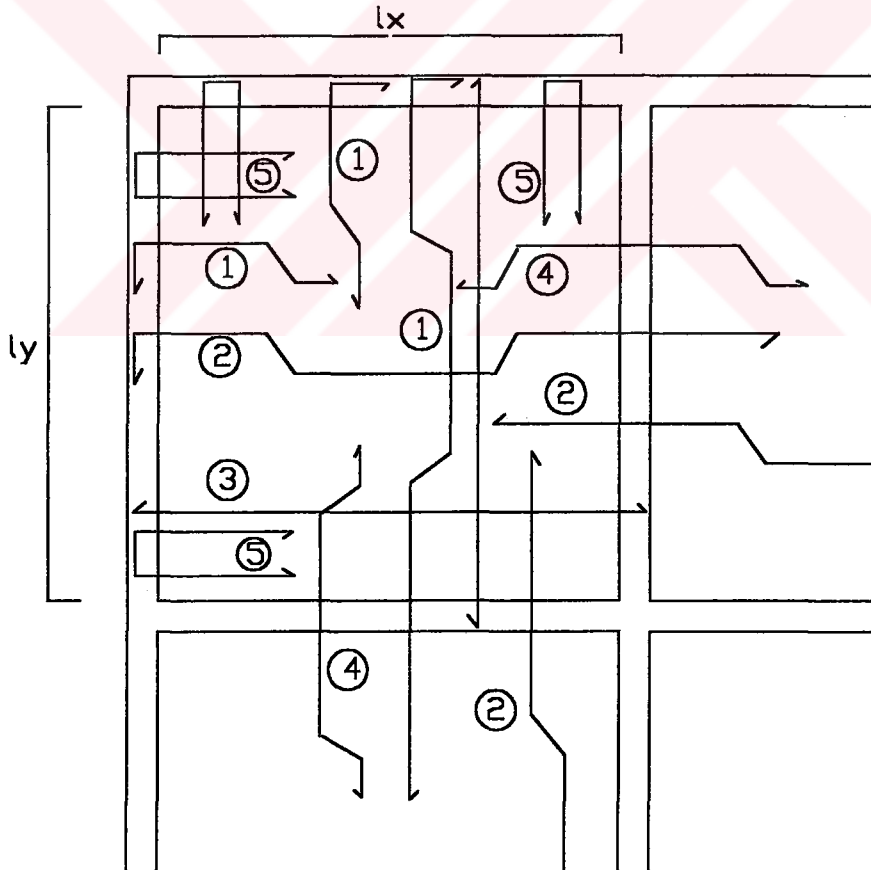
Tablo 3.1'de hesaplanan açıklık ve mesnet momentleri gözönünde tutularak, betonarme hesaplar kısa ve uzun doğrultularda yapılarak donatılar sırası ile Tablo 3.2 ve Tablo 3.3 'de hesaplanmıştır. Donatıların hesaplanması sırasında BÇ I kullanılmış ve min donatı çapı olarak $\phi 8$ seçilmiştir. Ayrıca her döşeme için kısa ve uzun doğrultularda hesaplanan donatı yüzdeleri toplamının 0.004 oranından az olmamasına dikkat edilmiştir. Maksimum donatı aralığı ise,

$$s < 1.5 \times hf = 1.5 \times 10 = 15 \text{ cm.} \quad (3.5)$$

alınmıştır.

Şartnamede döşeme köşelerinde köşeyi meydana getiren kenarlar üzerinde döşeme sürekli değilse burulma donatısı koyulması gerektiği belirtilmiştir. Bu donatı, köşeyi içine alan kenarların hiçbirinin sürekli olmaması halinde kenarlara paralel iki kat üstte ve iki kat altta, uzunlukları küçük açıklığın $1/5$ 'i kadar ve her kat donatısının alanı maksimum açıklık donatısının $3/4$ 'ü olacak şekilde düzenlenir. Köşeyi içine alan kenarlardan biri üzerinde döşemenin sürekli olması halinde koyulacak olan bu donatı yarıya indirilebilir. [4] Bu anlamda çalışmaya konu olan endüstri yapısının döşeme sisteminde D1, D2, D3 döşemelerinde açıklık donatılarına bağlı olarak kenarlara burulma donatıları koyulmuştur. Bu donatıların boyları küçük açıklık olan l_x 'in beşte biri alınmıştır.

Döşemeler için kullanılan donatı şeması aşağıda gösterilmiştir.



Şekil 3.4 Döşeme donatı şeması

Tablo 3.1 Döşeme statik hesabı

Plak	lx	ly	m	α_{x1}	α_{x2}	α_{x3}	M_{x1}	M_{x2}	M_{x3}	α_{y1}	α_{y2}	α_{y3}	M_{y1}	M_{y2}	M_{y3}
D1	4,60	5,00	1,087	0,028	0,041	0,055	0,738	0,5500	0,3756	0,025	0,037	0,049	0,6574	0,4964	0,3354
D2	4,60	5,00	1,087	0,046	0,034	0,046	0,617	0,4561	0,6171	0,021	0,031	0,041	0,5500	0,4159	0,2817
D3	4,60	5,00	1,087	0,023	0,034	0,046	0,617	0,4561	0,3086	0,041	0,031	0,041	0,5500	0,4159	0,5500
D4	4,60	5,00	1,087	0,039	0,029	0,039	0,523	0,3890	0,5232	0,033	0,025	0,033	0,4427	0,3354	0,4427

$$M = \alpha p l x^2$$

$$m = l y / l x$$

M_1 : Sürekli kenarda negatif moment (tm)

M_2 : Açıklık ortasında pozitif moment (tm)

M_3 : Süreksiz kenarda negatif moment (tm)

D1 / D2 arası mesnet momenti	0,6171	0,7378=0,84 >0,8	Mhesap=0,7478 tm
D1 / D3 arası mesnet momenti	0,5500	0,6574=0,84 >0,8	Mhesap=0,6474 tm
D3 / D4 arası mesnet momenti	0,5232	0,6171=0,85 >0,8	Mhesap=0,6171 tm
D2 / D4 arası mesnet momenti	0,4427	0,5500=0,81 >0,8	Mhesap=0,5500 tm

Tablo 3.2 Kısa doğrultuda döşeme hesabı

Momentin yeri (x-doğrultusu)	Md (tm/m)	d (cm)	kd	ks	As (cm ² /m)	Seçilen (cm ² /m)	Mevcut (cm ² /m)	Ek (cm ² /m)
D1	0,3756	8,5	4,38587	5,466	2,4153		Ø8/24cm (2,09)	Ø8/33cm (1,51)
D1	0,5500	7,5	3,19801	5,590	4,0993	Ø8/12cm (4,19)		
D1/D2	0,7378	8,5	3,12932	5,600	4,8608		Ø8/24+Ø8/29cm (3,83)	Ø8/33cm (1,51)
D2	0,4561	7,5	3,51181	5,545	3,3721	Ø8/14,5cm (3,47)		
D2/D2	0,6171	8,5	3,42169	5,558	4,0351		Ø8/29+Ø8/29cm (3,47)	Ø8/33cm (1,51)
D3	0,3086	8,5	4,83861	5,439	1,9747		Ø8/29cm (1,73)	Ø8/33cm (1,51)
D3	0,4561	7,5	3,51181	5,545	3,3721	Ø8/14,5cm (3,47)		
D3/D4	0,6171	8,5	3,42169	5,558	4,0351		Ø8/29+Ø8/30cm (3,41)	Ø8/33cm (1,51)
D4	0,3890	7,5	3,80265	5,503	2,8542	Ø8/15cm (3,35)		
D4/D4	0,5232	8,5	3,71608	5,515	3,3946		Ø8/30+Ø8/30cm (3,35)	Ø8/33cm (1,51)

Tablo 3.3 Uzun doğrultuda döşeme hesabı

Momentin yeri (y-doğrultusu)	Md (tm/m)	d (cm)	kd	ks	As (cm ² /m)	Seçilen (cm ² /m)	Mevcut (cm ² /m)	Ek (cm ² /m)
D1 	0,3354	8,5	4,64128	5,451	2,1509		Ø8/30cm (1,67)	Ø8/33cm (1,51)
D1 	0,4964	8,5	3,81507	5,501	3,2126	Ø8/15cm(3,35)		
D1/D3 	0,6574	8,5	3,31516	5,573	4,3102		Ø8/30+Ø8/30cm (3,35)	Ø8/33cm (1,51)
D3 	0,4159	8,5	4,16797	5,479	2,6808	Ø8/15cm(3,35)		
D3/D3 	0,5500	8,5	3,62441	5,528	3,5769		Ø8/30+Ø8/30cm (3,35)	Ø8/33cm (1,51)
D2 	0,3354	8,5	4,64128	5,466	2,1568		Ø8/26cm (1,86)	Ø8/33cm (1,51)
D2 	0,4964	7,5	3,36624	5,590	3,6998	Ø8/13,5cm(3,72)		
D2/D4 	0,6574	8,5	3,31516	5,600	4,3311		Ø8/26+Ø8/30cm (3,53)	Ø8/33cm (1,51)
D4 	0,4159	7,5	3,67762	5,545	3,0749	Ø8/15cm(3,35)		
D4/D4 	0,5500	8,5	3,62441	5,558	3,5964		Ø8/30+Ø8/30cm (3,35)	Ø8/33cm (1,51)

3.5 DÖŞEMELERİN FİYATLANDIRILMASI

Çalışmaya konu olan endüstri yapısında,

D1 Tipi döşemeden 4 Adet,

D2 Tipi döşemeden 12 Adet

D3 Tipi döşemeden 12 Adet

D4 Tipi döşemeden 36 Adet

bulunmaktadır. Yapılan döşeme hesapları her tip için bir sefer yapıldığından bir döşeme tipi için bulunan maliyet o tipin adedi ile çarpılarak toplam döşeme maliyeti bulunmuştur.

3.5.1 DÖŞEME İMALAT ÇEŞİTLERİ

3.5.1.1 DEMİR İMALATI

Döşemeler için kısa ve uzun doğrultularda hesaplanan açıklık donatıları sırası ile A_{sx} ve A_{sy} olmak üzere toplam donatı ortalama değeri

$$A_s = \beta \times (A_{sx} + A_{sy}) \quad (3.6)$$

olarak kg/m^2 cinsinden hesaplanmıştır. Döşeme oturma şartlarına bağlı olan β değerleri aşağıda verilmiştir. A_{sx} ve A_{sy} cm^2 olarak kısa ve uzun doğrultularda hesap yoluyla bulunan açıklık donatılarını göstermektedir [2].

Tablo 3.4 Döşeme oturma şekline göre β değerleri

Döşeme oturma şekli	β değeri
İki komşu kenarı ankastre	1,10
İki kısa bir uzun kenarı ankastre	1,28
İki uzun bir kısa kenarı ankastre	1,31
Dört kenarı ankastre	1,37

3.5.1.2 KALIP İMALATI

Bir döşemenin yapımı için kullanılacak olan kalıp alanı yapıdaki döşeme sayısı olan 64 ile çarpılarak m^2 cinsinden,

$$TKA(m^2) = 64 \times (((l_x - b_{w1}) / \cos\alpha) \times (l_y - b_{w2})) \quad (3.7)$$

olarak hesaplanmıştır. Burada

b_{w1} : Aşık kirişi genişliği

b_{w2} : Çerçeve kirişi genişliği

olarak alınmıştır.

3.5.1.3 BETON İMALATI

Döşemelerin yapımı için gerekli beton miktarı yapı sisteminin döşeme alanı ile döşeme kalınlığının çarpılması ile m^3 cinsinden,

$$TBM(m^3) = 36.7 \times 40 \times hf / \cos\alpha \quad (3.8)$$

olarak hesaplanmıştır.

3.5.1.4 SIVA İMALATI

Bir döşemenin yapımı için kullanılan 2cm kalınlığındaki sıva alanı, döşeme sayısı olan 64 ile çarpılarak m² olarak,

$$TSA(m^2) = 64 \times ((l_y - b_{w2}) \times ((l_x - b_{w1}) / \cos\alpha)) \quad (3.9)$$

olarak hesaplanmıştır.

3.5.1.5 ŞAP İMALATI

Döşemelerin yapımı için kullanılan 2cm kalınlığındaki şap alanı, yapı sisteminin döşeme alanı kadardır. Bu miktar m² olarak,

$$TŞA(m^2) = 36.7 \times 40 / \cos\alpha \quad (3.10)$$

olarak hesaplanmıştır.

3.5.1.6 ETERNİT YERLEŞTİRİLMESİ

Döşeme sisteminin üzerine yerleştirilecek olan eternit alanı, yapı sisteminin döşeme alanı kadardır. Bu miktar m² olarak,

$$TEA(m^2) = 36.7 \times 40 / \cos\alpha \quad (3.11)$$

olarak hesaplanmıştır.

Tablo 3.5 BS 16, BÇİ için döşeme maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.057/1	BS 16 HAZIR BETONU	148.85	M ³	6.738.123	1.002.969.609
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	1281.4	M ²	804.400	1.030.758.160
3	23.001/1	O8-O12 MM BETONARME DEMİRİ	13.38	T	54.207.500	725.296.350
4	23.002	O14-O50 MM BETONARME DEMİRİ	-	T	48.523.100	-
5	27.501	SIVA YAPILMASI	1281.4	M ²	427.702	548.057.343
6	27.582	ŞAP YAPILMASI	1488.5	M ²	167.843	249.834.306
7	18.258	ETERNİT DÖŞENMESİ	1488.5	M ²	763.700	1.136.767.450
						4.693.683.218

BÖLÜM 4

AŞIKLARIN HESABI

4.1 KİRİŞLERE YÜK AKTARILMASI

4.1.1. YÜK ANALİZİ

Döşemeden gelen yükler; şartnamede plak kenarlarındaki mesnet kirişlerinin eğilme momentinin hesabında yük dağılışına eşdeğer olarak aşağıdaki gibi eşit yayılı yük alınır [4].

l_x : Döşeme kısa kenarı,
 l_y : Döşeme uzun kenarı,
 p : Döşemeden gelen yayılı yük,
 m : l_y / l_x

olmak üzere

$$\text{Kısa açıklık için} \quad ; \quad l_x \times p / 3 \quad (4.1)$$

$$\text{Uzun açıklık için} \quad ; \quad l_x \times p \times (1.5 - (1/2 \times m^2)) / 3 \quad (4.2)$$

yazılır.

2. Kiriş öz ağırlığı ;

$$W = b_w \times (h - h_f) \times 2.5 \quad (4.3)$$

olarak yazılır.

3. Sıva ağırlığı (2cm kalınlığında);

$$W = (2 \times (h - h_f) + b_w) \times 0.02 \times \gamma_{\text{sıva}} \quad (4.4)$$

olarak yazılır. Şartnamede $\gamma_{\text{sıva}} = 2 \text{ t/m}^3$ [5]

4. Parapet duvar ağırlığı ;

Şartnamede delikli tuğlanın birim ağırlığı $\gamma_{\text{tuğ}} = 0.42 \text{ t/m}^2$ olarak verilmiştir [5].

Kenar kirişte ;

$$\begin{aligned} p &= 0.433 \text{ t/m}, & b_w &= 20 \text{ cm} \\ l_x &= 4.6 \text{ m} & h &= 30 \text{ cm} \\ l_y &= 5.0 \text{ m} & \text{Parapet duvar yüksekliği} &= 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Döşemeden gelen yük ; } \dots\dots\dots 0.433 \times 4.6 \times (1.5 - (1 / (2 \times (1.087^2)))) / (3 \times \cos 8.53) = 0.716 \text{ t/m}$$

$$\text{Kiriş öz ağırlığı ; } \dots\dots\dots 0.20 \times (0.30 - 0.10) \times 2.5 = 0.100 \text{ t/m}$$

$$\text{Sıva ağırlığı ; } \dots\dots\dots (2 \times 0.2 + 0.2) \times 0.02 \times 2 = 0.024 \text{ t/m}$$

$$\text{Parapet duvar ağırlığı ; } \dots\dots\dots 0.40 \times 0.42 = 0.168 \text{ t/m}$$

$$\text{Toplam ağırlık ; } \dots\dots\dots 1.00 \text{ t/m}, \quad P = 1.00 \times 1.5 = 1.50 \text{ t/m}$$

İç kiriş ve mahya kirişi;

$$\begin{aligned} p &= 0.866 \text{ t/m}, & b_w &= 20 \text{ cm} \\ l_x &= 4.6 \text{ m} & h &= 30 \text{ cm} \\ l_y &= 5.0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Döşemeden gelen yük ; } \dots\dots\dots 0.866 \times 4.6 \times (1.5 - (1 / (2 \times (1.087^2)))) / (3 \times \cos 8.53) = 1.431 \text{ t/m}$$

$$\text{Kiriş öz ağırlığı ; } \dots\dots\dots 0.20 \times (0.30 - 0.10) \times 2.5 = 0.100 \text{ t/m}$$

$$\text{Sıva ağırlığı ; } \dots\dots\dots (2 \times 0.2 + 0.2) \times 0.02 \times 2 = 0.024 \text{ t/m}$$

$$\text{Toplam ağırlık ; } \dots\dots\dots 1.555 \text{ t/m}, \quad P = 1.555 \times 1.5 = 2.33 \text{ t/m}$$

4.2 KIRIŞ GENİŞLİKLERİ

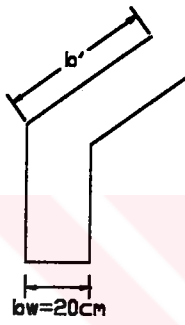
Şartnamede,

$$\text{Orta açıklık için ; } b=b_w+\alpha \times l_y / 5 \text{ (simetrik), } \alpha=0.6 \quad (4.5)$$

$$\text{Kenar açıklık için ; } b=b_w+\alpha \times l_y / 10 \text{ (simetrik olmayan), } \alpha=0.8 \quad (4.6)$$

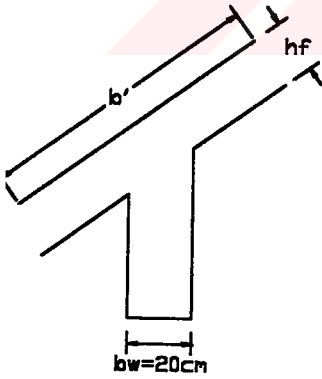
olarak verilmektedir [4]. Bu formüller ışığında,

Kenar kirişte;

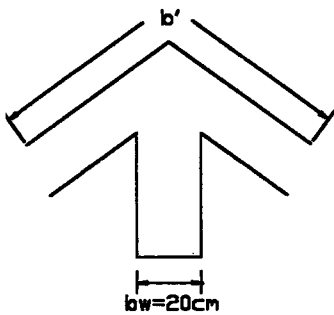


$$b=20+0.8 \times 500 / 10 = 60 \text{ cm, } b'=60 / \cos 8.53 = 61 \text{ cm}$$

İç kirişte ve mahya kirişinde ;



$$b=20+0.6 \times 500 / 5 = 80 \text{ cm, } b'=80 / \cos 8.53 = 81 \text{ cm}$$



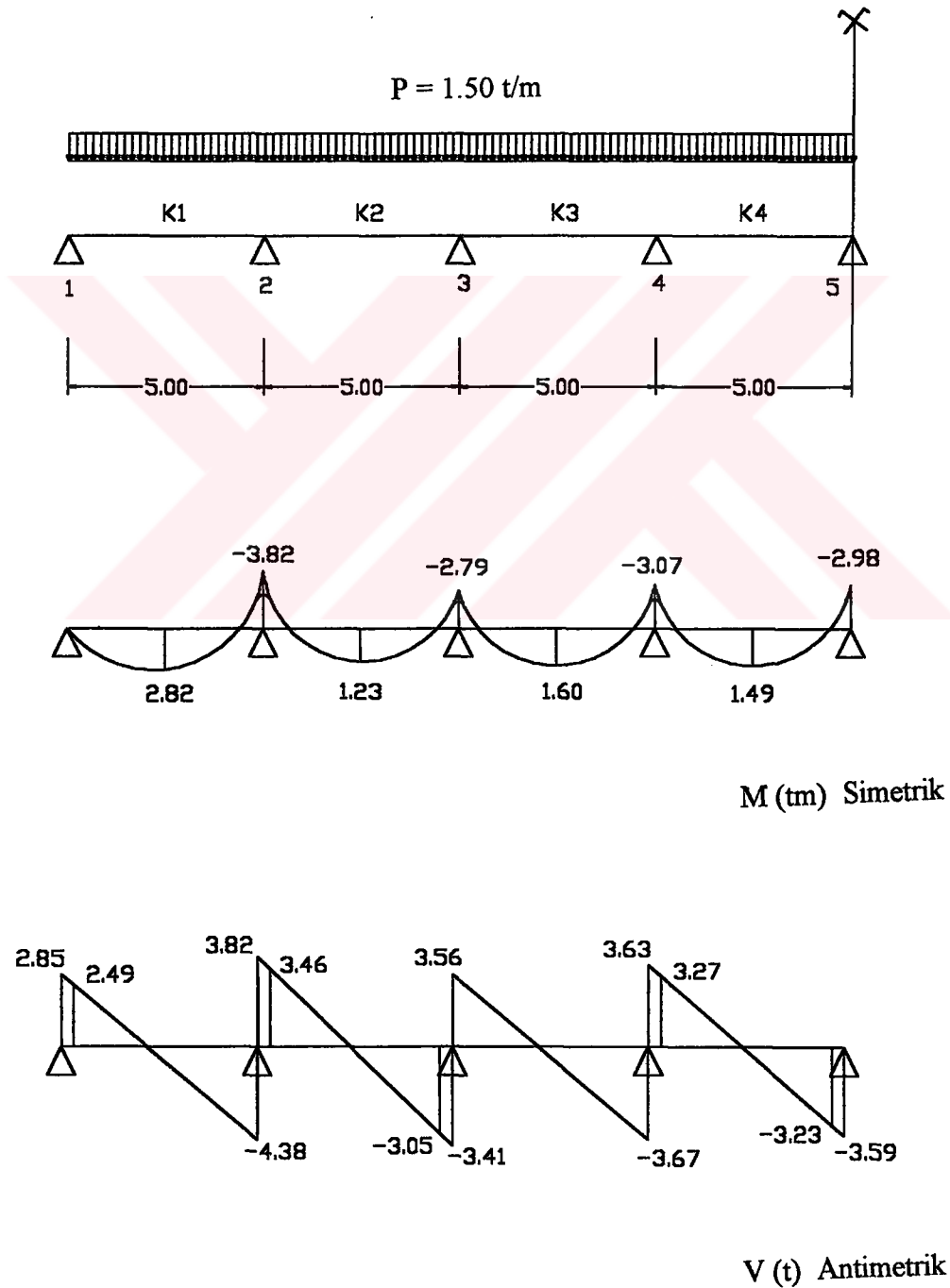
$$b=20+0.6 \times 500 / 5 = 80 \text{ cm, } b'=80 / \cos 8.53 = 81 \text{ cm}$$

Şekil 4.1 Aşık kirişleri ve etkili tabla genişlikleri

4.3 AŞIK KİRİŞLERİNİN STATİK HESABI

Elde edilen yayılı yük değerleri kullanılarak aşık kirişlerinin hesabı yapılmıştır. Yapıda boyuna doğrultuda simetri ekseni olması dolayısıyla sistemin yarısı ile hesap yapılması yoluna gidilmiştir.

Kenar kirişte;



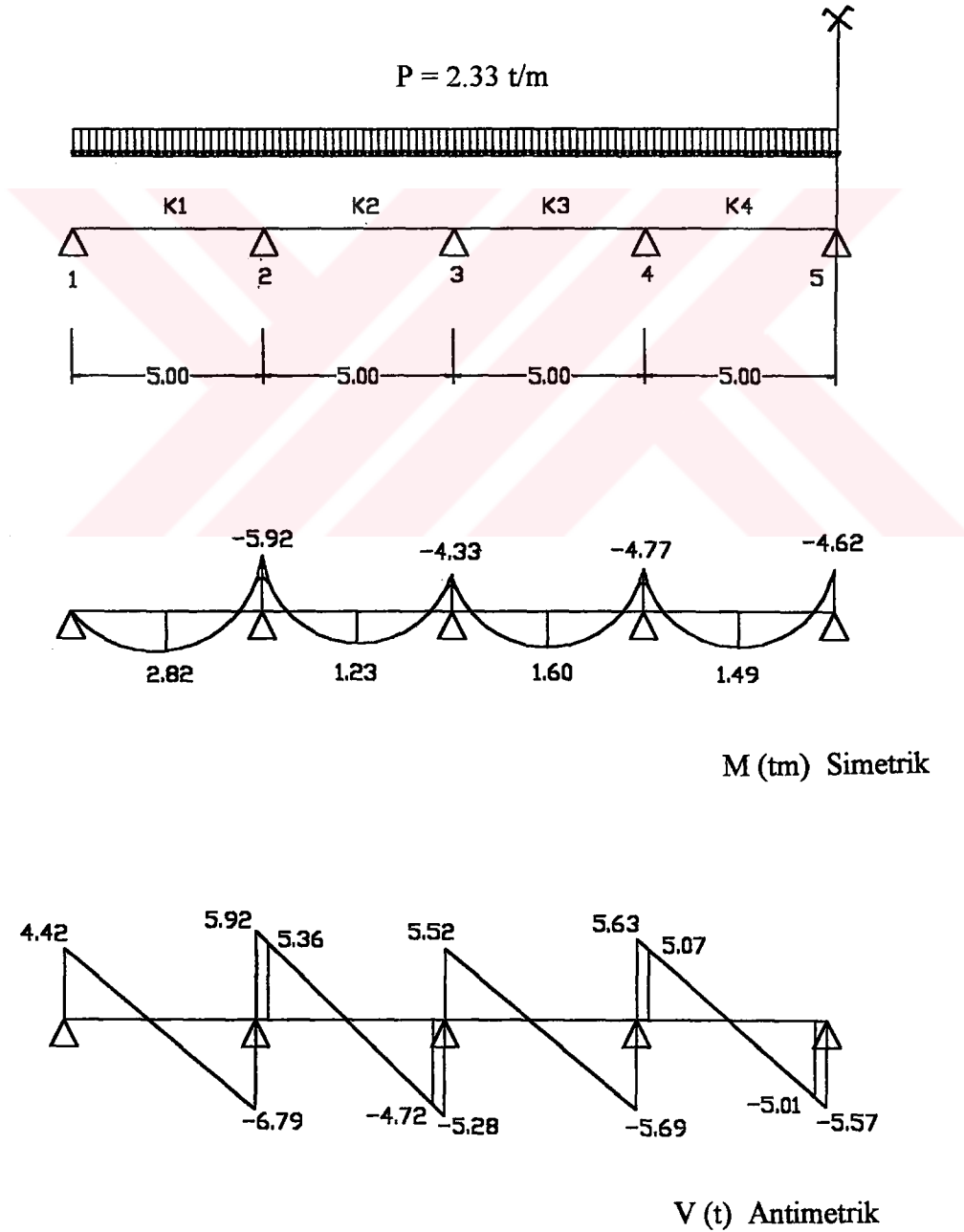
Şekil 4.2 Kenar aşık kirişlerinde moment ve kesme kuvveti diyagramları

Tablo 4.1 Kenar aşık kirişlerinde mesnet momenti düzeltmeleri

$$M = V \times a / 3 \quad (4.7)$$

	M(tm)	V(t)	a(m)	Md(tm)
M2	-3,82	3,46	0,50	-3,240
M3	-2,79	3,05	0,50	-2,280
M4	-3,07	3,27	0,50	-2,520
M5	-2,98	3,23	0,50	-2,440

İç kirişlerde ve mahya kirişinde,



Şekil 4.3 İç ve mahya aşığı kirişlerinde moment ve kesme kuvveti diyagramları

Tablo 4.2 İç ve mahya aşığı kirişlerinde mesnet momenti düzeltmeleri

	M(tm)	V(t)	a(m)	Md(tm)
M2	-5,92	5,36	0,50	-5,030
M3	-4,33	4,72	0,50	-3,550
M4	-4,77	5,07	0,50	-3,930
M5	-1,62	5,01	0,50	-3,790

sonuçları elde edilir. Bu sonuç değerler gözönüne alınarak betonarme hesap yapılması yoluna gidilmiştir.

4.4 AŞIK KİRİŞLERİNİN BETONARME HESABI

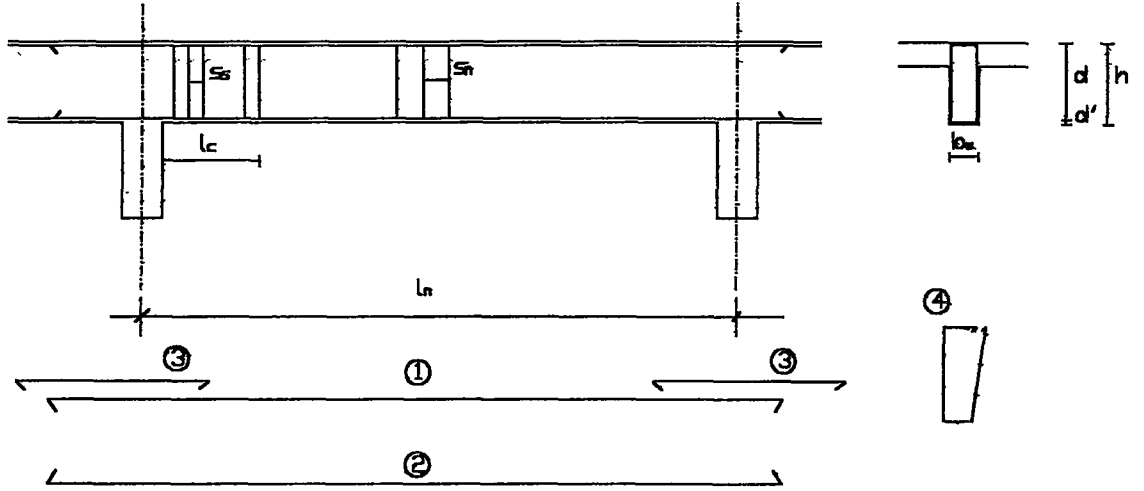
4.4.1 Eğilme Hesabı

Kenar aşıkların ve iç aşıkların eğilme hesabı her açıklık için yapılarak kirişlerdeki açıklık donatıları bulunmuştur. Bulunan açıklık donatıları pilye yapılmadan düz olarak yerleştirilmiştir. Montaj donatısı olarak ta 2 ϕ 10 seçilmiştir. Mesnet kesitlerinde negatif momenti karşılamak üzere mesnet ek donatıları yerleştirilmiştir. Aşık kirişleri için en küçük boyut olarak b/h=20cm / 30cm alınmıştır.

3.4.2 Kayma Hesabı

Aşıkların kayma hesabı yapılırken kesme kuvveti değerlerinin küçük olması sebebiyle kesitlere minimum etriye koyularak gerekli güvenliğin sağlandığı görülmüştür. Deprem bölgelerindeki yapılarda minimum etriye çapının 8mm olduğu gözönünde bulundurularak etriyeler ϕ 10 olarak seçilmiştir. Beton kesitin kesme kuvveti almadığı ve kesme kuvvetinin tamamen etriyeler tarafından karşılandığı düşünülmüştür. Etriyeler mesnet bölgelerinde sıklaştırılmışlardır. Etriye malzemesi olarak BÇI kullanılması uygun görülmüştür.

Kirişlerdeki donatı düzeni ve hesaplarda yapılacak kontroller aşağıda özetlenmiştir.



Şekil 4.4 Aşık kirişlerdeki donatı düzeni

$$\min \rho = 12 / f_{yd} < \rho = A_s / (b_w \times d) \quad (4.8)$$

$$\min \rho_w = 0.30 \times f_{ctd} / f_{ywd} < \rho_w = A_{sw} / (b_w \times s) \quad (4.9)$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d > V_d \text{ ise minimum etriye koyulur.} \quad (4.10)$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d \leq V_d \text{ ise kayma hesabı yapılır.} \quad (4.11)$$

$$V_{ws} = A_{sw} \times d \times f_{ywd} / s > V_d \text{ olmalı.} \quad (4.12)$$

$$V_d < V_r = 0.25 \times f_{cd} \times b_w \times d \text{ olmalı.} \quad (4.13)$$

$$s_n < \begin{matrix} d/2 \\ b_w \\ 30\text{cm} \end{matrix} \quad (4.14)$$

$$s_s < \begin{matrix} h/4 \\ 15\text{cm} \end{matrix} \quad (4.15)$$

$$\text{Sargı bölgesi } l_c = 2 \times h \quad (4.16)$$

KENAR AŞIKLAR**Tablo 4.3 BS16,BÇ III,BÇI**

$f_{cd}=110 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KI/İŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	61	282	3,97104	2,889	3,780	3,02	0,0056	0,0033	3 Φ 12(3,39)
K2	20	27	61	123	6,01279	2,840	2,592	1,29	0,0024	0,0033	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	61	160	5,27192	2,858	3,024	1,69	0,0031	0,0033	2 Φ 12(2,26)
K4	20	27	61	149	5,46305	2,853	2,916	1,57	0,0029	0,0033	2 Φ 12(2,26)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	61	324	2,12132	3,228	10,206	3,87	2 Φ 10 (1,58)	2 Φ 12(2,26)
M3	20	27	61	228	2,52878	3,049	6,858	2,57	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)
M4	20	27	61	253	2,40059	3,088	7,587	2,89	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)
M5	20	27	61	244	2,44447	3,075	7,344	2,78	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l(cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	E _{tr} ye	V _{ws} (t)	ρ	ρ_{min}
3,16	3,46	14,85	60	7,5	13,5	Φ 10	6,00	0,0060	0,00140

KENAR AŞIKLAR**Tablo 4.4 BS20,BÇ III,BÇI**

$f_{cd}=130 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	61	282	3,97104	2,878	3,510	3,01	0,0056	0,00328	3Φ 12(3,39)
K2	20	27	61	123	6,01279	2,823	2,174	1,29	0,0024	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	61	160	5,27192	2,843	2,657	1,68	0,0031	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K4	20	27	61	149	5,46305	2,838	2,533	1,57	0,0029	0,00328	2 Φ 12(2,26)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	61	324	2,12132	3,096	7,749	3,72	2 Φ 10 (1,58)	2 Φ 12(2,26)
M3	20	27	61	228	2,52878	2,984	5,643	2,52	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)
M4	20	27	61	253	2,40059	3,003	5,994	2,81	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)
M5	20	27	61	244	2,44447	2,995	5,859	2,71	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	l(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
3,51	3,46	17,55	60	7,5	13,5	Φ 10	6,00	0,0060	0,00160

KENAR AŞIKLAR**Tablo 4.5 BS25,BÇ III,BÇI**

$f_{cd}=170 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

K/İ/Ş NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ _{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	61	282	3,97104	2,865	3,213	2,99	0,0055	0,00328	3Φ 12(3,39)
K2	20	27	61	123	6,01279	2,804	1,701	1,28	0,0024	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	61	160	5,27192	2,826	2,241	1,67	0,0031	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K4	20	27	61	149	5,46305	2,820	2,106	1,56	0,0029	0,00328	2 Φ 12(2,26)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	61	324	2,12132	3,014	6,210	3,62	2 Φ 10 (1,58)	2 Φ 12(2,26)
M3	20	27	61	228	2,52878	2,943	4,860	2,49	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)
M4	20	27	61	253	2,40059	2,963	5,238	2,78	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)
M5	20	27	61	244	2,44447	2,956	5,103	2,67	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l(cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}
4,04	3,46	22,95	60	7,5	13,5	Φ 10	6,00	0,0060	0,00180

KENAR AŞIKLAR**Tablo 4.6 BS30,BÇ III,BÇI**

$f_{cd}=200 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	pmin	DONATI(cm ²)
K1	20	27	61	282	3,97104	2,854	2,916	2,98	0,0055	0,00328	3 Φ 12(3,39)
K2	20	27	61	123	6,01279	2,800	1,620	1,28	0,0024	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	61	160	5,27192	2,811	1,836	1,67	0,0031	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K4	20	27	61	149	5,46305	2,805	1,728	1,55	0,0029	0,00328	2 Φ 12(2,26)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	61	324	2,12132	2,974	5,454	3,57	2 Φ 10 (1,58)	2 Φ 12(2,26)
M3	20	27	61	228	2,52878	2,905	4,158	2,45	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)
M4	20	27	61	253	2,40059	2,927	4,563	2,74	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)
M5	20	27	61	244	2,44447	2,920	4,428	2,64	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l(cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	E _{triye}	V _{ws} (t)	ρ	pmin
4,39	3,46	27,00	60	7,5	13,5	Φ 10	5,997	0,0060	0,0020

KENAR AŞIKLAR**Tablo 4.7 BS35,BÇ III,BÇI**

$f_{cd}=230 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	61	282	3,97104	2,843	2,673	2,97	0,0055	0,00328	3 Φ 12(3,39)
K2	20	27	61	123	6,01279	2,800	1,620	1,28	0,0024	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	61	160	5,27192	2,800	1,620	1,66	0,0031	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K4	20	27	61	149	5,46305	2,800	1,620	1,55	0,0029	0,00328	2 Φ 12(2,26)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	61	324	2,12132	2,945	4,914	3,53	2 Φ 10 (1,58)	2 Φ 12(2,26)
M3	20	27	61	228	2,52878	2,894	3,915	2,44	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)
M4	20	27	61	253	2,40059	2,899	4,023	2,72	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)
M5	20	27	61	244	2,44447	2,897	3,996	2,62	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l(cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ_{min}
4,74	3,46	31,05	60	7,5	13,5	Φ 10	6,00	0,0060	0,0021

KENAR ASIKLAR**Tablo 4.8 BS40,BÇ III,BÇI**

$f_{cd}=270 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	61	282	3,97104	2,833	2,430	2,96	0,0055	0,00328	3 Φ 12(3,39)
K2	20	27	61	123	6,01279	2,800	1,620	1,28	0,0024	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	61	160	5,27192	2,800	1,620	1,66	0,0031	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K4	20	27	61	149	5,46305	2,800	1,620	1,55	0,0029	0,00328	2 Φ 12(2,26)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	61	324	2,12132	2,919	4,401	3,50	2 Φ 10 (1,58)	2 Φ 12(2,26)
M3	20	27	61	228	2,52878	2,888	3,753	2,44	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)
M4	20	27	61	253	2,40059	2,893	3,888	2,71	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)
M5	20	27	61	244	2,44447	2,892	3,834	2,61	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l(cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	E _{triye}	V _{ws} (t)	ρ	ρ_{min}
5,09	3,46	36,45	60	7,5	13,5	Φ 10	6,00	0,0060	0,0023

KENAR AŞIKLAR**Tablo 4.9 BS45,BÇ III,BÇI**

$f_{cd}=300 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ _{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	61	282	3,97104	2,824	2,214	2,95	0,0055	0,00328	3 Φ 12(3,39)
K2	20	27	61	123	6,01279	2,800	1,620	1,28	0,0024	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	61	160	5,27192	2,800	1,620	1,66	0,0031	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K4	20	27	61	149	5,46305	2,800	1,620	1,55	0,0029	0,00328	2 Φ 12(2,26)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	61	324	2,12132	2,899	4,023	3,48	2 Φ 10 (1,58)	2 Φ 12(2,26)
M3	20	27	61	228	2,52878	2,882	3,618	2,43	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)
M4	20	27	61	253	2,40059	2,887	3,753	2,71	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)
M5	20	27	61	244	2,44447	2,886	3,699	2,61	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l(cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}
5,44	3,46	40,5	60	7,5	13,5	Φ 10	6,00	0,0060	0,0024

KENAR ASIKLAR

Tablo 4.10 BS50, BÇ III, BÇ I

$f_{cd}=330 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	61	282	3,97104	2,816	1,998	2,94	0,0054	0,00328	3 Φ 12(3,39)
K2	20	27	61	123	6,01279	2,800	1,620	1,28	0,0024	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	61	160	5,27192	2,800	1,620	1,66	0,0031	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K4	20	27	61	149	5,46305	2,800	1,620	1,55	0,0029	0,00328	2 Φ 12(2,26)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	61	324	2,12132	2,894	3,915	3,47	2 Φ 10 (1,58)	2 Φ 12(2,26)
M3	20	27	61	228	2,52878	2,877	3,483	2,43	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)
M4	20	27	61	253	2,40059	2,883	3,618	2,70	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 14(1,54)
M5	20	27	61	244	2,44447	2,881	3,591	2,60	2 Φ 10 (1,58)	1 Φ 12(1,13)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	l(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
5,79	3,46	44,55	60	7,5	13,5	Φ 10	6,00	0,0060	0,0026

İÇ AŞIKLAR VE MAHYA AŞIĞI

Tablo 4.11 BS16,BÇ III, BÇ I

$f_{cd}=110 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	32	81	436	4,36163	2,879	4,224	3,92	0,0061	0,00328	2 Φ 16(4,02)
K2	20	32	81	190	6,60717	2,826	2,656	1,68	0,0026	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	32	81	247	5,79487	2,845	3,232	2,20	0,0034	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K4	20	32	81	230	6,00522	2,840	3,072	2,04	0,0032	0,00328	2 Φ 12(2,26)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	32	81	503	2,01781	3,302	13,472	5,19	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 16(4,02)
M3	20	32	81	355	2,40188	3,087	8,992	3,42	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 12(2,26)
M4	20	32	81	393	2,2828	3,139	10,144	3,86	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M5	20	32	81	379	2,32458	3,118	9,664	3,69	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 12(2,26)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l(cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	E _{triye}	V _{ws} (t)	ρ	ρ_{min}
3,74	5,36	17,6	70	8,5	16	Φ 10	6,04	0,0050	0,00140

İÇ ASIKLAR VE MAHYA ASIĞI

Tablo 4.12 BS20,BÇ III, BÇ I

$f_{cd}=130 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Ağırlıkta hesap

KIRIŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	81	436	3,68013	2,885	3,669	4,66	0,0086	0,00328	2 Φ 18(5,09)
K2	20	27	81	190	5,5748	2,835	2,457	2,00	0,0037	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	81	247	4,88943	2,853	2,916	2,61	0,0048	0,00328	2 Φ 14(3,08)
K4	20	27	81	230	5,0669	2,848	2,781	2,43	0,0045	0,00328	2 Φ 14(3,08)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	81	503	1,70253	3,302	14,391	6,1515	2 Φ 10(1,58)	3 Φ 14(4,62)
M3	20	27	81	355	2,02658	3,087	8,694	4,05883	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M4	20	27	81	393	1,92612	3,139	9,774	4,56899	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M5	20	27	81	379	1,96137	3,118	9,396	4,37675	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	l(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
3,51	5,36	13,57	60	7,5	13,5	Φ 10	6,04	0,0058	0,00160

İÇ AŞIKLAR VE MAHYA AŞIĞI

Tablo 4.13 BS25,BÇ III, BÇ I

$f_{cd}=170 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	p	pmin	DONATI(cm ²)
K1	20	27	81	436	3,68013	2,874	3,402	4,64	0,0086	0,00328	2 Φ 18(5,09)
K2	20	27	81	190	5,57480	2,817	2,025	1,98	0,0037	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	81	247	4,88943	2,837	2,538	2,60	0,0048	0,00328	2 Φ 14(3,08)
K4	20	27	81	230	5,06690	2,832	2,403	2,41	0,0045	0,00328	2 Φ 14(3,08)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	81	503	1,70253	3,216	9,963	5,99	2 Φ 10(1,58)	3 Φ 14(4,62)
M3	20	27	81	355	2,02658	3,049	6,858	4,01	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M4	20	27	81	393	1,92612	3,087	7,587	4,49	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M5	20	27	81	379	1,96137	3,074	7,317	4,31	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	l(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	p	pmin
4,04	5,36	22,95	60	7,5	13,5	Φ 10	6,04	0,0060	0,00180

İÇ AŞIKLAR VE MAHYA AŞIĞI

Tablo 4.14 BS30,BÇ III, BÇ I

$f_{cd}=200 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Ağırlıkta hesap

KIRIŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	pmin	DONATI(cm ²)
K1	20	27	81	436	3,68013	2,863	3,159	4,62	0,0086	0,00328	2 Φ 18(5,09)
K2	20	27	81	190	5,57480	2,801	1,647	1,97	0,0037	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	81	247	4,88943	2,823	2,187	2,58	0,0048	0,00328	2 Φ 14(3,08)
K4	20	27	81	230	5,06690	2,817	2,052	2,40	0,0044	0,00328	2 Φ 14(3,08)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	81	503	1,70253	3,112	8,046	5,80	2 Φ 10(1,58)	3 Φ 14(4,62)
M3	20	27	81	355	2,02658	2,990	5,751	3,93	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M4	20	27	81	393	1,92612	3,017	6,264	4,39	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M5	20	27	81	379	1,96137	3,003	5,994	4,22	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	l(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	pmin
4,39	5,36	27,00	60	7,5	13,5	Φ 10	6,04	0,0060	0,00200

İÇ AŞIKLAR VE MAHYA AŞIĞI

Tablo 4.15 BS35,BÇ III, BÇ I

$f_{cd}=230 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Ağırlıkta hesap

KIRIŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	81	436	3,68013	2,853	2,916	4,61	0,0085	0,00328	3 Φ 14(4,62)
K2	20	27	81	190	5,57480	2,800	1,620	1,97	0,0036	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	81	247	4,88943	2,810	1,863	2,57	0,0048	0,00328	2 Φ 14(3,08)
K4	20	27	81	230	5,06690	2,804	1,701	2,39	0,0044	0,00328	2 Φ 14(3,08)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	81	503	1,70253	3,053	6,939	5,69	2 Φ 10(1,58)	3 Φ 14(4,62)
M3	20	27	81	355	2,02658	2,962	5,238	3,89	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M4	20	27	81	393	1,92612	2,981	5,562	4,34	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M5	20	27	81	379	1,96137	2,974	5,454	4,17	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	l(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
4,74	5,36	31,05	60	7,5	13,5	Φ 10	6,04	0,0060	0,00210

İÇ AŞIKLAR VE MAHYA AŞIĞI

Tablo 4.16 BS40,BÇ III, BÇ I

$f_{cd}=270 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	p	pmin	DONATI(cm ²)
K1	20	27	81	436	3,68013	2,844	2,700	4,59	0,0085	0,00328	3 Φ 14(4,62)
K2	20	27	81	190	5,57480	2,800	1,620	1,97	0,0036	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	81	247	4,88943	2,800	1,620	2,56	0,0047	0,00328	2 Φ 14(3,08)
K4	20	27	81	230	5,06690	2,800	1,620	2,39	0,0044	0,00328	2 Φ 14(3,08)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	81	503	1,70253	3,000	5,940	5,59	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 16(4,02)
M3	20	27	81	355	2,02658	2,937	4,752	3,86	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M4	20	27	81	393	1,92612	2,957	5,130	4,30	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M5	20	27	81	379	1,96137	2,950	4,995	4,14	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	l(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	p	pmin
5,09	5,36	36,45	60	7,5	13,5	Φ 10	6,04	0,0060	0,00230

İÇ AŞIKLAR VE MAHYA AŞIĞI

Tablo 4.17 BS45,BÇ III, BÇ I

$f_{cd}=300 \text{ Kgf/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kgf/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kgf/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	20	27	81	436	3,68013	2,836	2,484	4,58	0,0085	0,00328	3 Φ 14(4,62)
K2	20	27	81	190	5,57480	2,800	1,620	1,97	0,0036	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	81	247	4,88943	2,800	1,620	2,56	0,0047	0,00328	2 Φ 14(3,08)
K4	20	27	81	230	5,06690	2,800	1,620	2,39	0,0044	0,00328	2 Φ 14(3,08)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	81	503	1,70253	2,981	5,562	5,55349	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 16(4,02)
M3	20	27	81	355	2,02658	2,913	4,293	3,83006	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 12(2,26)
M4	20	27	81	393	1,92612	2,934	4,698	4,2706	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M5	20	27	81	379	1,96137	2,927	4,563	4,10864	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	l(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
5,44	5,36	40,50	60	7,5	13,5	Φ 10	6,04	0,0060	0,00240

İÇ AŞIKLAR VE MAHYA AŞIĞI

Tablo 4.18 BS50,BÇ III, BÇ I

$f_{cd}=330 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=1910 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	p	pmin	DONATI(cm ²)
K1	20	27	81	436	3,68013	2,828	2,303	4,57	0,0085	0,00328	3 Φ 14(4,62)
K2	20	27	81	190	5,57480	2,800	1,620	1,97	0,0036	0,00328	2 Φ 12(2,26)
K3	20	27	81	247	4,88943	2,800	1,620	2,56	0,0047	0,00328	2 Φ 14(3,08)
K4	20	27	81	230	5,06690	2,800	1,620	2,39	0,0044	0,00328	2 Φ 14(3,08)

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b'(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	20	27	81	503	1,70253	2,961	5,211	5,52	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 16(4,02)
M3	20	27	81	355	2,02658	2,898	4,023	3,81	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 12(2,26)
M4	20	27	81	393	1,92612	2,914	4,320	4,24	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)
M5	20	27	81	379	1,96137	2,906	4,158	4,08	2 Φ 10(1,58)	2 Φ 14(3,08)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	l(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	p	pmin
5,79	5,36	44,55	60	7,5	13,5	Φ 10	6,04	0,0060	0,00260

4.5 AŞIK KİRİŞLERİNİN FİYATLANDIRILMASI

Çalışmaya konu olan endüstri yapısında yapı boyunca giden 2 adet kenar aşık kirişi, 6 adet iç aşık kirişi ve 1 adet mahya kirişi bulunmaktadır. Yapının boyuna doğrultusunda 8 açıklık bulundurduğu gözönüne alındığında 16 adet kenar aşık kirişi, 48 adet iç aşık kirişi ve 8 adet mahya kirişinin olduğu kolayca görülebilir. Yapılan betonarme hesaplarda, simetrik olması dolayısıyla sistemin yarısıyla hesap yapılmıştır. Yani bulunan donatılar 4 açıklıklı kiriş hesabı sonucunda bulunan donatılardır. Sistemdeki toplam aşık kirişi demir maliyetini bulmak için,

Kenar aşık kirişi demir maliyeti $\times 4$,

İç aşık ve mahya kirişleri demir maliyeti $\times 14$

yapılmalıdır.

Fiyatlandırma yapılırken 1997 Yılı Bayındırlık Bakanlığı Birim Fiyatları kullanılmıştır.

4.5.1 AŞIK KİRİŞİ İMALAT ÇEŞİTLERİ

4.5.1.1 DEMİR İMALATI

Aşık kirişlerindeki demir miktarını hesaplamak için yukarıda Şekil 4.3'de verilen donatı düzeni çerçevesinde kullanılan donatıların boyları saptanmalıdır. Aşık kirişlerinde pilye kullanılmadığı için yerleştirilecek donatılar düz çekme donatısı, montaj donatısı, mesnet ekleri ve etriyelerdir. Bu donatıların boyları, l_n kiriş açıklığı olmak üzere,

$$\text{Düz çekme donatısı} \dots\dots\dots l=1.15 l_n \quad (4.17)$$

$$\text{Montaj donatısı} \dots\dots\dots l=1.15 l_n \quad (4.18)$$

$$\text{Mesnet eki} \dots\dots\dots l=0.55 l_n \quad (4.19)$$

$$\text{Etriye} \dots\dots\dots l=2 \times (b_w+d-0.08)+0.05 \quad (4.20)$$

olarak seçilmiş ve metraj buna göre çıkarılmıştır [2].

4.5.1.2 KALIP İMALATI

Aşık kirişlerinin yapımı için kullanılacak kalıp miktarı bir açıklık için m^2 olarak,

$$TKA(m^2) = l_n \times (b_w + 2 \times (h - h_f)) \quad (4.21)$$

olarak hesaplanmıştır.

4.5.1.3 BETON İMALATI

Aşık kirişlerinin yapımı için kullanılan beton miktarı bir açıklık için m^3 olarak,

$$TBM(m^3) = l_n \times (b_w \times (h - h_f)) \quad (4.22)$$

olarak hesaplanmıştır.

4.5.1.4 SIVA İMALATI

Aşık kirişlerinde yapılacak sıva imalatı bir açıklık için m^2 olarak,

$$TSA(m^2) = l_n \times (b_w \times (h - h_f)) \quad (4.23)$$

olarak hesaplanmıştır.

4.5.1.5 PARAPET DUVAR İMALATI

Kenar aşık kirişlerinin üzerinde yapılacak olan 40 cm yüksekliğindeki parapet duvar miktarı bir açıklık için m^3 olarak,

$$TDH(m^3) = l_n \times 0.40 \times 0.19 \quad (4.24)$$

olarak hesaplanmıştır. Duvar kalınlığı 19 cm olarak alınmıştır.

BS 20, BÇIII, BÇI

Tablo 4.20 Aşık kırışları maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MIKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.058/1	BS 20 HAZIR BETONU	14.4	M ³	6.975.523	100.447.531
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	144	M ²	804.400	115.833.600
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	1.36	T	54.207.500	73.722.200
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	1.16	T	48.523.100	56.286.796
5	27.501	SIVA YAPILMASI	176	M ²	427.702	75.275.552
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	6.08	M ³	3.337.311	20.290.851
						441.856.530

BS 25, BÇIII, BÇI

Tablo 4.21 Aşık girişleri maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059	BS 25 HAZIR BETONU	14.4	M ³	7.269.373	104.678.971
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	144	M ²	804.400	115.833.600
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	1.37	T	54.207.500	74.264.275
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	1.14	T	48.523.100	55.316.334
5	27.501	SIVA YAPILMASI	176	M ²	427.702	75.275.552
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	6.08	M ³	3.337.311	20.290.851
						445.659.583

BS 30 , BCIII , BC I

Tablo 4.22 Aşık kirişleri maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/1	BS 30 HAZIR BETONU	14.4	M ³	7.788.123	112.148.971
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	144	M ²	804.400	115.833.600
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	1.37	T	54.207.500	74.264.275
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	1.14	T	48.523.100	55.316.334
5	27.501	SIVA YAPILMASI	176	M ²	427.702	75.275.552
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	6.08	M ³	3.337.311	20.290.851
						453.129.583

BS 35 . BCIII . BC I

Tablo 4.23 Aşık kirişleri maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/2	BS 35 HAZIR BETONU	14.4	M ³	8.100.623	116.648.971
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	144	M ²	804.400	115.833.600
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	1.37	T	54.207.500	74.264.275
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	1.11	T	48.523.100	53.860.641
5	27.501	SIVA YAPILMASI	176	M ²	427.702	75.275.552
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	6.08	M ³	3.337.311	20.290.851
						456.173.890

BS 40 . BCIII . BC I

Tablo 4.24 Aşık kirişleri maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/3	BS 40 HAZIR BETONU	14.4	M ³	8.356.873	120.338.971
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	144	M ²	804.400	115.833.600
3	23.001/1	Ø8-Ø12 MM BETONARME DEMİRİ	1.37	T	54.207.500	74.264.275
4	23.002	Ø14-Ø50 MM BETONARME DEMİRİ	1.08	T	48.523.100	52.404.948
5	27.501	SIVA YAPILMASI	176	M ²	427.702	75.275.552
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	6.08	M ³	3.337.311	20.290.851
						458.408.197

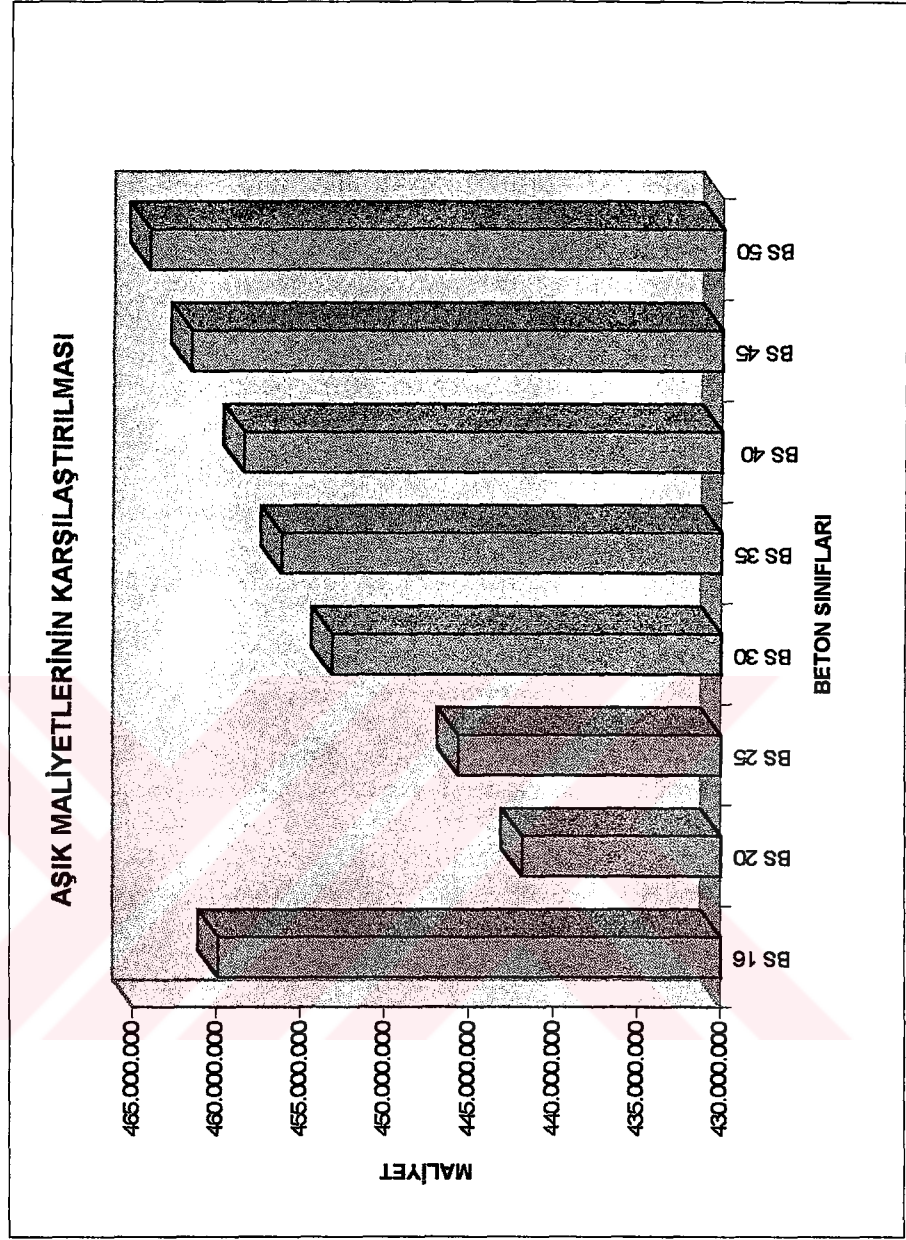
BS 45 , BCIII , BC I

Tablo 4.25 Aşık kirişleri maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/4	BS 45 HAZIR BETONU	14.4	M ³	8.581.873	123.578.971
2	21.011	DÜZ YÜZEYLI BETONARME KALIP	144	M ²	804.400	115.833.600
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	1.44	T	54.207.500	78.058.800
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	1.00	T	48.523.100	48.523.100
5	27.501	SIVA YAPILMASI	176	M ²	427.702	75.275.552
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	6.08	M ³	3.337.311	20.290.851
						461.560.874

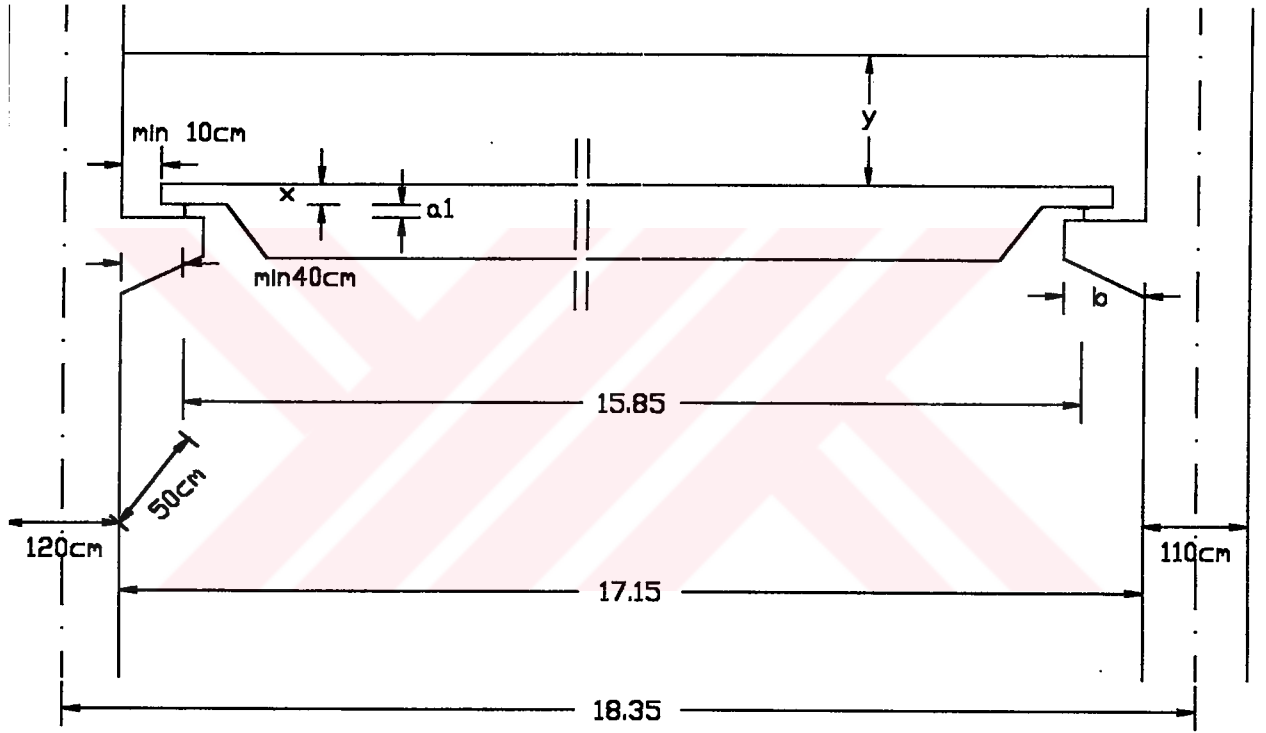
Tablo 4.27 Aşık maliyetlerinin karşılaştırılması

BETON SINIFI	TOPLAM AŞIK MALİYETİ(TL)
BS 16	459.875.297
BS 20	441.856.530
BS 25	445.659.583
BS 30	453.129.583
BS 35	456.173.890
BS 40	458.408.197
BS 45	461.560.874
BS 50	464.080.874



BÖLÜM 5

KREN KİRİŞİ HESABI



Şekil 5.1 Kren köprüsü

Kren köprüsü mesnet açıklığı

$L=15850mm.$

Kren köprüsü kılavuz tekerlek çapı

$\varnothing= 500mm.$

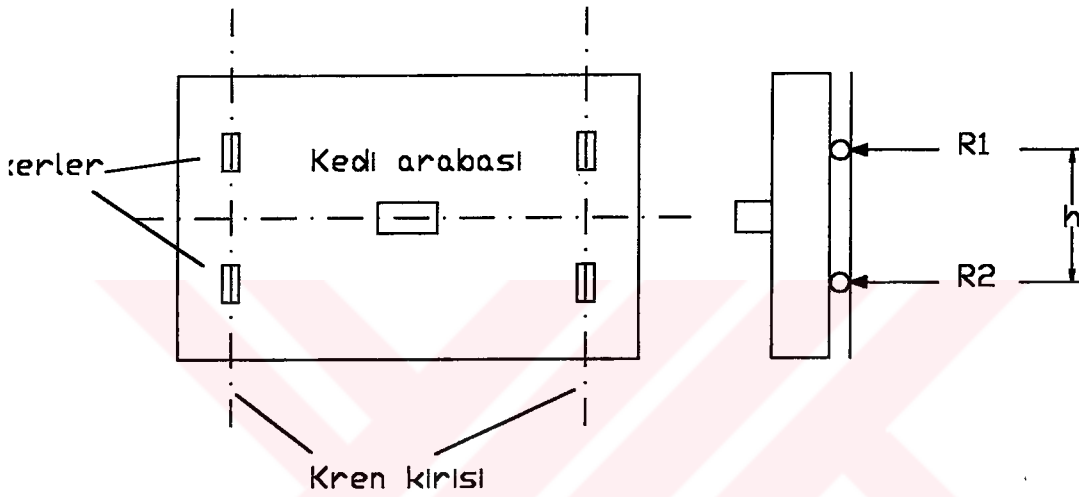
Kren köprüsü kılavuz tekerlek arası

$h= 3640mm.$

$x= 485mm.$

Kedi arabası yüksekliği	$y=1000\text{mm.}$
Kedi arabası tekerlek açıklığı	$=2240\text{mm.}$
Kren raylarının kolon yüzüne mesafesi	$c= 650\text{mm.}$
Kren konsolu genişliği	$b= 850\text{mm.}$

Kren kaldırma kuvveti 10t olarak verildiğinden, sistemin boyutları da gözönünde bulundurularak kren köprüsü tekerlek basınçları,



Şekil 5.2 Kren köprüsü tekerlek basınçları

$$R_{1\max} = 9t. , R_{1\min} = 3.5t. , R_{2\max} = 7.3t. , R_{2\min} = 1.8t.$$

olarak tablolardan alınmıştır. Çalışmaya konu olan endüstri yapısında kren grubu olarak II.grup krenler seçilmiştir. [6]

5.1 KREN KİRİŞİ STATİK HESABI

Kren kirişinin hesabında, hareketli yükün tekrarlanması ve şiddetinin değişmesi, sabit yükün yürüme hareketinden dolayı oluşan vurma tesirlerinin oluşması gibi olaylar neticesinde çubuk kuvvetleri, eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri bazı katsayılar yardımıyla artırılır. Bu katsayılar aşağıda açıklanmıştır.

- Ψ Denk Katsayısı

Yükün sık olarak tekrarlanması, şiddetinin değişmesini ve vuruş tesirini gözönünde tutmak üzere, hareketli yüklerden meydana gelen çubuk kuvvetleri, eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri Ψ denk katsayısı ile çarpılmalıdır. Kren grubu II için $\Psi=1.40$ alınır. [6]

- ϕ Vurma Katsayısı

Yürür krenlerde ve kren elemanında sabit yükten meydana gelen çubuk kuvvetleri, eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri yürüme hareketinden doğan vuruşları gözönünde tutmak düşüncesiyle ϕ vurma katsayısıyla çarpılır. Çalışmaya konu olan sistemdeki kren ray ekleri kaynaklı ve yürüme hızı $v>1.5$ m/s olduğundan $\phi=1.20$ alınır. [6]

Bu katsayılarla arttırılmış kren köprüsü tekerlek basınçları,

$$P_{1\max} = \Psi \times \phi \times R_{1\max} \Rightarrow P_{1\max} = 1.4 \times 1.2 \times 9 = 15.12t \quad (5.1)$$

$$P_{1\min} = \Psi \times \phi \times R_{1\min} \Rightarrow P_{1\min} = 1.4 \times 1.2 \times 3.5 = 5.88t. \quad (5.2)$$

$$P_{2\max} = \Psi \times \phi \times R_{2\max} \Rightarrow P_{2\max} = 1.4 \times 1.2 \times 7.3 = 15.12t \quad (5.3)$$

$$P_{2\min} = \Psi \times \phi \times R_{2\min} \Rightarrow P_{2\min} = 1.4 \times 1.2 \times 1.8 = 5.88t. \quad (5.4)$$

olarak bulunur. Kren girişinin statik hesabında kullanılacak $P_{\max}$ ve $P_{\min}$ değerleri,

$$P_{\max} = (2 \times P_{1\max} + P_{2\max}) / 3 \Rightarrow P_{\max} = (2 \times 15.12 + 12.27) / 3 = 14.17t. \quad (5.5)$$

$$P_{\min} = (2 \times P_{1\min} + P_{2\min}) / 3 \Rightarrow P_{\min} = (2 \times 5.88 + 3.03) / 3 = 4.93t. \quad (5.6)$$

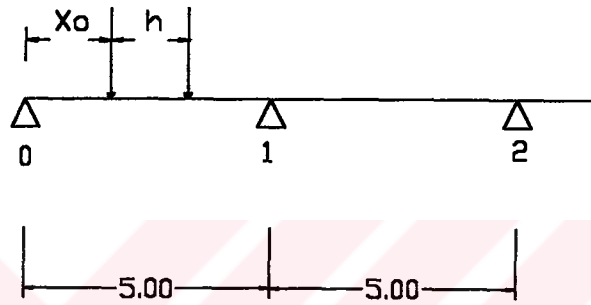
olarak hesaplanmıştır.

Çalışmaya konu olan endüstri yapısında,

Kren köprüsü kılavuz tekerlek arası $h=3.64\text{m}$.

Kren kirişi hesap açıklığı $l=5.00\text{m}$.

olduğundan $h/l=0.728$ değeri gözönünde tutularak tablolar yardımıyla Şekil 5.3'de gösterilen sürekli kiriş hesabı yapılır.



Şekil 5.3 Kren kirişi

Mesnet momentleri; $\max M_1 = -k_1 \times P_{\max} \times l = -0.1808 \times 14.17 \times 5.00 = -12.75\text{tm.}$ (5.7)

$$\max M_2 = -k_2 \times P_{\max} \times l = -0.171 \times 14.17 \times 5.00 = -12.12\text{tm.} \quad (5.8)$$

Açıklık momentleri; $\max M_{a0,1} = k_{a1} \times P_{\max} \times l = 0.188 \times 14.17 \times 5.00 = 13.32\text{tm.}$ (5.9)

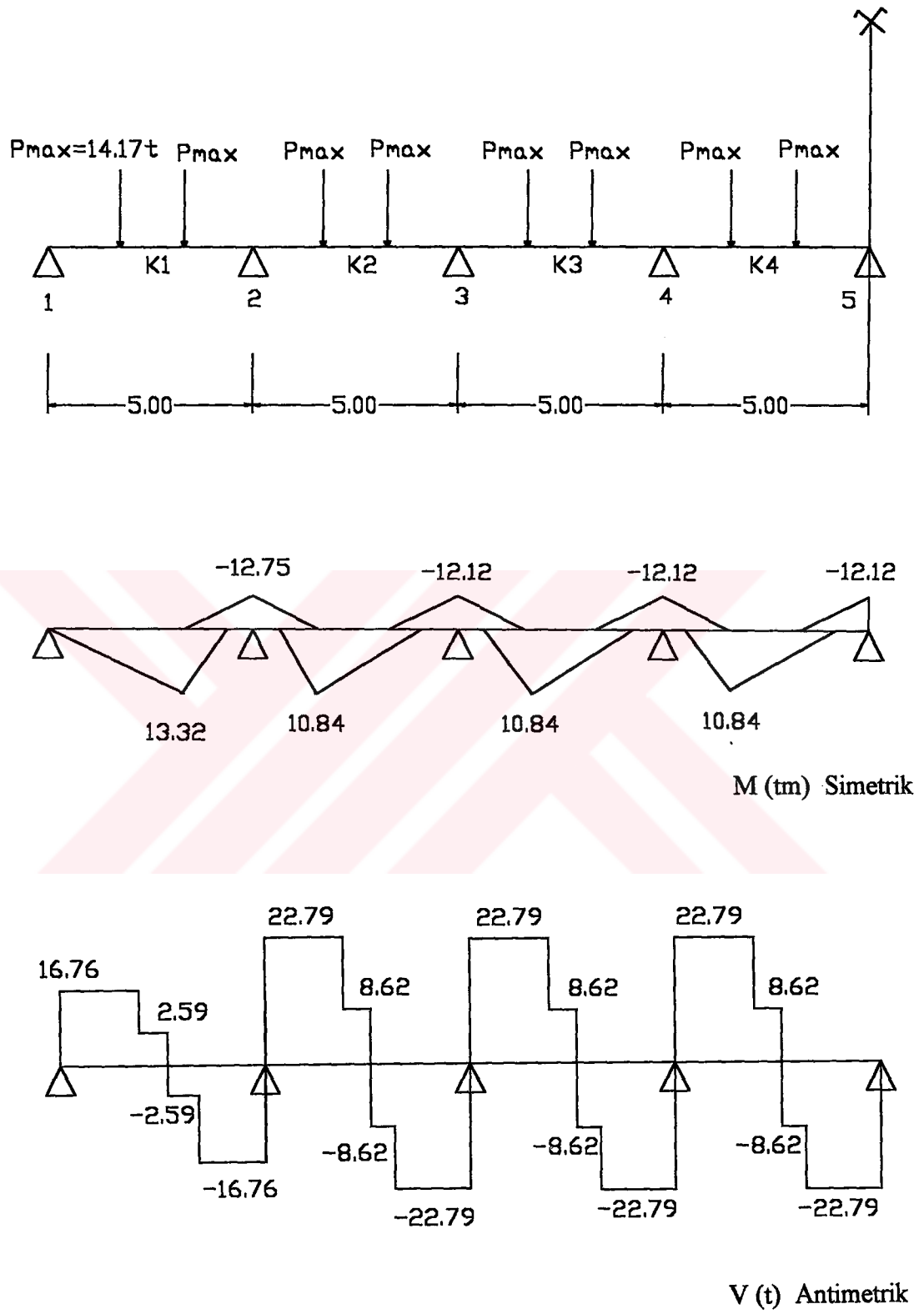
$$\max M_{a1,2} = k_{a2} \times P_{\max} \times l = 0.153 \times 14.17 \times 5.00 = 10.84\text{tm.} \quad (5.10)$$

Kesme kuvvetleri ; $\max V_0 = k_0 \times P_{\max} = 1.183 \times 14.17 = 16.76\text{t.}$ (5.11)

$$\max V_1 = k_1 \times P_{\max} = 1.608 \times 14.17 = 22.79\text{t.} \quad (5.12)$$

$$\min V_0 = k_0 \times P_{\min} = 1.183 \times 4.93 = 5.83\text{t.} \quad (5.13)$$

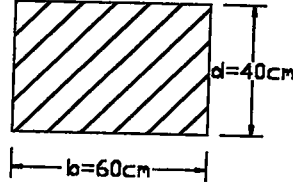
$$\min V_1 = k_1 \times P_{\min} = 1.608 \times 4.93 = 7.93\text{t.} \quad (5.14)$$



Şekil 5.4 Kren yüklerinden dolayı oluşan moment ve kesme kuvveti diyagramları

Elde edilen diyagramlar, yapıdaki krenden dolayı oluşan etkilerdir. Kren kirişinin betonarme hesabında gerekli olan statik değerler, bu etkiler ile kren kirişinin kendi ağırlığından dolayı oluşan etkilerin süperpozesi yapılarak elde edilmelidir.

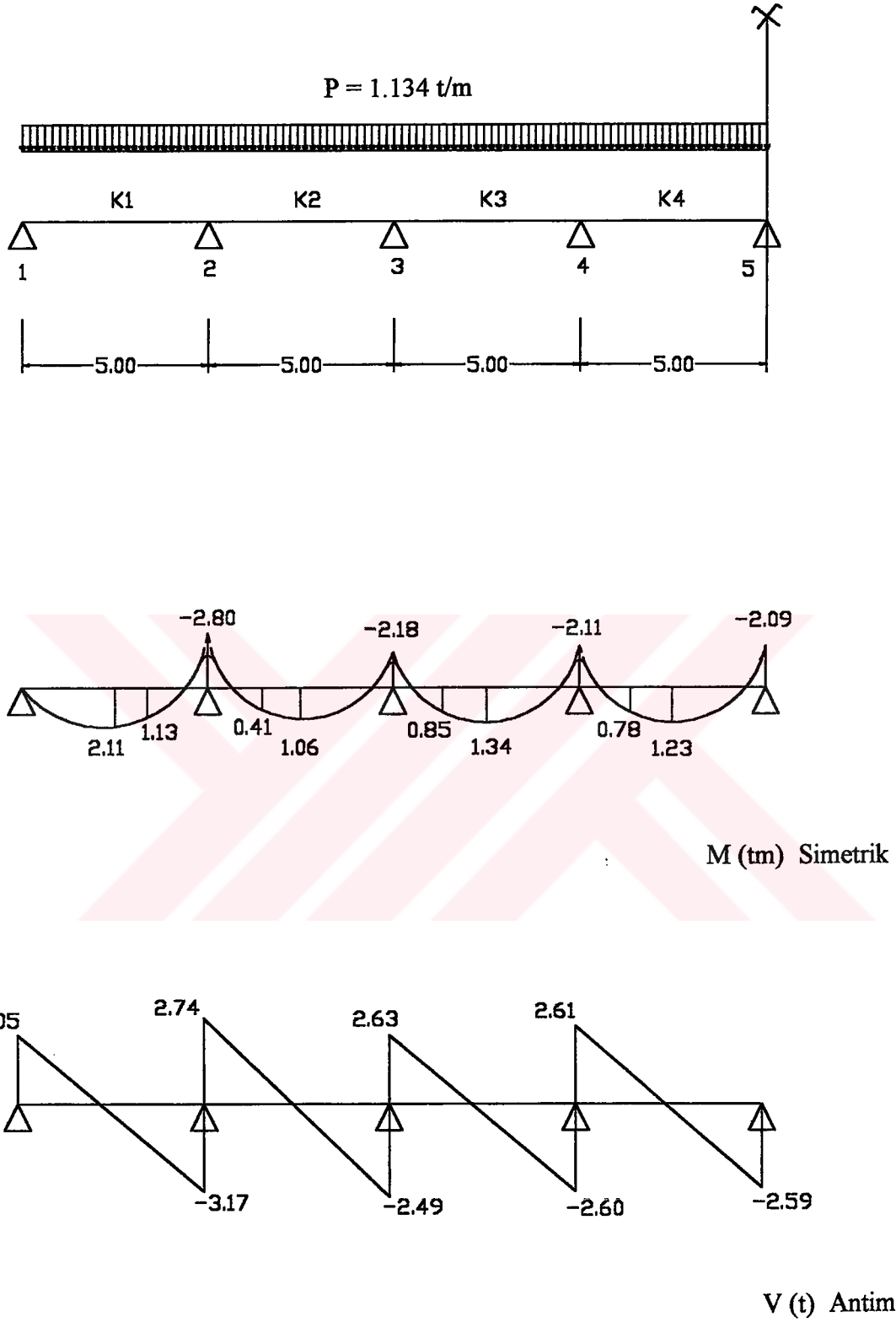
Kren kirişinde;



Şekil 5.5 Kren kiriş kesiti

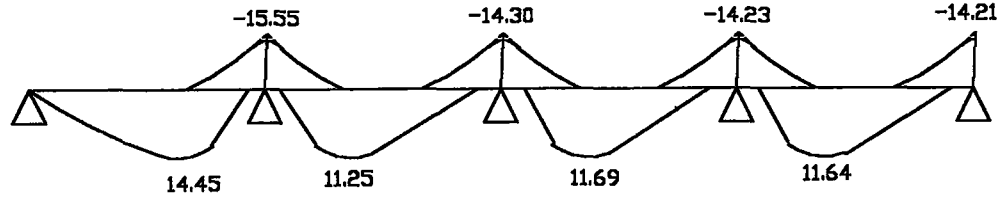
Kiriş öz ağırlığı.....	$0.4 \times 0.6 \times 2.5 = 0.600 \text{ t/m}$
Sıva ağırlığı (2cm).....	$2 \times 0.02 \times (2 \times 0.4 + 0.6) = 0.056 \text{ t/m}$
Hareketli yük.....	0.100 t/m
Toplam ağırlık.....	$0.756 \text{ t/m}, P = 1.5 \times 0.756 = 1.134 \text{ t/m}$

yükleri hesaplarda gözönüne alınmışlardır. Kren kirişinin kendi ağırlığından dolayı oluşan kesit tesirleri aşağıda gösterilmiştir.

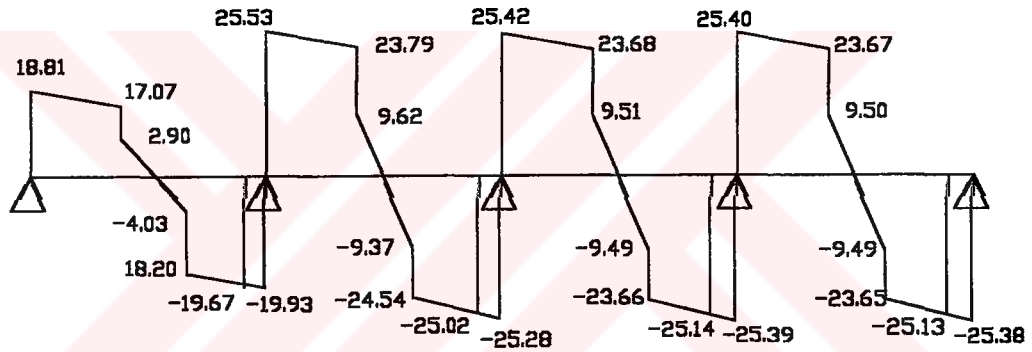


Şekil 5.6 Kren kirişinin kendi ağırlığından dolayı oluşan moment ve kesme kuvveti diyagramları

Kren yükü ve kren kirişinin kendi ağırlığından dolayı oluşan kesit tesirleri süperpoze edilerek sonuç diyagramlar aşağıdaki gibi elde edilir.



M (tm) Simetrik



V (tm) Antimetrik

Şekil 5.7 Kren kirişi süperpoze moment ve kesme kuvveti diyagramları

Tablo 5.1 Mesnet momenti düzeltmeleri

	M(tm)	V(t)	a(m)	Md(tm)
M2	-15,55	19,67	0,5	-12,27
M3	-14,3	25,02	0,5	-10,13
M4	-14,23	25,14	0,5	-10,04
M5	-14,21	25,12	0,5	-10,02

5.2 KREN KİRİŞİNİN BETONARME HESABI

5.2.1 Eğilme Hesabı

Kren kirişlerinin eğilme hesabı her açıklık için yapılarak kirişlerdeki açıklık donatıları bulunmuştur. Bulunan açıklık donatıları pilye yapılmadan düz olarak yerleştirilmiştir. Montaj donatısı olarak ta 3 ϕ 12 seçilmiştir. Mesnet kesitlerinde negatif momenti karşılamak üzere mesnet ek donatıları yerleştirilmiştir.

4.2.2 Kayma Hesabı

Kren kirişlerinin kayma hesabı yapılırken, kren kirişi üzerinde hareketli yüklerin etkili olması ve çalışmaya konu olan endüstri yapısının 1.Deprem bölgesinde bulunması nedeniyle kesme kuvvetinin yalnız etriyeler tarafından karşılandığı ve beton kesitin kesme kuvveti almadığı düşünülmüştür. Minimum etriye çapı olarak ϕ 10 seçilmiştir. Etriyeler mesnet bölgelerinde sıklaştırılmış, etriye malzemesi olarak BÇIII kullanılması uygun görülmüştür. BS 16 ve BS 20 beton sınıfları için yapılan hesaplarda kiriş genişlikleri 40 cm.'den büyük olduğu için etriyeler dört kollu yapılmıştır.

Kirişlerdeki donatı düzeni ve hesaplarda yapılacak kontroller daha önce Bölüm 4.4.'de açıklandığı gibidir. Ayrıca kirişlerde maksimum donatının belirlenmesi bakımından aşağıda her beton sınıfı için verilen donatı oranları dikkate alınmıştır. [8, s 127]

ρ_b : Dengeli donatı oranı

ρ_m : Sünek davranışın sağlanabilmesi için koyulan maksimum donatı oranı

ρ_d : Deprem bölgelerinde gerekli süneklik için koyulan maksimum donatı oranı

ρ_1 : Şehim denetimi sınırı donatı oranı

Tablo 5.2 BS16, BÇ III için Kren kirişi hesabı

$f_{cd}=110 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{ywd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	50	37	1445	2,17647	3,192	12,47	0,00674	0,00328	5 Φ 18(12,72)
K2	50	37	1125	2,46667	3,068	9,33	0,00504	0,00328	4 Φ 18(10,18)
K3	50	37	1169	2,41980	3,082	9,74	0,00526	0,00328	4 Φ 18(10,18)
K4	50	37	1162	2,42708	3,080	9,67	0,00523	0,00328	4 Φ 18(10,18)

Mesnette hesap

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,01350	0,01150	0,00810	0,00710

MESNET NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	50	37	1227	2,36192	3,099	10,28	4 Φ 12(4,52)	3 Φ 16(6,03)
M3	50	37	1013	2,59945	3,027	8,29	4 Φ 12(4,52)	2 Φ 16(4,02)
M4	50	37	1004	2,61108	3,024	8,21	4 Φ 12(4,52)	2 Φ 16(4,02)
M5	50	37	992	2,62682	3,019	8,09	4 Φ 12(4,52)	2 Φ 16(4,02)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	lc(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
10,82	25,27	50,88	80	10	16	Φ 10	26,67	0,00395	0,00074

Tablo 5.3 BS20, BÇ III için Kren kirişi hesabı

$f_{cd}=130 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	45	37	1445	2,06478	3,125	12,20	0,00733	0,00328	5 Φ 18(12,72)
K2	45	37	1125	2,34009	3,023	9,19	0,00552	0,00328	4 Φ 18(10,18)
K3	45	37	1169	2,29562	3,038	9,60	0,00576	0,00328	4 Φ 18(10,18)
K4	45	37	1162	2,30253	3,036	9,53	0,00573	0,00328	4 Φ 18(10,18)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,01600	0,01360	0,00960	0,00840

Mesnette hesap

MESNET NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	45	37	1227	2,24071	3,056	10,13	4 Φ 12(4,52)	3 Φ 16(6,03)
M3	45	37	1013	2,46606	2,992	8,19	4 Φ 12(4,52)	2 Φ 16(4,02)
M4	45	37	1004	2,47709	2,991	8,12	4 Φ 12(4,52)	2 Φ 16(4,02)
M5	45	37	992	2,49202	2,989	8,01	4 Φ 12(4,52)	2 Φ 16(4,02)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _c (cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ_{min}
10,82	25,27	54,11	80	10	16	Φ 10	26,67	0,00440	0,00080

Tablo 5.4 BS25, BÇ III için Kren Hesabı

$f_{cd}=170 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	40	37	1445	1,94669	3,079	12,02	0,00812	0,00328	5 Φ 18(12,72)
K2	40	37	1125	2,20625	2,993	9,10	0,00615	0,00328	4 Φ 18(10,18)
K3	40	37	1169	2,16433	2,999	9,48	0,00640	0,00328	4 Φ 18(10,18)
K4	40	37	1162	2,17084	2,998	9,42	0,00636	0,00328	4 Φ 18(10,18)

Mesnette hesap

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,02090	0,01780	0,01260	0,01090

MESNET NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	40	37	1227	2,11256	3,018	10,01	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 18(7,63)
M3	40	37	1013	2,32502	2,975	8,15	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 18(5,09)
M4	40	37	1004	2,33542	2,973	8,07	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 18(5,09)
M5	40	37	992	2,34950	2,971	7,97	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 18(5,09)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _c (cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ_{min}
11,06	25,27	62,90	80	10	16	Φ 14	26,00	0,00480	0,00095

Tablo 5.5 BS30, BÇ III için Kren Hesabı

$f_{cd}=200 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Ağırlıkta hesap

KİRİŞ NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	35	32	1445	1,57489	3,178	14,35	0,01281	0,00328	5 Φ 20(15.71)
K2	35	32	1125	1,78487	3,074	10,81	0,00965	0,00328	3 Φ 22(11.40)
K3	35	32	1169	1,75096	3,088	11,28	0,01007	0,00328	3 Φ 22(11.40)
K4	35	32	1162	1,75623	3,086	11,21	0,01001	0,00328	3 Φ 22(11.40)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,02370	0,02000	0,01420	0,01290

Mesnette hesap

MESNET NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	35	32	1227	1,70908	3,107	11,91	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 20(9.42)
M3	35	32	1013	1,88096	3,036	9,61	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 20(6.28)
M4	35	32	1004	1,88937	3,032	9,51	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 20(6.28)
M5	35	32	992	1,90076	3,028	9,39	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 20(6.28)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	lc(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
9,10	25,27	56,00	70	8,5	14	Φ 14	25,70	0,00630	0,00100

Tablo 5.6 BS35, BÇ III için Kren Hesabı

$f_{cd}=230 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{ywd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	35	32	1445	1,57489	3,118	14,08	0,01257	0,00328	5 Φ 20(15.71)
K2	35	32	1125	1,78487	3,016	10,60	0,00947	0,00328	3 Φ 22(11.40)
K3	35	32	1169	1,75096	3,031	11,07	0,00989	0,00328	3 Φ 22(11.40)
K4	35	32	1162	1,75623	3,029	11,00	0,00982	0,00328	3 Φ 22(11.40)

Mesnette hesap

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,02630	0,02220	0,01580	0,01480

MESNET NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	35	32	1227	1,70908	3,05	11,69	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 20(9.42)
M3	35	32	1013	1,88096	2,989	9,46	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 20(6.28)
M4	35	32	1004	1,88937	2,987	9,37	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 20(6.28)
M5	35	32	992	1,90076	2,985	9,25	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 20(6.28)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	lc(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
9,83	25,27	64,40	70	8,5	14	Φ 14	25,70	0,00630	0,00110

Tablo 5.7 BS40, BÇ III için Kren Hesabı

$f_{cd}=270 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	35	32	1445	1,57489	3,060	13,82	0,01234	0,00328	6 Φ 18(15.26)
K2	35	32	1125	1,78487	2,984	10,49	0,00937	0,00328	3 Φ 22(11.40)
K3	35	32	1169	1,75096	2,990	10,92	0,00975	0,00328	3 Φ 22(11.40)
K4	35	32	1162	1,75623	2,989	10,85	0,00969	0,00328	3 Φ 22(11.40)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,02970	0,02490	0,01780	0,01740

Mesnette hesap

MESNET NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	35	32	1227	1,70908	2,998	11,50	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 20(9.42)
M3	35	32	1013	1,88096	2,965	9,39	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 20(6.28)
M4	35	32	1004	1,88937	2,964	9,30	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 20(6.28)
M5	35	32	992	1,90076	2,961	9,18	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 20(6.28)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	lc(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
10,56	25,27	75,60	70	8,5	14	Φ 14	25,70	0,00630	0,00120

Tablo 5.8 BS45, BÇ III için Kren Hesabı

fcd=300 Kg/cm² fywd=3650 Kg/cm²
fyd=3650 Kg/cm²

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	p	pmin	DONATI(cm ²)
K1	35	27	1445	1,32881	3,168	16,95	0,01794	0,00328	6 Φ 20(18.84)
K2	35	27	1125	1,50599	3,052	12,72	0,01346	0,00328	5 Φ 18(12.72)
K3	35	27	1169	1,47737	3,066	13,27	0,01405	0,00328	6 Φ 18(15.26)
K4	35	27	1162	1,48182	3,064	13,19	0,01395	0,00328	6 Φ 18(15.26)

pb	pm	pd	pl
0,03170	0,02670	0,01900	0,01930

Mesnette hesap

MESNET NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	35	27	1227	1,44203	3,084	14,02	3 Φ 12(3,39)	3Φ22(11.40)
M3	35	27	1013	1,58706	3,011	11,30	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 20(9.42)
M4	35	27	1004	1,59416	3,008	11,19	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 20(9.42)
M5	35	27	992	1,60377	3,006	11,04	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 20(9.42)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	lc(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	p	pmin
9,521	25,27	70,88	60	7,5	12	Φ 14	25,30	0,00730	0,00127

Tablo 5.9 BS50, BÇ III için Kren Hesabı

$f_{cd}=330 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd}=3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	ρ	ρ_{min}	DONATI(cm ²)
K1	35	27	1445	1,32881	3,101	16,60	0,01756	0,00328	6 Φ 20(18.84)
K2	35	27	1125	1,50599	3,007	12,53	0,01326	0,00328	5 Φ 18(12.72)
K3	35	27	1169	1,47737	3,022	13,08	0,01385	0,00328	6 Φ 18(15.26)
K4	35	27	1162	1,48182	3,020	13,00	0,01375	0,00328	6 Φ 18(15.26)

Mesnette hesap

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,03340	0,02830	0,02000	0,02120

MESNET NO	b(cm)	d(cm)	Md(tcm)	Kd	ks	As(cm ²)	MEVCUT(cm ²)	EK(cm ²)
M2	35	27	1227	1,44203	3,041	13,82	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 22(11.40)
M3	35	27	1013	1,58706	2,986	11,20	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 20(9.42)
M4	35	27	1004	1,59416	2,984	11,10	3 Φ 12(3,39)	3 Φ 20(9.42)
M5	35	27	992	1,60377	2,982	10,96	3 Φ 12(3,39)	2 Φ 22(7.60)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	lc(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etriye	Vws(t)	ρ	ρ_{min}
10,14	25,27	77,96	60	7,5	12	Φ 14	25,30	0,00730	0,00136

5.3 KREN KİRİŞİNİN FİYATLANDIRILMASI

Çalışmaya konu olan endüstri yapısında yapı boyunca giden 4 adet kren kirişi bulunmaktadır. Yapının boyuna doğrultusunda 8 açıklık bulundurduğu gözönüne alındığında 32 adet kren kirişinin olduğu kolayca görülebilir. Yapılan statik ve betonarme hesaplarda, simetrik olması dolayısıyla sistemin yarısı ile hesap yapılmıştır. Yani bulunan donatılar 4 açıklıklı kiriş hesabı sonucunda bulunan donatılardır. Sistemdeki toplam demir maliyetini bulmak için,

Kren kirişi demir maliyeti $\times 8$

yapılmalıdır.

Fiyatlandırma yapılırken 1997 Yılı Bayındırlık Bakanlığı Birim Fiyatları kullanılmıştır.

5.3.1 KREN KİRİŞİ İMALAT ÇEŞİTLERİ

5.3.1.1 DEMİR İMALATI

Kren kirişlerindeki demir miktarını hesaplamak için Bölüm 4.4’de verilen donatı düzeni çerçevesinde kullanılan donatıların boyları hesaplanmalıdır. Kren kirişlerinde pilye kullanılmadığı için yerleştirilecek donatılar düz çekme donatısı, montaj donatısı, mesnet ekleri ve etriyelerdir. Bu donatıların boyları, l_n kiriş açıklığı olmak üzere, Bölüm 4.5.1.1’de verilen bağıntılar yardımıyla hesaplanmış ve metraj buna göre çıkarılmıştır.

5.3.1.2 KALIP İMALATI

Kren kirişlerinin yapımı için kullanılacak kalıp miktarı bir açıklık için m^2 olarak,

$$TKA(m^2) = (l_n - b_n) \times (2 \times (b + h)), \quad b_n = \text{Enine konsol genişliği (m)} \quad (5.15)$$

olarak hesaplanmıştır.

5.3.1.3 BETON İMALATI

Kren kirişlerinin yapımı için kullanılan beton miktarı bir açıklık için m^3 olarak,

$$TBM(m^3)=(l_n-b_n) \times (b \times h), \quad b_n=\text{Enine konsol genişliği (m)} \quad (5.16)$$

olarak hesaplanmıştır.

5.3.1.4 SIVA İMALATI

Kren kirişlerinde yapılacak sıva imalatı bir açıklık için m^2 olarak,

$$TSA(m^2)=(l_n-b_n) \times (2 \times (b+h)), \quad b_n=\text{Enine konsol genişliği (m)} \quad (5.17)$$

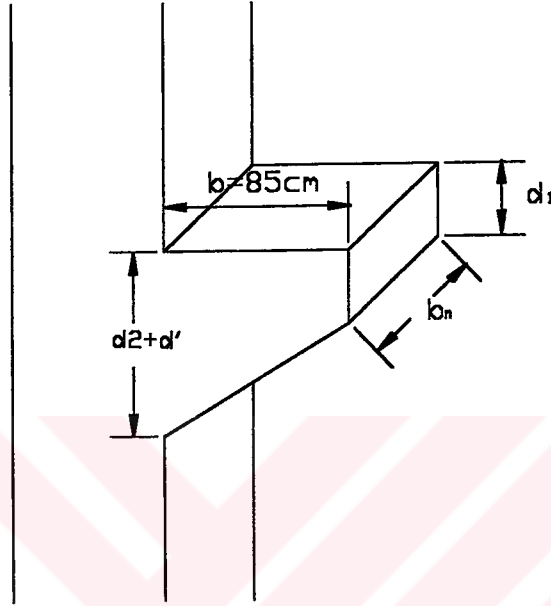
olarak hesaplanmıştır.

5.4 KREN KONSOLU HESABI

Kren kirişinin mesnetlendiği kren konsolunun hesabı aşağıda gösterilen yük durumlarına göre yapılmıştır.

5.4.1 YÜK ANALİZİ

1. Kren konsolunun kendi yükü ;



Şekil 5.8 Kren konsolu ölçüleri

$$R_g = (d_1 + d_2) \times b \times b_n \times 2.4 / 2 \quad (5.18)$$

2. Kren yükü ;

Kren etkilerinden dolayı kren kirişinde oluşan maksimum kesme kuvveti değeri kren konsoluna da kesme kuvveti olarak gelecektir. Bu kuvvet Bölüm 5.1.1’de Şekil 5.7’den alınan $V_{\max} = 25.53\text{t}$ ’dur.

3. Kren yüklerinin enine etkisi ;

Kren hareketlerinden dolayı oluşacak enine etkiler, krenin kren kirişi üzerindeki hareketinden dolayı oluşan kesme kuvveti değerlerinin 0.10’u olarak kabul edilirse,

$$H_{kmax} = V_{max} / 10 = 22.79 / 10 = 2.279t, \quad (5.19)$$

$$H_{kmin} = V_{min} / 10 = 7.93 / 10 = 0.793t. \quad (5.20)$$

olarak hesaba katılırlar. [6]

4. Kren yüklerinin boyuna etkisi ;

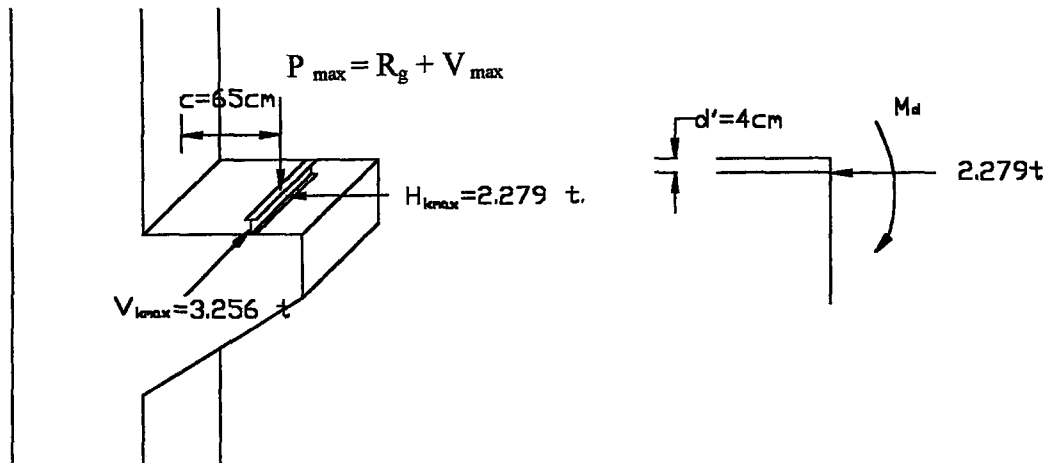
Kren hareketlerinin fren, çarpma vs. etkilerinden dolayı kren konsoluna etkiyen boyuna yükler, krenin kren kirişi üzerindeki hareketinden dolayı oluşan kesme kuvveti etkilerinin 0.07'si olarak kabul edilirse,

$$V_{kmax} = V_{max} / 7 = 22.79 / 7 = 3.256t. \quad (5.21)$$

$$V_{kmin} = V_{min} / 7 = 7.93 / 7 = 1.132t. \quad (5.22)$$

olarak hesaba katılırlar. [6]

Yukarıdaki açıklamalar ışığında kren konsolu üzerine gelen yükler aşağıda gösterilmiştir.



5.9 Kren konsoluna etki eden kuvvetler

5.4.2 KREN KONSOLUNUN BETONARME HESABI

Şartnameye göre yükleme noktasının mesnet yüzeyine olan uzaklığının mesnet yüzeyindeki faydalı yüksekliğe oranı 1'den küçükse kısa konsol hesabı yapılması gereklidir. Hesabı yapılacak olan konsolda bu oran $c / (d_2 + d') < 1$ olduğundan kısa konsol hesabı yapılması gereklidir. [4]

Konsol üzerinde bulunan yüklerin mesnet yüzüne göre momentleri alınır,

$$M_d = (R_g + V_{max}) \times 0.65 - H_{kmin} \times d' \quad (5.23)$$

momenti elde edilir. Bu moment değeri kısa konsolun betonarme hesabı için kullanılır.

Konsol üzerinde kren rayı doğrultusundaki yatay kuvveti de gözönünde tutarak kısa konsolun hesabı ve detaylandırılması şartnameye göre aşağıda özetlenmiştir. [4]

$$A_{st} = (M_d / f_{yd} \times (0.8 \times d_2)) + (N_d / f_{yd}) \quad (5.24)$$

$$V_r > V_d \quad (5.25)$$

$$V_d < V_{max} = 0.25 \times f_{cd} \times b_n \times d_2 \quad (5.26)$$

$$V_r = 0.12 \times f_{cd} \times b_n \times d_2 \times [(1 - 0.5(c/d_2) \times (1 + 70 \times \rho))] \quad (5.27)$$

$$\rho = A_{st} / (b_n \times d_2) \quad (5.28)$$

$$\rho_{min} = 0.05 \times f_{cd} / f_{yd} \quad (5.29)$$

$$\rho_{max} = 0.17 \times f_{cd} / f_{yd} \quad (5.30)$$

$$0.5 \times A_{st} < A_{sv} < A_{st} \quad (5.31)$$

A_{st} : Toplam çekme donatısı

M_d : Konsol yüzündeki hesap moment

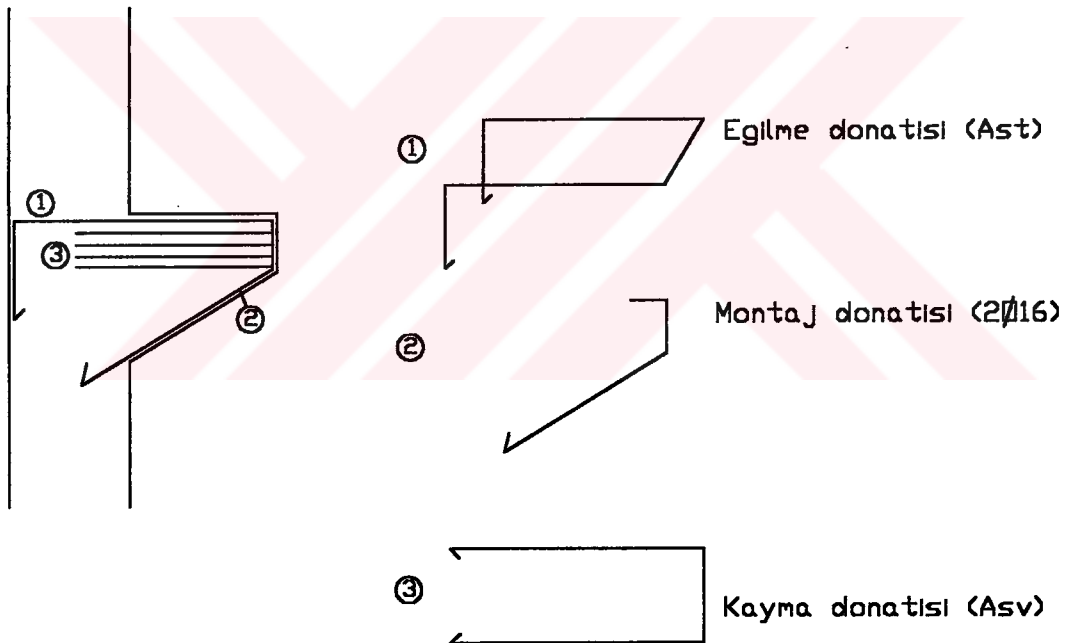
d_2 : Konsol yüzündeki faydalı yükseklik

N_d : Konsola kren hareketinden dolayı gelen aksenal kuvvet

V_r : Kayma dayanımı

A_{sv} : Konsol eksenine paralel yerleştirilen kayma donatısı alanı

Kren konsolu için kullnılan donatı şeması Şekil 5.10'da gösterilmiştir.



Şekil 5.10 Kren konsolu donatı şeması

Tablo 5.10 BS16, BÇ III için kren konsolu hesabı

d ₁ (cm)	d ₂ +d'(cm)	b _n (cm)	M _d (tm)	A _{st} (cm ²)	A _{sv} (cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	P _{max} (t)	V _r (t)
40	80	40	16,82	8,47 (4Φ18)	8,47 (6Φ14)	0,00280	0,00151	0,00510	26,00	27,44

Tablo 5.11 BS20, BÇ III için kren konsolu hesabı

d ₁ (cm)	d ₂ +d'(cm)	b _n (cm)	M _d (tm)	A _{st} (cm ²)	A _{sv} (cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	P _{max} (t)	V _r (t)
35	75	40	16,78	8,99 (4Φ18)	8,99 (6Φ14)	0,00320	0,00178	0,00605	25,96	29,41

Tablo 5.12 BS25, BÇ III için kren konsolu hesabı

d ₁ (cm)	d ₂ +d'(cm)	b _n (cm)	M _d (tm)	A _{st} (cm ²)	A _{sv} (cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	P _{max} (t)	V _r (t)
35	75	30	16,71	8,95 (4Φ18)	8,95 (6Φ14)	0,00420	0,00233	0,00790	25,85	30,49

Tablo 5.13 BS30, BÇ III için kren konsolu hesabı

d ₁ (cm)	d ₂ +d'(cm)	b _n (cm)	M _d (tm)	A _{st} (cm ²)	A _{sv} (cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	P _{max} (t)	V _r (t)
35	75	25	16,68	8,94 (4Φ18)	8,94 (6Φ14)	0,00500	0,00274	0,00930	25,80	31,185

Tablo 5.14 BS35, BÇ III için kren konsolu hesabı

d ₁ (cm)	d ₂ +d'(cm)	b _n (cm)	M _d (tm)	A _{st} (cm ²)	A _{sv} (cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	P _{max} (t)	V _r (t)
30	70	25	16,66	9,54 (4Φ18)	9,54 (6Φ16)	0,00580	0,00315	0,01070	25,77	32,50

Tablo 5.15 BS40, BÇ III için kren konsolu hesabı

d ₁ (cm)	d ₂ +d'(cm)	b _n (cm)	M _d (tm)	A _{st} (cm ²)	A _{sv} (cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	P _{max} (t)	V _r (t)
30	70	25	16,66	9,54 (4Φ18)	9,54 (6Φ16)	0,00580	0,00370	0,01260	25,77	38,15

Tablo 5.16 BS45, BÇ III için kren konsolu hesabı

d ₁ (cm)	d ₂ +d'(cm)	b _n (cm)	M _d (tm)	A _{st} (cm ²)	A _{sv} (cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	P _{max} (t)	V _r (t)
30	70	25	16,66	9,54 (4Φ18)	9,54 (6Φ16)	0,00580	0,00410	0,01400	25,77	42,39

Tablo 5.17 BS50, BÇ III için kren konsolu hesabı

d ₁ (cm)	d ₂ +d'(cm)	b _n (cm)	M _d (tm)	A _{st} (cm ²)	A _{sv} (cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	P _{max} (t)	V _r (t)
30	70	25	16,66	9,54 (4Φ18)	9,54 (6Φ16)	0,00580	0,00452	0,01540	25,77	46,63

5.5 KREN KONSOLUNUN FİYATLANDIRILMASI

Çalışmaya konu olan endüstri yapısında bir çerçevede 4 adet konsol bulunmaktadır. Yapıda 9 adet çerçeve bulunduğundan toplam konsol sayısı 36 'dır. Yapılan statik ve betonarme hesaplar bir konsol için yapıldığından toplam konsol maliyetini bulmak için bir konsol maliyeti 36 ile çarpılmalıdır.

5.5.1 KREN KONSOLU İMALAT ÇEŞİTLERİ

5.5.1.1 DEMİR İMALATI

Kren konsollarında kullanılacak demir miktarı Şekil 5.10'da verilen donatı şeması çerçevesinde ölçekli çizimler ile elde edilmiştir. Kullanılacak toplam demir miktarı bu yolla hesaplanarak metraj çıkarılmıştır.

5.5.1.2 KALIP İMALATI

Bir kren konsolu için gerekli olan kalıp miktarı m^2 olarak.

$$TKA(m^2) = b \times b_n + d_1 \times b_n + (d_1 + d_2 + d') \times b + b_n \times [(d_2 + d' - d_1)^2 + b^2]^{1/2} \quad (5.32)$$

olarak hesaplanmıştır. Bulunan değer konsol sayısı ile çarpıldığında konsol için toplam kalıp maliyeti elde edilir.

5.5.1.3 BETON İMALATI

Bir kren konsolu için gerekli olan beton miktarı m^3 olarak,

$$TBH(m^3) = (d_1 + d_2 + d') \times b \times b_n / 2 \quad (5.33)$$

olarak hesaplanmıştır. Bulunan değer konsol sayısı ile çarpıldığında konsol için toplam beton maliyeti elde edilir.

5.5.1.4 SIVA İMALATI

Bir kren konsolu için gerekli olan sıva miktarı m^2 olarak.

$$TSA(m^2) = b \times b_n + d_1 \times b_n + (d_1 + d_2 + d') \times b + b_n \times [(d_2 + d' - d_1)^2 + b^2]^{1/2} \quad (5.34)$$

olarak hesaplanmıştır. Bulunan değer konsol sayısı ile çarpıldığında konsol için toplam sıva maliyeti elde edilir.



Tablo 5.19 BS20, BÇ III için kren kirişi maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.058/1	BS 20 HAZIR BETONU	26.50	M ³	6.975.523	184.851.360
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	250.24	M ²	804.400	201.293.056
3	23.001/1	Ø8-Ø12 MM BETONARME DEMİRİ	2.86	T	54.207.500	155.033.450
4	23.002	Ø14-Ø50 MM BETONARME DEMİRİ	1.96	T	48.523.100	95.105.276
5	27.501	SIVA YAPILMASI	250.24	M ²	427.702	107.028.149
						743.311.291

Tablo 5.20 BS25, BÇ III için kren kirişi maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059	BS 25 HAZIR BETONU	24.06	M ³	7.269.373	174.901.114
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	240.64	M ²	804.400	193.570.816
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	0.50	T	54.207.500	27.103.750
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	4.50	T	48.523.100	218.353.950
5	27.501	SIVA YAPILMASI	240.64	M ²	427.702	102.922.209
						716.851.839

Tablo 5.21 BS30, BÇ III için kireşi maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/1	BS 30 HAZIR BETONU	18.62	M ³	7.788.123	145.014.850
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	212.8	M ²	804.400	171.176.320
3	23.001/1	Ø8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	0.50	T	54.207.500	27.103.750
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	4.88	T	48.523.100	236.792.728
5	27.501	SIVA YAPILMASI	212.8	M ²	427.702	91.014.986
						671.102.634

Tablo 5.2.2 BS35, BÇ III için kren kirişi maliyeti

[illegible]

Tablo 5.23 BS40, BÇ III için kren kirişi maliyeti

[illegible]

Tablo 5.24 BS45, BÇ III için kren kirişi maliyeti

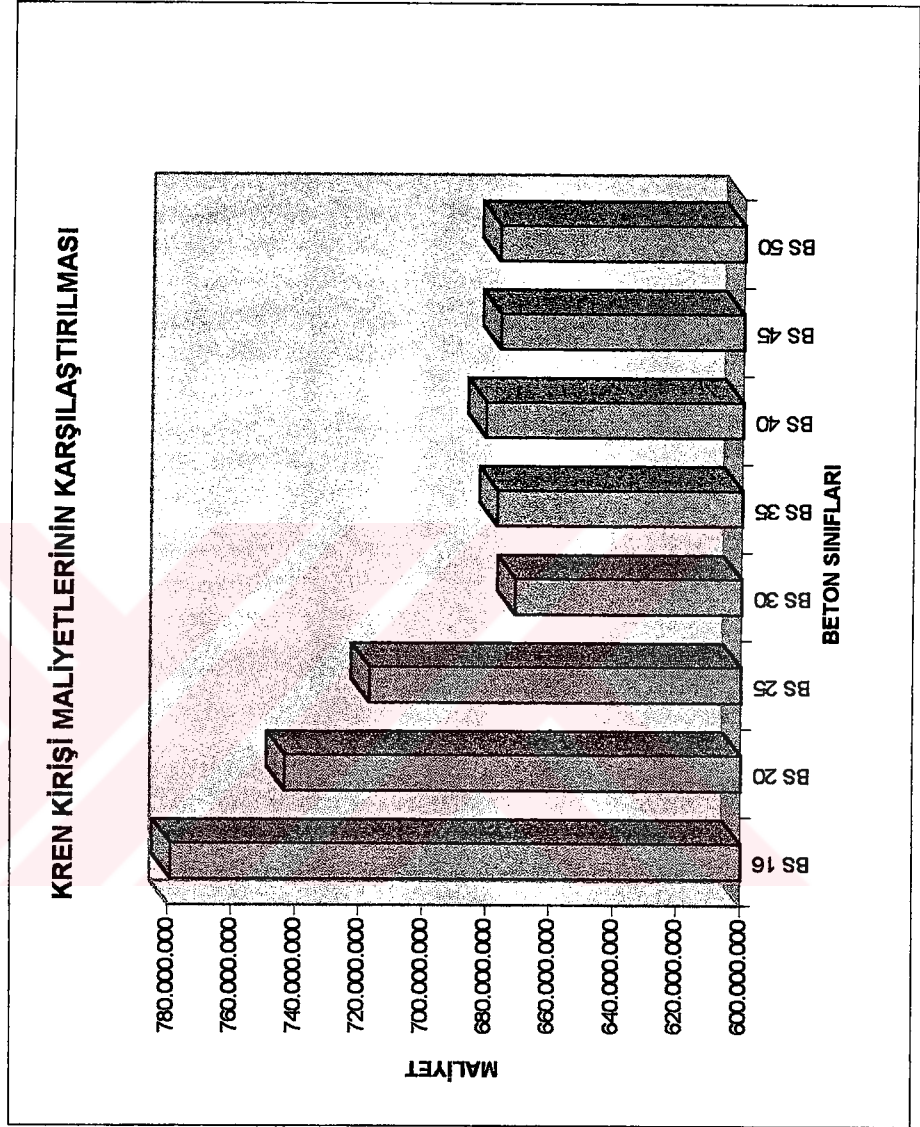
SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/4	BS 45 HAZIR BETONU	15.96	M ³	8.581.873	136.966.693
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	197.6	M ²	804.400	158.949.440
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	0.50	T	54.207.500	27.103.750
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	5.54	T	48.523.100	268.817.974
5	27.501	SIVA YAPILMASI	197.6	M ²	427.702	84.513.915
						676.351.772

Tablo 5.25 BS50, BÇ III için kren kirişi maliyeti

[illegible]

Tablo 5.26 Kren kırışı maliyetlerinin karşılaştırılması

BETON SINIFI	TOPLAM KREN KIRIşI MALİYETİ(TL)
BS 16	779.303.413
BS 20	743.311.291
BS 25	716.851.839
BS 30	671.102.634
BS 35	676.921.384
BS 40	680.722.297
BS 45	676.351.772
BS 50	676.718.617



Tablo 5.30 BS 30 , BÇIII için kren konsolu maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/1	BS 30 HAZIR BETONU	4.95	M ³	7.788.123	38.551.209
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	52.92	M ²	804.400	42.568.848
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	-	T	54.207.500	-
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	1.29	T	48.523.100	62.594.799
5	27.501	SIVA YAPILMASI	52.92	M ²	427.702	22.633.990
						166.348.846

Tablo 5.31 BS 35 , BÇİİİ için kren konsolu maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/2	BS 35 HAZIR BETONU	3.83	M ³	8.100.623	31.025.386
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	49.41	M ²	804.400	39.745.404
3	23.001/1	Ø8-Ø12 MM BETONARME DEMİRİ	-	T	54.207.500	-
4	23.002	Ø14-Ø50 MM BETONARME DEMİRİ	1.35	T	48.523.100	65.506.185
5	27.501	SIVA YAPILMASI	49.41	M ²	427.702	21.132.756
						157.409.731

Tablo 5.32 BS 40 , BÇİİ için kren konsolu maliyeti

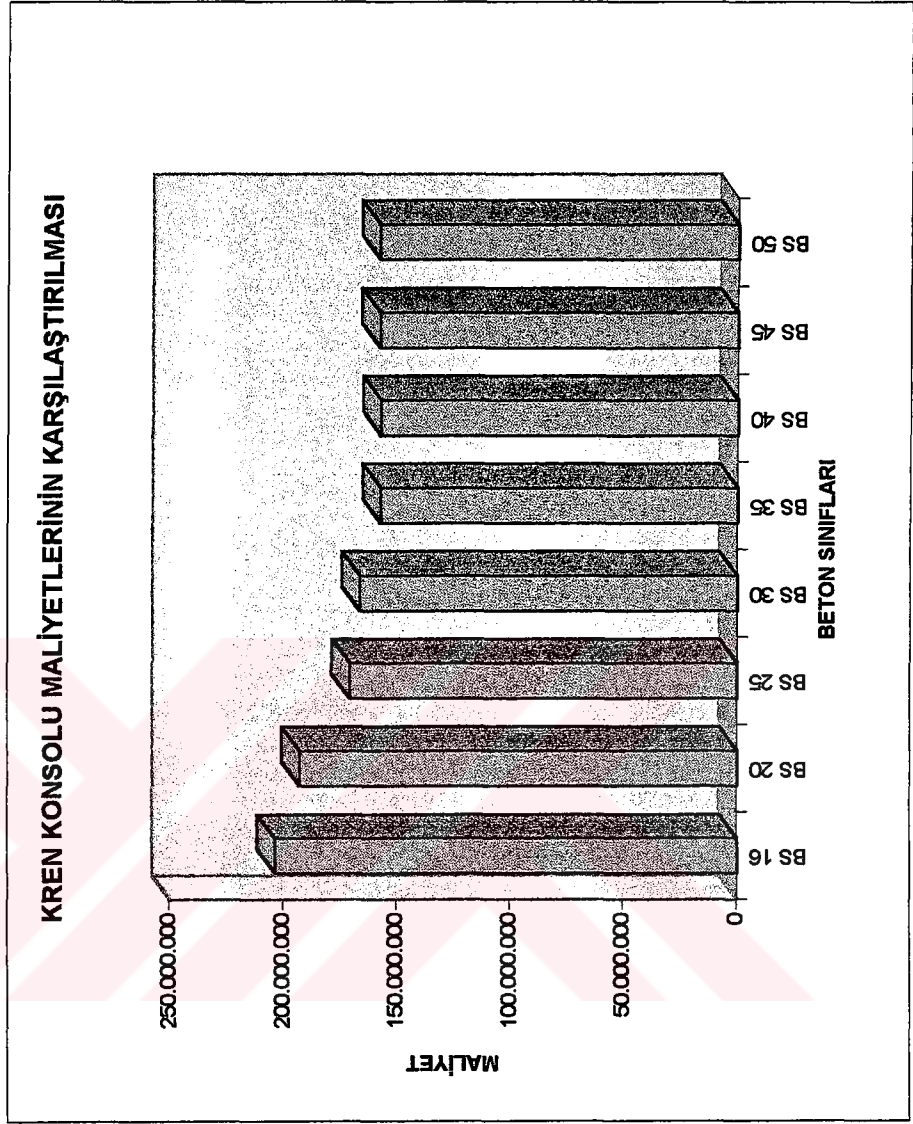
SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/3	BS 40 HAZIR BETONU	3.83	M ³	8.356.873	32.006.824
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	49.41	M ²	804.400	39.745.404
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	-	T	54.207.500	-
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	1.33	T	48.523.100	64.535.723
5	27.501	SIVA YAPILMASI	49.41	M ²	427.702	21.132.756
						157.420.707

Tablo 5.33 BS 45 , BÇİİİ için kren konsolu maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/4	BS 45 HAZIR BETONU	3.83	M ³	8.581.873	32.868.574
2	21.011	DÜZ YÜZEYLI BETONARME KALIP	49.41	M ²	804.400	39.745.404
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	-	T	54.207.500	-
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	1.32	T	48.523.100	64.050.492
5	27.501	SIVA YAPILMASI	49.41	M ²	427.702	21.132.756
						157.797.226

Tablo 5.35 Kren konsolu maliyetlerinin karşılaştırılması

BETON SINIFI	TOPLAM KREN KONSOLU MALİYETİ(TL)
BS 16	203.489.430
BS 20	192.855.533
BS 25	170.707.257
BS 30	166.348.846
BS 35	157.409.731
BS 40	157.420.707
BS 45	157.797.226
BS 50	157.982.245



BÖLÜM 6

İKİ AÇIKLIKLI ANA ÇERÇEVENİN KOLON VE KİRİŞLERİNİN HESABI

6.1 YÜK ANALİZİ

1. DÜŞEY YÜKLER

Çerçeve üzerine gelen düşey yükler Şekil 6.2’de gösterilmiştir.

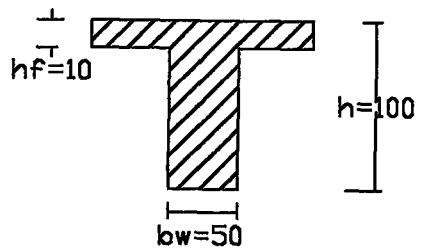
1.1 Döşemeden gelen yük ;

$$g_{dş} = 2 \times q \times l_x / 3 = 2 \times 0.649 \times 4.60 / 3 = 1.99 \text{ t/m} \quad (6.1)$$

1.2 Boylama aşık kirişinden gelen yükler ;

$$g = \sum P / \sum l = (2 \times 8.20 + 7 \times 12.71) / (2 \times 18.35) = 2.87 \text{ t/m} \quad (6.2)$$

1.3 Çerçeve kirişinin kendi yükü ;



Şekil 6.1 Çerçeve kirişi enkesiti

$$g_{\text{çer}} = b_w \times (h - h_f) \times 2.5 \times 1.5 = 0.50 \times (1 - 0.10) \times 2.5 \times 1.5 = 1.69 \text{ t/m} \quad (6.3)$$

1.4 Sıva yükü (2cm kalınlığında) ;

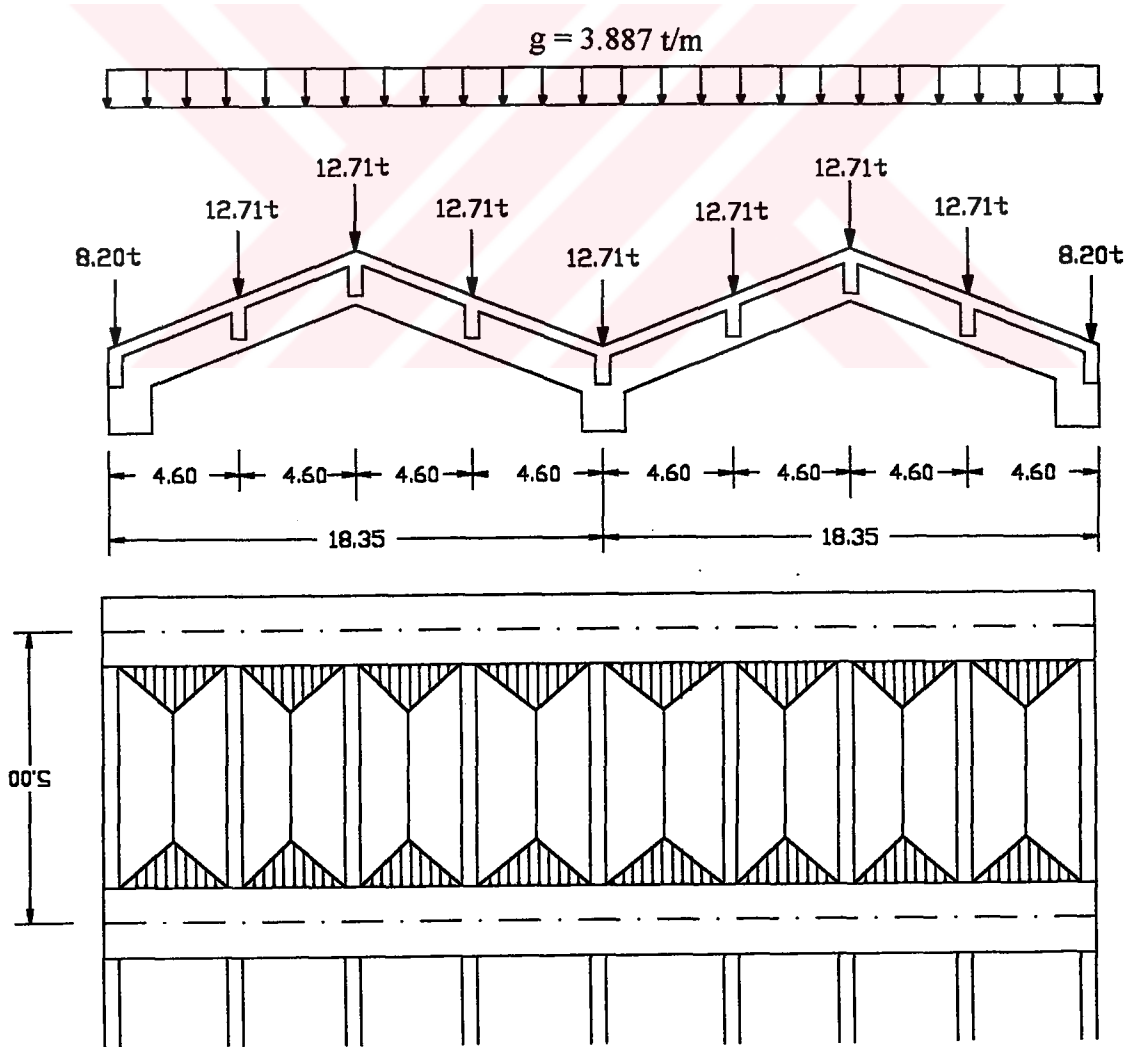
$$g_{\text{sıva}} = (2 \times (h - h_f) + b_w) \times \gamma_{\text{sıva}} \times 0.02 \times 1.5$$

$$= (2 \times (1.0 - 0.10) + 0.5) \times 2 \times 0.02 \times 1.5 = 0.207 \text{ t/m} \quad (6.4)$$

Çerçeve kirişine gelen toplam yük ;

$$P = \sum g = 1.99 + 2.87 + 1.69 + 0.207 = 6.638 \text{ t/m}$$

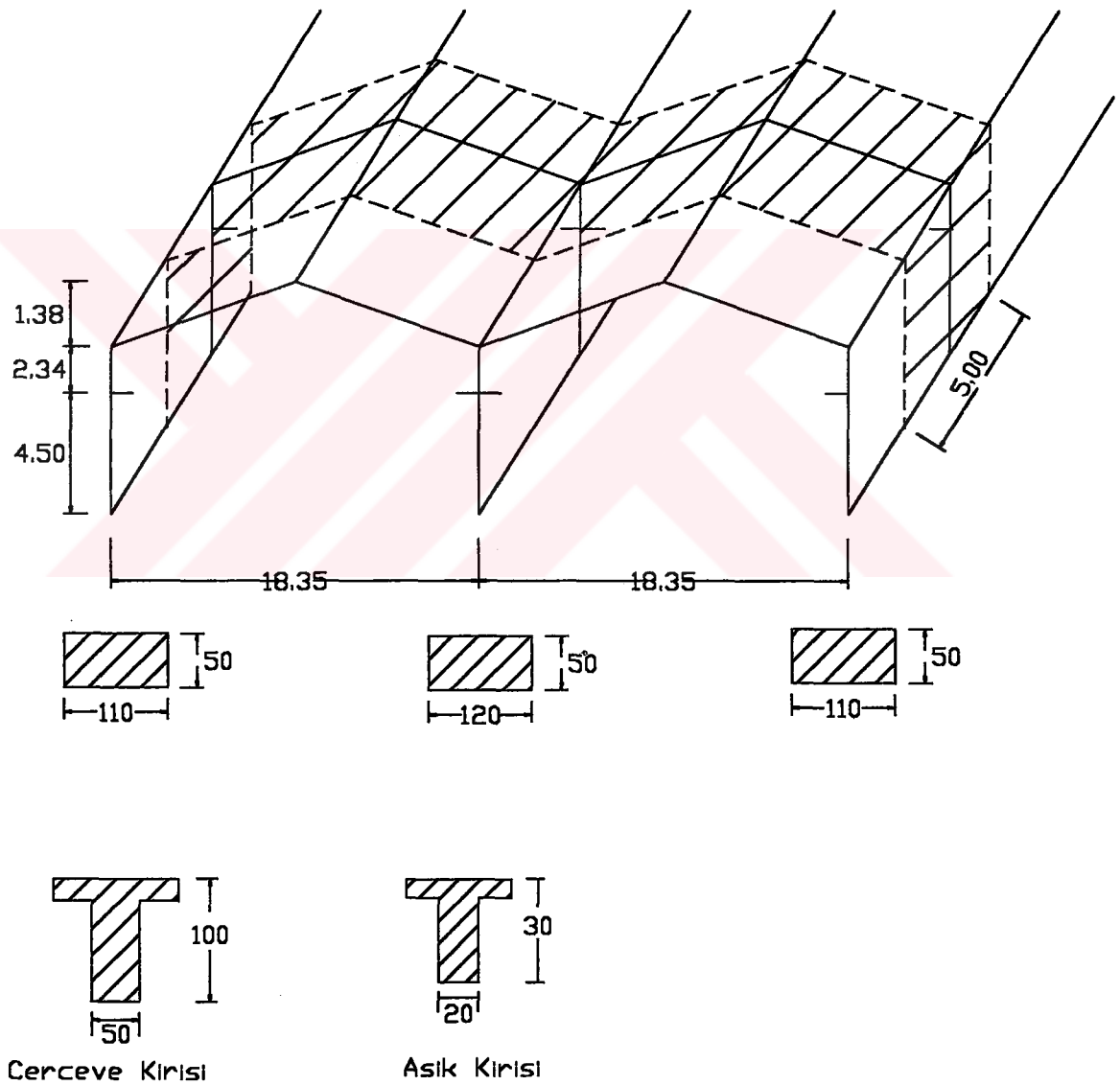
bulunur. Düşey yükler Şekil 6.2’de gösterilmiştir.



Şekil 6.2 Çerçeve üzerine gelen düşey yükler

2. DEPREM YÜKLERİ

Deprem yüklemesinin sağdan etkimesi haline göre hesap yapılmıştır. Yapının ve yüklerin simetrikliği nedeniyle deprem soldan yüklemesi yapılmamıştır. Bu etkiler süperpozisyon tablolarında simetrik yükleme olarak verilmiştir. Bir çerçeveye ait yük etki alanı ve çubuk kesitleri Şekil 6.3'de gösterilmiştir.



Şekil 6.3 Bir çerçeve için yük etki alanı

2.1 BİR ÇERÇEVE ÜZERİNDEKİ YÜKLER

2.1.1 Kolonların kendi ağırlıkları ;

- Kenar kolonlarda,

$$p_{kolon1} = b \times d \times l_{kolon} \times 2.5 = 0.50 \times 1.10 \times 6.84 \times 2.5 = 9.405t \quad (6.5)$$

$$p_{sıva1} = (b+d) \times 2 \times 0.02 \times \gamma_{sıva} \times l_{kolon} = (0.50+1.10) \times 2 \times 0.02 \times 2 \times 6.84 = 0.876t \quad (6.6)$$

$$\lambda = p_{kolon1} + p_{sıva1} = 9.405 + 0.876 = 10.281t \quad (6.7)$$

- Orta kolonda,

$$p_{kolon2} = b \times d \times l_{kolon} \times 2.5 = 0.50 \times 1.20 \times 6.84 \times 2.5 = 10.26t \quad (6.8)$$

$$p_{sıva2} = (b+d) \times 2 \times 0.02 \times \gamma_{sıva} \times l_{kolon} = (0.50+1.20) \times 2 \times 0.02 \times 2 \times 6.84 = 0.93t \quad (6.9)$$

$$\mu = p_{kolon2} + p_{sıva2} = 10.26 + 0.93 = 11.19t \quad (6.10)$$

2.1.2 Çerçeve kirişi ağırlıkları ;

$$p_{kiriş} = b_w \times (h-h_f) \times 18.35 \times 2.5 \times 2 / \cos 8.53 = 0.5 \times 0.9 \times 18.35 \times 2.5 \times 2 / \cos 8.53 = 41.75t \quad (6.11)$$

$$p_{sıva3} = (2 \times (h-h_f) + b_w) \times 18.35 \times \gamma_{sıva} \times 0.02 \times 2 / \cos 8.53 \quad (6.12)$$

$$= (2 \times 0.9 + 0.5) \times 18.35 \times 2 \times 0.02 \times 2 / \cos 8.53 = 3.41t$$

$$\eta = p_{kiriş} + p_{sıva3} = 41.75 + 3.41 = 45.16t \quad (6.13)$$

2.1.3 Boylama aşık kirişi ağırlıkları ;

$$p_{akirif} = b_w \times (h - h_f) \times l_n \times 2.5 \times 9 = 0.2 \times 0.2 \times 5 \times 2.5 \times 9 = 4.50t \quad (6.14)$$

$$p_{siva4} = (2 \times (h - h_f) + b_w) \times l_n \times \gamma_{siva} \times 0.02 \times 9 = (2 \times 0.2 + 0.2) \times 5 \times 2 \times 0.02 \times 9 = 1.08t \quad (6.15)$$

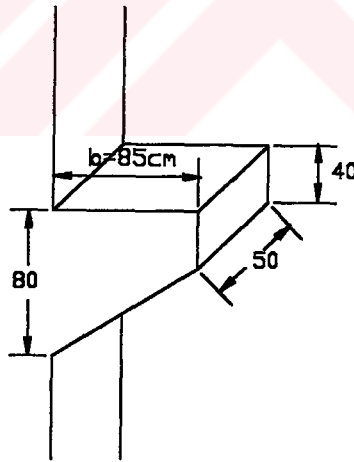
$$\delta = p_{akirif} + p_{siva4} = 4.50 + 1.08 = 5.58t \quad (6.16)$$

2.1.4 Çatı döşeme yükü ;

$$q_{dof} = 0.649 \times 5 \times 2 \times 18.35 / \cos 8.53 = 120.42t \quad (\varphi) \quad (6.17)$$

2.1.5 Kren yükü ;

$$P_{max} = t_{max} + R_g = 25.53 + 0.612 = 26.142t \quad (6.18)$$



Şekil 6.4 Kren konsolu boyutları

2.2 DEPREM SABİTİ (C) KATSAYISININ BULUNMASI

W: Bir çerçevenin toplam ağırlığı,

C_o : Deprem bölge katsayısı,

K: Yapı tipi katsayısı,

S : Yapı dinamik katsayısı,

I : Yapı önem katsayısı

olmak üzere çerçeveye etkiyen toplam deprem yükü ;

$$Q_{dep}=W \times C \quad (6.19)$$

olarak bulunup kolonlar üzerinde dağıtılacaktır.

C deprem katsayısı

$$C=C_o \times K \times S \times I \quad (6.20)$$

yardımla hesaplanacaktır. Çalışmaya konu olan endüstri yapısında,

$C_o=0.1$ (I. deprem bölgesi),

$K=1$ (Düktil ve betonarme,

$S=1$ (Bir veya iki katlı her tür yapıda),

$I=1$ (Endüstri yapılarında)

olduğu gözönünde bulundurularak deprem katsayısı C ,

$$C = 0.1 \times 1 \times 1 \times 1 = 0.10$$

olarak hesaplanmıştır.

Yapılmış olan deprem katsayısı hesabı çalışmanın yapıldığı tarihte yürürlükte olan ve 1975 yılından bu yana kullanılan “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik” esas alınarak yapılmıştır. 1997 yılının Mayıs ayında yürürlüğe girecek olan yeni yönetmeliğe göre deprem kuvvetini hesaplamak istenirse

$$V_{dep} = W \times A(T_1) / R_a \quad (6.21)$$

formülü kullanılmalıdır.

$A(T_1)$: Birinci titreşim periyoduna ait spektral ivme katsayısı,

R_a : Deprem yükü azaltma katsayısı,

W : Bina toplam ağırlığı

$$A(T_1) = A_0 \times I \times S(T_1) \quad (6.22)$$

formülü yardımıyla hesaplanacaktır.

T_1 için yaklaşık olarak

$$T = 0.09 \times H / (D) \quad (6.23)$$

H : Yapı yüksekliği

T : Deprem hesabı yapılan doğrultudaki uzunluk

olarak hesaplanırsa,

$$T=0.09 \times 8.216 / (36.70) = 0.122 \text{sn.}$$

bulunur.

Zemin sınıfı Z1 seçilip şartnameden,

$$T_A=0.10 \text{sn}$$

$$T_B=0.30 \text{sn}$$

okunur. Bina doğal periyodu , $T_A < T < T_B$ olduğundan spektrum katsayısı $S(T)=2.5$ olarak alınır. Endüstri yapılarında $I=1$, 1. Deprem bölgelerinde $A_o=0.40$ alınır. Bu açıklamalar ışığında,

$$A(T)=0.40 \times 1 \times 2.5=1.0$$

olarak bulunur.

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı R , deprem yüklerinin tamamının çerçeveler ile taşındığı sistemlerde 4 ile 8 arasında değişen değerler almaktadır. Bu endüstri yapısında bu katsayı $R=6$ seçilmiştir.

Yeni şartnameye göre deprem katsayısı,

$$C=A(T) / R = 1/6 =0.167 \quad (6.24)$$

olarak bulunmaktadır. Görüldüğü gibi yürürlüğe girecek olan şartnameye göre hesaplanan katsayı, eski şartnameye göre hesaplanan katsayıdan bir hayli fazla çıkmaktadır. Bu sebeple çalışmanın yapıldığı tarihte yeni şartname üzerinde hala bir

takım tartışmaların olması ve birtakım değişikliklerin yapılması olasılığının bulunması sebebiyle halen yürürlükte olan eski şartname kullanılmıştır.

- Kenar kolonlarda deprem kuvvetleri ;

$$W_k = \lambda + (\varphi + \eta + \delta)/4 = 10.281 + (120.42 + 45.16 + 5.58)/4 = 53.07t \quad (6.25)$$

$$Q_{dep1} = C \times W_k = 0.1 \times 53.07 = 5.307t \quad (6.26)$$

$$Q_{dep2} = C \times P_{max} = 0.1 \times 26.142 = 2.6142t \quad (6.27)$$

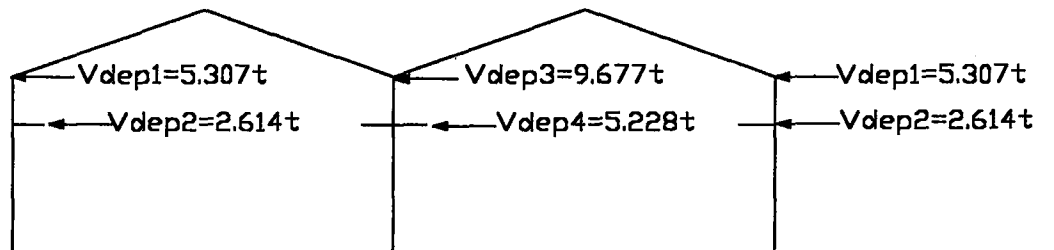
- Orta kolonda deprem kuvvetleri ;

$$W_o = \mu + (\varphi + \eta + \delta)/2 = 11.19 + (120.42 + 45.16 + 5.58)/2 = 96.77t \quad (6.28)$$

$$Q_{dep3} = C \times W_o = 0.1 \times 96.77 = 9.677t \quad (6.29)$$

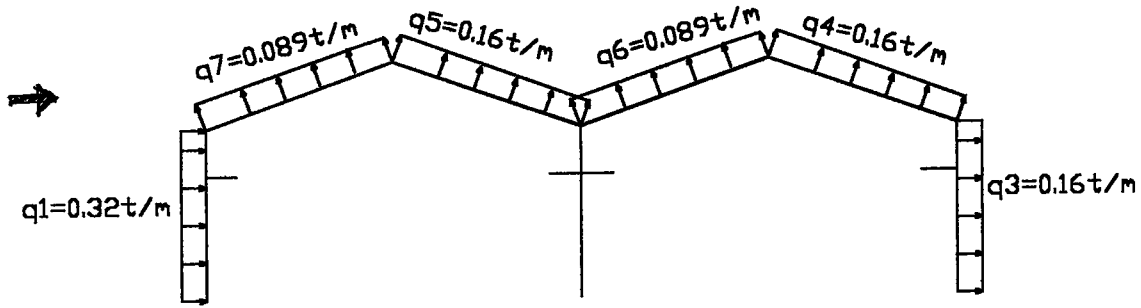
$$Q_{dep4} = C \times P_{max} \times 2 = 0.1 \times 26.142 \times 2 = 5.2284t \quad (6.30)$$

olarak bulunur. Bu yükler Şekil 6.5’de gösterilmiştir.



Şekil 6.5 Deprem yükleri

3. RÜZGAR YÜKLERİ



Şekil 6.6 Rüzgar yükleri

Çalışmaya konu olan endüstri yapısına etkiyen rüzgar yükleri şartnamede verilen katsayılarla göre etkilmiştir. Rüzgarın soldan esmesi hali gözönüne alınmış, sağdan esmesi hali soldan esmesi halinin simetriği olacağından ayrı bir yükleme olarak ele alınmamıştır. Bu etkiler süperpozisyon tablolarında gözönüne alınmıştır. Bina üst kotu 8m.'den daha yukarıda olduğundan rüzgar yükü $q_w = 80 \text{ Kg/m}^2$ alınmıştır. Şartnameye göre,

$$q_1 = 0.8 \times q_w \times l_n = 0.8 \times 0.08 \times 5 = 0.32 \text{ t/m} \quad (6.31)$$

$$q_3 = -0.4 \times q_w \times l_n = -0.4 \times 0.08 \times 5 = -0.16 \text{ t/m} \quad (6.32)$$

$$q_7 = (1.2 \times \sin \alpha - 0.4) \times q_w \times l_n = (1.2 \times \sin 8.53 - 0.4) \times 0.08 \times 5 = -0.089 \text{ t/m} \quad (6.33)$$

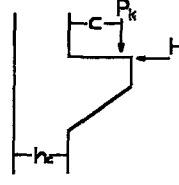
$$q_5 = -0.4 \times q_w = -0.4 \times 0.08 \times 5 = -0.16 \text{ t/m} \quad (6.34)$$

$$q_6 = (1.2 \times \sin \alpha - 0.4) \times q_w = (1.2 \times \sin 8.53 - 0.4) \times 0.08 \times 5 = -0.089 \text{ t/m} \quad (6.35)$$

$$q_4 = -0.4 \times q_w = -0.4 \times 0.08 \times 5 = -0.16 \text{ t/m} \quad (6.36)$$

olarak gözönüne alınmıştır. Bu yüklemeler Şekil 6.6'de gösterilmiştir.

4. KREN YÜKÜ



Şekil 6.7 Kren konsoluna etki eden kuvvetler

$$M_{kmax} = P_{max} \times (c + (h_c/2)) \quad (6.37)$$

$$M_{kmin} = P_{min} \times (c + (h_c/2)) \quad (6.38)$$

olarak hesaplanırlar. Bölüm 5'ten

$$H_{kmax} = 2.279t, \quad H_{kmin} = 0.793t$$

$$P_{min} = V_{min} + R_g = 7.93 + 0.612 = 8.542t \quad (6.39)$$

olarak alınırlar.

- Kenar kolonlar için formül (6.37) ve (6.38) ile,

$$M_{kmax} = 26.142 \times (0.65 + (1.10/2)) = 31.37tm$$

$$M_{kmin} = 8.542 \times (0.65 + (1.10/2)) = 10.25tm$$

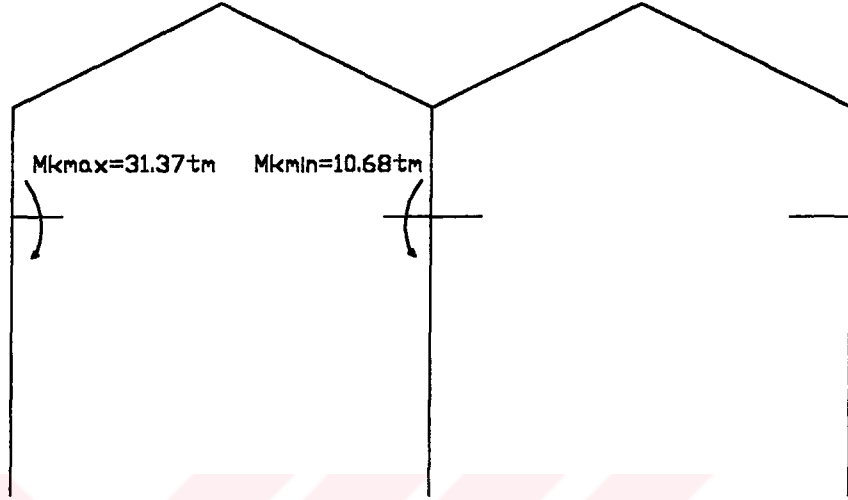
- Orta kolon için formül (6.37) ve (6.38) ile,

$$M_{kmax} = 26.142 \times (0.65 + (1.20/2)) = 32.68tm$$

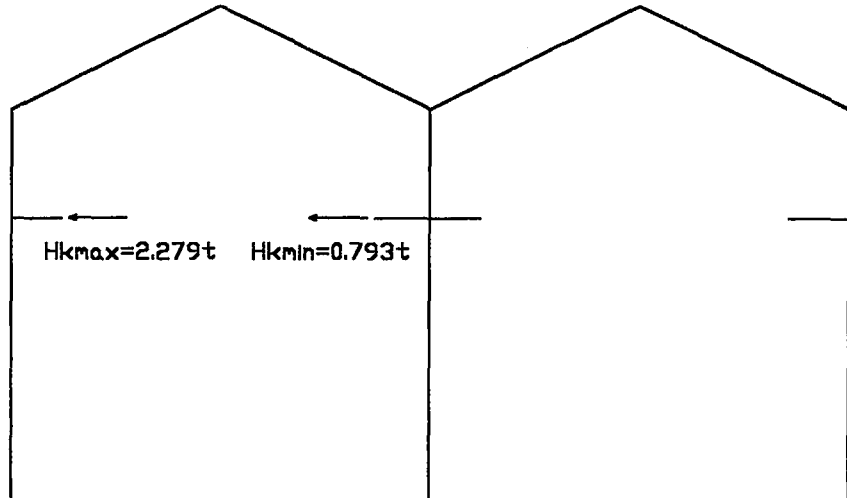
$$M_{kmin} = 8.542 \times (0.65 + (1.20/2)) = 10.68tm$$

olarak hesaplanırlar. Bu kuvvetler ve kren yükü için yükleme durumları aşağıda gösterilmiştir.

KREN SOL AÇIKLIKTA SOLDA, MOMENTLER

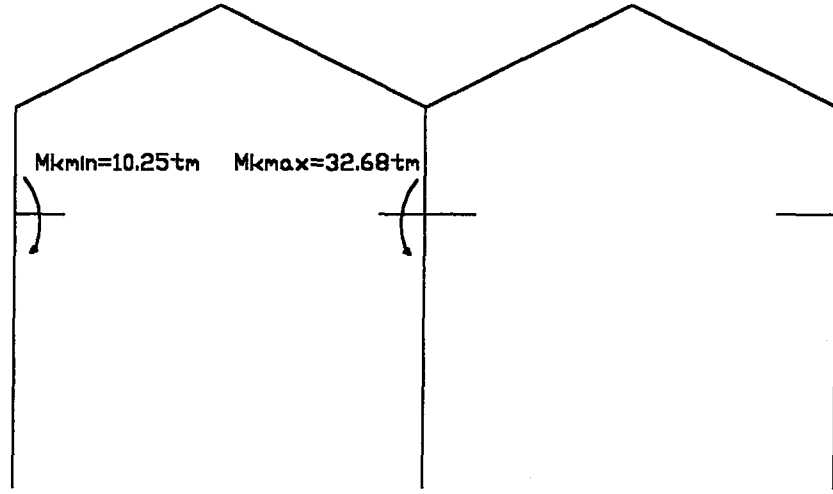


KREN SOL AÇIKLIKTA SOLDA, YATAY KUVVETLER

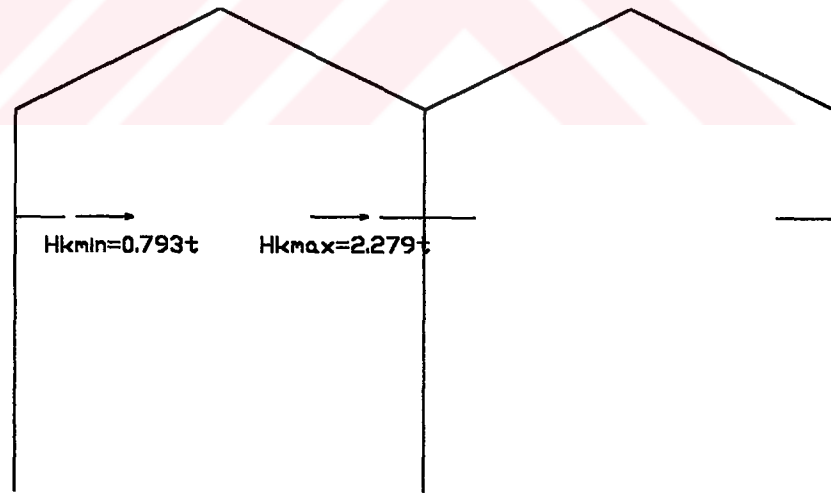


Şekil 6.8 Kren sol açıklıkta solda, momentler ve yatay kuvvetler

KREN SOL ACIKLIKTA SAGDA, MOMENTLER

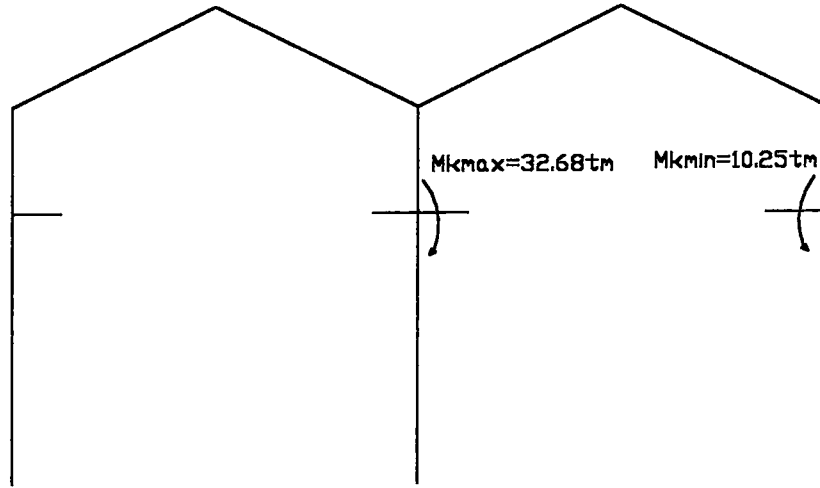


KREN SOL ACIKLIKTA SAGDA, YATAY KUVVETLER

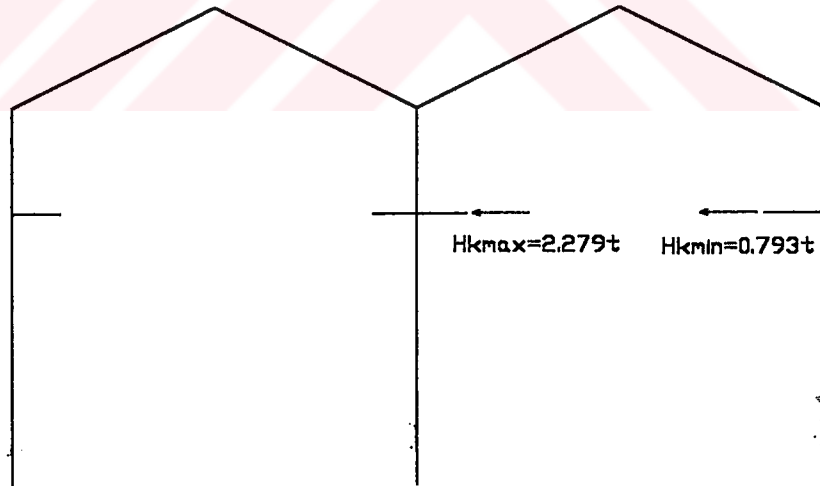


Şekil 6.8 Kren sol açıklıkta sağda, momentler ve yatay kuvvetler

KREN SAG ACIKLIKTA SOLDA, MOMENTLER

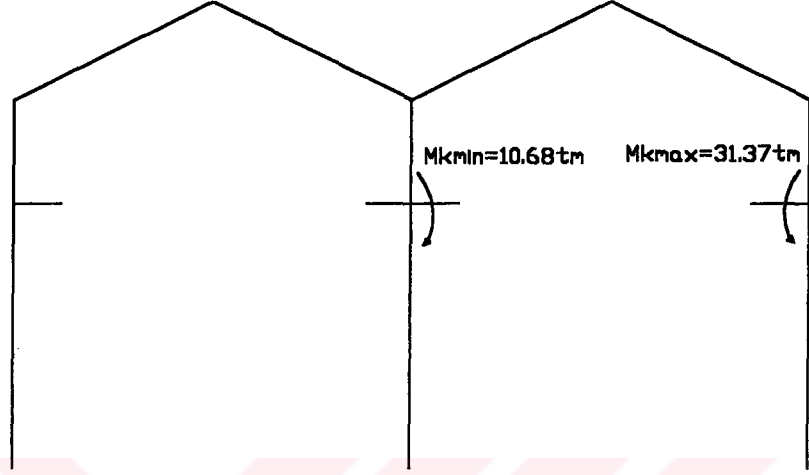


KREN SAG ACIKLIKTA SOLDA, YATAY KUVVETLER

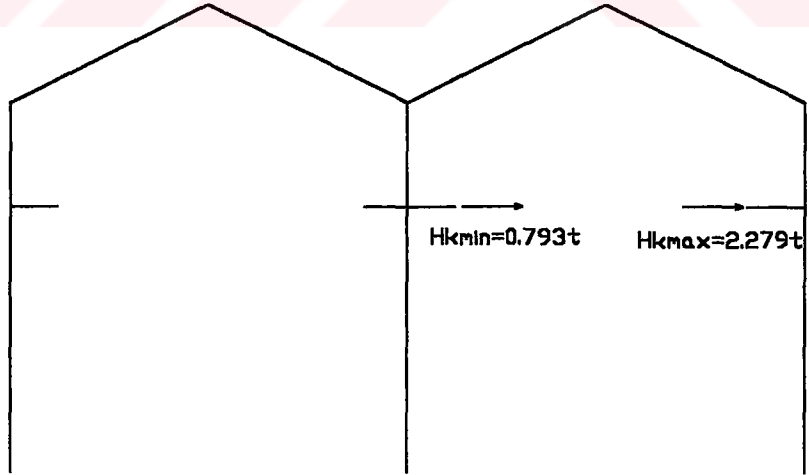


Şekil 6.8 Kren sağ açıklıkta solda, momentler ve yatay kuvvetler

KREN SAĞ AÇIKLIKTA SAĞDA, MOMENTLER



KREN SAĞ AÇIKLIKTA SAĞDA, YATAY KUVVETLER



Şekil 6.8 Kren sağ açıklıkta sağda, momentler ve yatay kuvvetler

Tablo 6.1 Çubuk numaraları ve koordinatları

ÇUBUK NO	DÜĞÜM NO	B(M)	Y (M)	XYI (M)	XYJ (M)	XZI (M)	XZJ (M)
1	1-2	0,50	1,10	0,000	0,000	0,000	6,840
2	5-4	0,50	1,20	18,350	18,350	0,000	6,840
3	8-7	0,50	1,10	36,700	36,700	0,000	6,840
4	6-7	0,50	1,00	27,525	36,700	8,216	6,840
5	4-6	0,50	1,00	18,350	27,525	6,840	8,216
6	3-4	0,50	1,00	9,175	18,350	8,216	6,840
7	2-3	0,50	1,00	0,000	9,175	6,840	8,216

Tablo 6.2 Nkot'ların gösterilmesi

NKOT		KOT NUMARALARI					
ÇUBUK NO	DÜĞÜM NO	i ucu			j ucu		
1	1-2	0	0	0	1	2	3
2	5-4	0	0	0	7	8	9
3	8-7	0	0	0	13	14	15
4	6-7	10	11	12	13	14	15
5	4-6	7	8	9	10	11	12
6	3-4	4	5	6	7	8	9
7	2-3	1	2	3	4	5	6

Tablo 6.3 Yayılı yüklerin gösterilmesi

[illegible]

Tablo 6.4 Tekil yüklerin gösterilmesi

[illegible]

Tablo 6.5 Tekil momentlerin gösterilmesi

[illegible]

Tablo 6.6 Tekil momentlerin çubuk sol uçlarına olan mesafelerinin gösterilmesi

[illegible]

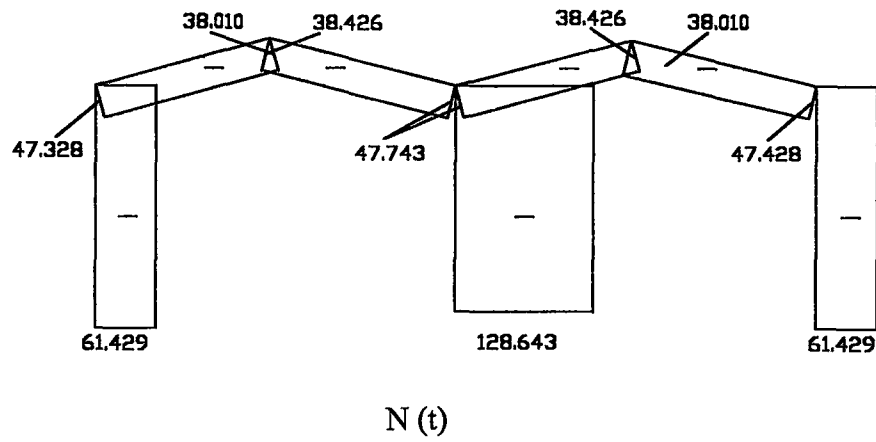
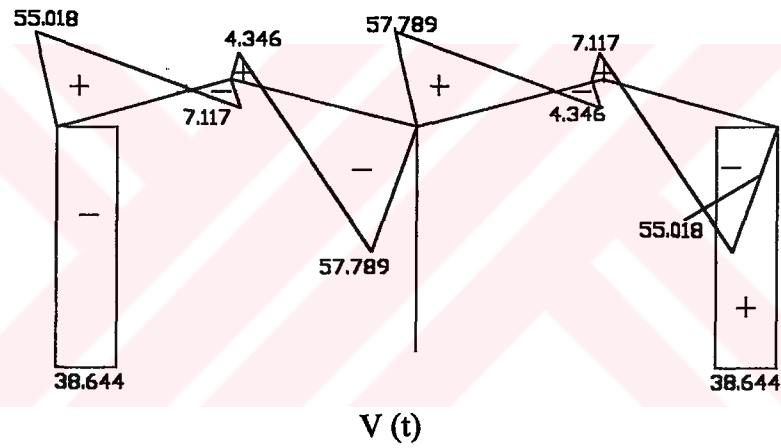
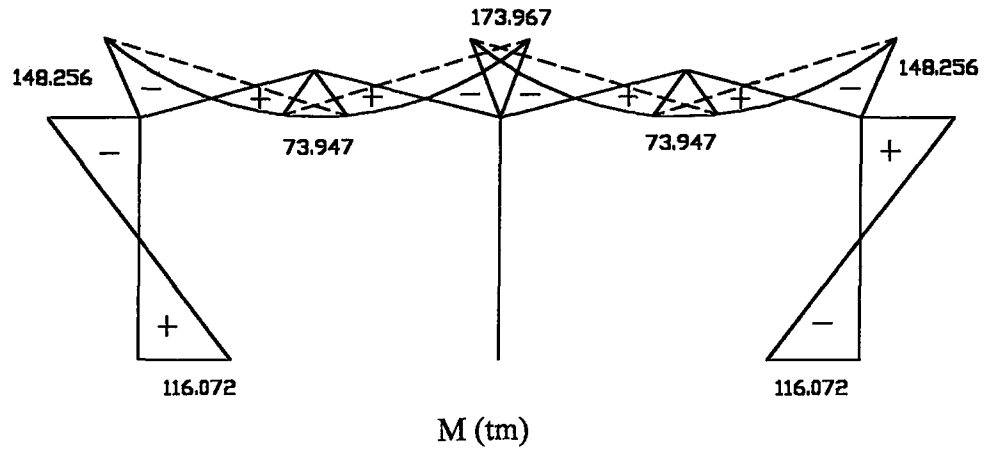
Tablo 6.7 Tekil momentlerin çubuk sağ uçlarına olan mesafelerinin gösterilmesi

[illegible]

Tablo 6.8 Çubukların Sbeta(m)'lerinin gösterilmesi

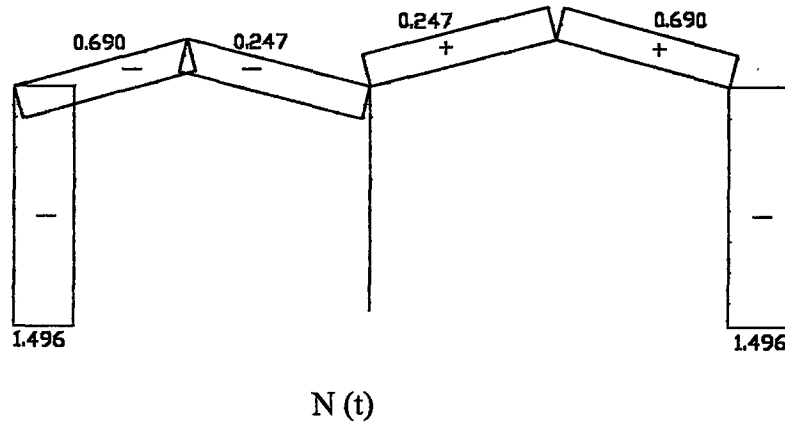
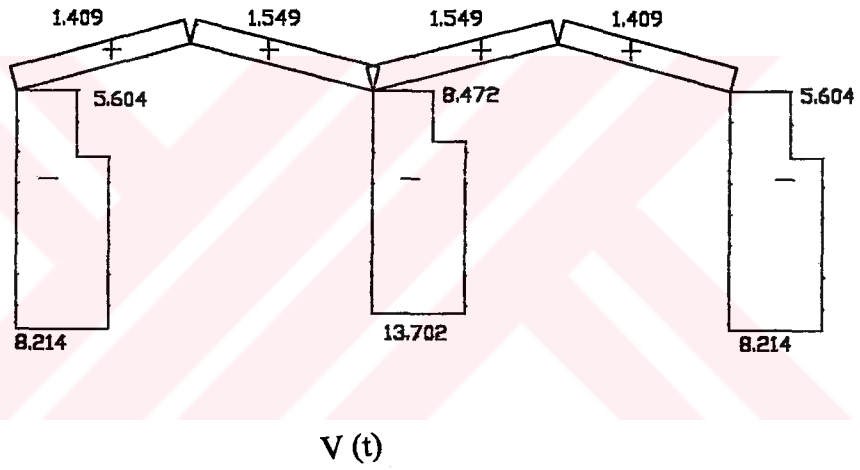
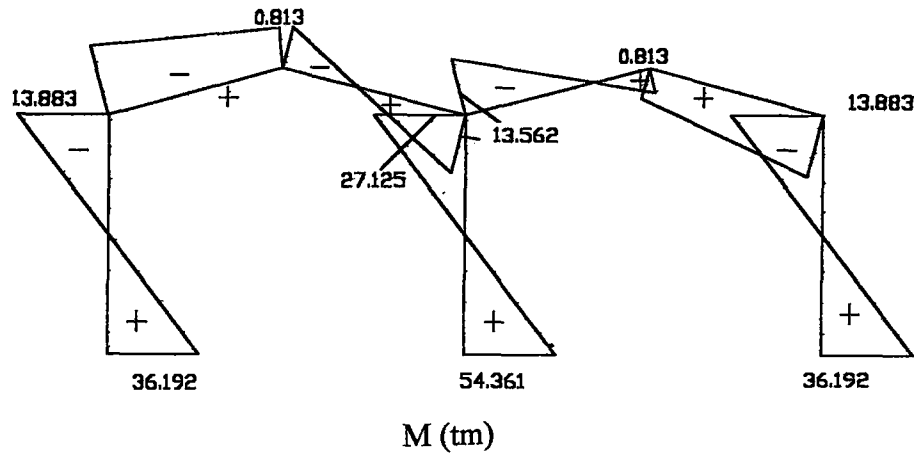
[illegible]

1.YUKLEME(DUSEY YUK)



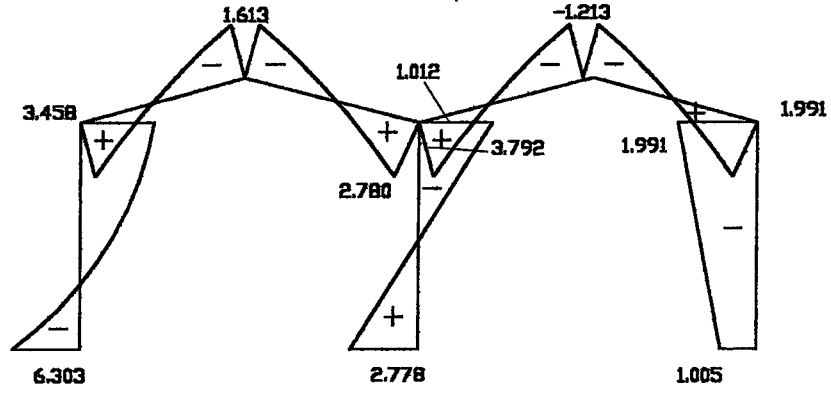
Şekil 6.13 Düşey yükler altında M, V, N diyagramları

2.YUKLEME<DEPREM SAGDAN>

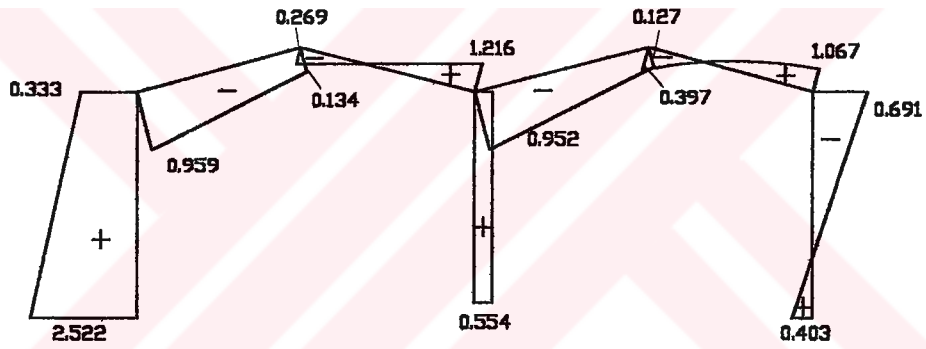


Şekil 6.14 Deprem yükleri altında M, V, N diyagramları

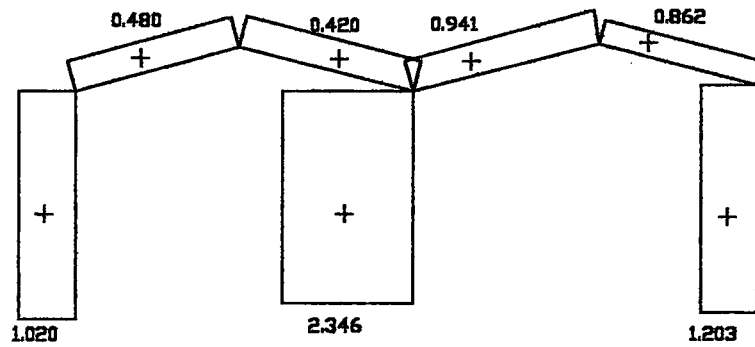
3.YUKLEME(RUZGAR SOLDAN)



M (tm)



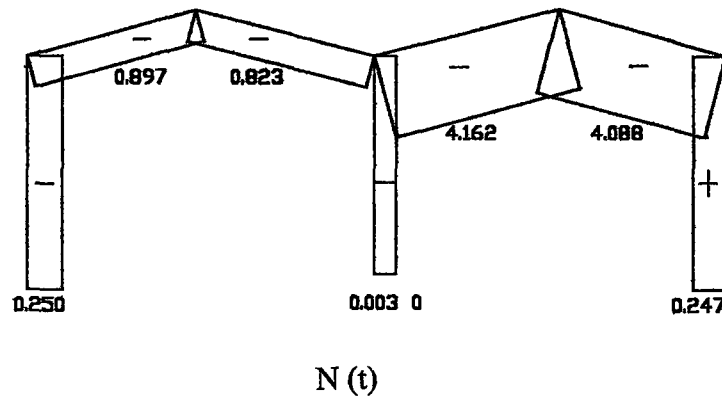
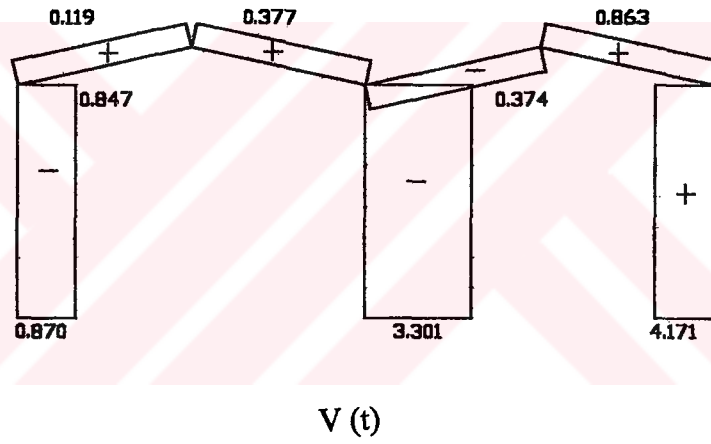
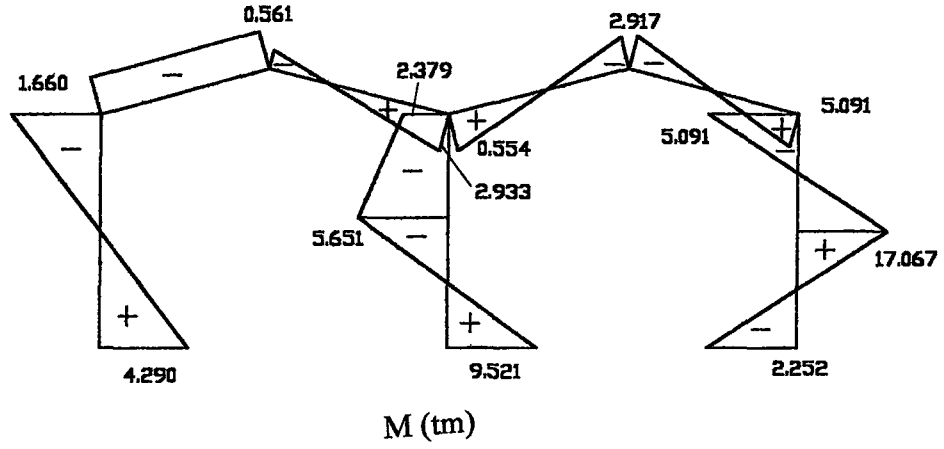
V (t)



N (t)

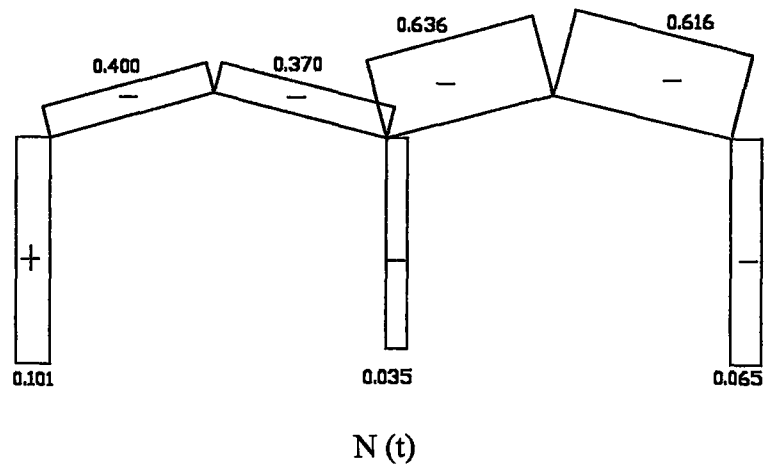
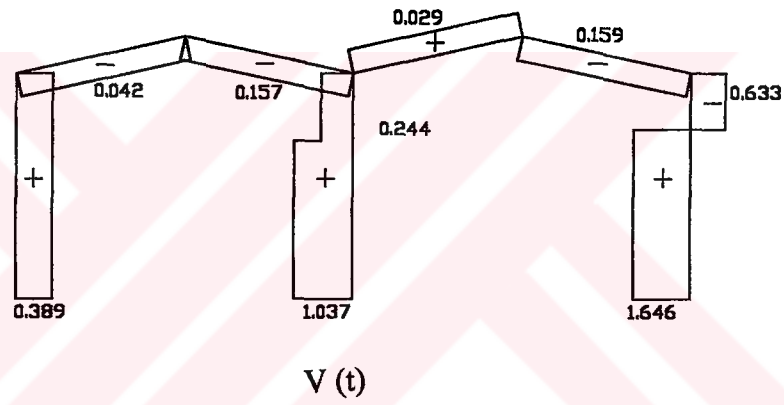
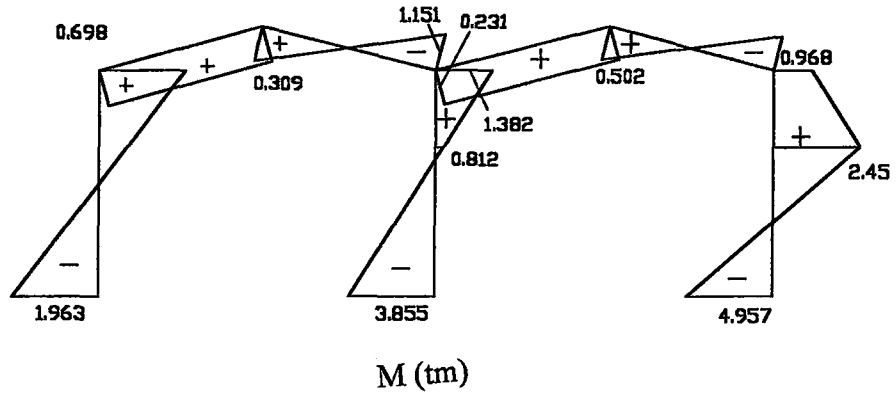
Şekil 6.15 Rüzgar yükleri altında M, V, N diyagramları

4.YUKLAME (KREN SAG ACIKLIKTA,SAGDA MOMENTLER)



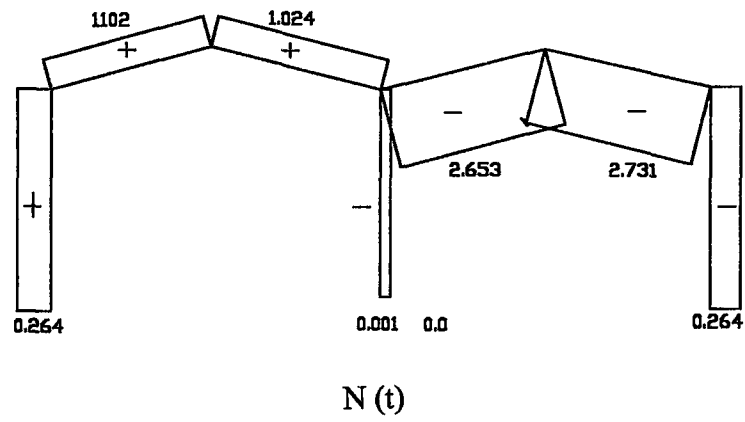
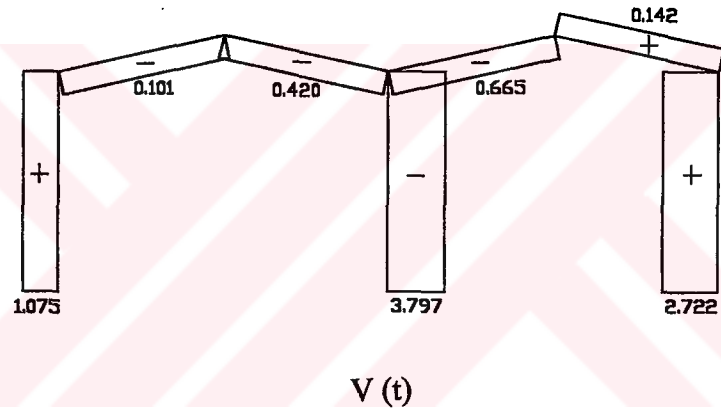
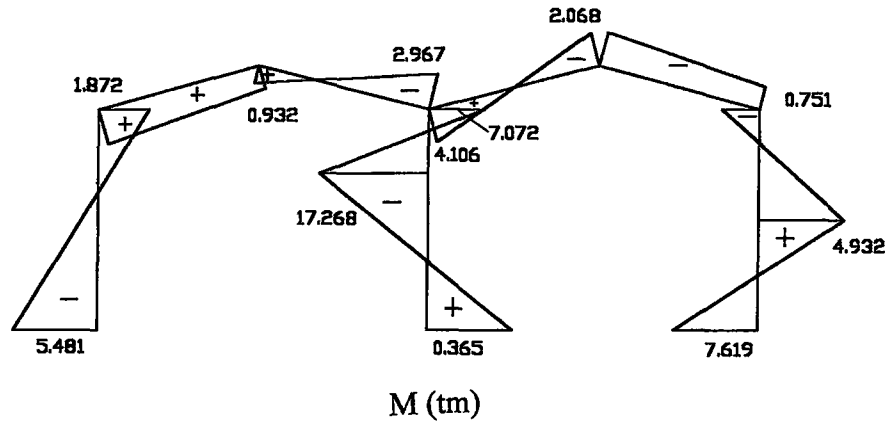
Şekil 6.16 Kren sağ açıklıkta sağda, momentler altında M, V, N diyagramları

5.YUKLEME (KREN SAĞ AÇIKLIKTA,SAGDA YATAY KUV.)



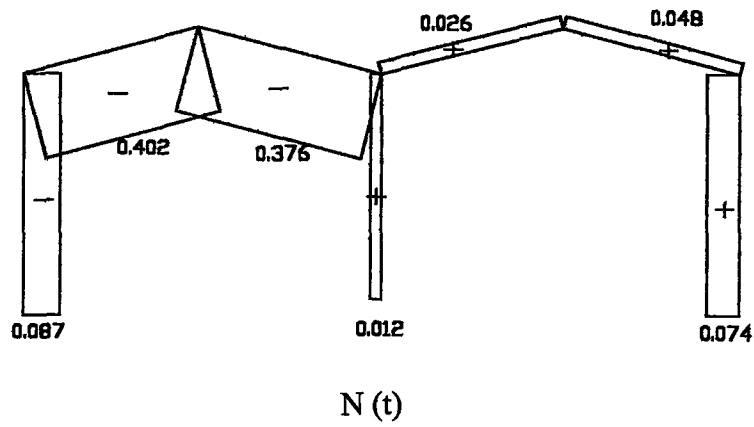
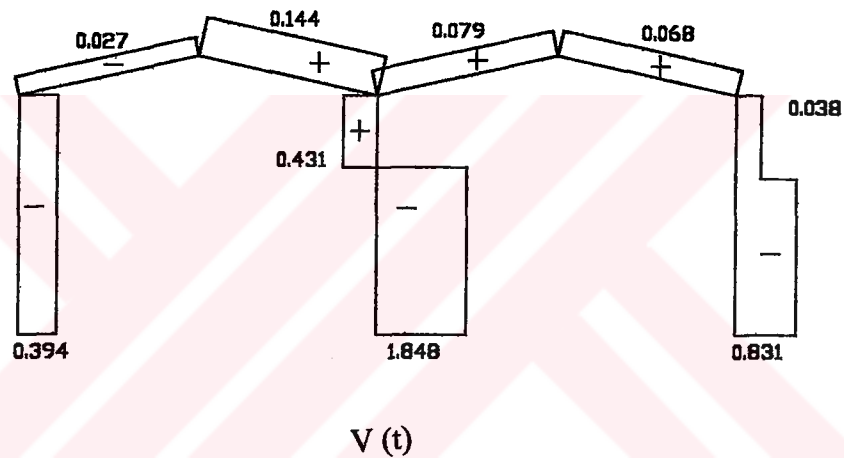
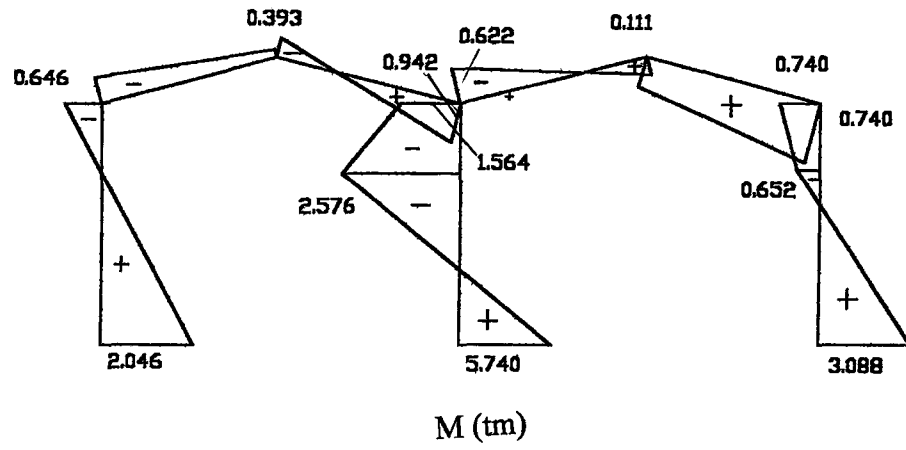
Şekil 6.17 Kren sağ açıklıkta sağda, yatay kuvvetler altında M, V, N diyagramları

6.YUKLEME (KREN SAĞ AÇIKLIKTA ,SOLDA MOMENTLER)



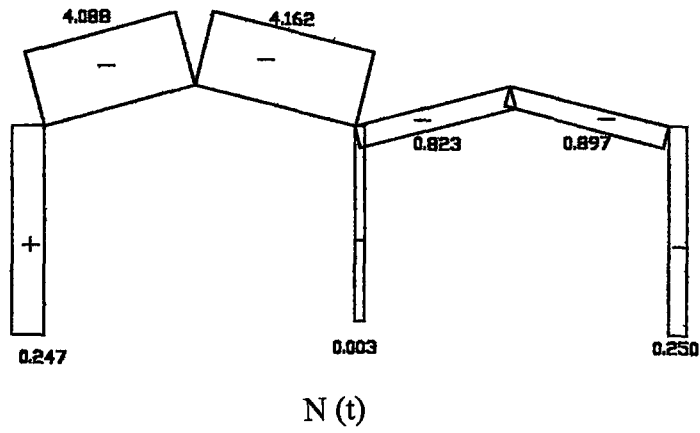
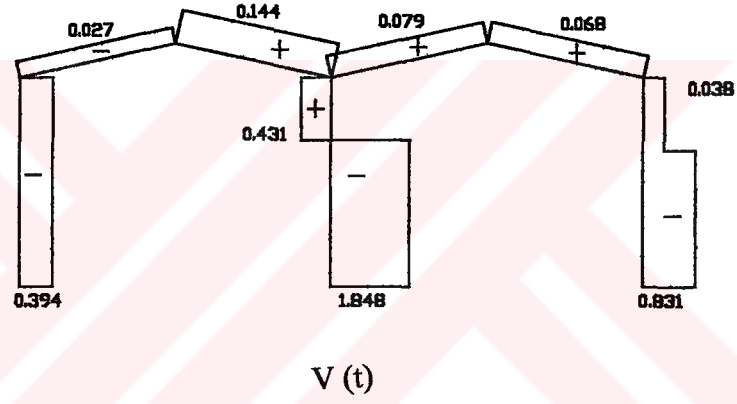
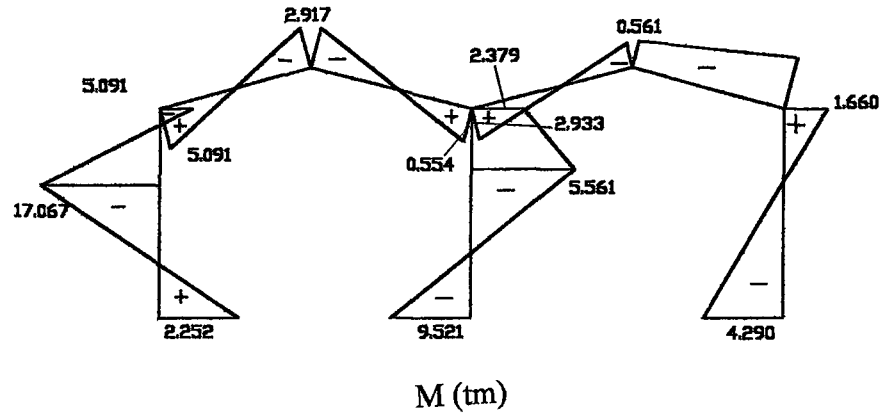
Şekil 6.18 Kren sağ açıklıkta solda,momentler altında M, V, N diyagramları

7.YUKLEME (KREN SAĞ AÇIKLIKTA ,SOLDA YATAY KUVV.)



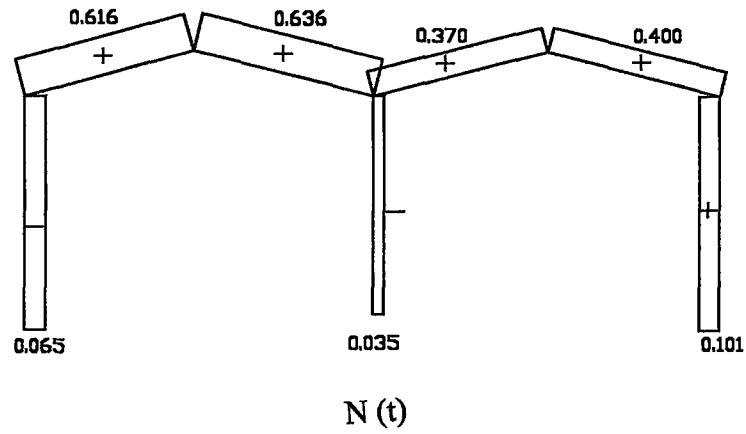
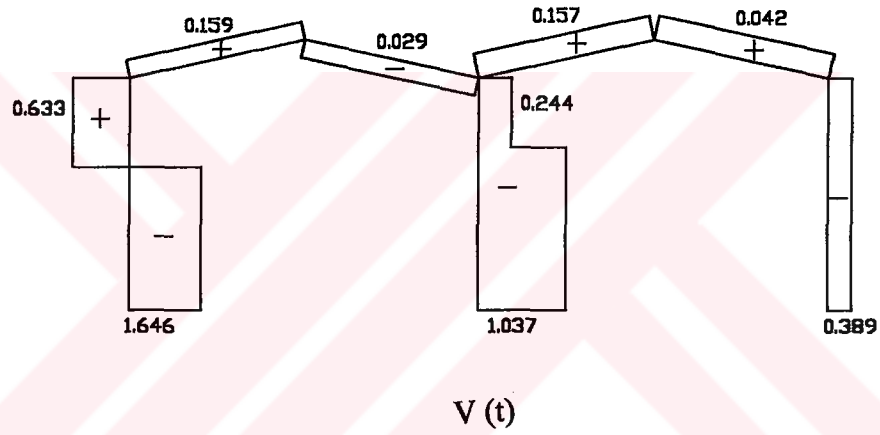
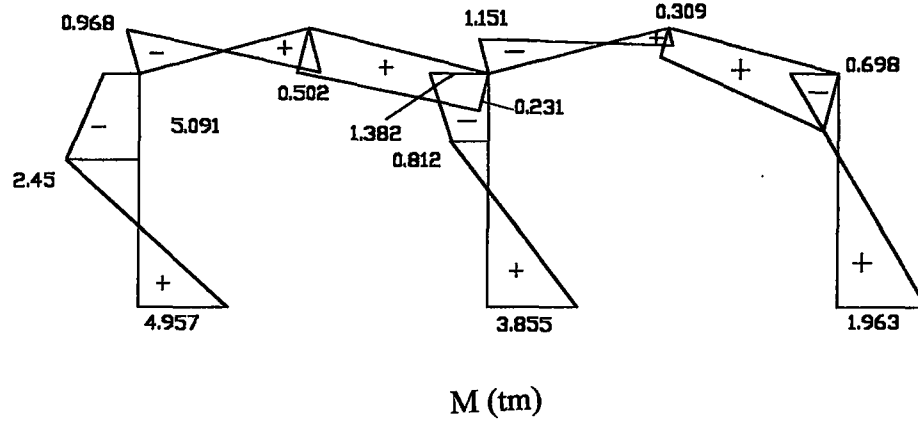
Şekil 6.19 Kren sağ açıklıkta solda,yatay kuvvetler altında M, V, N diyagramları

8.YUKLEME (KREN SOL AÇIKLIKTA ,SOLDA MOMENTLER ICIN)



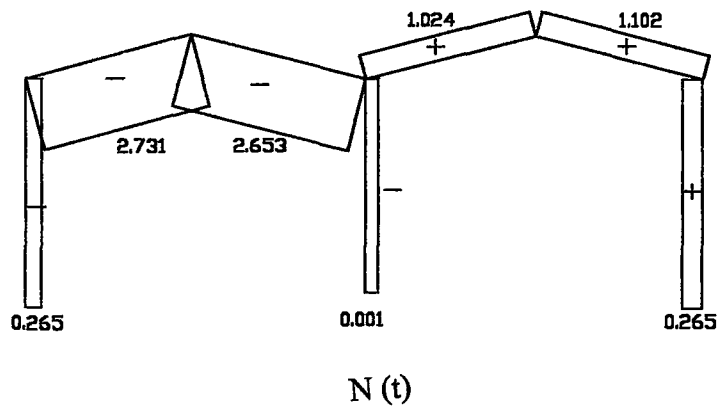
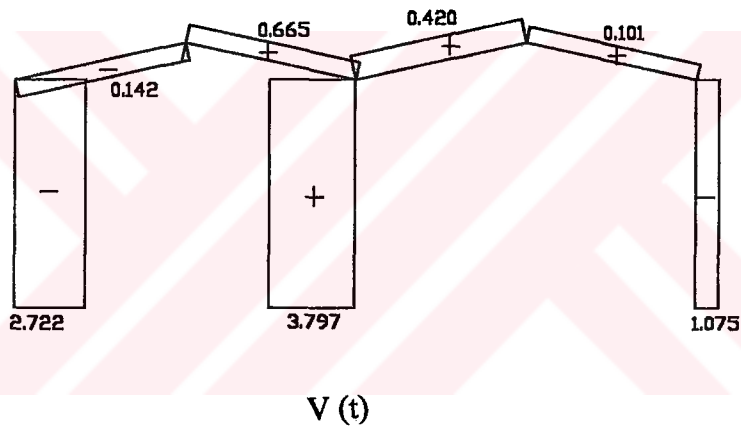
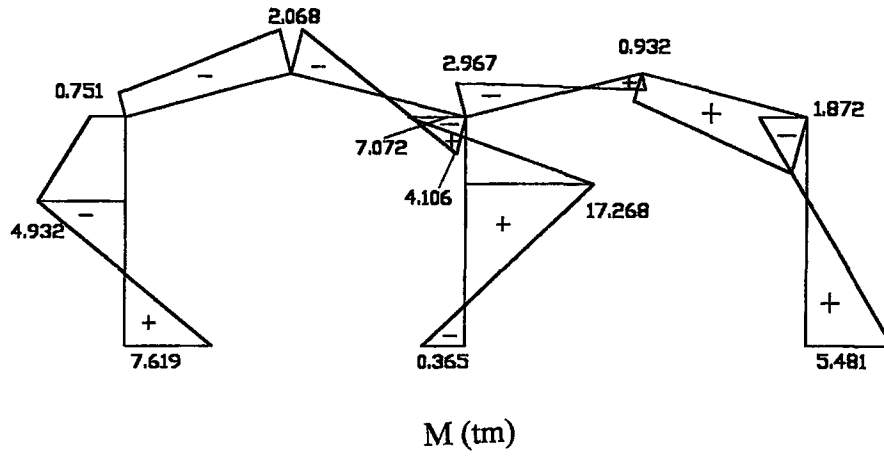
Şekil 6.20 Kren sol açıklıkta solda,momentler altında M, V, N diyagramları

9.YUKLEME (KREN SOL ACIKLIKTA ,SOLDA YATAY KUV.)



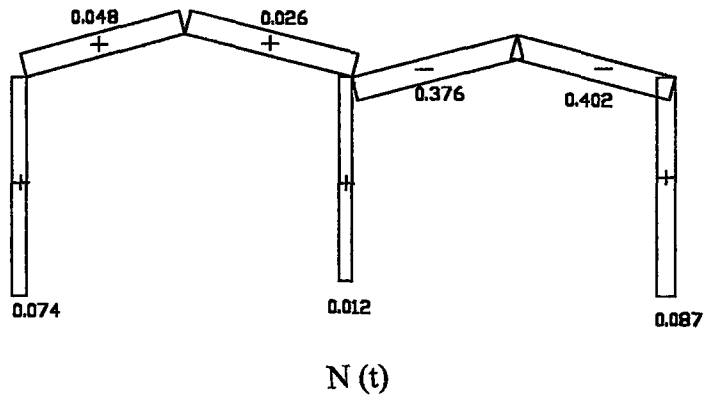
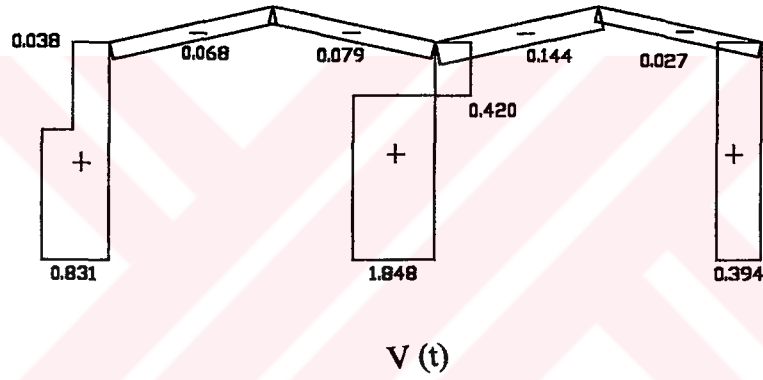
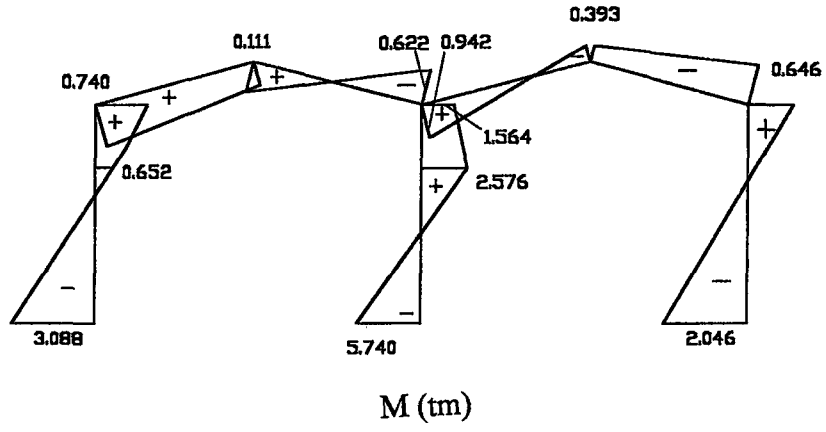
Şekil 6.21 Kren sol açıklıkta solda, yatay kuvvetler altında M, V, N diyagramları

10.YUKLEME (KREN SOL ACIKLIKTA SAGDA , MOMENT)



Şekil 6.22 Kren sol açıklıkta sağda, momentler altında M, V, N diyagramları

11.YUKLEME (KREN SOL ACIKLIKTA SAGDA , YATAY KUV.)



Şekil 6.23 Kren sol açıklıkta sağda, yatay kuvvetler altında M, V, N diyagramları

Tablo 6.10 (1) No'lu çubuk için süperpozisyon tablosu

ÇUBUK NO:1		i			j			
KESİT		M(tm)	N(t)	V(tm)	M(tm)	N(t)	V(tm)	
SABİT YÜK		116,072	-61,429	-38,644	-148,256	-61,429	-38,644	
SABİT YÜK/1,50		77,381	-40,953	-25,763	-98,837	-40,953	-25,763	
KREN SOL AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	2,252	0,247	-4,171	5,091	0,247	-4,171
		YATAY YÜK (+)	4,957	-0,065	-1,646	-0,968	-0,065	0,633
		YATAY YÜK (-)	-4,957	0,065	1,646	0,968	0,065	-0,633
	SAĞDA	MOMENT	7,619	-0,265	-2,722	-0,751	-0,265	-2,722
		YATAY YÜK (+)	-3,088	0,074	0,831	0,740	0,074	0,038
		YATAY YÜK (-)	3,088	-0,074	-0,831	-0,740	-0,074	-0,038
KREN SAĞ AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	-5,481	0,264	1,075	1,872	0,264	1,075
		YATAY YÜK (+)	2,046	-0,087	-0,394	-0,646	-0,087	-0,394
		YATAY YÜK (-)	-2,046	0,087	0,394	0,646	0,087	0,394
	SAĞDA	MOMENT	4,290	-0,250	-0,870	-1,660	-0,250	-0,870
		YATAY YÜK (+)	-1,963	0,101	0,389	0,698	0,101	0,389
		YATAY YÜK (-)	1,963	-0,101	-0,389	-0,698	-0,101	-0,389
SABİT YÜK+KREN		134,984	-62,119	-45,720	-152,333	-62,119	-44,707	
SBT YÜK/1,50+KREN		96,293	-41,643	-32,839	-102,914	-41,643	-31,826	
DEPREM RÜZGAR	SAĞDA		1,005	1,203	-0,403	1,991	1,203	0,691
	SOLDA		-6,303	1,020	2,522	3,458	1,020	0,333
	SAĞDA		36,192	1,496	-8,214	-13,883	-1,496	-5,604
	SOLDA		-36,192	-1,496	8,214	13,883	1,496	5,604
SBT YUK/1,5 +KREN+ DEPR. VEYA RUZG.		132,485	-43,139	-41,053	-116,797	-43,139	-37,430	
SONUÇ		134,984	-62,119	-45,720	-152,333	-62,119	-44,707	

Tablo 6.11 (2) No'lu çubuk için süperpozisyon tablosu

ÇUBUK NO:2		i			j			
KESİT		M(tm)	N(t)	V(tm)	M(tm)	N(t)	V(tm)	
SABİT YÜK		0,000	-128,463	0,000	0,000	-128,463	0,000	
SABİT YÜK/1,50		0,000	-85,642	0,000	0,000	-85,642	0,000	
KREN SOL AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	-9,521	0,003	3,301	2,379	0,003	0,870
		YATAY YÜK (+)	3,855	-0,035	-1,037	-1,382	-0,035	-0,244
		YATAY YÜK (-)	-3,855	0,035	1,037	1,382	0,035	0,244
	SAĞDA	MOMENT	-0,365	0,001	3,797	-7,072	0,001	3,797
		YATAY YÜK (+)	-5,740	0,012	1,848	1,564	0,012	-0,431
		YATAY YÜK (-)	5,740	-0,012	-1,848	-1,564	-0,012	0,431
KREN SAĞ AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	0,365	0,001	-3,797	7,072	0,001	-3,797
		YATAY YÜK (+)	5,740	0,012	-1,848	-1,564	0,012	0,431
		YATAY YÜK (-)	-5,740	-0,012	1,848	1,564	-0,012	-0,431
	SAĞDA	MOMENT	9,521	0,003	-3,301	-2,379	0,003	-3,301
		YATAY YÜK (+)	-3,855	-0,035	1,037	1,382	-0,035	0,244
		YATAY YÜK (-)	3,855	0,035	-1,037	-1,382	-0,101	-0,244
SABİT YÜK+KREN		-21,001	-128,527	7,493	-12,579	-128,527	4,659	
SBT YÜK/1,50+KREN		-21,001	-85,671	7,493	-12,579	-85,706	4,659	
DEPREM RÜZGAR	SAĞDA	2,778	-2,346	-0,554	-1,012	-0,554	-2,346	
	SOLDA	-2,778	2,346	0,554	1,012	0,554	2,346	
	SAĞDA	54,361	0,000	-13,702	-27,125	0,000	-8,472	
	SOLDA	-54,361	0,000	13,702	27,125	0,000	8,472	
SBT YUK/1,5 +KREN + DEPR. VEYA RUZG.		-75,362	-88,017	21,195	-39,704	-86,260	13,131	
SONUÇ		-75,362	-128,527	21,195	-39,277	-128,527	13,131	

Tablo 6.12 (3) No'lu çubuk için süperpozisyon tablosu

ÇUBUK NO:3			i			j		
KESİT			M(tm)	N(t)	V(tm)	M(tm)	N(t)	V(tm)
SABİT YÜK			-116,072	-61,429	38,644	148,256	-61,429	38,644
SABİT YÜK/1,50			-77,381	-40,953	25,763	98,837	-40,953	25,763
KREN SOL AÇIKLIKTAKİ	SOLDA	MOMENT	-4,290	-0,250	0,870	1,660	-0,250	0,870
		YATAY YÜK (+)	1,963	0,101	-0,389	-0,698	0,101	-0,389
		YATAY YÜK (-)	-1,963	-0,101	0,389	0,698	-0,101	0,389
	SAĞDA	MOMENT	5,481	0,264	-1,075	-1,872	0,264	-1,075
		YATAY YÜK (+)	-2,046	-0,087	0,389	0,646	-0,087	0,389
		YATAY YÜK (-)	2,046	0,087	-0,389	-0,646	0,087	-0,389
KREN SAĞ AÇIKLIKTAKİ	SOLDA	MOMENT	-7,619	-0,265	2,722	0,751	-0,265	2,722
		YATAY YÜK (+)	3,088	0,074	-0,831	-0,740	0,074	-0,038
		YATAY YÜK (-)	-3,088	-0,074	0,831	0,740	-0,074	0,038
	SAĞDA	MOMENT	-2,252	0,247	4,171	-5,091	0,247	4,171
		YATAY YÜK (+)	-4,957	-0,065	1,646	0,968	-0,065	-0,633
		YATAY YÜK (-)	4,957	0,065	-1,646	-0,968	0,065	0,633
SABİT YÜK+KREN			-134,984	-62,119	45,720	152,333	-62,119	44,707
SBT YÜK/1,50+KREN			-96,293	-41,643	32,839	102,914	-41,643	31,826
DEPREM RÜZGAR	SAĞDA	6,303	1,020	-2,522	-3,458	1,020	-0,333	
	SOLDA	-1,005	1,203	0,403	-1,991	1,203	-0,691	
	SAĞDA	36,192	1,496	-8,214	-13,883	1,496	-5,604	
	SOLDA	-36,192	-1,496	8,214	13,883	-1,496	5,604	
SBT YÜK/1,5 +KREN+ DEPR. VEYA RÜZG.			-132,485	-43,139	41,053	116,797	-43,139	37,430
SONUÇ			-134,984	-62,119	45,720	152,333	-62,119	44,707

Tablo 6.13 (4) No'lu çubuk için süperpozisyon tablosu

ÇUBUK NO:4		i			j			
KESİT		M(tm)	N(t)	V(tm)	M(tm)	N(t)	V(tm)	
SABİT YÜK		73,947	-38,010	7,117	-148,256	-47,328	-55,018	
SABİT YÜK/1,50		49,298	-25,340	4,745	-98,837	-31,552	-36,679	
KREN SOL AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	-0,561	-0,897	-0,119	-1,660	-0,897	-0,119
		YATAY YÜK (+)	0,309	0,400	0,042	0,698	0,400	0,042
		YATAY YÜK (-)	-0,309	-0,400	-0,042	-0,698	-0,400	-0,042
	SAĞDA	MOMENT	0,932	1,102	0,101	1,872	1,102	0,101
		YATAY YÜK (+)	-0,393	-0,402	-0,027	-0,646	-0,402	-0,027
		YATAY YÜK (-)	0,393	0,402	0,027	0,646	0,402	0,027
KREN SAĞ AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	-2,068	-2,731	0,142	-0,751	-2,731	0,142
		YATAY YÜK (+)	0,111	0,048	0,068	0,740	0,048	0,068
		YATAY YÜK (-)	-0,111	-0,048	-0,068	-0,740	-0,048	-0,068
	SAĞDA	MOMENT	-2,917	-4,088	0,863	5,091	-4,088	0,863
		YATAY YÜK (+)	0,502	0,616	-0,159	-0,968	0,616	-0,159
		YATAY YÜK (-)	-0,502	-0,616	0,159	0,968	-0,616	0,159
SABİT YÜK+KREN		75,774	-44,013	8,282	-152,333	-53,331	-55,338	
SBT YÜK/1,50+KREN		51,125	-31,343	5,910	-102,914	-37,555	-36,999	
DEPREM RÜZGAR	SAĞDA	-1,613	0,480	0,134	3,458	0,480	0,959	
	SOLDA	-1,213	0,862	-0,397	1,991	0,862	1,087	
	SAĞDA	0,813	0,690	1,409	13,883	0,690	1,409	
	SOLDA	-0,813	-0,690	-1,409	-13,883	-0,690	-1,409	
SBT YUK/1,5 +KREN + DEPR. VEYA RUZG.		51,938	-32,033	7,319	-116,797	-38,245	-38,408	
SONUÇ		75,774	-44,013	8,282	-152,333	-53,431	-55,338	

Tablo 6.14 (5) No'lu çubuk için süperpozisyon tablosu

ÇUBUK NO:5		i			j			
KESİT		M(tm)	N(t)	V(tm)	M(tm)	N(t)	V(tm)	
SABİT YÜK		-173,967	-47,743	57,789	73,947	-38,426	-4,346	
SABİT YÜK/1,50		-115,978	-31,829	38,526	49,298	-25,617	-2,897	
KREN SOL AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	2,933	-0,823	-0,377	-0,561	-0,823	-0,377
		YATAY YÜK (+)	-1,151	0,370	0,157	0,309	0,370	0,157
		YATAY YÜK (-)	1,151	-0,370	-0,157	-0,309	-0,370	-0,157
	SAĞDA	MOMENT	-2,967	1,024	0,420	0,932	1,024	0,420
		YATAY YÜK (+)	0,942	-0,376	-0,144	-0,393	-0,376	-0,144
		YATAY YÜK (-)	-0,942	0,376	0,144	0,393	0,376	0,144
KREN SAĞ AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	4,106	-2,653	-0,665	-2,068	-2,653	-0,665
		YATAY YÜK (+)	-0,622	0,026	0,079	0,111	0,026	0,079
		YATAY YÜK (-)	0,622	-0,026	-0,079	-0,111	-0,026	-0,079
	SAĞDA	MOMENT	0,554	-4,162	-0,374	-2,917	-4,162	-0,374
		YATAY YÜK (+)	0,231	0,636	0,029	0,502	0,636	0,029
		YATAY YÜK (-)	-0,231	-0,636	-0,029	-0,502	-0,636	-0,029
SABİT YÜK+KREN		-178,707	-53,740	58,445	75,774	-44,423	-5,624	
SBT YÜK/1,50+KREN		-120,718	-37,826	39,182	51,125	-31,608	-4,175	
DEPREM RÜZGAR	SAĞDA	2,780	0,420	-1,216	-1,613	0,420	0,269	
	SOLDA	3,792	0,941	-0,952	-1,213	0,941	-0,127	
DEPREM RÜZGAR	SAĞDA	-13,562	0,247	1,549	0,813	0,247	1,549	
	SOLDA	13,562	-0,247	-1,549	-0,813	-0,247	-1,549	
SBT YÜK/1,5 +KREN + DEPR. VEYA RÜZG.		-134,280	-38,073	40,731	51,938	-31,855	-5,724	
SONUÇ		-178,707	-53,740	58,445	75,774	-44,423	-5,724	

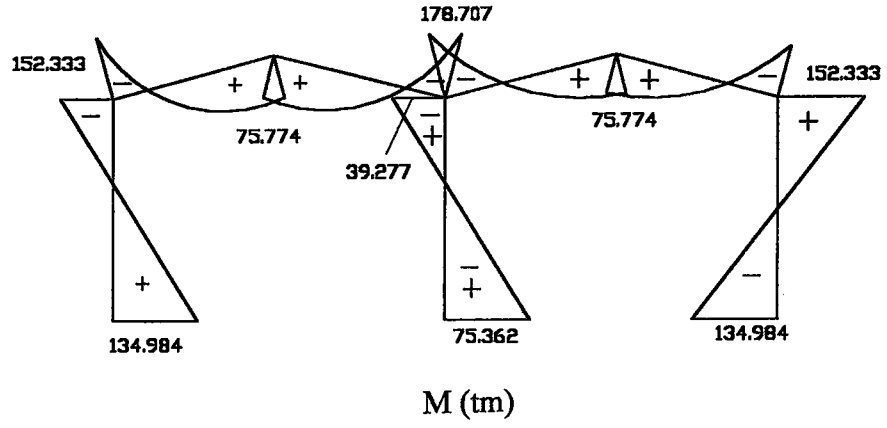
Tablo 6.15 (6) No'lu çubuk için süperpozisyon tablosu

ÇUBUK NO:6		i			j		
KESİT		M(tm)	N(t)	V(tm)	M(tm)	N(t)	V(tm)
SABİT YÜK		73,947	-38,426	4,346	-173,967	-47,743	-57,789
SABİT YÜK/1,50		49,298	-25,617	2,897	-115,978	-31,829	-38,526
KREN SOL AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	-2,917	-4,162	0,374	0,554	-4,162
		YATAY YÜK (+)	0,502	0,636	-0,029	0,231	0,636
		YATAY YÜK (-)	-0,502	-0,636	0,029	-0,231	-0,636
	SAĞDA	MOMENT	-2,068	-2,653	0,665	4,106	-2,653
		YATAY YÜK (+)	0,111	0,026	-0,079	-0,622	0,026
		YATAY YÜK (-)	-0,111	-0,026	0,079	0,622	-0,026
KREN SAĞ AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	0,932	1,024	-0,420	-2,967	1,024
		YATAY YÜK (+)	-0,393	-0,376	0,144	0,942	-0,376
		YATAY YÜK (-)	0,393	0,376	-0,144	-0,942	0,376
	SAĞDA	MOMENT	-0,561	-0,823	0,377	2,933	-0,823
		YATAY YÜK (+)	0,309	0,370	-0,157	-1,151	0,370
		YATAY YÜK (-)	-0,309	-0,370	0,157	1,151	-0,370
SABİT YÜK+KREN		75,774	-44,423	5,624	-178,707	-53,740	
SBT YÜK/1,50+KREN		51,125	-31,614	4,175	-120,718	-37,826	
DEPREMRÜZGAR	SAĞDA	-1,213	0,941	0,127	3,792	0,941	
	SOLDA	-1,613	0,420	-0,269	2,780	0,420	
	SAĞDA	-0,813	-0,247	1,549	13,562	-0,247	
	SOLDA	0,813	0,247	-1,549	-13,562	0,247	
SBT YUK/1,5 +KREN+ DEPR. VEYA RUZG.		51,938	-31,861	5,724	-134,280	-38,073	
SONUÇ		75,774	-44,423	5,724	-178,707	-53,740	

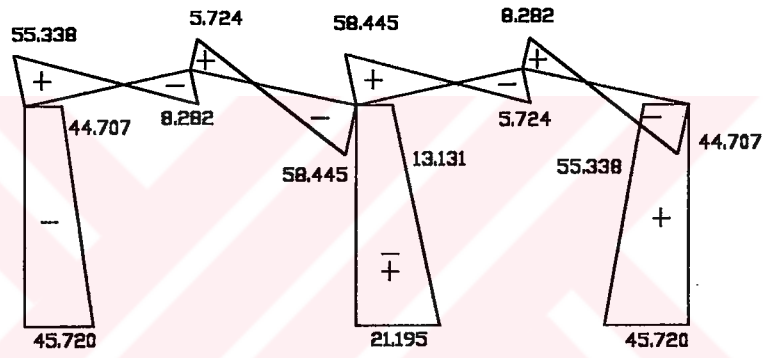
Tablo 6.16 (7) No'lu çubuk için süperpozisyon tablosu

ÇUBUK NO:7		i			j		
KESİT		M(tm)	N(t)	V(tm)	M(tm)	N(t)	V(tm)
SABİT YÜK		-148,256	-47,328	55,018	73,947	-38,010	-7,117
SABİT YÜK/1,50		-98,837	-31,552	36,679	49,298	-25,340	-4,745
KREN SOL AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	5,091	-4,088	-0,863	-2,917	-4,088
		YATAY YÜK (+)	-0,968	0,616	0,159	0,502	0,616
		YATAY YÜK (-)	0,968	-0,616	-0,159	-0,502	-0,616
	SAĞDA	MOMENT	-0,751	-2,731	-0,142	-2,068	-2,731
		YATAY YÜK (+)	0,740	0,048	-0,068	0,111	0,048
		YATAY YÜK (-)	-0,740	-0,048	0,068	-0,111	-0,048
KREN SAĞ AÇIKLIKTA	SOLDA	MOMENT	1,872	1,102	-0,101	0,932	1,102
		YATAY YÜK (+)	-0,646	-0,402	0,027	-0,393	-0,402
		YATAY YÜK (-)	0,646	0,402	-0,027	0,393	0,402
	SAĞDA	MOMENT	-1,660	-0,897	0,119	-0,561	-0,897
		YATAY YÜK (+)	0,698	0,400	-0,042	0,309	0,400
		YATAY YÜK (-)	-0,698	-0,400	0,042	-0,309	-0,400
SABİT YÜK+KREN		-152,333	-53,331	55,338	75,774	-44,013	
SBT YÜK/1,50+KREN		-102,914	-37,555	36,999	51,125	-31,343	
DEPREM RÜZGAR	SAĞDA	1,991	0,862	-1,087	-1,213	0,862	
	SOLDA	3,458	0,480	-0,959	-1,613	0,480	
DEPREM RÜZGAR	SAĞDA	-13,883	-0,690	1,409	-0,813	-0,690	
	SOLDA	13,883	0,690	-1,409	0,813	0,690	
SBT YUK/1,5 +KREN+ DEPR. VEYA RUZG.		-116,797	-38,245	38,408	51,938	-32,033	
SONUÇ		-152,333	-53,331	55,338	75,774	-44,013	

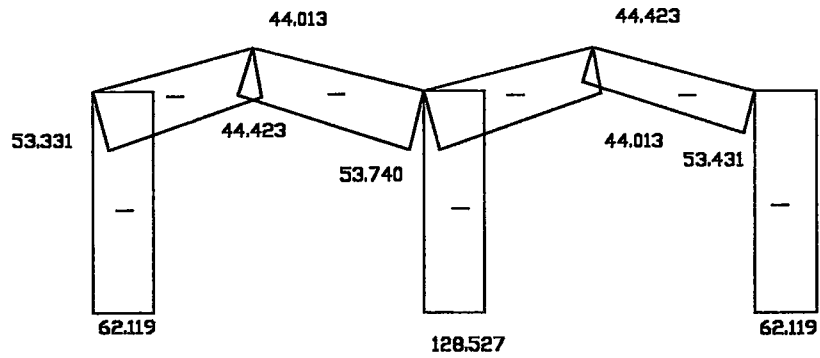
SUPERPOZE DIYAGRAMLAR



$M (\text{tm})$



$V(\text{t})$



$N(\text{t})$

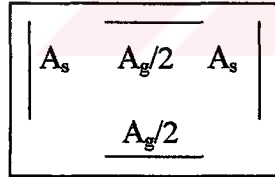
Şekil 6.24 Süperpoze M , V , N diyagramları

6.3 ÇERÇEVENİN BETONARME HESABI

Yukarıda yapılan çerçeve statik hesabı sonucunda ortaya çıkan süperpoze M, N, T diyagramları kullanılarak çerçeveyi oluşturan elemanların (kiriş, kolon) betonarme hesabı yapılmıştır.

6.3.1 Kolonların Hesabı

Betonarme hesap yapılan çerçevede kenar kolonların ve orta kolonların ayrı ayrı hesabı yapılmıştır. Kolonlar, üzerlerine gelen normal kuvvet ve moment etkilerine göre hesaplanarak boyutlandırılmıştır. Moment etkisinin normal kuvvete göre daha etkili olduğu kolonlarda, örneğin kenar kolonlar, ekonomik bir boyutlandırma için donatı yüzdesinin 0.018 ile 0.024 arasında tutulması gerektiği saptanmıştır. Normal kuvvetin momente göre daha etkin olduğu kolonlarda ise, örneğin orta kolonlar, ekonomik bir boyutlandırma için donatı yüzdesinin 0.020 sınırını geçmemesi gerektiği saptanmıştır. Donatı olarak BÇ III kullanılmış ve donatı yerleştirilmesi yapılırken bulunan ana donatının 1/3'ü gövde donatısı olarak diğer yüzlere yerleştirilmiştir. Kolon hesapları yapılırken izlenen yol aşağıda adımlar halinde verilmiştir.



$$A_g = A_s / 3 \quad (6.40)$$

Şekil 6.25 Kolon donatıları

1. Kolonların hesabı için ilk adımda kolonlarda narinlik kontrolü yapılmalıdır. Bunun için kolonlarda etkili boy katsayısının bulunması gereklidir. Bunun için kolonun bulunduğu çerçevenin yanal yerdeğiştirme durumuna ve kolonun üst ve alt düğüm noktasında birleşen kirişlerin rölatif eğilme rijitliğine bağlı olarak ,

$$\alpha = (\sum I / l)_{\text{kolon}} / (\sum I / l)_{\text{kiriş}} \quad (6.41)$$

sayıları hesaplanarak şartnamede verilen tablolardan k etkili boy katsayısı bulunur. α katsayısı bulunurken kirişlerin çatlayabileceği düşünülerek kiriş atalet momentleri 0.5 ile çarpılarak azaltılmıştır. [4] Tablalı kiriş atalet momentleri bulunurken gerekli grafiklerden yararlanılmıştır. [3,s 843] Yanal yerdeğiştirme önlenmemiş sistemlerde h kesit yüksekliği olmak üzere

i : Hesap yapılan yöndeki atalet yarıçapı $\approx 0.3 \times h$

alınarak

$$k \times l_{\text{kolon}} / i \leq 22 \quad (6.42)$$

olmalıdır. Eğer bu şart sağlanmıyorsa, kolon narin kolon olarak moment büyütme yöntemi uygulanarak hesaplanmalıdır.

2. Narin kolon hesabında moment değerleri bir β katsayısı ile arttırılır. β katsayısının bulunması için,

E_c : Beton kalitesine bağlı elastisite modülü (t/m^2),

I_c : Kolon atalet momenti (m),

$$R_m = (M_g / (M_q + M_g)), \quad (6.43)$$

$$EI = 0.4 \times E_c \times I_c \times (1 / (1 + R_m)), \quad (6.44)$$

$$N_k = \pi^2 \times EI / (k \times l_{\text{kolon}})^2, \quad (6.45)$$

$$\beta = 1 / (1 - (\Sigma N_d / \Sigma N_k)) \quad (6.46)$$

formülleri kullanılır. Burada,

ΣN_d : Sistemde bulunan kolonların normal kuvvetlerinin toplamı,

ΣN_k : Sistemde bulunan kolonların burkulma yüklerinin toplamı

olarak alınmıştır.

$$M_d = \beta \times M \quad (6.47)$$

yazılarak hesap moment değeri bulunur. Bulunan M_d ve kolon üzerine gelen normal kuvvet N_d bilindiğine göre kolon donatısı hesabı abaklar yardımıyla yapılır.

$$m_d = M_d / (b \times h^2 \times f_{cd}) \quad (6.48)$$

$$n_d = N_d / (b \times h \times f_{cd}) \quad (6.49)$$

bulunarak abaklardan w değeri okunur ve

$$A_s = w \times b \times h \times f_{cd} / f_{yd} \quad (6.50)$$

hesaplanarak gerekli donatı alanı bulunur. [7]

3. Bulunan A_s donatısı ve kolon kesiti aşağıdaki bağıntılar ile kontrol edilmelidir.

$$A_{smin} = 0.005 \times b \times h, \quad (6.51)$$

$$A_{smax} = 0.015 \times b \times h, \quad (6.52)$$

$$N_d \leq 0.9 \times f_{cd} \times b \times h \quad (6.53)$$

Kolonlarda boyuna donatı etriyeler ile sarılmalıdır. Böylece hem boyuna donatının burkulması önlenmiş hem de sarılan betonun dayanımı ve sünekliği artırılmış olur. Kolonlarda koyulacak olan etriye miktarı belli bir sınırdan az olmamalıdır. Bu nedenle Φh etriye çapı ve s aralığı $\Phi 1$ boyuna donatı çapına bağlı olarak,

$$\Phi_h \geq \Phi_l / 3 \quad (6.54)$$

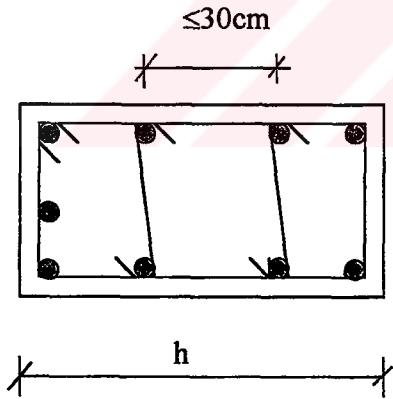
$$s \leq \frac{12 \times \Phi_l}{200 \text{ mm}} \quad (6.55)$$

olmalıdır. Kolon ile kirişlerin birleştiği noktalarda etriye aralıkları azaltılmalı ve bu azaltma

$$l_c = l_n / 6 \quad (6.56)$$

bölgesinde yapılmalıdır. Burada l_n kolon serbest uzunluğudur.

Çalışmaya konu olan endüstri yapısında kolonun h genişliği büyük olduğundan etriyeler çiroz ile enine bağlanmıştır.



Şekil 6.26 Etriyelerde çiroz gösterimi

6.3.2 Çerçeve kirişlerinin betonarme hesabı

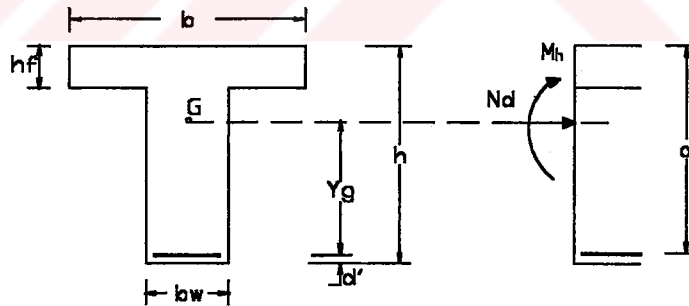
Statik hesaplar sonucunda bulunan süperpoze M, N, T diyagramları kullanılarak kirişlerin betonarme hesabı yapılmıştır.

1. Eğilme Hesabı

Kirişlerde üzerlerine gelen moment ve normal kuvvetler kullanılarak eğilme hesabı yapılmış ve gerekli donatılar bulunmuştur. Ekonomik bir boyutlandırma için kiriş kesitlerinin mümkün olduğu kadar küçük tutulup kullanılan beton miktarının azaltmasının gerekliliği saptanmıştır. Kirişlerde donatı olarak BÇ III kullanılmış ve donatı yerleştirilmesi yapılırken bulunan çekme donatısının 0.08'i gövde donatısı olarak yerleştirilmiştir. Mesnetlerde oluşan negatif momenti karşılamak üzere gerekirse ek donatılar koyulmuştur. Mesnet hesap momenti bulunurken

$$M_d = M - V \times a / 3 \quad a: \text{Kolon genişliği} \quad (6.57)$$

bağıntısı ile düzeltmeler yapılmıştır.



Şekil 6.27 Çerçeve kirişi

$$M_d = M_h + N_d \times Y_g \quad (6.58)$$

yazılarak gerekli hesap momenti elde edilir ve betonarme hesap bu moment ve N_d kullanılarak yapılır. Yapılan kiriş hesapları tablalı kesitlere ait bağıntılar yardımıyla

yapılmış, fakat BS 40 ve sonraki beton kalitelerinde tarafsız eksenin döşeme kalınlığından küçük olduğu görülmüş ve klasik dikdörtgen kesit hesabı yapılmıştır. Kirişlerde tabla genişliği,

$$b = b_w + 0.8 \times l_{kiriş} / 5 \quad (6.59)$$

yardımıyla hesaplanmıştır. Hesaplanan b değeri

$$b \leq b_w + 12 \times h_f \quad (6.60)$$

olarak sınırlandırılmıştır.

Tablalı kesitlerin hesabı için izlenecek yol aşağıda özetlenmiştir.

- Tablalı kesitlerin hesabı için

$$m_r = M_d / (0.85 \times f_{cd} \times b \times d^2) \quad (6.61)$$

bulunarak h_f / h ve b_w / b değerlerine bağlı olarak tablolardan w değerleri okunur.

$$A_s = w \times b \times d / [f_{yd} / (0.85 \times f_{cd})] \quad (6.62)$$

bağıntısı ile gerekli çekme donatısı alanı bulunur.

2. Kayma Hesabı

Kirişlerin kayma hesabı yapılırken yapının 1. Deprem bölgesinde bulunması sebebiyle betonun kayma hesabına etkisinin olmadığı düşünülmüştür. Kirişlere etkiyen kesme kuvveti, pilyeler ve etriyeler ile karşılanarak yeterli kayma güvenliğinin sağlanmasına çalışılmıştır. Yapılan kayma hesabının esasları aşağıda özetlenmiştir.

Kirişlerde hesap kesme kuvveti V_d olarak mesnet yüzünden d kadar mesafedeki kesme kuvveti değeri kullanılmıştır. Çünkü mesnete çok yakın kesme kuvvetleri beton basınç

çubukları ile mesnete iletilirler. Etriye ve pilyelerin taşıma kapasiteleri toplamı V_d hesap kesme kuvvetinden büyük olmalıdır.

V_{ws} : Etriyeler tarafından karşılanan kesme kuvveti,

V_{wb} : Pilyeler tarafından karşılanan kesme kuvveti

olmak üzere

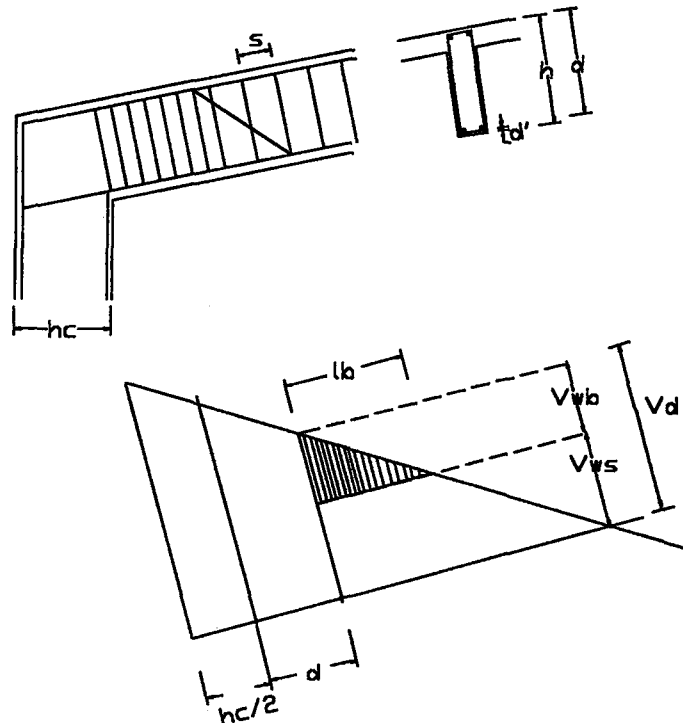
$$V_w = V_{ws} + V_{wb} \quad (6.63)$$

olmalıdır.

$$V_{ws} = d \times A_{ws} \times f_{ywd} / s, \quad A_{ws} = n \times A_o \quad (6.64)$$

Burada A_o etriyenin kesit alanını, s etriye aralığını ve n etriyenin eğik çekme gerilmelerini taşımadaki etkili kol sayısını göstermektedir.

Etriyelerin taşıdığı kesme kuvvetinin dışında kalan kesme kuvvetini pilyelerin taşıdığı düşünülebilir.



Sekil 6.28 Kesme kuvvetinin karşılanması

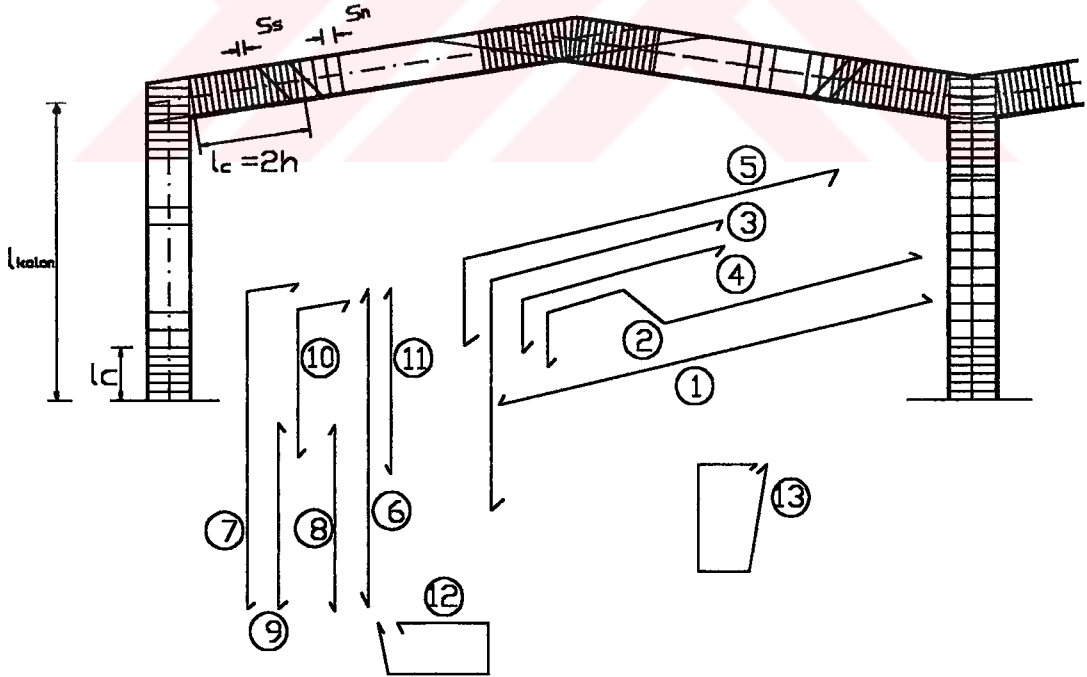
Şekil 6.28'da kesme kuvveti sözkonusu çalışmadaki gibi üçgen değişim gösteren bir kirişte kesme kuvvetinin paylaşılarak taşınması gösterilmiştir. Pilyeler tarafından karşılanması gereken kesme kuvveti

$$V_{wb} = A_{wb} \times f_{yd} \times d / (\beta \times l_b) \quad (6.65)$$

bağıntısı yardımıyla bulunur. A_{wb} pilyenin kesit alanını göstermektedir. Kesme kuvveti diyagramı Şekil 6.28'daki gibi üçgen değişim gösteriyorsa $\beta = 0.5$ olarak alınmalıdır.

Kirişlerde b_w genişliği 40 cm.'den büyük ise dört kollu etriye kullanılması uygun görülmüştür.

Bu açıklamalar ışığında kiriş ve kolonlardaki donatı düzeni ve yapılması gereken kontroller aşağıda verilmiştir.



Şekil 6.29 Çerçeve standart donatı şeması

$$\min \rho = 12 / f_{yd} \leq \rho = A_s / (b_w \times d) \quad (6.66)$$

$$\min \rho_w = 0.30 \times f_{ctd} / f_{ywd} \leq \rho_w = A_{sw} / (b_w \times s) \quad (6.67)$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d > V_d \text{ ise minimum etriye konur.} \quad (6.68)$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d \leq V_d \text{ ise kayma hesabı yapılır.} \quad (6.69)$$

$$V_d \leq V_r = 0.25 \times f_{cd} \times b_w \times d \text{ olmalı.} \quad (6.70)$$

$$s_n \leq \begin{matrix} d / 2 \\ b_w \\ 30 \text{ cm.} \end{matrix} \quad (6.71)$$

$$s_s \leq \begin{matrix} h / 4 \\ 15 \text{ cm.} \end{matrix} \quad (6.72)$$

$$\text{Kirişlerde sargı bölgesi } l_c = 2 \times h \quad (6.73)$$

alınmalıdır. Ayrıca kirişlerde maksimum donatının belirlenmesi bakımından aşağıda verilen donatı oranları dikkate alınmıştır.[8, s 127]

ρ_b : Dengeli donatı oranı

ρ_m : Sünek davranışın sağlanabilmesi için koyulan maksimum donatı oranı

ρ_d : Deprem bölgelerinde gerekli süneklik için koyulan maksimum donatı oranı

ρ_1 : Şehim denetimi sınırı donatı oranı

Tablo 6.17 BS16, BÇ III için kolon hesabı

fcd= 110 Kg/cm² fywd= 3650 Kg/cm²fyd= 3650 Kg/cm²

KENAR KOLON	ORTA KOLON	I kenar (m ₄)	I orta (m ₄)
45 / 100	40 / 70	0,0375	0,0072

K4 VE K7 KIRIŞLARI	K5 VE K6 KIRIŞLARI	I _{4,7} (m ₄)	I _{5,6} (m ₄)
50 / 110	50 / 120	0,0771	0,0994

Kenar kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_h(tm)$	$M_d(tm)$	$N_d(t)$	m_d
0	1,32	8,0712	26,904	2700000	0,9732	20525	3109,62	1,035	152,333	157,67	62,119	0,318

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,125	0,29	39,33	9 Φ 24 (40,71)	0,0180	0,0100	0,0300	4 Φ 22 (15,21)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Orta kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_h(tm)$	$M_d(tm)$	$N_d(t)$	m_d
0	0,162	7,0452	33,55	2700000	0,9994	6158	1224,5	1,035	75,362	78,000	128,527	0,362

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,417	0,32	27,00	6 Φ 24 (27,14)	0,0194	0,0100	0,0300	4 Φ 18 (10,18)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Tablo 6.18 BS20, BÇ III için kolon hesabı

$f_{cd} =$ 130 Kg/cm² $f_{ywd} =$ 3650 Kg/cm²
 $f_{yd} =$ 3650 Kg/cm²

KENAR KOLON	ORTA KOLON	I_{kenar} (m ⁴)	I_{orta} (m ⁴)
45 / 100	40 / 70	0,0375	0,0114

K4 VE K7 KIRIŞLARI	K5 VE K6 KIRIŞLARI	$I_{4,7}$ (m ⁴)	$I_{5,6}$ (m ⁴)
40 / 110	40 / 120	0,0626	0,0800

Kenar kolonda

α_a	α_b	k_l (m)	λ	E_c (t/m ²)	R_m	$E I$ (tm ²)	N_k (t)	β	M_h (tm)	M_d (tm)	N_d (t)	m_d
0	1,63	8,4132	28,044	2850000	0,9732	21665	3020,9	1,034	152,333	157,51	62,119	0,269

n_d	w	A_s (cm ²)	SEÇİLEN DONATI (cm ²)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	A_g (cm ²)	SEÇİLEN ETRİYE
0,106	0,23	38,86	9 Φ 24 (40,71)	0,0180	0,0100	0,0300	4 Φ 22 (15,21)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Orta kolonda

α_a	α_b	k_l (m)	λ	E_c (t/m ²)	R_m	$E I$ (tm ²)	N_k (t)	β	M_h (tm)	M_d (tm)	N_d (t)	m_d
0	0,217	7,1136	33,87	2850000	0,9994	6500	1267,8	1,034	75,362	77,924	128,527	0,306

n_d	w	A_s (cm ²)	SEÇİLEN DONATI (cm ²)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	A_g (cm ²)	SEÇİLEN ETRİYE
0,353	0,25	24,93	8 Φ 20 (25,14)	0,0180	0,0100	0,0300	4 Φ 18 (10,18)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Tablo 6.19 BS25, BÇ III için kolon hesabı

fcd= 170 Kg/cm² fywd= 3650 Kg/cm²fyd= 3650 Kg/cm²

KENAR KOLON	ORTA KOLON	I _{kenar} (m ₄)	I _{orta} (m ₄)
40 / 100	40 / 70	0,0333	0,0114

K4 VE K7 KIRIŞLARI	K5 VE K6 KIRIŞLARI	I _{4,7} (m ₄)	I _{5,6} (m ₄)
35 / 105	40 / 110	0,0530	0,0950

Kenar kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_{ln}(tm)$	$M_{ld}(tm)$	$N_{ld}(t)$	m_d
0	1,705	8,345	27,816	3025000	0,9732	20420	2894,2	1,037	152,333	152,97	62,119	0,232

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,09	0,21	39,12	9 Φ 24 (40,71)	0,0204	0,0100	0,0300	4 Φ 22 (15,21)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Orta kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_{ln}(tm)$	$M_{ld}(tm)$	$N_{ld}(t)$	m_d
0	0,262	7,182	34,2	3025000	0,9994	6899	1320,1	1,037	75,362	78,150	128,527	0,235

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,270	0,170	22,17	6 Φ 22 (22,81)	0,0163	0,0100	0,0300	4 Φ 16 (8,04)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Tablo 6.20 BS30, BÇ III için kolon hesabı

$f_{cd} =$ 200 Kg/cm² $f_{ywd} =$ 3650 Kg/cm²
 $f_{yd} =$ 3650 Kg/cm²

KENAR KOLON	ORTA KOLON	I_{kenar} (m ₄)	I_{orta} (m ₄)
40 / 100	40 / 65	0,0333	0,0092

K4 VE K7 KIRIŞLARI	K5 VE K6 KIRIŞLARI	$I_{4,7}$ (m ₄)	$I_{5,6}$ (m ₄)
35 / 95	40 / 105	0,0395	0,0606

Kenar kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_{ln}(tm)$	$M_{ld}(tm)$	$N_d(t)$	m_d
0	2,288	8,892	29,64	3180000	0,9732	21466	2679,5	1,040	152,333	158,43	62,119	0,198

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm ²)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,078	0,175	38,56	9 Φ 24 (40,71)	0,0210	0,0100	0,0300	4 Φ 22 (15,21)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Orta kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_{ln}(tm)$	$M_{ld}(tm)$	$N_d(t)$	m_d
0	0,247	7,119	36,51	3180000	0,9994	5822	1133,8	1,040	75,362	78,376	128,527	0,232

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm ²)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,247	0,175	24,93	8 Φ 20 (25,14)	0,0193	0,0100	0,0300	4 Φ 18 (10,18)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Tablo 6.21 BS35, BÇ III için kolon hesabı

fcd= 230 Kg/cm² fywd= 3650 Kg/cm²fyd= 3650 Kg/cm²

KENAR KOLON	ORTA KOLON	I _{kenar} (m ₄)	I _{orta} (m ₄)
40 / 90	40 / 65	0,0243	0,0092

K4 VE K7 KIRIŞLARI	K5 VE K6 KIRIŞLARI	I _{4,7} (m ₄)	I _{5,6} (m ₄)
35 / 90	40 / 95	0,0336	0,0452

Kenar kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_h(tm)$	$M_d(tm)$	$N_d(t)$	m_d
0	1,962	8,550	31,67	3320000	0,9732	16354	2208	1,048	152,333	159,65	62,119	0,214

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,075	0,190	43,10	10 Φ 24 (45,24)	0,0251	0,0100	0,0300	4 Φ 22 (15,21)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Orta kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_h(tm)$	$M_d(tm)$	$N_d(t)$	m_d
0	0,311	7,250	37,18	3180000	0,9994	6077	1141	1,048	75,362	78,979	128,527	0,203

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,215	0,135	22,12	6 Φ 22 (22,81)	0,0175	0,0100	0,0300	4 Φ 16 (8,04)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Tablo 6.22 BS40, BÇ III için kolon hesabı

fcd= 270 Kg/cm² fywd= 3650 Kg/cm²fyd= 3650 Kg/cm²

KENAR KOLON	ORTA KOLON	I kenar (m ₄)	I orta (m ₄)
40 / 90	40 / 65	0,0243	0,0092

K4 VE K7 KIRIŞLARI	K5 VE K6 KIRIŞLARI	I _{4,7} (m ₄)	I _{5,6} (m ₄)
35 / 85	40 / 90	0,0255	0,0384

Kenar kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_h(tm)$	$M_d(tm)$	$N_d(t)$	m_d
0	2,586	8,824	32,68	3455000	0,9732	17019	2157	1,048	152,333	159,65	62,119	0,182

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,063	0,160	42,61	10 Φ 24 (45,24)	0,0251	0,0100	0,0300	4 Φ 22 (15,21)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Orta kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_h(tm)$	$M_d(tm)$	$N_d(t)$	m_d
0	0,356	7,319	37,53	3455000	0,9994	6325	1165	1,048	75,632	78,979	128,527	0,173

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,182	0,120	19,66	8 Φ 18 (20,36)	0,0157	0,0100	0,0300	4 Φ 16 (8,04)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Tablo 6.23 BS45, BÇ III için kolon hesabı

fcd= 300 Kg/cm² fywd= 3650 Kg/cm²fyd= 3650 Kg/cm²

KENAR KOLON	ORTA KOLON	I kenar (m ⁴)	I orta (m ⁴)
40 / 90	40 / 60	0,0243	0,0072

K4 VE K7 KIRIŞLARI	K5 VE K6 KIRIŞLARI	I _{4,7} (m ⁴)	I _{5,6} (m ⁴)
35 / 85	40 / 90	0,0255	0,0384

Kenar kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_h(tm)$	$M_d(tm)$	$N_d(t)$	md
0	2,586	8,824	32,68	3580000	0,9732	17635	2236	1,049	152,333	159,80	62,119	0,164

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,058	0,145	41,42	10 Φ 24 (45,24)	0,0251	0,0100	0,0300	4 Φ 22 (15,21)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Orta kolonda

α_a	α_b	kl (m)	λ	$E_c(t/m^2)$	R_m	$E I (tm^2)$	$N_k(t)$	β	$M_h(tm)$	$M_d(tm)$	$N_d(t)$	md
0	0,280	7,250	40,28	3580000	0,9994	5157	968	1,049	75,362	79,055	128,527	0,183

n_d	w	$A_s(cm^2)$	SEÇİLEN DONATI(cm^2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$A_g(cm^2)$	SEÇİLEN ETRİYE
0,178	0,120	23,67	8 Φ 20 (25,14)	0,0210	0,0100	0,0300	4 Φ 18 (10,18)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Tablo 6.24 BS50, BÇ III için kolon hesabı

fcd= 330 Kg/cm² fywd= 3650 Kg/cm²fyd= 3650 Kg/cm²

KENAR KOLON	ORTA KOLON	I kenar (m ₄)	I orta (m ₄)
40 / 85	40 / 60	0,0241	0,0072

K4 VE K7 KIRIŞLARI	K5 VE K6 KIRIŞLARI	I _{4,7} (m ₄)	I _{5,6} (m ₄)
35 / 80	40 / 85	0,0249	0,0323

Kenar kolonda

α _a	α _b	kl (m)	λ	E _c (t/m ²)	R _m	E I (tm ²)	N _k (t)	β	M _h (tm)	M _d (tm)	N _d (t)	m _d
0	2,626	9,063	35,54	3695000	0,9732	18052	2169	1,048	152,333	159,65	62,119	0,167

n _d	w	As(cm ²)	SEÇİLEN DONATI(cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	Ag(cm ²)	SEÇİLEN ETRİYE
0,055	0,145	44,57	10 Φ 24 (45,24)	0,0266	0,0100	0,0300	4 Φ 22 (15,21)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Orta kolonda

α _a	α _b	kl (m)	λ	E _c (t/m ²)	R _m	E I (tm ²)	N _k (t)	β	M _h (tm)	M _d (tm)	N _d (t)	m _d
0	0,330	7,250	40,28	3695000	0,9994	5322	999,3	1,048	75,362	78,979	128,527	0,166

n _d	w	As(cm ²)	SEÇİLEN DONATI(cm ²)	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	Ag(cm ²)	SEÇİLEN ETRİYE
0,162	0,105	22,78	6 Φ 22 (22,81)	0,0190	0,0100	0,0300	4 Φ 16 (8,04)	Φ 8 / 20 ; Φ 8 / 10

Tablo 6.25 BS16, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı

$$f_{cd} = 110 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	h _r /h	b _w /b	m _r	w	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{min}
K4, K7	50	105	170	10678	44,39	0,091	0,294	0,061	0,064	16,92	0,00322	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm ²)	A _g (cm ²)
4 Φ18düz+3Φ18pilye(17,81)	6 Φ 12(6,79)

ρ _b	ρ _m	ρ _d	ρ _i
0,01350	0,01150	0,00810	0,00710

Mesnette hesap

MESNET NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M2, M7	50	105	170	15589	53,60	1,8805	3,439	53,025	36,37	4Φ12+3Φ18(12,15)	6Φ24(27,14)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _c (cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}	V _{wb} (t)	V _w (t)
30,71	44,62	144,38	220	15	30	Φ 10	40,37	0,00210	0,00074	157,87	198,24

Tablo 6.26 BS20, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı

$f_{cd} = 130 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	h _r /h	b _w /b	m _r	w	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{min}
K4,K7	40	105	160	10756	44,39	0,091	0,250	0,055	0,058	17,08	0,00407	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm ²)	A _g (cm ²)
4 Φ18düz+3Φ18pilye(17,81)	6 Φ 12(6,79)

ρ _b	ρ _m	ρ _d	ρ _l
0,01600	0,01360	0,00960	0,00840

Mesnette hesap

MESNET NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M2,M7	40	105	160	15495	53,60	1,687	3,431	52,50	35,95	3Φ12+3Φ18(11,02)	6Φ24(27,14)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _c (cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriyе	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}	V _{wb} (t)	V _w (t)
27,30	44,62	136,5	220	15	24	Φ 10	25,07	0,00160	0,00082	20,46	45,53

Tablo 6.27 BS25, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı

$$f_{cd} = 170 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	h _r /h	b _w /b	m _r	w	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{min}
K4,K7	35	100	155	10688	44,39	0,095	0,226	0,048	0,050	18,21	0,00520	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm ²)	A _g (cm ²)
3Φ20düz+3Φ20pilye(18,84)	6 Φ 12(6,79)

ρ _b	ρ _m	ρ _d	ρ _i
0,02090	0,01780	0,01260	0,01090

Mesnette hesap

MESNET NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M2,M7	35	100	155	15308	53,60	1,5121	3,429	49,79	37,81	3Φ12+3Φ20(12,81)	6Φ24(27,14)

Kayma hesabı

V _{ar} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _c (cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}	V _{wb} (t)	V _w (t)
26,16	44,97	148,75	210	15	24	Φ 10	23,88	0,00190	0,00095	22,30	46,18

Tablo 6.28 BS30, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı

$f_{cd} = 200 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	h_1/h	b_w/b	m_r	w	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	ρ_{min}
K4,K7	35	90	155	10448	44,39	0,105	0,226	0,049	0,051	20,91	0,00664	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm^2)	$A_g(\text{cm}^2)$
3O22düz+3O22pilye(22,81)	6 Φ 12(6,79)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,02370	0,02000	0,01420	0,01290

Mesnette hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
M2,M7	35	90	155	15063	53,60	1,3719	3,445	45,72	42,97	3Φ12+3Φ22(18,60)	6Φ26(31,86)

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(\text{cm})$	$ss(\text{cm})$	$s_n(\text{cm})$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}	$V_{wb}(t)$	$V_w(t)$
25,59	45,66	157,50	190	15	30	Φ 12	24,76	0,00210	0,00100	24,51	49,27

Tablo 6.29 BS35, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı

$f_{cd} = 230 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b(cm)	Ma(tcm)	Na(t)	h _r /h	b _w /b	m _r	w	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{min}
K4,K7	35	85	155	10326	44,39	0,111	0,226	0,047	0,049	22,42	0,00754	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm ²)	A _g (cm ²)
3O22düz+3O22plıye(22,81)	6 Φ 12(6,79)

ρ _b	ρ _m	ρ _d	ρ _l
0,02630	0,02220	0,01580	0,01480

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b(cm)	Ma(tcm)	Na(t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M2,M7	35	85	155	15126	53,60	1,293	3,396	40,58	45,75	3Φ12+3Φ22(18,60)	6Φ26(31,86)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _c (cm)	ss(cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}	V _{wb} (t)	V _w (t)
26,11	46,35	171,06	180	15	28	Φ 12	25,05	0,00230	0,00110	22,72	47,77

Tablo 6.30 BS40, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı

$$f_{cd} = 270 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

Ağırlıkta hesap

KİRİŞ NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{min}
K4,K7	35	80	155	10204	44,39	3,118	2,866	9,544	24,40	0,00871	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm ²)	A _g (cm ²)
4Φ22düz+3Φ22 pilye(26,61)	6 Φ 12(6,79)

ρ _b	ρ _m	ρ _d	ρ _l
0,02970	0,02490	0,01780	0,01740

Mesnette hesap

MESNET NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M2,M7	35	80	155	15006	53,60	1,2218	3,380	37,44	48,72	3Φ12+3Φ22(18,60)	6Φ28(36,94)

Kayma hesabı

V _{or} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _c (cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}	V _{wb} (t)	V _w (t)
26,39	46,70	189,00	170	15	26	Φ 12	25,39	0,0024	0,00120	21,37	46,76

Tablo 6.31 BS45, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı

$$f_{cd} = 300 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{min}
K4, K7	35	80	155	10204	44,39	3,118	2,859	8,720	24,31	0,00868	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm ²)	A _g (cm ²)
4Φ22düz+3Φ22 pilye(26,61)	6 Φ 12(6,79)

ρ _b	ρ _m	ρ _d	ρ _l
0,03170	0,02670	0,01900	0,01930

Mesnette hesap

MESNET NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M2, M7	35	80	155	15006	53,60	1,2218	3,276	32,4	46,7646	3Φ12+3Φ22(18,60)	6Φ28(36,94)

Kayma hesabı

V _{ar} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _c (cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}	V _{wb} (t)	V _w (t)
28,21	46,70	210,00	170	15	26	Φ 12	25,39	0,00240	0,00120	21,37	46,76

Tablo 6.32 BS50, BÇ III için K4 ve K7 kirişleri hesabı

$f_{cd} = 330 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	ρ_{min}
K4,K7	35	75	155	10204	44,39	2,941	2,860	8,520	26,75	0,01019	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm^2)	$A_g(\text{cm}^2)$
3 Φ 24düz+3 Φ 24pilye(27,14)	6 Φ 12(6,79)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,03340	0,02830	0,02000	0,02120

Mesnette hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
M2,M7	35	75	155	14887	53,60	1,150	3,278	30,94	50,38	3 Φ 12+3 Φ 24(16,96)	6 Φ 28(36,94)

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(\text{cm})$	$s_s(\text{cm})$	$s_n(\text{cm})$	Etiriyе	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}	$V_{wb}(t)$	$V_w(t)$
28,15	47,04	216,56	150	15	25	Φ 12	24,75	0,00260	0,00120	22,80	47,55

Tablo 6.33 BS16, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı

$f_{cd} = 110 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	h _r /h	b _w /b	m _r	w	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{min}
K5,K6	50	115	170	10725	45,41	0,083	0,294	0,051	0,053	14,09	0,00245	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm ²)	A _g (cm ²)
3Φ20düz+3Φ20 pilye(18,84)	6 Φ 12(6,79)

ρ _b	ρ _m	ρ _d	ρ _i
0,01350	0,01150	0,00810	0,00710

Mesnette hesap

MESNET NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M4	50	115	170	19178	53,908	1,8569	3,471	60,26	43,11	4 Φ 12+6 Φ 20(23,36)	7Φ20(21,99)

Kayma hesabı

V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _e (cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}	V _{wb} (t)	V _w (t)
33,64	48,32	158,13	240	15	30	Φ 10	43,93	0,02100	0,00074	194,71	238,64

Tablo 6.34 BS20, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı

$f_{cd} = 130 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	h_r/h	b_w/b	m_r	w	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	$\rho_{\min}$
K5, K6	40	115	160	10808	45,41	0,083	0,250	0,046	0,048	14,07	0,00306	0,00328

SEÇİLEN DONATI(cm^2)	$A_g(\text{cm}^2)$
3 Φ 18düz+3 Φ 18pilye(15,26)	6 Φ 12(6,79)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,01600	0,01360	0,00960	0,00840

Mesnette hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
M4	40	115	160	19176,7	53,91	1,6609	3,465	59,92	43,01	3 Φ 12+6 Φ 18(18,65)	5 Φ 26(26,55)

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(\text{cm})$	$s_s(\text{cm})$	$s_n(\text{cm})$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	$\rho_{\min}$	$V_{wb}(t)$	$V_w(t)$
29,90	48,50	149,50	240	15	30	Φ 12	31,63	0,00190	0,00082	26,23	57,86

Tablo 6.35 BS25, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı

$f_{cd} = 170 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	b_w (cm)	d (cm)	b (cm)	M_d (tcm)	N_d (t)	h_r/h	b_w/b	m_r	w	A_s (cm ²)	ρ	ρ_{min}
K5,K6	40	105	160	10570	45,41	0,091	0,250	0,041	0,043	16,36	0,00389	0,00328

SEÇİLEN DONATI	A_g (cm ²)
4Φ18düz+3Φ18 pilye(17,81)	6 Φ 12(6,79)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,02090	0,0178	0,0126	0,0109

Mesnette hesap

MESNET NO	b_w (cm)	d (cm)	b (cm)	M_d (tcm)	N_d (t)	K_d	k_s	x (cm)	A_s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M4	40	105	160	18922,6	53,91	1,5266	3,405	51,76	46,59	3Φ12+6Φ18(18,65)	5Φ28(30,79)

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	l_c (cm)	s_s (cm)	s_n (cm)	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}	$V_{wb}(t)$	$V_w(t)$
31,40	49,20	178,50	220	15	25	Φ 12	34,66	0,00230	0,00095	27,79	62,45

Tablo 6.36 BS30, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı

$f_{cd} = 200 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	h_r/h	b_w/b	m_r	w	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	$\rho_{\min}$
K5,K6	40	100	160	10450	45,41	0,095	0,250	0,038	0,040	17,14	0,00429	0,00328

SEÇİLEN DONATI	$A_g(\text{cm}^2)$
4Φ18düz+3Φ18 pilye(17,81)	6 Φ 12(6,79)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,02370	0,02000	0,01420	0,01290

Mesnette hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
M4	40	100	160	18894	53,91	1,455	3,321	43,30	47,98	3Φ12+6Φ18(18,65)	5Φ28(30,79)

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(\text{cm})$	$s_s(\text{cm})$	$s_n(\text{cm})$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	$\rho_{\min}$	$V_{wb}(t)$	$V_w(t)$
31,40	49,20	200,00	210	15	25	Φ 12	33,00	0,00230	0,00100	23,02	56,02

Tablo 6.37 BS35, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı

BS35, BÇ III

$f_{cd} = 230 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	h_t/h	b_w/b	m_r	w	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	ρ_{min}
K5, K6	40	90	160	10204	45,41	0,105	0,250	0,040	0,042	19,72	0,00548	0,00328

SEÇİLEN DONATI	$A_g(\text{cm}^2)$
3 Φ 20düz+3 Φ 20 pilye(18,84)	6 Φ 12(6,79)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,02630	0,02220	0,01580	0,01480

Mesnette hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
M4	40	90	160	18643	53,91	1,3183	3,360	41,01	54,83	3 Φ 12+6 Φ 20(22,23)	6 Φ 28(36,94)

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(\text{cm})$	$s_s(\text{cm})$	$s_n(\text{cm})$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}	$V_{wb}(t)$	$V_w(t)$
31,59	47,80	207,00	190	15	25	Φ 12	29,71	0,00230	0,00110	22,53	52,24

Tablo 6.38 BS40, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı

$f_{cd} = 270 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	K_d	K_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	ρ_{min}
K5,K6	40	85	160	10082	45,41	3,3862	2,856	9,35	21,43	0,00630	0,00328

SEÇİLEN DONATI	$A_g(\text{cm}^2)$
4Φ20düz+3Φ20 pilye(21,99)	6 Φ 12(6,79)

ρ_b	ρ_m	ρ_d	ρ_l
0,02970	0,02490	0,01780	0,01740

Mesnette hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	$N_d(\text{t})$	K_d	K_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
M4	40	85	160	18617	53,91	1,2459	3,340	38,38	58,38	3Φ12+6Φ20(22,23)	6Φ28(36,94)

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(\text{cm})$	$s_s(\text{cm})$	$s_n(\text{cm})$	Etiriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}	$V_{wb}(t)$	$V_w(t)$
32,05	48,13	229,50	180	15	24	Φ 12	29,23	0,00240	0,00120	20,36	49,59

Tablo 6.39 BS45, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı

fcd= 300 Kg/cm² fywd= 3650 Kg/cm²fyd= 3650 Kg/cm²

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	bw(cm)	d(cm)	b(cm)	Ma(tcm)	Na(t)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	ρ	ρmin
K5,K6	40	85	160	10082	45,41	3,3862	2,848	8,76	21,34	0,00628	0,00328

SEÇİLEN DONATI	Ag(cm ²)
4Φ20düz+3Φ20 pilye(21,99)	6 Φ 12(6,79)

ρb	ρm	ρd	ρl
0,03170	0,02670	0,01900	0,01930

Mesnette hesap

MESNET NO	bw(cm)	d(cm)	b(cm)	Ma(tcm)	Na(t)	Kd	ks	x(cm)	As(cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M4	40	85	160	18617	53,91	1,2459	3,249	33,10	56,39	3Φ12+6Φ20(22,23)	6Φ28(36,94)

Kayma hesabı

Vcr(t)	Vd(t)	Vr(t)	lc(cm)	ss(cm)	sn(cm)	Etirye	Vws(t)	ρ	ρmin	Vwb(t)	Vw(t)
32,05	48,13	255,00	180	15	24	Φ 12	29,22	0,00240	0,00130	20,18	49,40

Tablo 6.40 BS50, BÇ III için K5 ve K6 kirişleri hesabı

$$f_{cd} = 330 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

Ağırlıkta hesap

KİRİŞ NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	ρ	ρ _{min}
K5, K6	40	80	160	9958,2	45,41	3,2070	2,848	8,27	23,01	0,00719	0,00328

SEÇİLEN DONATI	A _g (cm ²)
3Φ22düz+3Φ22 pilye(22,81)	6 Φ 12(6,79)

ρ _b	ρ _m	ρ _d	ρ _l
0,03340	0,0283	0,0200	0,02120

Mesnette hesap

MESNET NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	N _d (t)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
M4	40	80	160	18396	53,91	1,1797	3,250	31,22	59,96	3Φ12+6Φ22(26,20)	6Φ28(36,94)

Kayma hesabı

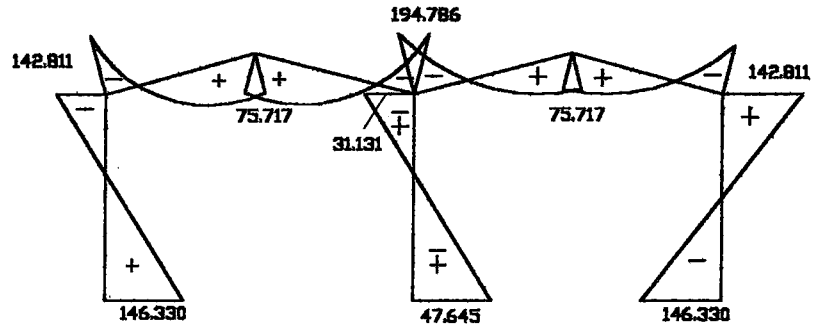
V _{cr} (t)	V _d (t)	V _r (t)	l _c (cm)	s _s (cm)	s _n (cm)	Etriye	V _{ws} (t)	ρ	ρ _{min}	V _{wb} (t)	V _w (t)
34,32	48,63	264,00	170	15	23	Φ 12	28,70	0,00250	0,00140	22,00	50,70

Yapılan betonarme hesaplar sonucunda her beton sınıfı için bulunan kiriş, kolon kesitleri ile gerekli donatılar hesaplanmıştır. Fakat değişen kesit boyutlarına göre çözüm yapıldığında statik kuvvetlerini değişimini incelemek üzere örneğin BS 30 kalitesinde beton kullanıldığında ortaya çıkan kesitlere göre statik hesap tekrarlanmış ve yapılan süperpozisyon neticesinde Şekil 6.30'daki sonuç diyagramlar elde edilmiştir.

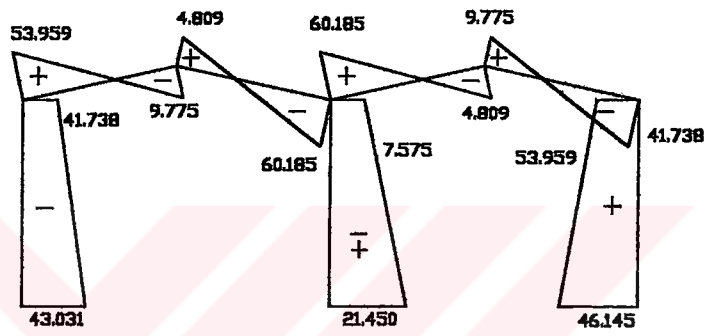
Görüldüğü gibi BS 30 kalite beton kullanıldığında sadece orta kolonlarda oluşan momentlerde yarı yarıya varan azalmalar olmaktadır. Diğer çubuklarda meydana gelen değişimler hesaplarda büyük değişiklikler oluşturacak büyüklükte değildir. O halde sadece orta kolonların hesabının yeniden gözden geçirilmesi gerekmektedir. Bu amaçla BS 30 kalite kullanıldığında ortaya çıkan kesit boyutlarına göre bulunan moment, normal kuvvet ve kesme kuvveti etkilerinden dolayı orta kolonlardaki kesit değişimini belirlemek üzere daha önce yapılmış olan orta kolon hesapları yeniden yapılarak yeni kesitler belirlenmelidir. Yapılan boyutlandırmaya benzer olarak yapılan hesaplar sonucunda ortaya çıkan kesitler ve donatılar aşağıda verilmiştir.

Tablo 6.41 Orta kolonlardaki kesit değişimi

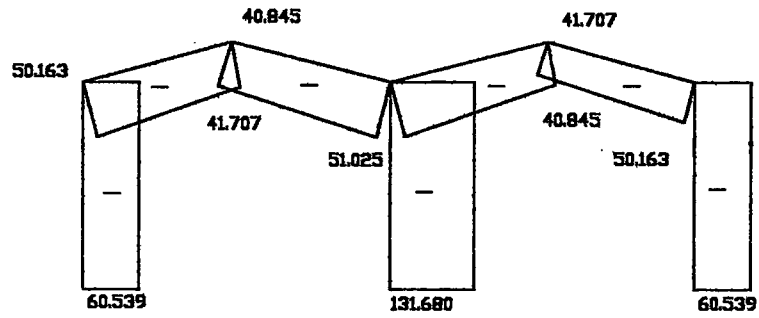
BETON KALİTESİ	İLK KESİT	YENİ KESİT	As(cm ²)	SEÇİLEN DONATI
BS 16, BÇ III	40cm / 70cm	40cm / 60cm	19,53	7 Φ 20 (21,99cm ²)
BS 20, BÇ III	40cm / 70cm	40cm / 55cm	20,37	7 Φ 20 (21,99cm ²)
BS 25, BÇ III	40cm / 70cm	40cm / 55cm	18,44	6 Φ 20 (18,84cm ²)
BS 30, BÇ III	40cm / 65cm	40cm / 50cm	20,27	7 Φ 20 (21,99cm ²)
BS 35, BÇ III	40cm / 65cm	40cm / 50cm	18,90	8 Φ 18 (20,36cm ²)
BS 40, BÇ III	40cm / 65cm	40cm / 50cm	18,49	6 Φ 20 (18,84cm ²)
BS 45, BÇ III	40cm / 60cm	40cm / 45cm	19,97	8 Φ 18 (20,36cm ²)
BS 50, BÇ III	40cm / 60cm	40cm / 45cm	19,52	8 Φ 18 (20,36cm ²)



M(tm)



V(t)



N(t)

Şekil 6.30 Yeni kesitlere göre bulunan süperpoze M, V, N diyagramları

6.4 ÇERÇEVE KİRİŞ VE KOLONLARININ FİYATLANDIRILMASI

Çalışmaya konu olan endüstri yapısında 9 adet çerçeve kirişi bulunmaktadır. Yukarıda açıklandığı gibi kenar çerçeveler için ayrı bir çözüm yapılmayıp orta çerçeve için yapılan hesapların tüm çerçevelerde geçerli olduğu düşünülmüştür. Yapı hesap yapılan doğrultuda simetri eksenini bulundurduğundan iki tip kiriş hesabı ve iki tip kolon hesabı yapılmıştır. Yani,

K5 veya K6 Kirişlerinden toplam 18 adet

K4 veya K7 Kirişlerinden toplam 18 adet

Kenar kolonlardan toplam 18 adet

Orta kolondan toplam 9 adet

bulunmaktadır. Yapılan hesaplar bir çerçeveye ait olduğundan metraj yapılırken yukarıdaki adetler gözönüne alınmalıdır.

Fiyatlandırma yapılırken 1997 yılı Bayındırlık Bakanlığı Birim Fiyatları kullanılmıştır.

6.4.1 ÇERÇEVE İMALAT ÇEŞİTLERİ

6.4.1.1 DEMİR İMALATI

Çerçeve kiriş ve kolonlarında kullanılacak demir miktarı hesaplanırken Şekil 6.29'daki standart donatı şeması gözönünde tutularak bir metraj çıkarılmıştır. Çerçevenin daha önce analizi yapılan kren kirişleri ve aşık kirişlerine göre daha karmaşık ve donatı düzeninin onlar kadar basit saptanamayacağı düşünülerek donatı boyları hesaplanırken ölçekli çizimler yapıp boylar bu çizimler sonucu saptanmıştır. Bu boylar hesaplanırken kanca boyları, bindirme boyları dikkate alınmıştır.

6.4.1.2 KALIP İMALATI

Çerçeve kolon ve kirişleri yapılırken kullanılacak kalıp miktarı m^2 olarak

- Kenar kolon için,

$$TKA_1(m^2) = 2 \times (d_{kolon} + h_{ckolon}) \times l_{kolon} \quad (6.74)$$

- Orta kolon için,

$$TKA_2(m^2) = 2 \times (d_{kolon} + h_{ckolon}) \times l_{kolon} \quad (6.75)$$

- K4 ve K7 Kirişleri için,

$$TKA_3(m^2) = l_{kiriş} \times (2 \times (h - h_f) + b_w) \quad (6.76)$$

- K5 ve K6 Kirişleri için,

$$TKA_4(m^2) = l_{kiriş} \times (2 \times (h - h_f) + b_w) \quad (6.77)$$

olarak hesaplanmıştır. Toplam kalıp alanı bir çerçeve için m^2 olarak

$$TKA(m^2) = 2 \times TKA_1 + TKA_2 + 2 \times TKA_3 + 2 \times TKA_4 \quad (6.78)$$

bağıntısı yardımıyla hesaplanır.

6.4.1.3 BETON İMALATI

Çerçeve kolon ve kirişlerinin yapımı için kullanılacak beton miktarı m^3 olarak,

- Kenar kolon için,

$$TBM_1(m^3) = l_{kolon} \times (d_{kolon} \times h_{ckolon}) \quad (6.79)$$

- Orta kolon için,

$$TBM_2(m^3) = l_{kolon} \times (d_{kolon} \times h_{ckolon}) \quad (6.80)$$

- K4 ve K7 Kirişleri için,

$$TBM_3(m^3) = l_{kiriş} \times ((h - h_f) \times b_w) \quad (6.81)$$

- K5 ve K6 Kirişleri için,

$$TBM_4(m^3) = l_{kiriş} \times ((h - h_f) \times b_w) \quad (6.82)$$

olarak hesaplanmıştır. Toplam beton miktarı bir çerçeve için m^3 olarak,

$$TBM(m^3) = 2 \times TBM_1 + TBM_2 + 2 \times TBM_3 + 2 \times TBM_4 \quad (6.83)$$

bağıntısı yardımıyla hesaplanır.

6.4.1.4 SIVA İMALATI

Çerçeve kolon ve kirişlerinde kullanılacak sıva miktarı m^2 olarak,

- Kenar kolon için,

$$TSA_1(m^2) = 2 \times (d_{kolon} + h_{ckolon}) \times l_{kolon} \quad (6.84)$$

- Orta kolon için,

$$TSA_2(m^2) = 2 \times (d_{kolon} + h_{ckolon}) \times l_{kolon} \quad (6.85)$$

- K4 ve K7 Kirişleri için,

$$TSA_3(m^2) = l_{kiriş} \times (2 \times (h - h_f) + b_w) \quad (6.86)$$

- K5 ve K6 Kirişleri için,

$$TSA_4(m^2) = l_{kiriş} \times (2 \times (h - h_f) + b_w) \quad (6.87)$$

olarak hesaplanmıştır. Toplam sıva alanı bir çerçeve için m² olarak,

$$TSA(m^2) = 2 \times TSA_1 + TSA_2 + 2 \times TSA_3 + 2 \times TSA_4 \quad (6.89)$$

bağıntısı yardımıyla hesaplanır.

Bu bölümde ayrıca yapının yan cephelerinin, ön ve arka cephelerinin tuğla duvar yapılmak suretiyle kapatıldığı düşünülmüş ve ortaya çıkan tuğla duvar maliyeti göz önüne alınmıştır. Bunun için duvar yapılacak yüzey alanı ile duvar kalınlığı çarpılarak gerekli olan duvar hacmi bulunur. Söz konusu yapıda 19 cm genişliğinde yatay delikli tuğlalar kullanılmıştır. Duvar dış yüzeyine yapılacak olan sıva imalatı da yukarıda Bölüm 6.4.1.4'de açıklanan sıva alanına eklenerek toplam sıva maliyeti bulunmuştur. Yapının her türlü imalatının gerçekleştirilebilmesi için de iş iskelesi kurulmuş ve maliyeti hesaplanmıştır. Bunun için yapı ortalama yüksekliğinin 1.5m noksanı ile yapının plandaki alanı çarpılmış ve iş iskelesi hacmi bulunmuştur. Bulunan hacim ile iş iskelesi birim fiyatı çarpılarak toplam iş iskelesi maliyeti bulunmuştur.

Tablo 6.42 BS 16 , BÇIII için çerçeve maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.057/1	BS 16 HAZIR BETONU	245.57	M ³	6.738.123	1.654.680.865
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	1348.78	M ²	804.400	1.084.958.632
3	23.001/1	Ø8-Ø12 MM BETONARME DEMİRİ	11.43	T	54.207.500	619.591.725
4	23.002	Ø14-Ø50 MM BETONARME DEMİRİ	24.21	T	48.523.100	1.174.744.251
5	27.501	SIVA YAPILMASI	2355.2	M ²	427.702	1.007.323.750
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	191.21	M ³	3.337.311	638.127.236
7	21.066	İŞ İSKELESİ	9865	M ³	139.096	1.372.182.040
						7.551.608.499

Tablo 6.44. BS 25 , BÇİİİ için çerçeve maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059	BS 25 HAZIR BETONU	185.15	M ³	7.269.373	1.345.924.411
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	1238.44	M ²	804.400	996.201.136
3	23.001/1	Ø8-Ø12 MM BETONARME DEMİRİ	9.72	T	54.207.500	526.896.900
4	23.002	Ø14-Ø50 MM BETONARME DEMİRİ	24.84	T	48.523.100	1.205.313.804
5	27.501	SIVA YAPILMASI	2252.33	M ²	427.702	963.328.072
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	192.64	M ³	3.337.311	642.899.591
7	21.066	İŞ İSKELESİ	9865	M ³	139.096	1.372.182.040
						7.052.745.954

Tablo 6.46 BS 35 , BÇİİİ için çerçeve maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MIKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/2	BS 35 HAZIR BETONU	160.20	M ³	8.100.623	1.297.719.805
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	1107.43	M ²	804.400	890.816.692
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	9.41	T	54.207.500	510.092.575
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	27.14	T	48.523.100	1.316.916.935
5	27.501	SIVA YAPILMASI	2126.15	M ²	427.702	909.358.607
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	193.56	M ³	3.337.311	645.969.917
7	21.066	İŞ İSKELESİ	9865	M ³	139.096	1.372.182.040
						6.943.056.571

Tablo 6.48 BS 45 , BÇİİİ için çerçeve maliyeti

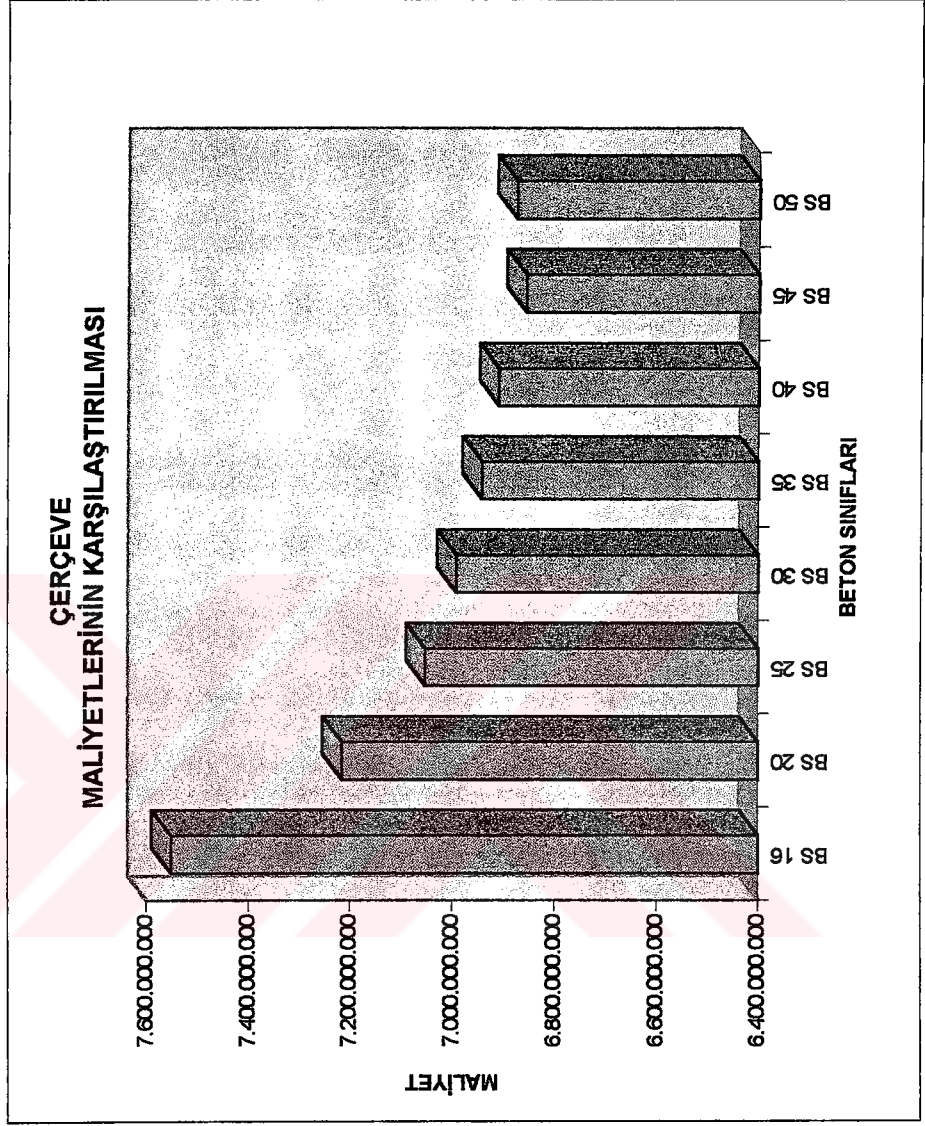
SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MIKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/4	BS 45 HAZIR BETONU	146.44	M ³	8.581.873	1.256.729.482
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	1034.46	M ²	804.400	832.119.624
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	9.03	T	54.207.500	489.493.725
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	28.45	T	48.523.100	1.380.482.195
5	27.501	SIVA YAPILMASI	2054.79	M ²	427.702	878.837.793
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	193.86	M ³	3.337.311	646.971.111
7	21.066	İŞ İSKELESİ	9865	M ³	139.096	1.372.182.040
						6.856.815.970

Tablo 6.49 BS 50 , BÇİİİ için çerçeve maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/5	BS 50 HAZIR BETONU	143.98	M ³	8.756.873	1.260.814.575
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	1022.15	M ²	804.400	822.217.460
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	8.81	T	54.207.500	477.568.075
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	29.27	T	48.523.100	1.420.271.137
5	27.501	SIVA YAPILMASI	2044.10	M ²	427.702	874.265.658
6	18.071/2	TUĞLA DUVAR YAPILMASI	194.17	M ³	3.337.311	648.005.677
7	21.066	İŞ İSKELESİ	9865	M ³	139.096	1.372.182.040
						6.875.324.622

Tablo 6.50 Çerçeve maliyetlerinin karşılaştırılması

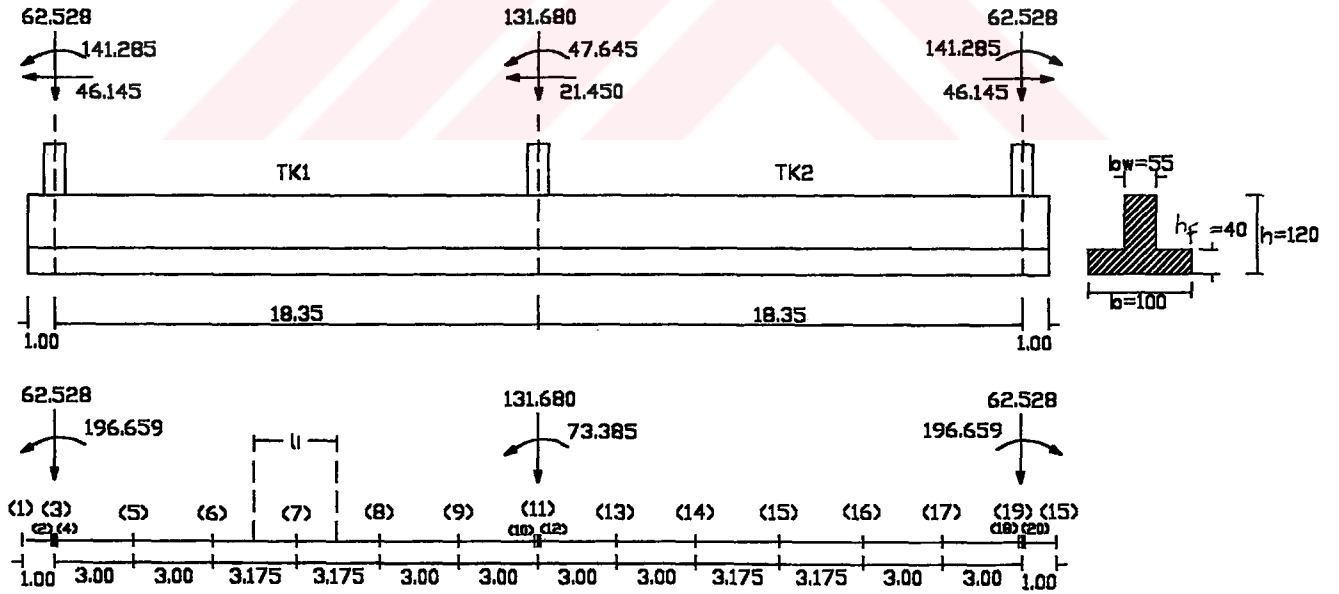
BETON SINIFI	TOPLAM ÇERÇEVE MALİYETİ (TL)
BS 16	7.551.608.499
BS 20	7.215.887.490
BS 25	7.052.745.954
BS 30	6.992.590.688
BS 35	6.943.056.571
BS 40	6.910.187.632
BS 45	6.856.815.970
BS 50	6.875.324.622



BÖLÜM 7

TEMEL HESABI

Çalışmaya konu olan endüstri yapısında Şekil 6.30'de verilmiş olan süperpoze diyagramlar kullanılarak sürekli temel hesapları yapılmıştır. Temel boyutlandırması yapılırken don derinliği de gözönünde tutularak temel yüksekliği $h=1.20\text{m}$ olarak alınmış, temelin plandaki minimum b genişliği 1.00m olarak seçilmiştir. Şekil 7.1'de temel boyutları ve yükler gösterilmiştir. Temeller eksenlerine dik doğrultuda bağ kirişleri ile birleştirilerek farklı yerdeğiştirmelerin olması engellenmiştir. Bağ kirişlerinin boyutları zemin türü ve deprem bölgesine bağlı olarak $30\text{cm} \times 30\text{cm}$ olarak seçilmiş ve boyuna donatı olarak $4\phi 14$ koyulmuştur.



Şekil 7.1 Temel boyutları ve yükler

7.1 TEMELİN STATİK HESABI

Şekil 6.30'de verilen statik etkiler altında sürekli temel, elastik temel kabulü ile çözülmüştür. Bunun için Şekil 7.1'de gösterilen sürekli temelde 21 adet kritik nokta seçilmiş ve bu noktalarda yay katsayısı tariflenmiştir. Böylece sistem yaylı mesnetlerden oluşan sürekli kiriş şekline dönüşmüştür. Çalışmaya konu olan endüstri yapısının oturduğu zeminde yatak katsayısı olarak $K_0 = 2000 \text{ t/m}^3$ alınmıştır. Yay katsayılarının hesaplanabilmesi için

$$K = K_0 \times A_i \quad (7.1)$$

bağıntısı kullanılmalıdır. Burada A_i m^2 olarak her noktanın yük etki genişliği olarak tariflenir ve

$$A_i = b \times l_i \quad (7.2)$$

olarak yazılır. Burada b temelin genişliği, l_i hesabı yapılan noktanın sağ ve solundaki noktalar ile olan mesafelerinin ortalarından alınan uzaklıktır. Bu şekilde i noktasının A_i yük etki alanı bulunmuş olur.

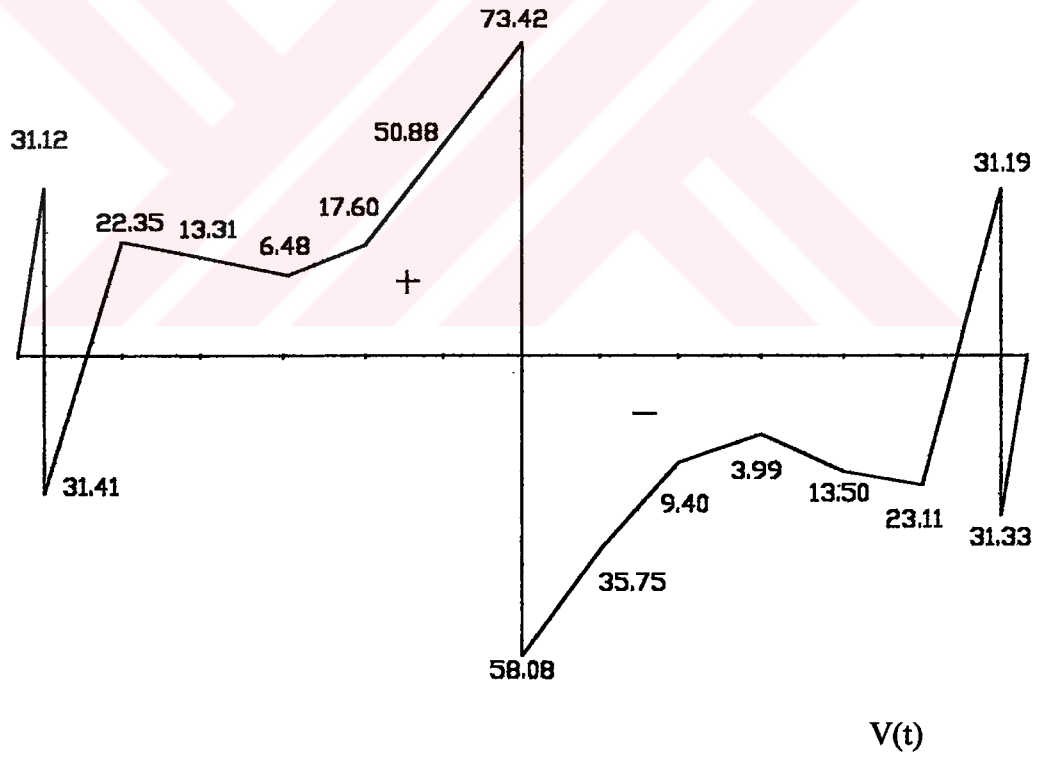
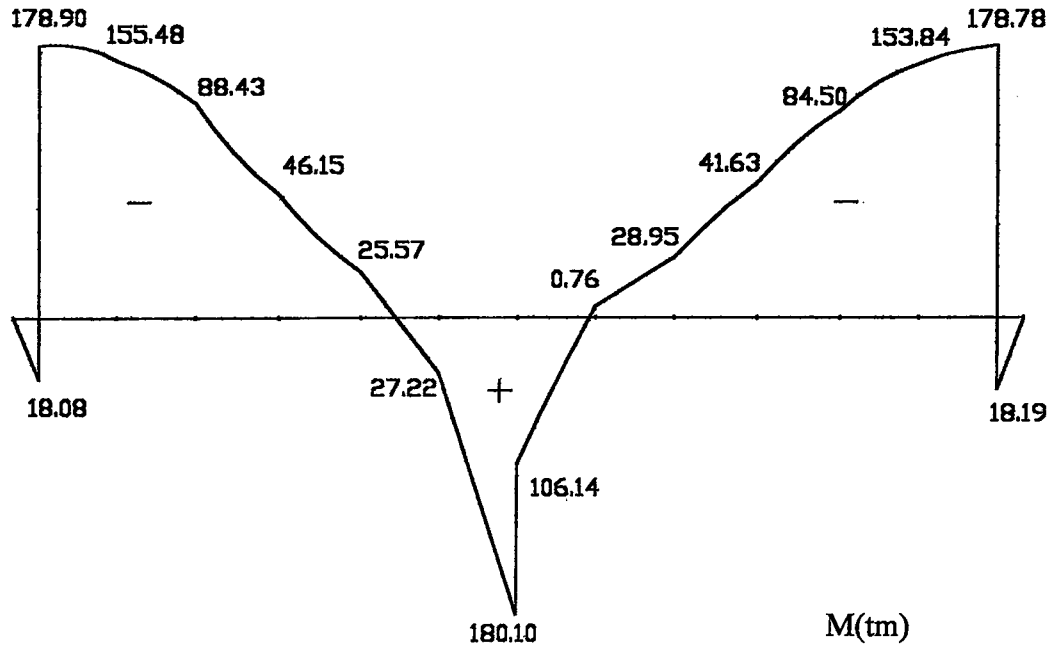
Hesaplanan yay katsayıları ve Şekil 7.1'deki yükler kullanılarak statik hesap yapılmış ve bulunan moment ve kesme kuvveti diyagramları Şekil 7.2'de gösterilmiştir.

7.2 TEMELLERİN BETONARME HESABI

Şekil 7.2'de verilmiş olan moment ve kesme kuvveti değerleri kullanılarak sürekli temelin betonarme hesabı yapılmıştır.

7.2.1 Eğilme Hesabı

Bulunan açıklık momentleri kullanılarak TK_1 ve TK_2 kirişlerinde eğilme hesabı daha önce aşık kirişlerinin hesabında olduğu gibi yapılmıştır. Hesapla bulunan donatıların yarısı pilye yapıp diğer yarısı düz olarak yerleştirilmiştir. Mesnet bölgelerinde pozitif



Sekil 7.2 Temeldeki moment ve kesme kuvveti diyagramları

momenti karşılamak üzere gerekiyorsa ek donatılar yerleştirilmiştir. Mesnet hesap momentleri, üzerlerindeki kolon genişliği a olmak üzere

$$M_d = M - V \times a / 3 \quad (7.3)$$

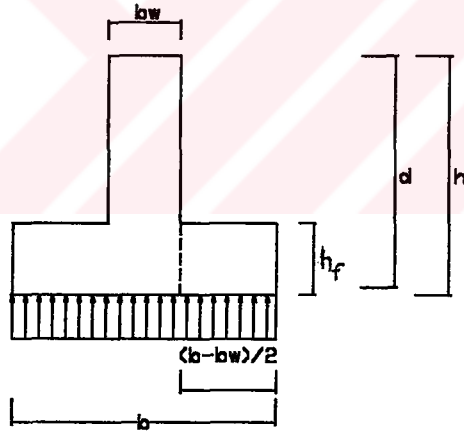
bağıntısı yardımıyla azaltılarak hesaplanmıştır.

Gövde donatısı olarak,

$$A_g = A_s \times 0.08 \quad (7.4)$$

bağıntısı ile bulunan donatı üç sıra olarak kiriş gövdesine yerleştirilmiştir.

Temelin enine doğrultusunda hesap yapılırken temel altında σ gerilmesine göre bulunan kritik moment dikkate alınarak birim genişlik için dikdörtgen kesit hesabı yapılmış ve bulunan donatılar $\rho_{\min} = 0.002$ olacak şekilde seçilerek yerleştirilmiştir. Kritik kesite göre momentin bulunması aşağıda özetlenmiştir.



Şekil 7.3 Temel altındaki gerilme yayılımı

Sürekli temelin yapılan yüklemeler sonucunda altında oluşan gerilmeler ,

$$\sigma_i = K_0 \times \text{Düşey çökme} \quad (7.5)$$

olarak hesaplanabilir. Bu gerilmelerin temelin b genişliği boyunca düzgün yayılı olduğunu düşünerek kritik moment t_m / m olarak,

$$M_d = \sigma_i \times ((b - b_w) / 2)^2 / (2 \times b) \quad (7.6)$$

hesaplanır. Bulunan bu moment kullanılarak boyutları $b=1.00m$ ve d_0 olan dikdörtgen kesit hesabı yapılır. Bulunan donatıların minimum yüzdesi $\rho_{min} = 0.002$ olarak kabul edilmiştir.

7.2.2 Kayma Hesabı

Sürekli temelin kayma hesabı yapılırken betonun kesme kuvveti almadığı ve yapının 1. Deprem bölgesinde olduğu gözönüne alınarak minimum etriye çapının $\phi 10$ olduğu düşünülmüştür. Kesme kuvvetinin etriyeler tarafından taşındığı varsayımı yapılarak daha önce aşık kirişlerinde ve kren kirişlerinde anlatılan esaslar doğrultusunda kayma hesabı yapılmıştır. Etriye olarak dört kollu etriye kullanılmıştır.

Temelin enine doğrultusunda kayma hesabı yapılırken

$$V_d = \sigma \times (b - b_w) / 2 \quad (7.7)$$

yazılarak kesme kuvveti değeri t / m olarak bulunur. Yapılan hesaplarda bulunan V_d değerlerinin eğik çatlamayı oluşturan V_{cr} kuvvetinden küçük olduğu görülmüş ve enine yönde etriye koyulmamıştır.

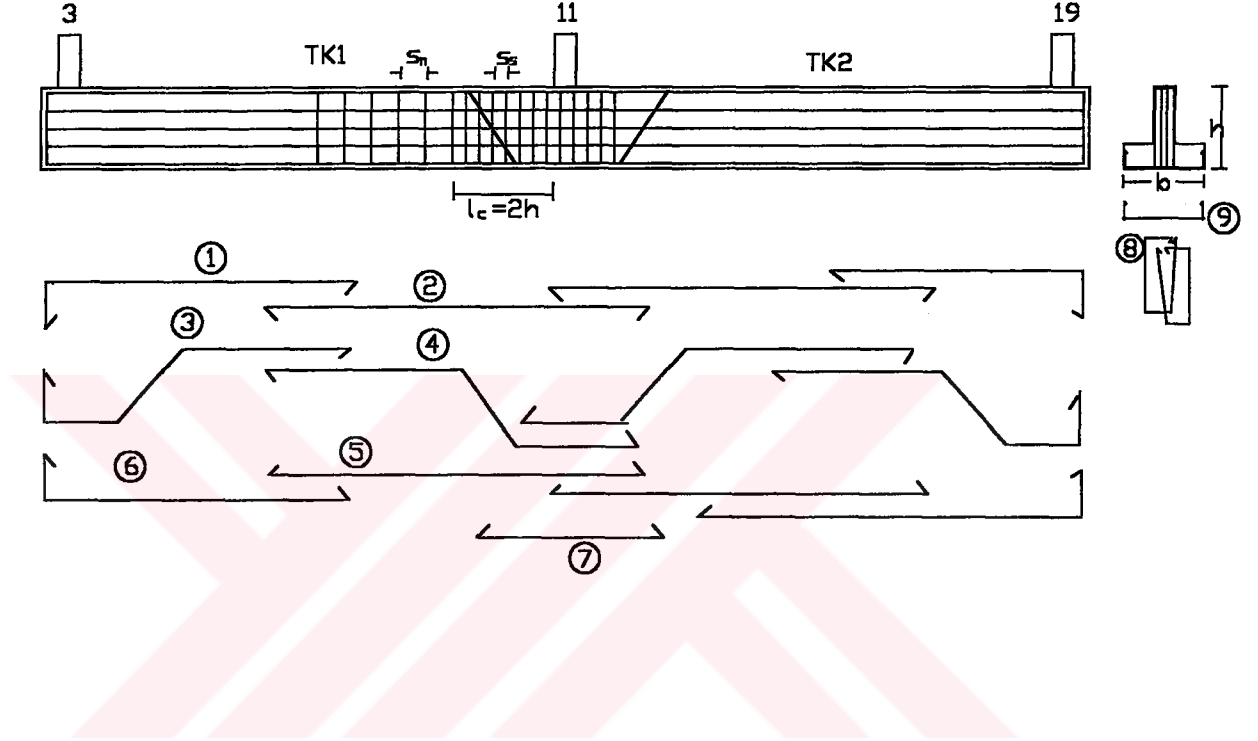
Temelin dış kenarlarına ana donatılara paralel olarak

$$A_{\phi} = A_s \times b / 5 \quad (7.8)$$

bağıntısı ile hesaplanan çember donatısı koyularak bu çubukların temelin güç tükenmesine yakın durumdaki davranışını olumlu etkilediği düşünülmüştür. Burada A_s temelde enine doğrultuda koyulan donatı alanını göstermektedir. Yapılan

hesaplarda çember donatısının $2\phi 10$ olarak yerleştirilmesinin uygun olduğu görülmüştür.

Sürekli temellerdeki donatı düzeni ve yapılacak kontroller aşağıda özetlenmiştir.



Şekil 7.4 Temellerdeki donatı düzeni

$$\min \rho = 12 / f_{yd} \leq \rho = A_s / (b_w \times d) \quad (7.9)$$

$$\min \rho_w = 0.30 \times f_{ctd} / f_{ywd} \leq \rho_w = A_{sw} / (b_w \times s) \quad (7.10)$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b \times d > V_d \text{ ise minimum etriye konur.} \quad (7.11)$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b \times d \leq V_d \text{ ise kayma hesabı yapılır.} \quad (7.12)$$

$$V_d \leq V_r = 0.25 \times f_{cd} \times b \times d \text{ olmalı} \quad (7.13)$$

$$s_n \leq \begin{matrix} d/2 \\ b_w \\ 30\text{cm.} \end{matrix} \quad (7.14)$$

$$s_s \leq \begin{matrix} h/4 \\ 15\text{cm} \end{matrix} \quad (7.15)$$

$$\text{Kirişlerde sargı bölgesi } l_c = 2 \times h \quad (7.16)$$

alınmalıdır.



Tablo 7.1 BS 16, BÇ III için temel hesabı

$f_{cd} = 110 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
TK1	60	115	100	17142	2,7776	2,989	24,50	44,55	0,00646	8Φ20 düz+7Φ20 pilye(47,13)
TK2	60	115	100	17140	2,7777	2,989	24,50	44,55	0,00646	8Φ20 düz+7Φ20 pilye(47,13)

$A_g(\text{cm}^2)$
6 Φ 12(6,79)

ρ_{min}	ρ_b	ρ_m	ρ_d
0,00328	0,01350	0,01150	0,00810

Mesnette Hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
3	60	115	100	1290	6,8199	2,820	9,02	3,16	4 Φ 14 (6,16)	-
11	60	115	100	16587	1,9019	3,411	56,01	49,20	4 Φ 14+14 Φ 20(50,14)	-
19	60	115	100	1296	6,8041	2,821	9,02	3,18	4 Φ 14 (6,16)	-

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(cm)$	$s_s(cm)$	$s_n(cm)$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}
40,37	62,53	189,75	240	15	30	Φ 12	63,24	0,00250	0,00074

Temel enine donatısının hesabı

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$M_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	K_d	k_s	$A_s(cm^2)$	ρ	ρ_{min}	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
24,08	0,482	100	35	15,949	2,800	0,39	9,0E-05	0,002	Φ 14 / 20(7,69)

Enine doğrultuda kayma kontrolü

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$V_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$V_{cr}(t)$
24,08	4,82	100	35	20,48

Tablo7.2 BS 20, BÇ III için temel hesabı

$f_{cd} = 130 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
TK1	50	115	100	17142	2,7776	2,950	21,28	43,97	0,00765	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)
TK2	50	115	100	17140	2,7777	2,950	21,28	43,97	0,00765	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)

$A_g(\text{cm}^2)$
6 Φ 12(6,79)

ρ_{min}	ρ_b	ρ_m	ρ_d
0,00328	0,01600	0,01360	0,00960

Mesnette Hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
3	50	115	100	1290	6,2257	2,817	2,40	3,16	4 Φ 14 (6,16)	-
11	50	115	100	16698	1,7304	3,377	53,64	49,03	4 Φ 14+12 Φ 20(43,84)	2Φ20(6,28)
19	50	115	100	1296	6,2113	2,817	2,40	3,17	4 Φ 14 (6,16)	-

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(cm)$	$s_s(cm)$	$s_n(cm)$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}
37,38	62,71	186,88	240	15	30	Φ 12	63,24	0,00300	0,00082

Temel enine donatısının hesabı

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$M_d(t/m/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	K_d	k_s	$A_s(cm^2)$	ρ	ρ_{min}	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
24,08	0,753	100	35	12,7589	2,800	0,60	0,000172	0,002	Φ 14 / 20(7,69)

Enine doğrultuda kayma kontrolü

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$V_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$V_{cr}(t)$
24,08	6,020	100	35	22,75

Tablo 7.3 BS 25, BÇ III için temel hesabı

$$f_{cd} = 170 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	ρ	SEÇİLEN DONATI(cm ²)
TK1	45	115	100	17142	2,7776	2,905	17,71	43,30	0,00837	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)
TK2	45	115	100	17140	2,7777	2,905	17,71	43,30	0,00837	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)

A _g (cm ²)
6 Φ 12(6,79)

ρ _{min}	ρ _b	ρ _m	ρ _d
0,00328	0,02090	0,01780	0,01260

Mesnette Hesap

MESNET NO	b _w (cm)	d(cm)	b(cm)	M _d (tcm)	K _d	k _s	x(cm)	A _s (cm ²)	MEVCUT DONATI(cm ²)	EK(cm ²)
3	45	115	100	1290	5,9062	2,807	7,60	3,15	4 Φ 14 (6,16)	-
11	45	115	100	16698	1,6416	3,271	46,35	47,49	4 Φ 14+12 Φ 20(43,84)	1Φ18(2,54)
19	45	115	100	1296	5,8926	2,807	7,60	3,16	4 Φ 14 (6,16)	-

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(cm)$	$s_s(cm)$	$s_n(cm)$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}
38,68	62,71	219,94	240	15	30	$\Phi 12$	63,24	0,00330	0,00100

Temel enine donatısının hesabı

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$M_d(tm/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	K_d	k_s	$A_s(cm^2)$	ρ	ρ_{min}	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
24,08	0,911	100	35	11,5990	2,800	0,73	0,00021	0,00200	$\Phi 14 / 20(7,69)$

Enine doğrultuda kayma kontrolü

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$V_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$V_{cr}(t)$
24,08	6,62	100	35	26,16

Tablo 7.4 BS 30, BÇ III için temel hesabı

$f_{cd} = 200 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
TK1	45	115	100	17142	2,7776	2,893	16,56	43,12	0,00833	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)
TK2	45	115	100	17140	2,7777	2,893	16,56	43,12	0,00833	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)

$A_g(\text{cm}^2)$
6 Φ 12(6,79)

ρ_{min}	ρ_b	ρ_m	ρ_d
0,00328	0,02370	0,02000	0,01420

Mesnette Hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
3	45	115	100	1290	5,9062	2,800	2,40	3,14	4 Φ 14 (6,16)	-
11	45	115	100	16818	1,6358	3,156	34,50	46,15	4 Φ 14+12 Φ 20(43,84)	1Φ18(2,54)
19	45	115	100	1296	5,8926	2,800	2,40	3,16	4 Φ 14 (6,16)	-

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(cm)$	$s_s(cm)$	$s_n(cm)$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}
42,05	62,90	258,75	240	15	30	Φ 12	63,24	0,00330	0,00100

Temel enine donatısının hesabı

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$M_d(tm/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	K_d	k_s	$A_s(cm^2)$	ρ	ρ_{min}	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
24,08	0,91	100	35	11,599	2,800	0,73	0,00021	0,00200	Φ 14 / 20(7,69)

Enine doğrultuda kayma kontrolü

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$V_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$V_{cr}(t)$
24,08	6,62	100	35	28,44

Tablo 7.5 BS 35, BÇ III için temel hesabı

$f_{cd} = 230 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
TK1	45	115	100	17189	2,7738	2,886	15,76	43,14	0,00834	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)
TK2	45	115	100	17187	2,7739	2,886	15,76	43,13	0,00833	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)

$A_g(\text{cm}^2)$
6 Φ 12(6,79)

ρ_{min}	ρ_b	ρ_m	ρ_d
0,00328	0,02630	0,02220	0,01580

Mesnette Hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
3	45	115	100	1295	5,8948	2,800	2,40	3,15	4 Φ 14 (6,16)	-
11	45	115	100	16818	1,6358	3,084	32,09	45,10	4 Φ 14+12 Φ 20(43,84)	1Φ14(1,54)
19	45	115	100	1303	5,8767	2,800	2,40	3,17	4 Φ 14 (6,16)	-

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(cm)$	$s_s(cm)$	$s_n(cm)$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}
45,41	62,90	297,56	240	15	30	$\Phi 12$	63,24	0,00330	0,00110

Temel enine donatısının hesabı

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$M_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	K_d	k_s	$A_s(cm^2)$	ρ	ρ_{min}	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
24,08	0,91	100	35	11,599	2,800	0,73	0,00021	0,00200	$\Phi 14 / 20(7,69)$

Enine doğrultuda kayma kontrolü

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$V_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$V_{cr}(t)$
24,08	6,62	100	35	30,71

Tablo 7.6 BS 40, BÇ III için temel hesabı

$f_{cd} = 270 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
TK1	45	115	100	17189	2,7738	2,879	15,07	43,03	0,00832	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)
TK2	45	115	100	17187	2,7739	2,879	15,07	43,03	0,00831	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)

$A_g(\text{cm}^2)$
6 Φ 12(6,79)

ρ_{min}	ρ_b	ρ_m	ρ_d
0,00328	0,02970	0,02490	0,01780

Mesnette Hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
3	45	115	100	1295	5,8948	2,800	2,40	3,15	4 Φ 14 (6,16)	-
11	45	115	100	16818	1,6358	3,031	27,76	44,33	4 Φ 14+12 Φ 20(43,84)	1Φ12(1,13)
19	45	115	100	1303	5,8767	2,800	2,40	3,17	4 Φ 14 (6,16)	-

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(cm)$	$s_s(cm)$	$s_n(cm)$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}
48,77	62,90	349,31	240	15	30	$\Phi 12$	63,24	0,00330	0,00120

Temel enine donatısının hesabı

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$M_d(tm/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	K_d	k_s	$A_s(cm^2)$	ρ	ρ_{min}	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
24,08	0,91	100	35	11,599	2,800	0,73	0,00021	0,00200	$\Phi 14 / 20(7,69)$

Enine doğrultuda kayma kontrolü

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$V_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$V_{cr}(t)$
24,08	6,62	100	35	32,99

Tablo 7.7 BS 45, BÇ III için temel hesabı

$f_{cd} = 300 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KİRİŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
TK1	45	115	100	17189	2,7738	2,872	14,38	42,93	0,00830	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)
TK2	45	115	100	17187	2,7739	2,872	14,38	42,92	0,00829	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)

$A_g(\text{cm}^2)$
6 Φ 12(6,79)

ρ_{min}	ρ_b	ρ_m	ρ_d
0,00328	0,03170	0,02670	0,01900

Mesnette Hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
3	45	115	100	1295	5,8948	2,800	2,40	3,15	4 Φ 14 (6,16)	-
11	45	115	100	16934	1,6301	2,996	24,96	44,12	4 Φ 14+12 Φ 20(43,84)	1Φ12(1,13)
19	45	115	100	1303	5,8767	2,800	2,40	3,17	4 Φ 14 (6,16)	-

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(cm)$	$s_s(cm)$	$s_n(cm)$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}
52,14	63,09	388,13	240	15	30	$\Phi 12$	63,24	0,00330	0,00130

Temel enine donatısının hesabı

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$M_d(tm/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	K_d	k_s	$A_s(cm^2)$	ρ	ρ_{min}	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
24,08	0,91	100	35	11,599	2,800	0,73	0,00021	0,00200	$\Phi 14 / 20(7,69)$

Enine doğrultuda kayma kontrolü

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$V_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$V_{cr}(t)$
24,08	6,62	100	35	35,26

Tablo 7.8 BS 50, BÇ III için temel hesabı

$f_{cd} = 330 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{ywd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3650 \text{ Kg/cm}^2$

Açıklıkta hesap

KIRIŞ NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
TK1	45	115	100	17215	2,7717	2,867	13,80	42,92	0,00829	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)
TK2	45	115	100	17204	2,7726	2,867	13,80	42,89	0,00829	8Φ20 düz+6Φ20 pilye(43,98)

$A_g(\text{cm}^2)$
6 Φ 12(6,79)

ρ_{min}	ρ_b	ρ_m	ρ_d
0,00328	0,03340	0,02830	0,02000

Mesnette Hesap

MESNET NO	$b_w(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$M_d(\text{tcm})$	K_d	k_s	$x(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	MEVCUT DONATI(cm^2)	EK(cm^2)
3	45	115	100	1301	5,8812	2,800	2,40	3,17	4 Φ 14 (6,16)	-
11	45	115	100	16934	1,6301	2,977	23,46	43,84	4 Φ 14+12 Φ 20(43,84)	-
19	45	115	100	1308	5,8655	2,800	2,40	3,18	4 Φ 14 (6,16)	-

Kayma hesabı

$V_{cr}(t)$	$V_d(t)$	$V_r(t)$	$l_c(cm)$	$s_s(cm)$	$s_n(cm)$	Etriye	$V_{ws}(t)$	ρ	ρ_{min}	$V_{web}(t)$	$V_{top}(t)$
55,50	63,09	426,94	240	15	30	$\Phi 12$	63,24	0,00330	0,00140	40,92	104,16

Temel enine donatısının hesabı

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$M_d(t/m/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	K_d	k_s	$A_s(cm^2)$	ρ	ρ_{min}	SEÇİLEN DONATI(cm^2)
24,08	0,91	100	35	11,599	2,800	0,73	0,00021	0,00200	$\Phi 14 / 20(7,69)$

Enine doğrultuda kayma kontrolü

$\sigma_{max}(t/m^2)$	$V_d(t/m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$V_{cr}(t)$
24,08	6,62	100	35	37,54

7.3 TEMELLERİN FİYATLANDIRILMASI

Çalışmaya konu olan endüstri yapısında 9 adet sürekli temel bulunmaktadır. Bu temeller enine doğrultuda bağ kirişleri ile bağlanmıştır. Bağ kirişlerinin sayısı yapıda 8 açıklık bulunduğundan 24 adet olarak saptanmıştır. Daha önce yapılmış olan betonarme hesaplar bir adet sürekli temele ait olduğundan fiyatlandırma yapılırken temel adedi gözönünde bulundurulmalıdır.

7.3.1 TEMEL İMALAT ÇEŞİTLERİ

7.3.1.1 DEMİR İMALATI

Temelerde kullanılacak olan demir miktarı hesaplanırken Şekil 7.3’de verilen donatı şeması kullanılarak bir metraj çıkarılmıştır. Pilyeler moment diyagramı gözönünde tutularak sadece orta kolon altındaki bölgede kırılmış kenar kolonların altındaki bölgelerde ise düz olarak uzatılmıştır. Kullanılan demirlerin boyları kanca boyları, ankraj boyları ve bindirme boyları gözönünde tutularak ölçekli çizimler sonucu bulunmuştur. Bağ kirişlerinde kullanılan donatılar düz olarak yerleştirilmiş ve temel içine kenetlenme boyu kadar uzatılmıştır.

7.3.1.2 KALIP İMALATI

- Sürekli temel yapılırken kullanılacak olan kalıp miktarı m^2 olarak,

$$TKA_1 (m^2) = 9 \times l_a \times (2 \times h) + 2 \times [b \times d_o + (h - d_o) \times b_w] \quad (7.17)$$

olarak hesaplanmıştır. Burada l_a temelin toplam uzunluğunu göstermektedir.

- Bağ kirişleri yapılırken kullanılacak kalıp miktarı m^2 olarak

$$TKA_2 (m^2) = 24 \times 2 \times b_d \times l_{bağ} \quad (7.18)$$

olarak hesaplanmıştır. Burada b_d bağ kirişinin genişlik ve yüksekliğini, $l_{bağ}$ ise iki sürekli temel arasındaki net mesafeyi göstermektedir.

- Temellerin ve bağ kirişlerinin altına dökülecek 10 cm kalınlığında ve 1.5m genişliğindeki (temel genişliğinin her iki tarafından 25cm taşıdığı düşünülmüştür.) grobeton kalıbı için gerekli kalıp miktarı m^2 olarak,

$$TKA_3(m^2) = 18 \times l_a \times 0.10 + 18 \times 1.50 \times 0.10 + 48 \times (l_{bağ} - 0.5) \times 0.10 \quad (7.18)$$

olarak hesaplanmıştır.

7.3.1.3 BETON İMALATI

- Sürekli temel yapılırken kullanılacak olan beton miktarı m^3 olarak,

$$TBM_1(m^3) = 9 \times l_a \times [b \times d_o + (h - d_o) \times b_w] \quad (7.19)$$

olarak hesaplanmıştır.

- Bağ kirişlerinin yapımı için kullanılacak olan beton miktarı

$$TBM_2(m^2) = 24 \times b_d^2 \times l_{bağ} \quad (7.20)$$

olarak hesaplanmıştır.

7.3.1.4 KAZI YAPILMASI

Temel alt seviyesi daha önce anlatıldığı üzere don derinliği olan $h = 1.20m$.'ye gelecek şekilde yapılacaktır. Temellerin kalıplarının rahat bir şekilde takılıp sökülebilmesi için temel genişliğinden ve temel uzunluğundan her iki yöne 1'er metre gidilerek kazı

yapılması uygun görülmüştür. Bu durumda kazı yapılacak olan toprak hacmi m^3 olarak,

$$TKH_1 (m^3) = 9 \times h \times (b + 2) \times (l_a + 2) \quad (7.21)$$

olarak hesaplanmıştır.

Bağ kirişlerinin yapılabilmesi için yapılacak olan kazı miktarı da aynı yol izlenerek

$$TKH_2 (m^3) = 24 \times h \times (l_{bağ} - 2) \times (b_d + 2) \quad (7.22)$$

olarak hesaplanmıştır.

7.3.1.5 KUM - ÇAKIL SERİLMESİ

Kazı yapılan bölgenin tabanına serilen 10 cm kalınlığındaki kum - çakıl serilmesi imalatı m^3 olarak,

$$TÇH(m^3) = 0.10 \times [(8 \times (l_a + 2) \times (b + 2)) + 24 \times (l_{bağ} - 2) \times (b_d + 2)] \quad (7.23)$$

olarak hesaplanmıştır.

7.3.1.6 GROBETON İMALATI

Kum-çakıl serilen alanın üzerine 10 cm kalınlığında grobeton dökülecektir. Grobeton genişliği temel altında 1.5 m, bağ kirişlerinin altında ise 0.70m olarak alınmış ve grobeton imalatı m^3 olarak,

$$TGM(m^3) = 9 \times l_a \times 0.10 \times 1.5 + 24 \times (l_{bağ} - 0.5) \times 0.10 \times 0.70 \quad (7.24)$$

olarak hesaplanmıştır.

Tablo 7.9 BS16,BÇ III için temel maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.057/1	BS 16 HAZIR BETONU	315.14	M ³	6.738.123	2.123.452.082
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	998.52	M ²	804.400	803.209.488
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	8.48	T	54.207.500	459.679.600
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	21.19	T	48.523.100	1.028.204.489
5	15.006/1	KAZI YAPILMASI	1451.16	M ³	137.928	200.155.597
6	15.140/2	KUM-ÇAKIL SERİLMESİ	120.93	M ³	564.375	68.249.867
	4.003	MALZEME	120.93		602.000	72.799.860
	09.003/1	NAKLİYE	120.93		268.750	32.499.938
7	16.003	GROBETON DÖKÜLMESİ	52.83	M ³	4.021.320	212.446.336
						5.000.697.257

Tablo 7.10 BS20,BÇ III için temel maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.058/1	BS 20 HAZIR BETONU	287.28	M ³	6.975.523	2.003.928.247
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	997.08	M ²	804.400	802.051.152
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	8.30	T	54.207.500	449.922.250
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	20.24	T	48.523.100	982.107.544
5	15.006/1	KAZI YAPILMASI	1451.16	M ³	137.928	200.155.597
6	15.140/2	KUM-ÇAKIL SERİLMESİ	120.93	M ³	564.375	68.249.867
	4.003	MALZEME	120.93		602.000	72.799.860
7	09.003/1	NAKLIYE	120.93	M ³	268.750	32.499.938
	16.003	GROBETON DÖKÜLMESİ	52.83		4.021.320	212.446.336
						4.824.160.791

Tablo7.12 BS30,BÇ III için temel maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/1	BS 30 HAZIR BETONU	273.35	M ³	7.788.123	2.128.883.422
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	996.36	M ²	804.400	801.471.984
3	23.001/1	Ø8-Ø12 MM BETONARME DEMİRİ	8.19	T	54.207.500	443.959.425
4	23.002	Ø14-Ø50 MM BETONARME DEMİRİ	19.78	T	48.523.100	959.786.918
5	15.006/1	KAZI YAPILMASI	1451.16	M ³	137.928	200.155.597
6	15.140/2	KUM-ÇAKIL SERİLMESİ	120.93	M ³	564.375	68.249.867
	4.003	MALZEME	120.93		602.000	72.799.860
	09.003/1	NAKLIYE	120.93		268.750	32.499.938
7	16.003	GROBETON DÖKÜLMESİ	52.83	M ³	4.021.320	212.446.336
						4.920.253.347

Tablo 7.13 BS35,BÇ III için temel maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/2	BS 35 HAZIR BETONU	273.35	M ³	8.100.623	2.214.305.297
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	996.36	M ²	804.400	801.471.984
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	8.19	T	54.207.500	443.959.425
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	19.70	T	48.523.100	955.905.070
5	15.006/1	KAZI YAPILMASI	1451.16	M ³	137.928	200.155.597
6	15.140/2	KUM-ÇAKIL SERİLMESİ	120.93	M ³	564.375	68.249.867
	4.003	MALZEME	120.93		602.000	72.799.860
	09.003/1	NAKLIYE	120.93		268.750	32.499.938
7	16.003	GROBETON DÖKÜLMESİ	52.83	M ³	4.021.320	212.446.336
						5.001.793.374

Tablo7.14 BS40,BÇ III için temel maliyeti

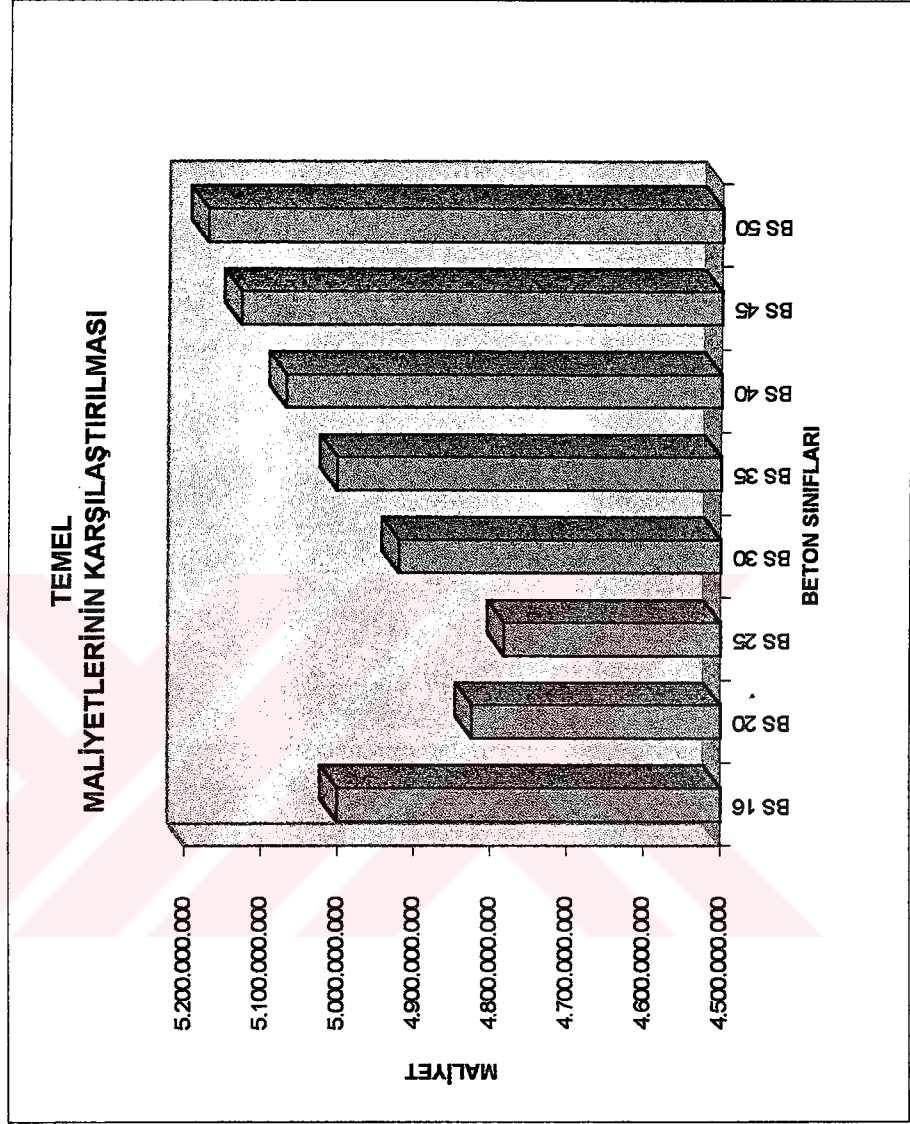
SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MIKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/3	BS 40 HAZIR BETONU	273.35	M ³	8.356.873	2.284.351.235
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	996.36	M ²	804.400	801.471.984
3	23.001/1	Φ8-Φ12 MM BETONARME DEMİRİ	8.19	T	54.207.500	443.959.425
4	23.002	Φ14-Φ50 MM BETONARME DEMİRİ	19.63	T	48.523.100	952.508.453
5	15.006/1	KAZI YAPILMASI	1451.16	M ³	137.928	200.155.597
6	15.140/2	KUM-ÇAKIL SERİLMESİ	120.93	M ³	564.375	68.249.867
	4.003	MALZEME	120.93		602.000	72.799.860
	09.003/1	NAKLİYE	120.93		268.750	32.499.938
7	16.003	GROBETON DÖKÜLMESİ	52.83	M ³	4.021.320	212.446.336
						5.068.442.695

Tablo 7.15 BS45,BÇ III için temel maliyeti

SIRA NO	POZ NO	İMALATIN CİNSİ	MİKTARI	ÖLÇÜ BİRİMİ	1997 YILI BİRİM FİYATI (TL)	TUTARI (TL)
1	16.059/4	BS 45 HAZIR BETONU	273.35	M ³	8.581.873	2.345.854.985
2	21.011	DÜZ YÜZEYLİ BETONARME KALIP	996.36	M ²	804.400	801.471.984
3	23.001/1	Ø8-Ø12 MM BETONARME DEMİRİ	8.19	T	54.207.500	443.959.425
4	23.002	Ø14-Ø50 MM BETONARME DEMİRİ	19.58	T	48.523.100	950.082.298
5	15.006/1	KAZI YAPILMASI	1451.16	M ³	137.928	200.155.597
6	15.140/2	KUM-ÇAKIL SERİLMESİ	120.93	M ³	564.375	68.249.867
	4.003	MALZEME	120.93		602.000	72.799.860
	09.003/1	NAKLİYE	120.93		268.750	32.499.938
7	16.003	GROBETON DÖKÜLMESİ	52.83	M ³	4.021.320	212.446.336
						5.127.520.290

Tablo 7.17 Temel maliyetlerinin karşılaştırılması

BETON SINIFI	TOPLAM TEMEL MALİYETİ(TL)
BS 16	5.000.697.257
BS 20	4.824.160.791
BS 25	4.782.334.883
BS 30	4.920.253.347
BS 35	5.001.793.374
BS 40	5.068.442.695
BS 45	5.127.520.290
BS 50	5.171.474.692



BÖLÜM 8

SİSTEMİN GENEL MALİYET ANALİZİ

8.1 SİSTEM TOPLAM MALİYETLERİNİN BULUNMASI

Sözkonusu olan endüstri yapısında, yapıyı oluşturan alt sistemler ayrı ayrı incelenerek beton kalitesinin değişimine göre maliyetleri çıkarılmıştır. Her beton sınıfı için bulunan maliyetler toplanarak yapının toplam maliyetinin çıkarılmasına çalışılmıştır. Daha önceki bölümlerde belirtildiği gibi döşeme sistemi için diğer sistemlerde yapılan tarzda bir çalışma yapılmamış, döşemeler için malzeme olarak BS16, BÇ I malzemelerinin uygun olduğu düşünülerek döşeme maliyeti buna göre çıkarılmıştır. Bu sebeple değişik beton sınıfları için toplam maliyet bulunurken döşeme sistemi maliyetinin sabit kaldığı kabul edilmiştir. Bu açıklamalar ışığında her beton sınıfı için hesaplanan yapı toplam maliyetleri Tablo 8.1’de gösterilmiştir.

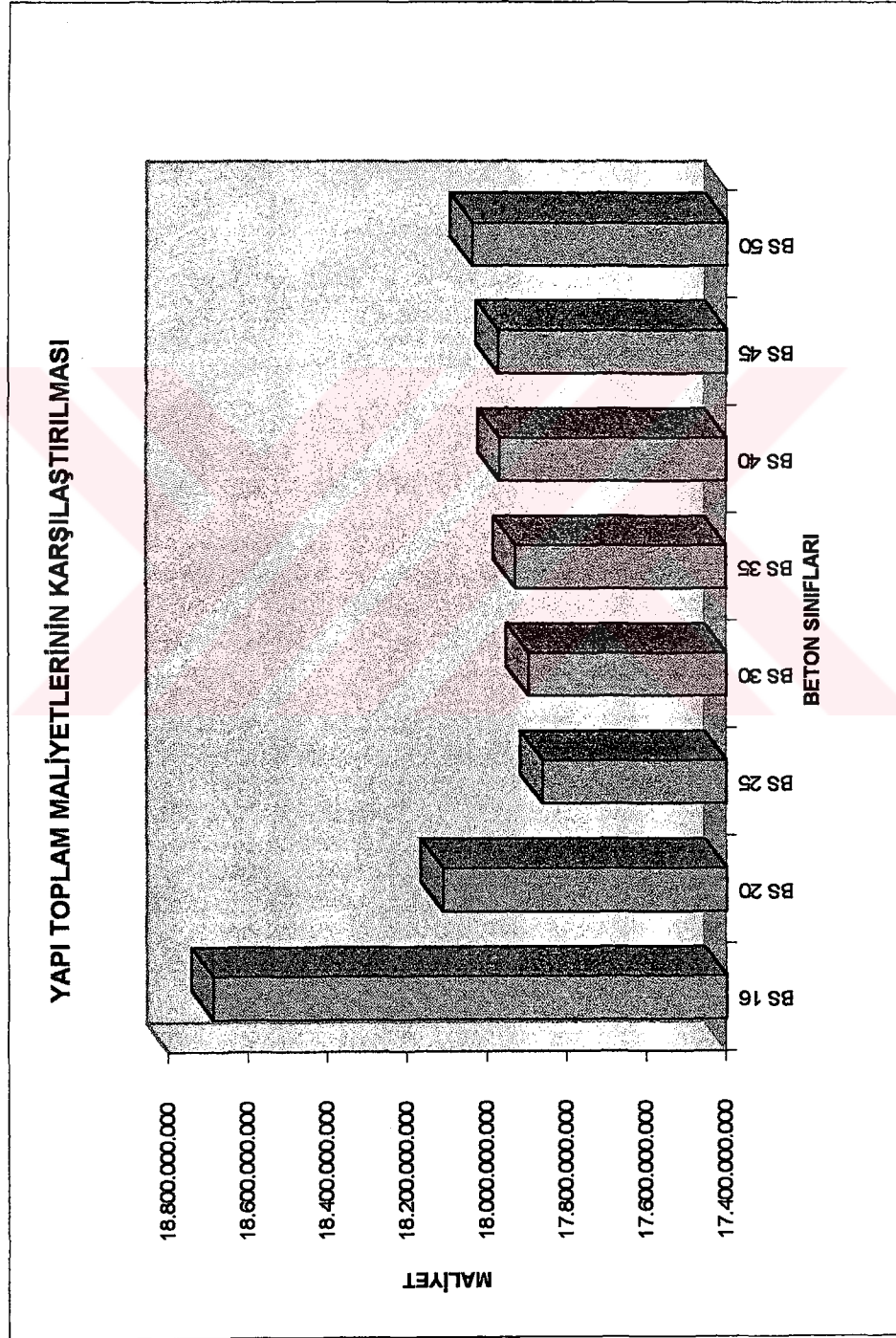
8.2 MALİYETLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

Her beton sınıfı için çıkarılan yapı toplam maliyetleri Şekil 8.1’de grafik olarak gösterilmiştir. Grafikten de görülebileceği gibi yapının tümünde aynı kalitede beton kullanılması halinde (döşemeler hariç) BS 25 betonu sözkonusu endüstri tipi yapılarda en düşük maliyeti veren beton kalitesi olmaktadır. Fakat yapının ekonomik olarak boyutlandırılmasında tek tip beton kullanmak yerine her alt sistem için uygun olan beton kalitelerini kullanmanın en uygun sonucu vereceği açıktır.

Tablo 8.1 Toplam maliyetlerin karşılaştırılması

BETON SINIFI	DÖŞEME MALİYETİ(TL)	AŞIK KIRIŞI MALİYETİ(TL)	KREN KIRIŞI MALİYETİ(TL)	KREN KONSOLU MALİYETİ(TL)	ÇERÇEVE MALİYETİ(TL)	TEMEL MALİYETİ(TL)
BS 16	4.693.683.218	459.875.297	779.303.413	203.489.430	7.551.608.499	5.000.697.257
BS 20	4.693.683.218	441.856.530	743.311.291	192.855.533	7.215.887.490	4.824.160.791
BS 25	4.693.683.218	445.659.583	716.851.839	170.707.257	7.052.745.954	4.782.334.883
BS 30	4.693.683.218	453.129.583	671.102.634	166.348.846	6.992.590.688	4.920.253.347
BS 35	4.693.683.218	456.173.890	676.921.384	157.409.731	6.943.056.571	5.001.793.374
BS 40	4.693.683.218	458.408.197	680.722.297	157.420.707	6.910.187.632	5.068.442.695
BS 45	4.693.683.218	461.560.874	676.351.772	157.797.226	6.856.815.970	5.127.520.290
BS 50	4.693.683.218	464.080.874	676.718.617	157.982.245	6.875.324.622	5.171.474.692

BETON SINIFI	YAPI TOPLAM MALİYETİ(TL)
BS 16	18.688.657.114
BS 20	18.111.754.853
BS 25	17.861.982.734
BS 30	17.897.108.316
BS 35	17.929.038.168
BS 40	17.968.864.746
BS 45	17.973.729.350
BS 50	18.039.264.268



Şekil 8.1 Maliyet grafiği

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, tek katlı iki açıklıklı bir endüstri yapı sisteminin beton kalitesindeki değişimler baz alınarak optimum çözümü aranmıştır. Bu amaçla aşık kirişi, kren kirişi, kren konsolu, ana çerçeve ve temel sistemleri değişik beton kalitelerine göre hesaplanıp, maliyetleri çıkarılmak suretiyle ayrı ayrı incelenmiştir. Beton çeliği için beton sınıflarında yapılan tarzda bir inceleme yapılmamış, döşemeler dışındaki bütün sistemlerde BÇ III çeliğinin kullanılması uygun görülmüştür.

1. Döşeme sistemlerinde beton kalitesinin değişimine göre bir araştırma yapılması daha önce yayımlanan literatürler de gözönünde bulundurularak gereksiz görülmüştür. Literatürlerde döşeme sistemlerinde kullanılacak en uygun malzemeler BS16, BÇ I olarak verilmiştir. Bu sebeple incelenen yapı sisteminde döşemeler için daha kapsamlı bir araştırma yapılmasına gerek duyulmadan malzeme olarak BS16, BÇ I kullanılmasının uygun olacağı düşünülmüştür. Döşemeler bu malzemeler kullanılarak çözülmüş ve maliyetleri Tablo 3.5 'de verilmiştir.
2. Boylama aşık kirişlerinin statik hesabı, üzerlerine gelen yükler esas alınarak yapılmış ve elde edilen moment ve kesme kuvveti değerlerine göre de betonarme hesapları yapılmıştır. Aşık kirişlerinde minimum boyut olarak $b/h = 20\text{cm} / 30\text{cm}$ alınmıştır. Boyutlandırma yapılırken, kenar aşıklar için her beton sınıfında minimum boyutları kullanmanın yeterli olduğu görülmüştür. İç ve mahya aşıklarında ise sadece BS16 betonu için $20\text{cm} / 35\text{cm}$ boyutlarının kullanılması gerektiği, diğer beton sınıfları için minimum boyutları kullanmanın yeterli olduğu görülmüştür. Aşık kirişlerinin boyutlandırılması sırasında bütün beton kaliteleri için donatının minimum donatı civarında tutulması gerektiği görülmüştür. Donatılar pliye yapılmadan mesnetten mesnete kadar uzatılmış ve gerekli mesnet bölgelerinde ek donatılar koyulmuştur. Kayma donatısı olarak minimum etriye kullanılmasının yeterli olduğu ve etriyeler için BÇ I kullanılması gerektiği görülmüştür. Her beton sınıfına ait boylama aşık kirişi maliyetleri Tablo 4.27 'de çıkarılarak, boylama aşık kirişleri için en uygun beton sınıfının BS 20 olduğu görülmüştür.

3. Kren kirişlerinin statik hesabı üzerlerine gelen kren yükleri esas alınarak yapılmış ve elde edilen moment ve kesme kuvveti değerlerine göre betonarme hesapları yapılmıştır. Kren kirişleri için yapılan betonarme hesaplarında, beton kesitlerin şartnamelerin elverdiği ölçüde küçültülerek beton maliyetinin minimuma indirilmesi gerekliliği görülmüştür. Beton imalat fiyatlarının betonarme demirine oranla çok fazla artış gösterdiği günümüzde, beton kesitlerinin mümkün olduğu kadar küçük tutulmasının yapı maliyetini etkileme bakımından oldukça önemli olduğu görülmüştür. Kren kirişlerindeki donatı düzeni tıpkı aşık kirişlerinde yapılan tarzda yapılmıştır. Kayma ve çekme donatıları BÇ III olarak seçilmiştir. Her beton sınıfına ait kren kirişi maliyetleri Tablo 5.26 'da çıkarılarak, kren kirişleri için en uygun beton sınıfının BS 30 olduğu saptanmıştır.
4. Kren konsolu, üzerine gelen kren etkilerine göre hesaplanarak betonarme hesapları yapılmıştır. Her beton sınıfı için gerekli kesitler saptanmış ve gerekli donatılar bulunmuştur. Beton kesitlerin tayininde kesme kuvveti etkilerinin önemli olduğu görülmüştür. Kren konsolunda donatı olarak BÇ III demiri kullanılmıştır. Her beton sınıfı için kren konsolu maliyetleri Tablo 5.35 'de hesaplanarak en uygun beton sınıfının BS 35 olduğu görülmüştür.
5. Çerçeve sisteminin statik hesabı üzerine gelen yükler esas alınarak yapılmış ve bu etkilerin süperpozisyonu sonucunda betonarme hesaplara esas olan statik değerler bulunmuştur. Çerçeve kolonları hesaplanırken narinlik kontrolü yapılarak moment büyütme yöntemi kullanılmıştır. Moment etkisinin orta kolonlara göre daha fazla olduğu kenar kolonlarda ekonomik boyutlandırma için donatı oranının 0.018 - 0.024 arasında tutulması gerektiği görülmüştür. Orta kolonlarda ise donatı oranının 0.020 değerini geçmeyecek şekilde sınırlandırılması ekonomik bir boyutlandırma için uygun görülmüştür. Çerçeve kirişlerinde tıpkı kren kirişlerinde olduğu gibi beton kesitlerinin mümkün olduğu kadar küçük tutulması ekonomik bakımdan uygun sonuçlar vermiştir. Betonarme hesaplarda bulunan eğilme donatılarının bir kısmı düz yapıp, bir kısmı da pliye olarak yerleştirilmiştir. Kayma hesabında pliyelelerin etkisi de gözönüne alınmıştır. Her beton sınıfı için çerçeve maliyetleri Tablo 6.50 'de hesaplanarak en uygun beton sınıfının BS 45 olduğu saptanmıştır.

6. Temel sistemi, temel üzerine gelen yükler gözönüne alınarak sürekli temel olarak seçilmiştir. Sürekli temelin statik hesabı, zemin tipine bağlı olarak elastik giriş teorisine göre yapılmıştır. Betonarme hesaplarda bulunan eğilme donatılarının bir kısmı düz yapılıp, bir kısmı da pliye olarak yerleştirilmiştir. Kesme kuvvetleri sadece etriyeler ile karşılanmıştır. Temel boyutları belirli sınırlar çerçevesinde çok fazla değiştirilemediğinden, her beton sınıfı için Tablo 7.17 'de çıkarılan temel maliyetleri incelendiğinde en uygun beton sınıfının BS 25 olduğu görülmüştür.
7. Yapının genel olarak maliyet analizi yapıldığında, yapının tümünde (döşemeler dışında) aynı kalitede beton kullanılması halinde, Şekil 8.1'den de görüleceği gibi BS 25 betonu sözkonusu endüstri yapılarında en uygun beton olarak saptanmıştır. Fakat yapının ekonomik olarak boyutlandırılmasında tek tip beton kullanmak yerine, yapıyı oluşturan alt sistemler için ayrı ayrı bulunan beton sınıflarının kullanılması günümüz şartlarında daha uygun sonuca ulaşmamızı sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- [1] **EREN, İ.** Rijitlik matrisi yöntemine dayanan bir bilgisayar programının geliştirilmesi, İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul (1983)
- [2] **KESKİNEL, F., KUMBASAR, N.** Tek katlı betonarme yapı sistemlerinin optimizasyonu, TBTK-YAE-51 Kesin Rapor, Ankara (1974)
- [3] **CELEP, Z., KUMBASAR, N.** Betonarme yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul (1996)
- [4] **TS 500 ,** Betonarme yapıların yapım ve hesap kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara 1985
- [5] **TS 498 ,** Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara 1987
- [6] **ULUĞ, T. N.** Çelik yapılar, Teknik Kitaplar Yayınevi, İstanbul (1973)
- [7] **Betonarme Tablo ve Abaklar,** İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul (1991)
- [8] **BERKTAY, İ.** Betonarme I, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, (1989)

BILGISAYAR PROGRAMI

```

BU PROGRAM DOC.DR.ILHAN EREN TARAFINDAN HAZIRLANMISTIR
STIFNES YONTEMINE GORE CERCEVE COZUMU
ME=CUBUK SAYISI,N=IS=BILINMEYEN SAYISI,LS=YUKLEME SAYISI
NS=STIFNES MATRISI SATIR VE SUTUN SAYISI,SM=CUBUK STIFNES MAT
(SATIR ESASINA GORE),NKOT=KOT NO(SUTUN ESASINA GORE),FIX=UC
REAKSIYONLARI (SUTUN ESASINA GORE),CP=DUGUMLERDEKI DIS YUKLER
(SUTUN ESASINA GORE)
PU (YUKLEME NO,UC NO,CUBUK NO)
DIMENSION SM(15,6,6),NKOT(6,15),A(15,15),CC(15,11),CP(15,11),
1FIX(11,6,15),C(15,11),X(15,11),D(11,6,15),PP(11,6,15),PU(11,6,15),
2AL(15),XI(15),XYI(15),XYJ(15),XZI(15),XZJ(15),S(15),XL(15),
3XD(15),XC(15),XA(15),XB(15),XN(15),XM(15),T(15,6,6),PUU(11,6,15),
4TT(15,6,6),FIXX(11,6,15),B(15),Y(15),XP(11,15),YK(11,15),
5XMO(11,15),AL1(11,15),AL2(11,15),SBETA(11,15),CBETA(11,15)
COMMON SM,NKOT,A,CC,CP,FIX,C,N,IS,LS,NS,ME,X
READ(5,100) ME,N,IS,LS,NS
100 FORMAT (5I5)
READ(5,105) (B(M),M=1,ME), (Y(M),M=1,ME)
105 FORMAT (8F10.0)
READ(5,106) (XYI(M),M=1,ME), (XYJ(M),M=1,ME), (XZI(M),M=1,ME),
1(XZJ(M),M=1,ME)
106 FORMAT (8F10.0)
READ(5,107) ((SBETA(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
107 FORMAT (8F10.0)
READ(5,108) ((CBETA(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
108 FORMAT (8F10.0)
READ(5,131) ((XP(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
131 FORMAT (8F10.0)
READ(5,132) ((YK(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
132 FORMAT (8F10.0)
READ(5,133) ((AL1(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
133 FORMAT (8F10.0)
READ(5,134) ((AL2(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
134 FORMAT (8F10.0)
READ(5,135) ((XMO(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
135 FORMAT (8F10.0)
READ(5,101) ((NKOT(K,M),K=1,NS),M=1,ME)
101 FORMAT (16I5)
READ(5,104) ((CP(I,L),I=1,N),L=1,LS)
104 FORMAT (8F10.0)
DO 61 M=1,ME
AL(M)=B(M)*Y(M)
XI(M)=B(M)*Y(M)*Y(M)*Y(M)/12.
61 CONTINUE
DO 12 M=1,ME
XL(M)=SQRT((XYJ(M)-XYI(M))**2)+(XZJ(M)-XZI(M))**2)
S(M)=AL(M)/XL(M)
XD(M)=12.*XI(M)/(XL(M)**3)
XC(M)=6.*XI(M)/(XL(M)*XL(M))
XA(M)=4.*XI(M)/XL(M)
XB(M)=2.*XI(M)/XL(M)
XN(M)=(XZJ(M)-XZI(M))/XL(M)
XM(M)=(XYJ(M)-XYI(M))/XL(M)
SM(M,1,1)=XD(M)*XN(M)*XN(M)+S(M)*XM(M)*XM(M)

```

```

SM(M,1,2)=XM(M)*XN(M)*(S(M)-XD(M))
SM(M,1,3)=-XC(M)*XN(M) SM(M,1,4)=-XD(M)*XN(M)*XN(M)-
S(M)*XM(M)*XM(M) SM(M,1,5)=XM(M)*XN(M)*(XD(M)-S(M))
SM(M,1,6)=-XC(M)*XN(M)
SM(M,2,1)=XM(M)*XN(M)*(S(M)-XD(M))
SM(M,2,2)=XD(M)*XM(M)*XM(M)+S(M)*XN(M)*XN(M)
SM(M,2,3)=XC(M)*XM(M)
SM(M,2,4)=XM(M)*XN(M)*(XD(M)-S(M)) SM(M,2,5)=-XD(M)*XM(M)*XM(M)-
S(M)*XN(M)*XN(M) SM(M,2,6)=XC(M)*XM(M)
SM(M,3,1)=-XC(M)*XN(M)
SM(M,3,2)=XC(M)*XM(M)
SM(M,3,3)=XA(M)
SM(M,3,4)=XC(M)*XN(M)
SM(M,3,5)=-XC(M)*XM(M)
SM(M,3,6)=XB(M)
SM(M,4,1)=-XD(M)*XN(M)*XN(M)-S(M)*XM(M)*XM(M)
SM(M,4,2)=XM(M)*XN(M)*(XD(M)-S(M))
SM(M,4,3)=XC(M)*XN(M)
SM(M,4,4)=XD(M)*XN(M)*XN(M)+S(M)*XM(M)*XM(M)
SM(M,4,5)=XM(M)*XN(M)*(S(M)-XD(M))
SM(M,4,6)=XC(M)*XN(M)
SM(M,5,1)=XM(M)*XN(M)*(XD(M)-S(M)) SM(M,5,2)=-XD(M)*XM(M)*XM(M)-
S(M)*XN(M)*XN(M) SM(M,5,3)=-XC(M)*XM(M)
SM(M,5,4)=XM(M)*XN(M)*(S(M)-XD(M))
SM(M,5,5)=XD(M)*XM(M)*XM(M)+S(M)*XN(M)*XN(M) SM(M,5,6)=-XC(M)*XM(M)
SM(M,6,1)=-XC(M)*XN(M)
SM(M,6,2)=XC(M)*XM(M)
SM(M,6,3)=XB(M)
SM(M,6,4)=XC(M)*XN(M)
SM(M,6,5)=-XC(M)*XM(M)
SM(M,6,6)=XA(M)
12 CONTINUE
DO 69 L=1,LS
DO 69 M=1,ME
  FIXX(L,1,M)=XP(L,M)*(XL(M)*CBETA(L,M))*SBETA(L,M)/2.
  FIXX(L,2,M)=XP(L,M)*(XL(M)*CBETA(L,M)**2)/2.+YK(L,M)*AL2(L,M)/
1 (XL(M)*CBETA(L,M))+YK(L,M)*AL1(L,M)*AL2(L,M)*(AL2(L,M)-AL1(L,M))/
2 (XL(M)*CBETA(L,M))**3+XMO(L,M)/(XL(M)*CBETA(L,M))-XMO(L,M)*
3 (AL1(L,M)**2+AL2(L,M)**2-4*AL1(L,M)*AL2(L,M))/(XL(M)*
4 CBETA(L,M))**3
  FIXX(L,3,M)=XP(L,M)*(XL(M)*CBETA(L,M))**2/12.+YK(L,M)*
1 AL1(L,M)*AL2(L,M)**2/(XL(M)*CBETA(L,M))**2+XMO(L,M)*AL2(L,M)*
2 (AL1(L,M)*2.-AL2(L,M))/(XL(M)*CBETA(L,M))**2
  FIXX(L,4,M)=XP(L,M)*(XL(M)*CBETA(L,M))*SBETA(L,M)/2.
  FIXX(L,5,M)=XP(L,M)*(XL(M)*CBETA(L,M)**2)/2.+YK(L,M)*AL1(L,M)/
1 (XL(M)*CBETA(L,M))-YK(L,M)*AL1(L,M)*AL2(L,M)*(AL2(L,M)-AL1(L,M))/
2 (XL(M)*CBETA(L,M))**3-XMO(L,M)/(XL(M)*CBETA(L,M))+XMO(L,M)*
3 (AL1(L,M)**2+AL2(L,M)**2-4*AL1(L,M)*AL2(L,M))/(XL(M)*
4 CBETA(L,M))**3 FIXX(L,6,M)=-XP(L,M)*(XL(M)*CBETA(L,M))**2/12.-
  YK(L,M)* 1AL2(L,M)*AL1(L,M)**2/(XL(M)*CBETA(L,M))**2-
  XMO(L,M)*AL1(L,M)* 2 (AL1(L,M)-2*AL2(L,M))/(XL(M)*CBETA(L,M))**2
69 CONTINUE
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' B=GENISLIK (M) '
WRITE(6,194) (M,B(M),M=1,ME)
194 FORMAT (3(/3H B(,I2,2H)=,F8.5,2X))

```

```

WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' Y=YUKSEKLIK (M) '
WRITE(6,195) (M,Y(M),M=1,ME)
195 FORMAT (3(/3H Y(,I2,2H)=,F8.5,2X))
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' XL=CUBUK BOYLARI (M) '
WRITE(6,199) (M,XL(M),M=1,ME)
199 FORMAT (3(/4H XL(,I2,2H)=,F8.5,2X))
WRITE(6,200) ((L,M,SBETA(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
200 FORMAT (3(/7H SBETA(,I2,1H,I2,2H)=,F8.5,2X))
WRITE(6,201) ((L,M,CBETA(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
201 FORMAT (3(/7H CBETA(,I2,1H,I2,2H)=,F8.5,2X))
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' XP=YAYILI YUKLER (T/M) '
WRITE(6,295) ((L,M,XP(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
295 FORMAT (3(/4H XP(,I2,1H,I2,2H)=,F8.5,2X))
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' YK=TEKIL YUKLER (T) '
WRITE(6,296) ((L,M,YK(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
296 FORMAT (3(/5H YK(,I2,1H,I2,2H)=,F8.5,2X))
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' AL1 = a (M) AL2 = b (M) '
WRITE(6,297) ((L,M,AL1(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
297 FORMAT (3(/5H AL1(,I2,1H,I2,2H)=,F8.5,2X))
WRITE(6,298) ((L,M,AL2(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
298 FORMAT (3(/5H AL2(,I2,1H,I2,2H)=,F8.5,2X))
WRITE(6,299) ((L,M,XMO(L,M),M=1,ME),L=1,LS)
299 FORMAT (3(/5H XMO(,I2,1H,I2,2H)=,F8.5,2X))
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' NKOT=CUBUK KOT NUMARALARI '
WRITE(6,*) ' NKOT(K=CUBUK UC NUMARALARI,M=ELEMEN NO '
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,250) ((K,M,NKOT(K,M),K=1,NS),M=1,ME)
250 FORMAT(/3(6H NKOT(,I1,1H,I2,2H)=,I3,1X))
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' CUBUK ANKASTRELİK REAKSIYONLARI(CUBUK EKSENİNDE) '
WRITE(6,*) ' FIXX(YUKLEME NO,UC NO,ELEMAN NO '
WRITE(6,251) (((I,K,M,FIXX(I,K,M),K=1,NS),M=1,ME),I=1,LS)
251 FORMAT(/3(6H FIXX(,I2,1H,I1,1H,I2,2H)=,F8.5))
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' CP=DUGUM NOKTALARINA ETKİYEN DIS YUKLER '
WRITE(6,*) ' CP(BILINMEYEN NO,YUKLEME NO) '
WRITE(6,252) ((I,L,CP(I,L),I=1,N),L=1,LS)
252 FORMAT(/3(4H CP(,I2,1H,I2,2H)=,F8.5,1X))
DO 1 M=1,ME
TT(M,1,1)=XM(M)
TT(M,1,2)=-XN(M)
TT(M,1,3)=0.
TT(M,1,4)=0.
TT(M,1,5)=0.
TT(M,1,6)=0.
TT(M,2,1)=XN(M)
TT(M,2,2)=XM(M)
TT(M,2,3)=0.
TT(M,2,4)=0.
TT(M,2,5)=0.

```

```

      TT(M,2,6)=0.
      TT(M,3,1)=0.
      TT(M,3,2)=0.
      TT(M,3,3)=1.
      TT(M,3,4)=0.
      TT(M,3,5)=0.
      TT(M,3,6)=0.
      TT(M,4,1)=0.
      TT(M,4,2)=0.
      TT(M,4,3)=0.
      TT(M,4,4)=XM(M)
      TT(M,4,5)=-XN(M)
      TT(M,4,6)=0.
      TT(M,5,1)=0.
      TT(M,5,2)=0.
      TT(M,5,3)=0.
      TT(M,5,4)=XN(M)
      TT(M,5,5)=XM(M)
      TT(M,5,6)=0.
      TT(M,6,1)=0.
      TT(M,6,2)=0.
      TT(M,6,3)=0.
      TT(M,6,4)=0.
      TT(M,6,5)=0.
      TT(M,6,6)=1.
1  CONTINUE
   DO 2 L=1,LS
   DO 2 M=1,ME
   DO 2 K=1,NS
      FIX(L,K,M)=0.
   DO 2 J=1,NS
2  FIX(L,K,M)=FIX(L,K,M)+TT(M,K,J)*FIXX(L,J,M)
      CALL STIFF

      CALL PEYK

      CALL ROKET

      CALL FUZE
      DO 20 L=1,LS
      DO 20 M=1,ME
      DO 20 K=1,NS
      D(L,K,M)=0.
      DO 20 I=1,N
      IF(NKOT(K,M).NE.I) GOTO 20
      D(L,K,M)=D(L,K,M)+X(I,L)
20  CONTINUE
   DO 30 L=1,LS
   DO 30 M=1,ME
   DO 30 K=1,NS
      PP(L,K,M)=0.
   DO 30 J=1,NS
30  PP(L,K,M)=PP(L,K,M)+SM(M,K,J)*D(L,J,M)
   DO 40 L=1,LS
   DO 40 M=1,ME
   DO 40 K=1,NS

```

```

      PU(L,K,M)=PP(L,K,M)+FIX(L,K,M)
40  CONTINUE
      WRITE(6,*) ' '
      WRITE(6,*) ' '
      WRITE(6,*) ' PU= CUBUK UC KUVVETLERI (ORTAK EKSENE GORE) '
      WRITE(6,*) ' PU (YUKLEME NO,UC NO,CUBUK NO '
      WRITE(6,*) ' '
      WRITE(6,207) (( (L,K,M,PU(L,K,M),K=1,NS),M=1,ME),L=1,LS)
207  FORMAT(/3(4H PU(,I2,1H,I1,1H,I2,2H)=,F8.2,1X))
      DO 41 M=1,ME
      T(M,1,1)=XM(M)
      T(M,1,2)=XN(M)
      T(M,1,3)=0.
      T(M,1,4)=0.
      T(M,1,5)=0.
      T(M,1,6)=0.
      T(M,2,1)=-XN(M)
      T(M,2,2)=XM(M)
      T(M,2,3)=0.
      T(M,2,4)=0.
      T(M,2,5)=0.
      T(M,2,6)=0.
      T(M,3,1)=0.
      T(M,3,2)=0.
      T(M,3,3)=1.
      T(M,3,4)=0.
      T(M,3,5)=0.
      T(M,3,6)=0.
      T(M,4,1)=0.
      T(M,4,2)=0.
      T(M,4,3)=0.
      T(M,4,4)=XM(M)
      T(M,4,5)=XN(M)
      T(M,4,6)=0.
      T(M,5,1)=0.
      T(M,5,2)=0.
      T(M,5,3)=0.
      T(M,5,4)=-XN(M)
      T(M,5,5)=XM(M)
      T(M,5,6)=0.
      T(M,6,1)=0.
      T(M,6,2)=0.
      T(M,6,3)=0.
      T(M,6,4)=0.
      T(M,6,5)=0.
      T(M,6,6)=1.
41  CONTINUE
      DO 42 L=1,LS
      DO 42 M=1,ME
      DO 42 K=1,NS
      PUU(L,K,M)=0.
      DO 42 J=1,NS
42  PUU(L,K,M)=PUU(L,K,M)+T(M,K,J)*PU(L,J,M)
      WRITE(6,*) ' '
      WRITE(6,*) ' '
      WRITE(6,*) ' PUU=CUBUK UC KUVVETLERI (CUBUK EKSENINE GORE) '

```

```

WRITE(6,*) ' PUU(YUKLEME NO,UC NO,CUBUK NO) '
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,208) (( (L,K,M,PUU(L,K,M),K=1,NS),M=1,ME),L=1,LS)
208 FORMAT(/3(5H PUU(,I2,1H,I1,1H,I2,2H)=,F8.3))
CUBUK UC KUVVETLERININ STATIK KUVVETLERE TRANSFORMASYONU
DO 52 L=1,LS
DO 52 M=1,ME
DO 52 K=1,NS
IF(K.EQ.1.OR.K.EQ.3.OR.K.EQ.5) GOTO 397
A1=1.
GOTO 399
397 A1=-1.
399 PUU(L,K,M)=PUU(L,K,M)*A1
52 CONTINUE
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' '
WRITE(6,*) ' CUBUK STATIK KUVVETLERI (CUBUK EKSENINDE) '
WRITE(6,*) ' '
DO 62 L=1,LS
WRITE(6,300) L
WRITE(6,*) ' '
300 FORMAT(1H ,35X,I2,24H.INCI YUKLEME SONUCLARI )
WRITE(6,*) ' '
DO 62 M=1,ME
WRITE(6,400) M
400 FORMAT(1H ,I2,7H.ELEMAN)
WRITE(6,500) PUU(L,1,M),PUU(L,2,M),PUU(L,3,M),PUU(L,4,M),
D PUU(L,5,M),PUU(L,6,M)
500 FORMAT(4HNij=,F8.3,1X,3H(t),2X,4HTij=,F8.3,1X,3H(t),2X,4HMi=,F8.3,
D 1X,4H(tm),2X,4HNji=,F8.3,1X,3H(t),2X,4HTji=,F8.3,1X,3H(t),2X,
D 4HMji=,F8.3,1X,4H(tm))
62 CONTINUE
600 STOP
END
ALT PROGRAM
SUBROUTINE STIFF
DIMENSION SM(15,6,6),NKOT(6,15),A(15,15),CC(15,11),CP(15,11),
1FIX(11,6,15),C(15,11)
COMMON SM,NKOT,A,CC,CP,FIX,C,N,IS,LS,NS,ME
DO 5 I=1,N
DO 5 J=1,N
5 A(I,J)=0.
DO 6 M=1,ME
DO 7 K=1,NS
SIGN1=1.
I=NKOT(K,M)
IF(I) 11,7,22
11 SIGN1=-1.
I=-I
22 DO 8 L=1,NS
J=NKOT(L,M)
SIGN2=1.
IF(J) 12,8,32
12 SIGN2=-1.
J=-J
32 A(I,J)=A(I,J)+SM(M,K,L)*SIGN1*SIGN2

```

```

8 CONTINUE
7 CONTINUE
6 CONTINUE
  RETURN
  END

```

```

ALT PROGRAM
SUBROUTINE PEYK
  DIMENSION SM(15,6,6),NKOT(6,15),A(15,15),CC(15,11),CP(15,11)
1  ,FIX(11,6,15),C(15,11)
  COMMON SM,NKOT,A,CC,CP,FIX,C,N,IS,LS,NS,ME
  DO 9 I=1,N
  DO 9 L=1,LS
9  CC(I,L)=0.
  DO 10 L=1,LS
  DO 10 M=1,ME
  DO 10 I=1,N
  DO 10 K=1,NS
  IF(NKOT(K,M).NE.I) GOTO 10
  CC(I,L)=CC(I,L)-FIX(L,K,M)
10 CONTINUE
  DO 11 I=1,N
  DO 11 L=1,LS
11 C(I,L)=CC(I,L)+CP(I,L)
  RETURN
  END

```

```

ALT PROGRAM

SUBROUTINE ROKET
  DIMENSION SM(15,6,6),NKOT(6,15),A(15,15),CC(15,11),CP(15,11),
1  FIX(11,6,15),C(15,11)
  COMMON SM,NKOT,A,CC,CP,FIX,C,N,IS,LS
  KS=N-1
  DO 70 K=1,KS
  IT=K+1
  DO 70 I=IT,N
  IF(A(I,K).EQ.0.) GOTO 70
  D=A(I,K)/A(K,K)
  DO 50 L=1,LS
50 C(I,L)=C(I,L)-C(K,L)*D
  IS=IS+1
  IF(IS.GT.N) IS=N
  DO 60 J=K,IS
  A(I,J)=A(I,J)-A(K,J)*D
60 CONTINUE
70 CONTINUE
  RETURN
  END

```

```

ALT PROGRAM

```

```

SUBROUTINE FUZE

```

```

      DIMENSION SM(15,6,6),NKOT(6,15),A(15,15),CC(15,11),CP(15,11),
1FIX(11,6,15),C(15,11),X(15,11)
      COMMON SM,NKOT,A,CC,CP,FIX,C,N,IS,LS,NS,ME,X
      DO 80 L=1,LS
80  X(N,L)=C(N,L)/A(N,N)
      DO 120 I=1,N
      IT=N-I
      IF(IT.EQ.0.) GOTO 120
      K=N-I+1
      DO 90 L=1,LS
      SUM=0.
      DO 95 J=K,N
95  SUM=A(IT,J)*X(J,L)+SUM
90  X(IT,L)=(C(IT,L)-SUM)/A(IT,IT)
120 CONTINUE
      RETURN
      END

```

BILGISAYAR CIKTI DEGERLERI

CUBUK STATIK KUVVETLERI (CUBUK EKSENINDE)

1.INCI YUKLEME SONUCLARI (DUSEY YUK)

1.ELEMAN			
Nij= -61.429 (t)	Tij= -38.644 (t)	Mij= 116.072 (tm)	
Nji= -61.429 (t)	Tji= -38.644 (t)	Mji=-148.256 (tm)	
2.ELEMAN			
Nij=-128.463 (t)	Tij= .000 (t)	Mij= .000 (tm)	
Nji=-128.463 (t)	Tji= .000 (t)	Mji= .000 (tm)	
3.ELEMAN			
Nij= -61.429 (t)	Tij= 38.644 (t)	Mij=-116.072 (tm)	
Nji= -61.429 (t)	Tji= 38.644 (t)	Mji= 148.256 (tm)	
4.ELEMAN			
Nij= -38.010 (t)	Tij= 7.117 (t)	Mij= 73.947 (tm)	
Nji= -47.328 (t)	Tji= -55.018 (t)	Mji=-148.256 (tm)	
5.ELEMAN			
Nij= -47.743 (t)	Tij= 57.789 (t)	Mij=-173.967 (tm)	
Nji= -38.426 (t)	Tji= -4.346 (t)	Mji= 73.947 (tm)	
6.ELEMAN			
Nij= -38.426 (t)	Tij= 4.346 (t)	Mij= 73.947 (tm)	
Nji= -47.744 (t)	Tji= -57.789 (t)	Mji=-173.967 (tm)	
7.ELEMAN			
Nij= -47.328 (t)	Tij= 55.018 (t)	Mij=-148.256 (tm)	
Nji= -38.010 (t)	Tji= -7.117 (t)	Mji= 73.947 (tm)	

2.INCI YUKLEME SONUCLARI (DEPREM SAGDAN)

1.ELEMAN			
Nij= -1.496 (t)	Tij= -8.214 (t)	Mij= 36.192 (tm)	
Nji= -1.496 (t)	Tji= -5.604 (t)	Mji= -13.883 (tm)	
2.ELEMAN			
Nij= .000 (t)	Tij= -13.702 (t)	Mij= 54.361 (tm)	
Nji= .000 (t)	Tji= -8.472 (t)	Mji= -27.125 (tm)	
3.ELEMAN			
Nij= 1.496 (t)	Tij= -8.214 (t)	Mij= 36.192 (tm)	
Nji= 1.496 (t)	Tji= -5.604 (t)	Mji= -13.883 (tm)	
4.ELEMAN			
Nij= .690 (t)	Tij= 1.409 (t)	Mij= .813 (tm)	
Nji= .690 (t)	Tji= 1.409 (t)	Mji= 13.883 (tm)	
5.ELEMAN			
Nij= .247 (t)	Tij= 1.549 (t)	Mij= -13.562 (tm)	
Nji= .247 (t)	Tji= 1.549 (t)	Mji= .813 (tm)	
6.ELEMAN			
Nij= -.247 (t)	Tij= 1.549 (t)	Mij= -.813 (tm)	
Nji= -.247 (t)	Tji= 1.549 (t)	Mji= 13.562 (tm)	
7.ELEMAN			
Nij= -.690 (t)	Tij= 1.409 (t)	Mij= -13.883 (tm)	
Nji= -.690 (t)	Tji= 1.409 (t)	Mji= -.813 (tm)	

3. INCI YUKLEME SONUCLARI (RUZGAR SOLDAN)

1. ELEMEN					
Nij=	1.020	(t)	Tij=	2.522	(t)
Nji=	1.020	(t)	Tji=	.333	(t)
2. ELEMEN					
Nij=	2.346	(t)	Tij=	.554	(t)
Nji=	2.346	(t)	Tji=	.554	(t)
3. ELEMEN					
Nij=	1.203	(t)	Tij=	.403	(t)
Nji=	1.203	(t)	Tji=	-.691	(t)
4. ELEMEN					
Nij=	.862	(t)	Tij=	-.397	(t)
Nji=	.862	(t)	Tji=	1.087	(t)
5. ELEMEN					
Nij=	.941	(t)	Tij=	-.952	(t)
Nji=	.941	(t)	Tji=	-.127	(t)
6. ELEMEN					
Nij=	.420	(t)	Tij=	-.269	(t)
Nji=	.420	(t)	Tji=	1.216	(t)
7. ELEMEN					
Nij=	.480	(t)	Tij=	-.959	(t)
Nji=	.480	(t)	Tji=	-.134	(t)

4. INCI YUKLEME SONUCLARI (KREN SAG ACIKLIKTA SAGDA, MOMENTLER)

1. ELEMEN					
Nij=	-.250	(t)	Tij=	-.870	(t)
Nji=	-.250	(t)	Tji=	-.870	(t)
2. ELEMEN					
Nij=	.003	(t)	Tij=	-3.301	(t)
Nji=	.003	(t)	Tji=	-3.301	(t)
3. ELEMEN					
Nij=	.247	(t)	Tij=	4.171	(t)
Nji=	.247	(t)	Tji=	4.171	(t)
4. ELEMEN					
Nij=	-4.088	(t)	Tij=	.863	(t)
Nji=	-4.088	(t)	Tji=	.863	(t)
5. ELEMEN					
Nij=	-4.162	(t)	Tij=	-.374	(t)
Nji=	-4.162	(t)	Tji=	-.374	(t)
6. ELEMEN					
Nij=	-.823	(t)	Tij=	.377	(t)
Nji=	-.823	(t)	Tji=	.377	(t)
7. ELEMEN					
Nij=	-.897	(t)	Tij=	.119	(t)
Nji=	-.897	(t)	Tji=	.119	(t)

5. INCI YUKLEME SONUCLARI (KREN SAG ACIKLIKTA SAGDA, YATAY KUV.)

1. ELEMEN					
Nij=	.101	(t)	Tij=	.389	(t)
Nji=	.101	(t)	Tji=	.389	(t)

2.ELEMAN

Nij= -.035 (t) Tij= 1.037 (t) Mij= -3.855 (tm)
 Nji= -.035 (t) Tji= .244 (t) Mji= 1.382 (tm)

3.ELEMAN

Nij= -.065 (t) Tij= 1.646 (t) Mij= -4.957 (tm)
 Nji= -.065 (t) Tji= -.633 (t) Mji= .968 (tm)

4.ELEMAN

Nij= .616 (t) Tij= -.159 (t) Mij= .502 (tm)
 Nji= .616 (t) Tji= -.159 (t) Mji= -.968 (tm)

5.ELEMAN

Nij= .636 (t) Tij= .029 (t) Mij= .231 (tm)
 Nji= .636 (t) Tji= .029 (t) Mji= .502 (tm)

6.ELEMAN

Nij= .370 (t) Tij= -.157 (t) Mij= .309 (tm)
 Nji= .370 (t) Tji= -.157 (t) Mji= -1.151 (tm)

7.ELEMAN

Nij= .400 (t) Tij= -.042 (t) Mij= .698 (tm)
 Nji= .400 (t) Tji= -.042 (t) Mji= .309 (tm)

6. INCI YUKLEME SONUCLARI (KREN SAG ACIKLIKTA SOLDA, MOMENTLER)

1.ELEMAN

Nij= .264 (t) Tij= 1.075 (t) Mij= -5.481 (tm)
 Nji= .264 (t) Tji= 1.075 (t) Mji= 1.872 (tm)

2.ELEMAN

Nij= .001 (t) Tij= -3.797 (t) Mij= .365 (tm)
 Nji= .001 (t) Tji= -3.797 (t) Mji= 7.072 (tm)

3.ELEMAN

Nij= -.265 (t) Tij= 2.722 (t) Mij= -7.619 (tm)
 Nji= -.265 (t) Tji= 2.722 (t) Mji= .751 (tm)

4.ELEMAN

Nij= -2.731 (t) Tij= .142 (t) Mij= -2.068 (tm)
 Nji= -2.731 (t) Tji= .142 (t) Mji= -.751 (tm)

5.ELEMAN

Nij= -2.653 (t) Tij= -.665 (t) Mij= 4.106 (tm)
 Nji= -2.653 (t) Tji= -.665 (t) Mji= -2.068 (tm)

6.ELEMAN

Nij= 1.024 (t) Tij= -.420 (t) Mij= .932 (tm)
 Nji= 1.024 (t) Tji= -.420 (t) Mji= -2.967 (tm)

7.ELEMAN

Nij= 1.102 (t) Tij= -.101 (t) Mij= 1.872 (tm)
 Nji= 1.102 (t) Tji= -.101 (t) Mji= .932 (tm)

7. INCI YUKLEME SONUCLARI (KREN SAG ACIKLIKTA SOLDA, YATAY KUV.)

1.ELEMAN

Nij= -.087 (t) Tij= -.394 (t) Mij= 2.046 (tm)
 Nji= -.087 (t) Tji= -.394 (t) Mji= -.646 (tm)

2.ELEMAN

Nij= .012 (t) Tij= -1.848 (t) Mij= 5.740 (tm)
 Nji= .012 (t) Tji= .431 (t) Mji= -1.564 (tm)

3.ELEMAN

Nij= .074 (t) Tij= -.831 (t) Mij= 3.088 (tm)
 Nji= .074 (t) Tji= -.038 (t) Mji= -.740 (tm)

4.ELEMAN

Nij=	.048	(t)	Tij=	.068	(t)	Mij=	.111	(tm)
Nji=	.048	(t)	Tji=	.068	(t)	Mji=	.740	(tm)

5.ELEMAN

Nij=	.026	(t)	Tij=	.079	(t)	Mij=	-.622	(tm)
Nji=	.026	(t)	Tji=	.079	(t)	Mji=	.111	(tm)

6.ELEMAN

Nij=	-.376	(t)	Tij=	.144	(t)	Mij=	-.393	(tm)
Nji=	-.376	(t)	Tji=	.144	(t)	Mji=	.942	(tm)

7.ELEMAN

Nij=	-.402	(t)	Tij=	.027	(t)	Mij=	-.646	(tm)
Nji=	-.402	(t)	Tji=	.027	(t)	Mji=	-.393	(tm)

8.INCI YUKLEME SONUCLARI (KREN SOL ACIKLIKTA SOLDA,MOMENTLER)

1.ELEMAN

Nij=	.247	(t)	Tij=	-4.171	(t)	Mij=	2.252	(tm)
Nji=	.247	(t)	Tji=	-4.171	(t)	Mji=	5.091	(tm)

2.ELEMAN

Nij=	.003	(t)	Tij=	3.301	(t)	Mij=	-9.521	(tm)
Nji=	.003	(t)	Tji=	3.301	(t)	Mji=	2.379	(tm)

3.ELEMAN

Nij=	-.250	(t)	Tij=	.870	(t)	Mij=	-4.290	(tm)
Nji=	-.250	(t)	Tji=	.870	(t)	Mji=	1.660	(tm)

4.ELEMAN

Nij=	-.897	(t)	Tij=	-.119	(t)	Mij=	-.561	(tm)
Nji=	-.897	(t)	Tji=	-.119	(t)	Mji=	-1.660	(tm)

5.ELEMAN

Nij=	-.823	(t)	Tij=	-.377	(t)	Mij=	2.933	(tm)
Nji=	-.823	(t)	Tji=	-.377	(t)	Mji=	-.561	(tm)

6.ELEMAN

Nij=	-4.162	(t)	Tij=	.374	(t)	Mij=	-2.917	(tm)
Nji=	-4.162	(t)	Tji=	.374	(t)	Mji=	.554	(tm)

7.ELEMAN

Nij=	-4.088	(t)	Tij=	-.863	(t)	Mij=	5.091	(tm)
Nji=	-4.088	(t)	Tji=	-.863	(t)	Mji=	-2.917	(tm)

9.INCI YUKLEME SONUCLARI (KREN SOL ACIKLIKTA SOLDA,YATAY KUV.)

1.ELEMAN

Nij=	-.065	(t)	Tij=	-1.646	(t)	Mij=	4.957	(tm)
Nji=	-.065	(t)	Tji=	.633	(t)	Mji=	-.968	(tm)

2.ELEMAN

Nij=	-.035	(t)	Tij=	-1.037	(t)	Mij=	3.855	(tm)
Nji=	-.035	(t)	Tji=	-.244	(t)	Mji=	-1.382	(tm)

3.ELEMAN

Nij=	.101	(t)	Tij=	-.389	(t)	Mij=	1.963	(tm)
Nji=	.101	(t)	Tji=	-.389	(t)	Mji=	-.698	(tm)

4.ELEMAN

Nij=	.400	(t)	Tij=	.042	(t)	Mij=	.309	(tm)
Nji=	.400	(t)	Tji=	.042	(t)	Mji=	.698	(tm)

5.ELEMAN

Nij=	.370	(t)	Tij=	.157	(t)	Mij=	-1.151	(tm)
Nji=	.370	(t)	Tji=	.157	(t)	Mji=	.309	(tm)

6.ELEMAN

Nij= .636 (t) Tij= -.029 (t) Mij= .502 (tm)
 Nji= .636 (t) Tji= -.029 (t) Mji= .231 (tm)

7.ELEMAN

Nij= .616 (t) Tij= .159 (t) Mij= -.968 (tm)
 Nji= .616 (t) Tji= .159 (t) Mji= .502 (tm)

10.INCI YUKLEME SONUCLARI (KREN SOL ACIKLIKTA SAGDA,MOMENTLER)

1.ELEMAN

Nij= -.265 (t) Tij= -2.722 (t) Mij= 7.619 (tm)
 Nji= -.265 (t) Tji= -2.722 (t) Mji= -.751 (tm)

2.ELEMAN

Nij= .001 (t) Tij= 3.797 (t) Mij= -.365 (tm)
 Nji= .001 (t) Tji= 3.797 (t) Mji= -7.072 (tm)

3.ELEMAN

Nij= .264 (t) Tij= -1.075 (t) Mij= 5.481 (tm)
 Nji= .264 (t) Tji= -1.075 (t) Mji= -1.872 (tm)

4.ELEMAN

Nij= 1.102 (t) Tij= .101 (t) Mij= .932 (tm)
 Nji= 1.102 (t) Tji= .101 (t) Mji= 1.872 (tm)

5.ELEMAN

Nij= 1.024 (t) Tij= .420 (t) Mij= -2.967 (tm)
 Nji= 1.024 (t) Tji= .420 (t) Mji= .932 (tm)

6.ELEMAN

Nij= -2.653 (t) Tij= .665 (t) Mij= -2.068 (tm)
 Nji= -2.653 (t) Tji= .665 (t) Mji= 4.106 (tm)

7.ELEMAN

Nij= -2.731 (t) Tij= -.142 (t) Mij= -.751 (tm)
 Nji= -2.731 (t) Tji= -.142 (t) Mji= -2.068 (tm)

11.INCI YUKLEME SONUCLARI (KREN SOL ACIKLIKTA SAGDA,YATAY KUV.)

1.ELEMAN

Nij= .074 (t) Tij= .831 (t) Mij= -3.088 (tm)
 Nji= .074 (t) Tji= .038 (t) Mji= .740 (tm)

2.ELEMAN

Nij= .012 (t) Tij= 1.848 (t) Mij= -5.740 (tm)
 Nji= .012 (t) Tji= -.431 (t) Mji= 1.564 (tm)

3.ELEMAN

Nij= -.087 (t) Tij= .394 (t) Mij= -2.046 (tm)
 Nji= -.087 (t) Tji= .394 (t) Mji= .646 (tm)

4.ELEMAN

Nij= -.402 (t) Tij= -.027 (t) Mij= -.393 (tm)
 Nji= -.402 (t) Tji= -.027 (t) Mji= -.646 (tm)

5.ELEMAN

Nij= -.376 (t) Tij= -.144 (t) Mij= .942 (tm)
 Nji= -.376 (t) Tji= -.144 (t) Mji= -.393 (tm)

6.ELEMAN

Nij= .026 (t) Tij= -.079 (t) Mij= .111 (tm)
 Nji= .026 (t) Tji= -.079 (t) Mji= -.622 (tm)

7.ELEMAN

Nij= .048 (t) Tij= -.068 (t) Mij= .740 (tm)
 Nji= .048 (t) Tji= -.068 (t) Mji= .111 (tm)

SUREKLI TEMEL BILGISAYAR CIKTI LARI

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD ID COND	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT

1	.00		
	.0	17.94	.00
	1.0	17.94	17.76
2	-----		
1	.00		
	.0	31.12	17.76
	.0	31.12	18.08
3	-----		
1	.00		
	.0	-31.41	-178.58
	.0	-31.41	-178.90
4	-----		
1	.00		
	.0	7.83	-178.90
	3.0	7.83	-155.48
5	-----		
1	.00		
	.0	22.35	-155.48
	3.0	22.35	-88.43
6	-----		
1	.00		
	.0	13.31	-88.43
	3.2	13.31	-46.15
7	-----		
1	.00		
	.0	6.48	-46.15
	3.2	6.48	-25.57
8	-----		
1	.00		
	.0	17.60	-25.57
	3.0	17.60	27.22
9	-----		
1	.00		
	.0	50.88	27.22
	3.0	50.88	179.37
10	-----		
1	.00		
	.0	73.42	179.37
	.0	73.42	180.10
11	-----		
1	.00		
	.0	-58.26	106.72
	.0	-58.26	106.14
12	-----		
1	.00		
	.0	-35.75	106.14
	3.0	-35.75	-.76

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT	LOAD	AXIAL	DIST	1-2 PLANE	
ID	COND	FORCE	ENDI	SHEAR	MOMENT
13	1	.00			
			.0	-9.40	-.76
			3.0	-9.40	-28.95
14	1	.00			
			.0	-3.99	-28.95
			3.2	-3.99	-41.63
15	1	.00			
			.0	-13.50	-41.63
			3.2	-13.50	-84.50
16	1	.00			
			.0	-23.11	-84.50
			3.0	-23.11	-153.84
17	1	.00			
			.0	-8.34	-153.84
			3.0	-8.34	-178.78
18	1	.00			
			.0	31.19	-178.78
			.0	31.19	-178.47
19	1	.00			
			.0	-31.33	18.19
			.0	-31.33	17.88
20	1	.00			
			.0	-18.06	17.88
			1.0	-18.06	.00

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD CONDITION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(Z)	R(X)
1	-.011963	.003225
2	-.008785	.003254
3	-.008753	.003255
4	-.008720	.003249
5	-.001613	.001566
6	.9755E-03	.3343E-03
7	.7172E-03	-.3849E-03
8	-.001200	-.000768
9	-.003698	-.000760
10	-.005008	.000280
11	-.005006	.000286
12	-.005002	.000290
13	-.002928	.000820
14	-.5833E-03	.6699E-03
15	.9981E-03	.2926E-03
16	.001038	-.000381
17	-.001641	-.001585
18	-.008786	-.003259
19	-.008819	-.003265
20	-.008851	-.003264
21	-.012038	-.003235

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD CONDITION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(Z)	M(X)
1	17.9438	.0000
2	13.1775	.0000
3	-62.5280	196.6590
4	39.2397	.0000
5	14.5170	.0000
6	-9.0357	.0000
7	-6.8314	.0000
8	11.1157	.0000
9	33.2856	.0000
10	22.5353	.0000
11	-131.6800	73.3850
12	22.5106	.0000
13	26.3521	.0000
14	5.4030	.0000
15	-9.5066	.0000
16	-9.6110	.0000
17	14.7702	.0000
18	39.5360	.0000
19	-62.5280	-196.6590
20	13.2766	.0000
21	18.0576	.0000
TOTAL	.9313E-09	.7339E+02

ÖZGEÇMİŞ

Cumhur Korkmaz, 1973 yılında Erzurum’da doğdu. Ortaöğrenimini Isparta Eğirdir Lisesi’nde tamamladı. 1994 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümünü bitirdi. Aynı yıl, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, Yapı Mühendisliği bölümünde yüksek lisans programına başladı. Yüksek lisans eğitimini ve çalışma hayatını birlikte yürüten Cumhuriyet Korkmaz, 11 aydır Uskon A. Ş. ‘de statik proje bölümünde statiker olarak çalışmaktadır.

