

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

79165

ELASTİK HESAP YÖNTEMİ İLE
TAŞIMA GÜCÜ HESAP YÖNTEMİNİN
KARŞILAŞTIRILMASI

İnş. Müh. Zeki KÖSEM

F.B.E. İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Mekanik Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Asım GÜRALP

İSTANBUL, 1998

Doç. Dr. Asım GÜRALP
Prof. Dr. Nafiz Rıdvanlı
Zeki Kösem

Doç. Dr. Asım GÜRALP
Prof. Dr. Nafiz Rıdvanlı
Zeki Kösem

79165

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ.....	i
KISALTMA LİSTESİ	iii
ŞEKİL LİSTESİ.....	iv
ÇİZELGE LİSTESİ	vi
ÖNSÖZ	vii
ÖZET	viii
ABSTRACT.....	ix
1. GİRİŞ	1
2. ELASTİK HESAP YÖNTEMİ.....	3
2.1. Elastik Teori.....	3
2.2. Elastik Hesap Şeklinde Emniyetin Temini Esasları	5
2.3. Elastik Hesap Gerilmeleri.....	7
2.4. Elastik Teorinin Emniyeti Temin Esasları Kritiği	11
3. KİRİŞLERİN ELASTİK HESAP YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ.....	14
3.1. Genel	14
3.1.1. Dikdörtgen kirişlerin analizi	15
3.1.2. Tablalı kirişlerin analizi	19
3.2. Kirişlerin Elastik Hesap Yöntemi ile Dizaynı	21
3.2.1. Genel	21
3.2.2. Basit donatılı, dikdörtgen kesitli kirişlerin dizaynı.....	21
3.3. Kolonların Elastik Hesap Yöntemi ile Analizi ve Dizaynı	29
3.3.1. Genel	29
3.3.2. Eksenel basınca maruz kolonların analizi.....	29
3.3.3. Eksenel yüklü kolonların dizaynı.....	35
4. TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMİ	40
4.1. Taşıma Gücü	40
4.2. Taşıma Gücü Yönteminin Özellikleri.....	41
4.3. Taşıma Gücü Hesabı ile İlgili Temel Kabuller.....	48
5. BASİT EĞİLME ETKİSİNDEKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ ...	49
5.1. Genel	49
5.2. Basit Eğilme Etkisindeki Kirişlerin Davranışı.....	51
5.3. Temel İlkeler ve Kabuller	54

5.4.	Kesit Taşıma Gücünün Hesabı (Kesit Tahkiki).....	56
5.4.1.	Genel.....	56
5.4.2.	Basit donatılı, dikdörtgen kesitli, dengeli kirişlerin taşıma gücü.....	56
5.4.3.	Basit donatılı, dikdörtgen kesitlerin boyutlandırılması.....	60
5.4.4.	Çift donatılı dikdörtgen kesitler.....	62
5.4.5.	Çift donatılı dikdörtgen kesitlerin boyutlandırılması.....	68
5.4.6.	Tablalı kesitler.....	69
5.4.7.	Tablalı kesitlerin boyutlandırılması.....	72
5.4.8.	Kirişler için minimum koşullar.....	73
5.5.	Basit Basınç Etkisindeki Elemanlar.....	77
5.5.1.	Genel.....	77
5.5.2.	Basit etriyeli kolonlar.....	78
5.5.3.	Fretli kolonlar.....	79
5.5.4.	TS-500'e göre eksenel yüklü kolonların taşıma gücü.....	80
5.5.5.	Kolonlar için minimum koşullar (TS500).....	80
6.	TAŞIMA GÜCÜ ve ELASTİK HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI.....	85
6.1.	Kirişler Açısından Taşıma Gücü ve Elastik Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması.....	85
6.2.	Kolonlar Açısından Taşıma Gücü ve Elastik Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması.....	88
6.3.	Bileşik Eğilme Etkisi İçin Elastik ve Taşıma Gücü Yöntemlerinin Karşılaştırılması.....	90
6.4.	Elastik ve Taşıma Gücü Yöntemlerinin Kesit Genişliğine Göre Etkilerinin Karşılaştırılması.....	97
7.	SONUÇLAR.....	100
	KAYNAKLAR.....	101
	ÖZGEÇMİŞ.....	102
	EKLER.....	103

SİMGE LİSTESİ

A_c	Beton alanı
A_{cc}	Derinliği “a” ile sınırlanan beton basınç dayanımı
A_{ck}	Fret veya etriye içinde kalan beton kesit alanı (çekirdek alanı)
A_o	Etriye veya fret çubuğunun kesit alanı
A_s	Çekme donatısı alanı
A'_s	Basınç donatısı alanı
A_{st}	Kesitteki toplam donatı alanı. Konsollarda çekme donatısı alanı
b	Kiriş ve dişli döşemelerde tabla genişliği. Kolon enkesiti küçük boyutu
d	Faydalı yükseklik
$E_e(E_s)$	Çelik elastisite modülü
$E_b(E_c)$	28 günlük betonun elastisite modülü
F	Tekil yük
F_c	Betondaki basınç kuvvet bileşkesi
f_c	Tek yönlü basınç dayanımı
f_{cd}	Hesapta kullanılacak beton basınç dayanımı
f_{ck}	28 günlük betonun silindir basınç dayanımı (karakteristik dayanım)
f_{ct}	Yöresel basınç altında beton dayanımı
f_{ctf}	Betonun eğilmedeki çekme dayanımı
f_{ctk}	Betonun çekme dayanımı (karakteristik dayanım)
f_{ctd}	Hesapta kullanılacak beton çekme dayanımı
F_b	Toplam beton alanı
F_e	Toplam donatı alanı
F_{ee}	Elastik teoriye göre elde edilen donatı alanı
F_{eg}	Taşıma gücüne göre elde edilen donatı alanı
F_k	Karakteristik yük etkisi
F_s	Donatı çekme kuvveti
f_{yd}	Hesapta kullanılacak çelik akma dayanımı
f_{yk}	Donatı çeliğinin akma dayanımı (karakteristik değer)
f_{ywd}	Hesapta kullanılacak etriye veya fret akma dayanımı
h	Kiriş yüksekliği
h_f	Tabla kalınlığı (veya t)

i	Atalet yarıçapı
J	Tarafsız eksen etrafındaki atalet momenti
$J_{\min}$	Minimum atalet momenti
j_b	Moment kolu katsayısı
k_1	Beton basınç bloğu derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı (dikdörtgen dağılım için)
K_b	K 'nın dengeli değeri. Kiriş eğilme rijitliği
l_k	Burkulma boyu
l_p	Moment sıfır noktaları arasındaki uzaklık
M	Eğilme momenti
M_{cr}	Çatlama momenti
M_d	Hesapta kullanılacak eğilme momenti
n	Modüler oran
N	Eksenel basınç kuvveti
N_o	Eksenel basınç altındaki taşıma gücü (N_r)
σ	Gerilme
σ_c	Betondaki gerilme
σ_{be}	Dönüştürülmüş çelik gerilmesi
σ_{ct}	Betondaki çekme gerilmesi
σ_e	Çelikteki gerilme
σ_{emn}	Emniyet gerilmeleri
σ_k	Kopma gerilmesi
σ_s	Çekme donatısındaki gerilme
σ'_s	Basınç donatısındaki gerilme
σ_{si}	i düzeyindeki donatıdaki gerilme
ε	Birim boy değişimi
ε_c	Beton birim boy değişimi
ε_{cu}	Betondaki en büyük birim boy değişimi
ε_{cc}	Betonda sünme birim boy değişimi
ε_s	Donatı çeliğindeki birim boy değişimi
ε_{si}	i düzeyindeki donatı çeliğinin birim boy değişimi
ε'_s	Basınç donatısındaki birim boy değişimi

ε_{sy}	Donatı çeliği fyd gerilmesine ulaştığı andaki boy değişimi
μ	Emniyet katsayısı
W	Rüzgar yükü
w	Burkulma katsayısı
Ψ_c	Süneklik katsayısı
X	Tarafsız eksen derinliği
γ	Emniyet katsayısı
ρ_b	Dengeli donatı oranı
ρ	Çekme donatısı oranı
ρ'	Basınç donatısı oranı
ϕ	Katsayı. Birim dönme açısı. Donatı çapı

KISALTMA LİSTESİ

ACI	Amerikan şartnamesi
CEB	Avrupa Beton Komitesi yönetmeliği
DIN-1045	Alman şartnamesi

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 2.1 Sabit bir eksenel yük altında 20 ay tutulan bir betonarme kolonda ölçülen donatı ve beton gerilmelerinin, zamana göre değişimi.....	4
Şekil 3.1 Betonarme kirişin deformasyon ve buna tekabül eden gerilme dağılımı diyagramları.....	16
Şekil 3.2 Basınç ve çekme alanlarının gösterilmesi.....	18
Şekil 3.3 Tablalı kirişlerin boyutlandırılmasında, gerilme ve deformasyon hesaplarında, atalet momentinin bulunması.....	19
Şekil 3.4 Gerilme dağılışında yararlanarak kiriş bağıntıları çıkartılır.....	22
Şekil 3.5 Dengeli kirişten daha derin kirişlerdeki bağıntılar.....	25
Şekil 3.2a İdeal fret yüzdesi saptanır.....	39
Şekil 4.1 Çeliğin σ - Σ eğrisi.....	43
Şekil 4.2 Hognestad ve Rüsch tarafından yapılmış deney sonuçları.....	45
Şekil 4.3 CEB ve ACI göre gerilme dağılımları.....	46
Şekil 4.4 Dikdörtgen dağılımın kullanıldığında beton basınç bileşkesi.....	47
Şekil 5.1 Dikdörtgen kirişteki gerilme dağılımları.....	50
Şekil 5.2 Normal donatılı bir kiriş eğilme etkisi altında incelenmesi.....	52
Şekil 5.3 Kirişteki çekme gerilmeleri.....	54
Şekil 5.4. Dikdörtgen kesite etki eden iç kuvvetlerin bulunması.....	55
Şekil 5.5 k_3 katsayısının belirlenmesi.....	55
Şekil 5.6 Dikdörtgen kesitteki donatı oranının belirlenmesi.....	57
Şekil 5.7 Sürekli kirişin açıklık ve mesnetteki basınç donatısı.....	62
Şekil 5.8 Süneklik katsayısının basınç donatısına göre değişimi gösterilmiştir.....	63
Şekil 5.9 Dikdörtgen kirişteki kuvvet çiftinin gösterilişi.....	64
Şekil 5.10 Çift donatılı dikdörtgen kirişlerin A_s ve A_s^1 'in belirlenmesi.....	68
Şekil 5.11 Tablalı kiriş kesitinin görünüşü.....	70
Şekil 5.12 Tablalı kiriş kesitindeki gerilme dağılımı.....	71
Şekil 5.13 Tablalı kirişte gerilme hesabı.....	72
Şekil 5.14 Tablalı kesitlerin boyutlandırılması.....	72
Şekil 5.15 Çeşitli kolon türleri.....	77
Şekil 5.16 Basit etriyeli kolon en kesit şekillerinden bazıları.....	78
Şekil 5.17 Fretleme işlemi için içi kum dolu bir silindir örneği ile açıklanması.....	80

Şekil 5.18	Çeşitli kolon türleri için etriye sistemi.....	82
Şekil 6.1	μ_e/μ_g oranlarının gösterilmesi.....	87
Şekil 6.2	Taşıma gücü ve elastik teoriye göre taşınabilecek eksenel yükün bulunması.....	88
Şekil 6.3	Küçük dış merkezlik etkilerinin hesaplanması (Elastik Hesap Yön.).....	91
Şekil 6.4	Büyük dış merkezlik etkilerinin hesaplanması (Elastik Hesap Yön.).....	92
Şekil 6.5	Küçük dış merkezlik etkilerinin hesaplanması (Taşıma Gücü Yön.).....	93
Şekil 6.6	Büyük dış merkezlik etkilerinin hesaplanması (Taşıma Gücü Yön.).....	94
Şekil 6.7	Elastik ve taşıma gücü yöntemlerinin BÇI-III çelikleri için boyutlu karşılıklı etki abağı.....	95
Şekil 6.8	Elastik ve Taşıma Gücü Yöntemlerinin BCI-III çelikleri için boyutlu karşılıklı etki abağı.....	96
Şekil 6.9	Kesit genişliği-Moment değişimi.....	98
Şekil 6.10	Elastik ve taşıma gücü yöntemlerine göre elde edilen kesit genişlikleri oranının beton mukavemetine göre değişimi.....	99

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 2.1 Betonarme Yapı Elemanlarında Emniyet gerilmeleri (kg/cm^2).....	9
Çizelge 2.1A Beton çeliklerinin emniyet gerilmeleri (kg/cm^2).....	11
Çizelge 3.1 Dengeli k_x , k_z ve k_6 değerleri.....	28
Çizelge 3.2 Emniyetli Beton ve Çelik Gerilmeleri.....	30
Çizelge 3.3 Eksenel Yüklü Kolonlar İçin Burkulma Sayıları.....	31
Çizelge 3.4 Narinlik Oranına Göre Burkulma Katsayıları.....	32
Çizelge 5.1 Çeşitli beton ve çelik sınıfları için Dengeli Değerler.....	60
Çizelge 5.2 Basınç donatısının akmasını belirleyen indeks, α_c	67
Çizelge 5.3 Kirişler için minimum koşullar.....	76
Çizelge 5.4 Kolonlar için minimum koşullar.....	84
Çizelge 6.1 J/k_z oranları.....	86
Çizelge 6.2 N_e/N_t oranları.....	89

ÖNSÖZ

Betonarmedeki hesap yöntemleri hakkında yaptığım araştırma ve incelemelerde değişik yazarların eserlerinden faydalandım. Elastik ve Taşıma Gücü Hesap Yöntemleri arasındaki farklılıkları araştırmak, bu yöntemlerden hangisinin daha sağlıklı ve ekonomik olduğunu saptamak için yapmış olduğum bu çalışmada, çeşitli görüşlerin incelenmesi ve konunun daha detaylarına girerek daha kapsamlı bir biçimde ele alma fırsatını buldum.

Bu çalışmayı yaparken, çalışma boyunca sürekli ilgi ve değerli fikirlerinden yararlandığım sayın hocam Doç. Dr. Asım Güralp'e en derin teşekkürlerimi sunarken, ayrıca sayın jüri üyelerine de teşekkür ederim.

İstanbul 1998

Zeki KÖSEM



ÖZET

Bu çalışmada elastik hesap yöntemiyle, taşıma gücü hesap yönteminin aralarındaki farkların neler olduğu üzerine çalışma yapılmıştır.

Çalışmamızın başında bu iki hesap yöntemi hakkında ayrı ayrı bilgiler verilmiştir. Bu iki yönteme göre betonarme elemanların nasıl çözüldüğü irdelenmiştir.

Yapılan çalışmalarda elastik hesap yöntemine göre çözülen kesitlerin, taşıma gücü hesap yöntemine göre çözülen kesitlerden daha büyük olduğu görülmüştür.

Bu iki yöntemin aralarındaki farkların enler olduğu elemanların çözümünde saptanarak ortaya çıkarılmıştır.

Bir başka çalışmada taşıma gücü ile elastik hesap yöntemlerinin bileşik eğilme söz konusu olduğu durum için yapılmış olup, taşıma gücünün ekonomikliği burada vurgulanmıştır.

Bu iki yöntem göz önüne alınarak bir proje piyasada kullanılan STA4CAD programı ile her iki yönteme göre çözdürülmüştür. Sonuçta kesitlerin genişliği karşılaştırılmış, bu kesitler için her iki yönteme göre beton ve donatı miktarları karşılaştırılmış ve burada da taşıma gücünün ekonomik bir yöntem olduğu anlaşılmıştır.

ABSTRACT

The subject of studies was to observe the differences between ultimate strenght theory and elastic computation methods .

At the begining of our studies we were provided with information concerning both calculation methods . According to these two methods it was studied how that reinforced concrete elements could be solved .

In the sutudies performed , it was discovered that the solved sections solved by the elastic computation method showed that the solved sections found by that method were larger than those found by the ultimate strenght theory .

The differences found through these methods of calculation were revealed through the solving of these elements .

In another study , due to the fact that compound inclination was a factor in both ultimate strenght theory and elastic calculations methods , this resulted in being more economical by using the ultimate strenght theory .

Taking these two methods into consideration a special project using the STA4CAD program which is used with in this market , solved this problem by using both calculation methods . As a result , the widht of the sections were compared and for these sections both the quantity of concrete and reinforcement were also compared .As a result the ultimate strenght theory was found to be more economical .

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Betonarmenin yapılara uygulanmaya başlamasıyla kullanılmaya başlanan elastik teorinin, betonarmenin bünyesine uymadığı daha ilk yıllarda anlaşılmasına karşın, araştırmacıların bir görüş birliğine varmamaları nedeniyle yeni bir yöntemin gelişmesi gecikmiştir.

Günümüzde kullanılmayan elastik yöntemin esası, beton ve çeliğin doğrusal elastik malzemeler olduğu varsayılarak, hesaplanan gerilmelerin daha önceden verilmiş emniyet gerilmelerini geçmemesini sağlamaktır. Özellikle kırılmaya yakın beton ve çelik doğrusal deformasyon varsayımına uymadıklarından hesaplanan gerilmeler gerçek değerlerinden büyük çıkar. Beton basınç bölgesinden tam yararlanılamaz. Beton elastik modülünün geniş bir bölgede değişmesine karşın, sabit bir değer alınmasında sakıncalar doğurur. Bu gibi hataları önlemek için geniş bir emniyet gerilmesi tablosuyla ayarlamaya gidilmekte, bu yüzden yöntemin açıklığı kaybolmaktadır. Çeşitli parametrelere göre verilen emniyet gerilmelerine göre yapılan hesap, elemanın kırılmaya karşı gerçek güvenliği konusunda bir bilgi vermemektedir.

Betonarmenin kullanılmaya başlandığı daha ilk yıllarda uygun bir yöntem olmadığı anlaşılan elastik teori yerine, son yirmi otuz yılda gelişerek yaygınlaşan, betonarme elemanlarda gerilme durumunu gerçeğe mümkün olan en yakın biçimde ifade edebilen taşıma gücü yöntemi kullanılmaktadır. Geliştirilen bu yöntemde çoğu yöntemler gibi bazı varsayımlara dayanmaktadır. Bu varsayımların büyük çoğunluğu tüm yönetmeliklerde aynıdır, fakat yönetmelikler arasında birkaç varsayım farklılıkları vardır.

Bu çalışmada elastik hesap yöntemiyle, taşıma gücü hesap yöntemi hakkında bilgiler verilmiştir. Bu iki yönetime göre betonarme elemanların nasıl çözüldüğü irdelenmiştir.

Ayrıca elastik teori ile taşıma gücü teorisi arasında bazı konularda karşılaştırmalar yapıp irdelenmiştir. İlk olarak yöntem ve emniyet açısından karşılaştırma yapılmıştır. Daha sonra bileşik eğilme etkisindeki kesitler için, elastik teori ve taşıma gücü teorisi için karşılıklı etki abaklarının karşılaştırılması yapılmış, elastik teoriyle taşıma gücü teorisi için

kesitlerin basınç bölgelerinde birbirlerine göre azalma olup olmadığı incelenmiştir. En sonda seçilen bir proje piyasada kullanılan paket programlardan biri olan STA4CAD ile önce elastik hesap teorisine göre sonra taşıma gücü teorisine göre çözülmüştür. Ortaya çıkan hesap sonuçları karşılaştırılmıştır.



BÖLÜM 2

ELASTİK HESAP YÖNTEMİ

2.1. Elastik Teori

Elastik teorinin betonarme kesit hesabına uygulanması Coignet ve Tedesco tarafından yapılmıştır. O zamanlardan beri çeşitli ülkelerde kesit hesabı bu teoriye göre yapılmaktadır. Yurdumuzda yürürlükteki şartnameler de kesit hesabı için elastik teoriyi öngörmektedir.

Kesitteki birim deformasyon dağılımının doğrusal olduğu ve betonun çekme gerilmeleri alamayacağı kabulleri de yapıldıktan sonra, kesit hesabı mukavemet kitaplarında önerilen klâsik kiriş teorisine göre yapılır. Başka bir deyişle, sorun iki doğrusal elastik malzemeden oluşan bir kesitte moment ve gerilme arasındaki ilişkinin saptanmasıdır.

Elastik hesap yönteminde beton ve çelik için bilinen limit gerilmeler (çelik için akma gerilmesi, beton için silindir veya küp basınç mukavemeti) belirli bir emniyet katsayısına bölünerek, emniyet gerilmeleri elde edilir. Hesaplarda, öngörülen yükler altında oluşan iç zorlamalardan dolayı meydana gelen gerilmelerin, şartnamelerde tespit edilen emniyet gerilmelerini geçmemesi sağlanır. Elastik teorinin, davranışı doğrusal elastik olmayan betonarmeye uygulanması şöyle bir gerekçeye dayanır; emniyet gerilmeleri küçük olduğundan betonda meydana gelecek gerilmeler σ - ϵ eğrisinin başlangıç kısmına, yani doğrusal olan kısmına rastlar.

Kesit hesabının elastisite teorisine göre yapıldığı bu yöntemde, beton ve çeliğin doğrusal-elastik davrandıkları varsayılır. Hesaplarda, donatı alanı modüler oran olarak bilinen $n = E_s/E_c$ ile çarpılarak, eşdeğer beton alanına çevrilir. Betonun çekme dayanımı ihmal edilerek, elde edilen bu eşdeğer beton kesitteki gerilmeler hesaplanır. Donatıdaki gerilmeler, eşdeğer beton için bulunan gerilmelerin modüler oran, n ile çarpılması ile bulunur. Bu yöntemde temel amaç, hesaplanan gerilmelerin daha önce yönetmeliklerle belirlenmiş emniyet gerilmelerini aşmamasıdır. Avrupa ülkelerinde modüler oran genellikle $n = 15$ alınır.

Emniyet gerilmeleri yöntemi bu yüzyılın başından, 60'lı yıllara kadar yaygın olarak kullanılmıştır. Basit olması ve diğer yapı malzemeleri içinde geçerli olan çok iyi bilinen elastisite teorisine dayanması, yöntemin uzun yıllar kullanılmasında başlıca rolü oynamıştır.

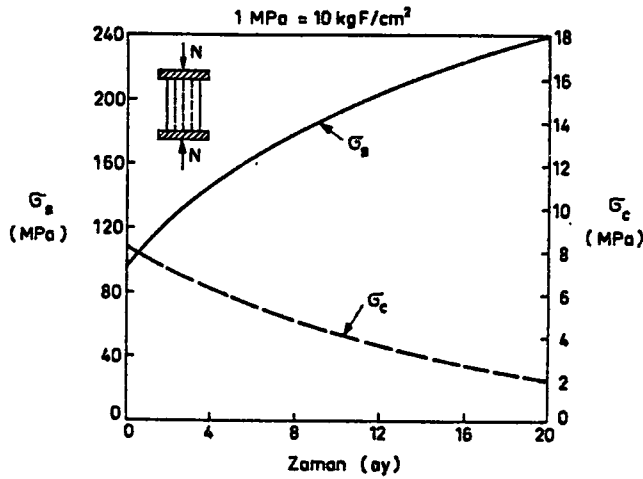
Emniyet gerilmelerine yöneltilen eleştiriler, genellikle iki noktada toplanabilir:

(a) Betonarmede gerilmelerin hesabı olanaksızdır. Halbuki bu yöntem gerilme hesabına dayanmaktadır.

(b) Gerilme hesabında, modüler oran n kullanılırken, beton elastisite modülünün sabit olduğu var sayılmaktadır. Betonun elastisite modülünün çeşitli etkiler altında büyük çapta değiştiği bilinmektedir.

Donatı ve betondaki gerilmelerin zamanla büyük değişim gösterdikleri açıklanmış ve bunun çarpıcı bir örneği şekil 2.1'de gösterilmiştir. Şekilden görüleceği gibi, yükün uygulandığı andaki beton ve çelik gerilmeleri emniyet gerilmeleri dolaylarında iken, 20 ayın sonunda, aynı yük altında beton gerilmesi 80 den 20 kgf/cm^2 ye inmiş, donatıdaki gerilme ise, 1000 den 2400 kgf/cm^2 ye yükselmiştir.

Olaya başka bir açıdan da bakabiliriz. Söz konusu kolonun hesabını emniyet gerilmeleri yöntemi uyarınca yapan bir mühendis, beton ve çelikteki gerilmelerin 80 ve 1000 kgf/cm^2 olduğuna inanırken, gerçek gerilmeler hesaplanandan çok daha farklı olacaktır.



Şekil 2.1

Şekil 2.1’de, 1933 yılında Lehigh (A.B.D) Üniversitesinde, sabit eksenel yük altında 20 ay tutulan bir betonarme kolonda ölçülen donatı ve beton gerilmelerinin, zamana göre değişimi gösterilmiştir. Yük uygulandığı anda ölçülen gerilmeler, emniyet gerilmesi olarak niteleyebileceğimiz büyüklüktedir. Zaman ilerledikçe, sünme etkisi ile betondaki gerilme azalırken, çelikteki gerilme artmıştır. Sabit yük altında 20 ayın sonunda gerilmelerdeki, dolayısı ile iki malzemenin taşıdığı yük oranındaki değişim, son derece çarpıcıdır. Bu deneyler sonucu, kalıcı yük altındaki kolonda gerilme hesabının olanaksız olduğu kesinlikle anlaşılmıştır. Ayrıca kolonun taşıma gücüne erişebilmesi için, çelik veya betonun kapasitesine ulaşmasının yetmediği, kırılma konumuna ancak her iki malzemenin gücünün tükenmesi ile ulaşılacağı da görülmüştür. İki malzemeden herhangi biri kapasitesine ulaştığında, yük diğerine aktarılmakta, başka bir deyişle malzemelerden biri diğerine yardım etmektedir.

Yapılan bu deneyler, betonarmede gerilme hesabının olanaksız olduğunu kuşkuya yer vermeyecek bir biçimde kanıtladığından, emniyet gerilmeleri yöntemi terk edilmeye başlanılmıştır.

Hesaplarda temel alınan modüler oranın paydasında yer alan beton elastisite modülünü birçok değişkenin etkilediği görülmüştür. Özellikle sünme nedeni ile, elastisite modülünün yönetmeliklerde verilen değer yarısına, hatta üçte birine inebileceği vurgulanmıştır. Bu durumda, modüler oran sabit ($n = 15$) alınarak yapılan hesapların ne denli gerçek dışı olacağı açıktır.

Betonarmedeki gerilmelerin ve beton elastisite modülünün doğru olarak hesaplanmasının olanaksız olduğunun anlaşılması, gerilme hesabını ve modüler oranı temel olan bir yöntemin geçersizliğini açıkça ortaya koymuştur. Bu nedenle emniyet gerilmeleri yöntemi çoğu ülkelerce terkedilmiştir.

2.2. Elastik Hesap Şeklinde Emniyetin Temini Esasları

Elastik hesap veya klasik hesap tarzında yapının gerek inşa ve gerekse hizmet süresince emniyeti haiz olması, aşağıda sıralanan işlemlerin yapılmasıyla temin edilmiş olarak kabul edilmektedir.

a) Nizamnamelerce verilmiş işletme yükleri ile rötire, ısı değişimi gibi ilave yüklerin en gayrı müsait durumları altında, malzemeyi daima lineer elastik kabul ederek elastisite teorisine dayanan statik ve mukavemet metotlarıyla iç kuvvetler ve gerilmeler hesap edilir.

b) Bulunan en büyük gerilmeler, yine nizamnamelerce verilmiş bulunan ve emniyet gerilmesi denen gerilmelerle karşılaştırılır.

c) Elemandaki en büyük gerilmenin ilgili emniyet gerilmesinden küçük veya en fazla ona eşit olması halinde elemanın o kesitinin, bahis konusu zorlama için emniyetinin sağlandığı ve bu işlem gerekli yerlerde yeterli sayıda tekrarlanarak elemanın ve yapının emniyetinin temin edilmiş olduğu kabul edilir.

Ancak bu arada, maksimum donatı oranı, betonarmenin gevrek olmaması ve kırılmanın haberli olması için boyuna ve enine donatımın minimum oranları, basınca maruz boyuna donatının stabilitesi için gerekli minimum enine donatı oranı, ankraj, bindirme eki esasları, donatı çubukları büküm yarıçapları ile bunların maksimum ve minimum aralıkları, beton örtü tabakası, donatı tertibi, beton kesitin minimum boyutları, kabul edilebilir çökmeler ve çatlak genişlikleri ve diğer hususlarda konmuş olan şartlar da sağlanmalıdır.

Emniyet gerilmeleri, hale göre, malzemenin akma, basınç veya çekme mukavemetlerinin emniyet katsayısı denen ve 1'den büyük olan γ gibi bir katsayıya bölünmesi ile elde edilmiş gerilmelerdir.

γ katsayısı,

- 1) Malzemenin elemanda istenilen vasıfta imal ihtimalinin mertebesine,
- 2) Taşıyıcı sistemin idealize edilmiş şekline,
- 3) Hesap esaslarının hakikate yakınlık derecesine,
- 4) Kesite etkiyen mukavemet haline,
- 5) Yapım esnasında eleman eksen ve boyutlarında meydana gelebilecek olan değişimlerin mertebesine,
- 6) Yorulma ihtimalinin mertebesine,
- 7) Elemanın kırılmasının yapı ve insan hayatı için ifade ettiği öneme,
- 8) Betonarme elemanın plak veya kiriş oluşuna,

- 9) Elemanın kesit şekline,
- 10) Aynı elemanda birleşen beton ve çeliğin kalitesine,
- 11) Elemanda çeliğin konumuna (aderans gerilmeleri gibi),
- 12) Yapıya gelen yüklerin en büyük değerlerinin aynı anda etkimesi ihtimalinin mertebesine,
- 13) Yüklerde meydana gelebilecek değişikliğin mertebesine tabidir.

Mesela betonarme bir kirişte istenilen vasıfta imal ihtimalinin farklılığı nedeniyle donatı çekme emniyet katsayısı, aynı kirişin betonunda eğilmede basınç emniyet katsayısından farklı olduğu gibi çekme emniyet katsayısı boyuna donatının St. III gibi soğukta işlem görmüş bir donatı olması halinde, yorulma nedeniyle, yükün statik veya dinamik mahiyette oluşuna da tabidir. Yine betonun basınç gerilmelerine maruz olduğu hallerdeki emniyet katsayısı, aynı betonun çekme mukavemeti ile ilgili zorlanmalarındaki (kayma gerilmeleri gibi) emniyet katsayısından küçük olmalıdır.

2.3. Elastik Hesap Gerilmeleri

Elastik teori kullanıldığında, yani beton basınç gerilmeleri kısalmalarla orantılı kabul edildiğinde, normal mukavemet hesaplarında olduğu gibi, betonarme hesaplarında da çelik ve beton sınır taşıma güçlerinde değil, bu güçlerin belirli bir ölçüde altında olan emniyet değerlerini aşmayacak şekilde çalıştırılırlar. Bu emniyet gerilmeleri, yapı malzemesinin karakteristik taşıma olanağının (çelikte akma sınırı gibi) bir γ güvenlik katsayısına bölünmesiyle elde edilirler.

$$\sigma_{emn} = \frac{\sigma_K}{\gamma} (\gamma > 1)$$

Emniyet gerilmeleri şartnamelerce verilirler (Çizelge 2.1); göz önüne alınan güvenlik katsayıları ise ayrıca belirtilmezler. TS 500 standardında yer alan bu tabloda (Çizelge 2.1), çelikler için verilen emniyet gerilmeleri düz yüzeyli ve eskiden kullanılan çeliklere göredir. Memleketimizde bugün bulunan ve özel şartnamelerle kullanma izni verilen çelik türlerine göre emniyet gerilmeleri Çizelge 2.1A da verilmiştir.

Depremle ilgili kesit hesaplarında, aderans gerilmeleri dışındaki beton ve çelik emniyet gerilmelerinin en çok %33 oranında arttırılmasına, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikçe izin verilir. Ancak yönetmelikte tanımlanan IV. Sınıf zeminler üzerinde yapılan temellerde hiçbir arttırma yapılamaz.

Malzemenin sınır olanaklarının altında bulunan emniyet gerilmelerini aşmayacak şekilde çalıştırılmasının nedenleri şu şekilde sıralanabilir:

(a) Taşıyıcı sistem üzerine etkiyen dış kuvvetler hiçbir zaman tamamıyla belirli değildirler. Herhangi bir şekilde şartnamede verilen ve statik hesaplarda kullanılan değerlerin üstüne çıkmaları mümkün olabilir.

(b) Malzeme kusurlu olabilir. Çeliğin kontrolünün daha iyi yapılabilmesine karşılık şantiyede yapılan beton mukavemeti her zaman farklı değerlerde olabilir. Elemanların çeşitli yerlerindeki beton mukavemetlerinde büyük dağılmalar vardır.

(c) Hesap teorisinde yapılan kabuller gerçeğe tam olarak uymazlar Dolayısıyla gerçek zorlamalar hesapların verdiğiinden daha büyük çıkabilir.

(d) Hesapların ve projenin çok uygun olması durumunda bile, uygulama kusurları ortaya çıkabilir. Özellikle kalifiye işçinin bulunmadığı durumlarda bu etken büyük önem kazanır.

(e) Öte yandan malzeme de zamanla, darbe, dinamik yükler, dış etkiler nedenleriyle yıpranır, yorulur ve ilk andaki mukavemetinden bir hayli kaybedebilir.

Emniyet gerilmelerinin kullanılması kısaca açıklanan bu nedenlerin etkisini belli bir sınıra kadar karşılar. Ancak kontrol şart olup, emniyet gerilmeleri ile hesap yapılmasının her türlü, ihmal ve kusuru karşılaşılabileceğinin sanılması yanlış ve çok tehlikeli bir kanıdır.

Betonarme yapılarda gerek kesit zorlarının hesabı (statik hesaplar), gerekse boyutlama ve gerilme hesabı (mukavemet hesapları) bileşik, heterojen ve anizotrop bir malzeme olan betonarme için zorunlu basitleştirici kabullerden yararlanarak bilime uygun

şekilde yapılır. Modeller ve tamamlanmış yapılar üzerindeki inceleme ve ölçmeler, teorik esasların kontrolü ve düzeltilmesi, yeni esaslar konması için gereklidir.

Her basitleştirmenin asıl değerden ayrılmaya götürdüğünü ve bu ayrılmanın güvenli tarafa doğru gitmek zorunda bulunduğunu gözden uzak tutulmamalıdır. Buna göre; malzeme daha iyi tanındıkça ve teorik esaslar düzeltildikçe, yani bilgi arttıkça, imkanlardan daha çok yararlanabilmek, daha ekonomik olmak amacıyla yapıların eskilerinden daha az güvenli olarak inşa edildiği ortaya çıkmaktadır. Başka bir deyişle eski yapılarda bulunan gereğinden çok güvenlik gittikçe azalmaktadır. İleri bilgilere dayanarak projelendirilen ve inşa edilen bu yapılara ait büro ve şantiye çalışmalarında işe gereken önemi vermek şarttır.

Betonarme yapılar temelden çatıya kadar bir bütün olarak inşa edilebilirler. Betonarme yapı tarzının bu monolitik karakterine de yeteri kadar önem verilmeli, ayrıca hesapların sonucunu etkileyen elastik ankastrelik, dönme, mesnet çökmesi ve atalet momentinin değişkenliği göz önüne alınmalıdır.

Çizelge 2.1- Betonarme Yapı Elemanlarında Emniyet Gerilmeleri (kg/cm²)

Yapı Elemanı ve Kesit Zorları	Yapı Malzemesi ve Kullanış Yeri	Beton Türleri		
		B IIb (B 160)	B IIa (B 225)	BI (B 300)
A Moment etkisi altında plaklar ve dikdörtgen kesitli kirişler	Plaklardaki ve dikdörtgen kesitli kirişlerdeki beton (çift doğrultuda donatılı plaklar ve kirişsiz döşemeler dahil)			
	d ≤ 8 cm	50	70	90
	d > 8 cm	60	80	100
	Plaktaki donatı			
	B.Ç. I	1400	1400	1400
	B.Ç. II	1800	2000	2000
	B.Ç. III	-	2200	2200
	B.Ç. IV	-	2400	2400
	Kirişteki donatı			
	B.Ç. I	1400	1400	1400
B Moment etkisi altında tablalı kirişler ve dışlı döşemeler	Tablodaki gerilmeler göz önüne alındığına göre beton	50	70	90
	Tablodaki gerilmeler göz önüne alınmazsa A da verilen değerler geçerlidir.			
	Negatif moment bölgesinde, tablalı kiriş ve dışlı döşemelerin gövdelerindeki beton	70	90	110
	B.Ç. I	1400	1400	1400
	B.Ç. II	1800	1800	1800
	B.Ç. III ve IV	-	2000	2000
	Beton için:			
	a) Dikdörtgen kesitler, bir eksenli eğilme			

C Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisinde dikdörtgen çerçeveler, kemerler, tablalı kirişler	etkisinde	70	90	110
	b) Dikdörtgen kesitler, iki eksenli eğilme etkisinde	80	100	120
	c) Tablalı kirişlerde tabladaki basınç gerilmesi göz önüne alındığına göre	60	80	100
	Tabladaki gerilmeler göz önüne alınmazsa ya da tabla çekme bölgesinde ise (a) ve (b) de dikdörtgen kesitler için verilmiş olan beton gerilmeleri aynen geçerlidir.			
	Plaktaki donatı			
	B.Ç. I	1400	1400	1400
	B.Ç. II	1500	2000	2000
	B.Ç. III	-	2200	2200
	B.Ç. IV	-	2400	2400
	Diğer kısımlardaki donatı için:			
	B.Ç. I	1400	1400	1400
	B.Ç. II	1800	1800	1800
	B.Ç. III ve IV	-	2000	2000

Çizelge 2.1. (devam)

Yapı Elemanı ve Kesit Zorları	Yapı Malzemesi ve Kullanılış Yeri	Beton Türleri		
		B IIb (B 160)	B IIa (B 225)	BI (B 300)
D Eğilmeden kayma gerilmeleri	Kayma emniyeti hesapla gösterildiğine göre:			
	plaklarda	8	9	10
	diğer yapı elemanlarında	6	7	8
E Dikdörtgen kesitlerde burulma	Kayma donatısı hesaba katılmaksızın en büyük kayma gerilmesi	16	18	20
	Burulma donatısı hesapla gösterilmediğine göre:			
F Dikdörtgen kesitlerde eğilme sonucu burulma ve kayma gerilmeleri	Burulma donatısı hesaba katılmaksızın en büyük burulma gerilmesi	5	9	7
	Burulma donatısı hesaba katılmaksızın en büyük burulma gerilmesi	16	18	20
G Eğilme momenti etkisindeki yapı elemanlarında donatının aderansı	Burulma donatısı hesabı yapılmadığına göre	8	9	10
	Burulma ve kayma donatısı hesaba katılmaksızın en büyük değer	20	23	26
G Eğilme momenti etkisindeki yapı elemanlarında donatının aderansı	Aderans gerilmesi	5	6	8

Çizelge 2.1A- Beton çeliklerinin emniyet gerilmeleri (kg/cm²)

Yapı Elemanı ve Kesit Zorları	Yapı Malzemesi ve Kullanış Yeri	B IIb (B 160)	B IIa (B 225)	BI (B 300)
A Basit ya da bileşik eğilme etkisindeki betonarme elemanlar	B.Ç.I	1400	1400	1400
	Nervürlü B.Ç.III			
	Sabit yükleri hakim yapılarda	2000	2400	240
	Dinamik yükleri hakim yapılarda (köprüler hariç)			
	Plaklarda	-	2200	2200
	Kirişlerde	-	2000	2000
	Nervürlü B.Ç.IV			
	Etriye olarak kullanıldığında	2400	2400	2400
B Yüzeyel taşıyıcı sistemlerde her tür türlü zorlar	B.Ç.IV Çelik Hasırlar			
	Düz yüzlü çubuklar	2200	2400	2400
	Profil yüzlü ya da nervürlü çubuklar	2400	2800	2800

2.4. Elastik Teorinin Emniyeti Temin Esasları Kritiği

Elastik teorinin emniyeti temin esaslarına dikkat edilirse, açıkça belirtilmemekle beraber, aşağıdaki kabullerin yapıldığı kolayca görülebilir:

1) Malzeme ve taşıyıcı sistem, kırılma durumuna kadar elastik olup Hooke kanununa uymaktadır. Yük-gerilme, yük-deformasyon bağıntıları kırılma durumuna kadar lineerdir.

2) Yükün, işletme değerinden itibaren artışı ile gerilme ($\gamma \cdot \sigma_{em}$) değerine varınca kesitin taşıma gücü sona erer.

3) En tehlikeli yük grubu, işletme durumundaki gayri müsait yük grubunun γ gibi ($\gamma > 1$) bir katsayı ile çarpımı ile elde edilen yük grubudur.

1.ci kabulün ayrı ayrı beton ve çelik malzemeleri için doğru olmadığı, bu malzemelerin bir eksenli gerilme durumları için verilen (σ - ϵ) diyagramlarında görülür. Dolayısıyla betonarme kompleks cisminden yapılmış izostatik bir kirişte bile çatlaklar başladıktan sonra yük-gerilme, yük-çökme diyagramları lineer olmamaktadır.

Malzeme plastikleşmeye başladıktan sonra lineer teoriden ayrılış daha hızlı olmaktadır. Kesitte beton gerilmelerinin artışı yükün artışından daha az, donatı gerilmelerinin artışı ise yükün artışından daha hızlı olmaktadır.

Hiperstatik sistemlerde iç kuvvetler, çatlaklar meydana gelip belirli bir değer alıncaya kadar, elastik teorisinin verdiği değerlerin hemen hemen aynıdır. Çatlaklar ise önce elastik teoriye göre en büyük momente maruz kesitler civarında meydana gelmektedir. Yükün artması ile beraber çatlaklar büyüyünce ve hele malzeme plastikleşmeye başlayınca bu bölgelerde, elastik teorisinin verdiğinden fazla ve elastik olmayan dönmeler olur (mesela ankastre bir kirişin mesnetlerinde).

Momentin artış hızı bu bölgelerde yükün artış hızından az ve elastik teoriye göre küçük momente maruz bölgelerde (ankastre kirişte açıklık) ise daha fazla olur.

Hiperstatik bir sistemin bazı kesitlerinde elastik olmayan böyle ilave dönmeler yapmasına (gevşeme) denecektir.

Gevşeme sonucu, elastik hesabın en büyük momentler gösterdiği bölgelerde momentler o kadar büyük olmadığı için, hiperstatik sistemler, izostatik sistemlere nazaran, elastik hesabın verdiğinden daha fazla bir emniyete haiz gibi gözükmektedirler. Ancak bu fazlalığın var olup olmadığı varsa ne kadar olduğu hakkında bir şey söylenemez. Çünkü elastik olmayan dönmeler ve bunun neticesi iç kuvvetlerdeki değişim kesit formu, donatı oranı, beton ve çelik cinsi gibi parametrelere tabidir. Ayrıca elastik olmayan dönmeler sınırsız olarak büyüyememekte ve yukarıda sayılan parametrelere tabi olarak bir limit değeri haiz olmakta ve gevşeme de sınırlı olmaktadır. Bunun sonucu n.ci mertebeden hiperstatik bir sistem, belirli bir yükleme durumunda yükün şiddetinin artması ile, $(n + 1)$ tane plastik mafsallın meydana gelmesi ile bir mekanizmaya dönüşüp daha fazla yük taşıyamaz hale gelebildiği gibi, sistemin diğer elemanları henüz fazla zorlanmadan, bir elemanın kesitinde dönmenin limit değere varması ve burada kırılma olması sonucu olarak da daha fazla yük taşıyamaz hale gelebilir. Bu ikinci durumda taşınabilen yük birinci durumda taşınabilen yükten çok az olabilir.

Elastik teorinin 2.ci kabulü de hakikatten uzaktır. Kesitlerin taşıma güçlerinin sona eriş kriterleri, klasik teorinin göz önüne almadığı faktörlere tabidir ve klasik teoriye göre hesap bazen emniyetsiz tarafta kalmaktadır.

3.cü kabulün emniyetin temini bakımından hatalı olduğu bir misal üzerinde kolayca görülebilir. Bir baca kesiti, kendi ve varsa kaplama ağırlığı sebebiyle N eksenel basınç kuvvetine ve rüzgar dolayısıyla M momentine maruzdur.

Klasik teoriye göre eksantrisite küçük olduğu vakit, bacanın emniyeti .

$$\sigma_{e_{em}} = \frac{N}{F_i} + \frac{M}{W_i}$$

eşitliği ile sağlanmıştır. Kesitte kırılma, gerilme $\gamma \cdot \sigma_{e_{em}}$ 'e eşit olunca yani yükleme grubu (γN , γM) olunca meydana gelecektir. Bu iddia incelendiğinde N'nin γN değerine varmasının varit olamayacağı ve hatta N nin hesapta alınan değerden daha az olabileceği kolayca görülür. Buna göre yapıda var olabilecek yük grubu (N, γM) şeklinde olabilir. Bu yükleme grubunda ise eksantrisite büyük olabilir ve küçük eksantrisite durumunda konmuş olan donatı kafi gelmeyebilir.

Stabilite problemlerinde çok narin kolonlar hariç, malzemenin elastik sınırın ötesindeki deformasyonlarının ve sünmenin tesirinin göz önüne alınması zarureti bilinmektedir.

Elastik teorinin emniyetsizlik doğuran ve yukarıda belirtilmiş bulunan noksanlarını gidermek üzere, daha sonraki senelerde “Taşıma Gücü” metodu geliştirilmiştir.

BÖLÜM - 3

KİRİŞLERİN ELASTİK HESAP YÖNTEMİ ile İNCELENMESİ

3.1. Genel

Emniyet gerilmeleri yönteminde (elastik metot) beton ve çeliğin doğrusal elastik malzemeler olduğu kabul edilir. Bu durumda, betonarme kirişlerin incelenmesi iki ayrı elastik malzemeden oluşan bir kesitin incelenmesine dönüşür. Klasik mukavemet kitaplarında bu problem ayrıntılı olarak incelenmiştir. Malzemenin betonarme olmasının getirdiği tek fark, betonun çekme gerilmeleri taşımadığının kabul edilmesi ve bunun doğal bir sonucu olarak tarafsız eksen altında kalan betonun ihmal edilmesidir.

Değişik iki malzemeden yapılmış bir kesiti incelemenin en uygun yolu, malzemelerden birini, alanı eşdeğer olacak şekilde diğer malzeme türüne dönüştürmektir. Bu yöneme “Eşdeğer Alan Yöntemi” denir. Betonarme kesit hesaplarında genellikle çelik donatı alanı eşdeğer bir beton alanına dönüştürülür. Bunu sağlamak için iki malzemenin elastisite modüllerinin oranı kullanılır. Bu oran,

$$n = E_e/E_b \quad (3.1)$$

olarak tanımlanır ve “modüler oran” olarak bilinir. Donatı alanı modüler oran “n” ile çarpılınca eşdeğer bir beton alanına dönüştürülmüş olur.

$$(E_e/E_b) \cdot F_e = n \cdot F_e \quad (3.2)$$

“n” katsayısı, aslında E_b ve dolayısıyla beton mukavemetinin bir fonksiyonudur. Ancak, hesaplarda kolaylık sağlamak amacı ile “n” genellikle sabit kabul edilir. Alman nizamnamesinden esinlenerek yurdumuzda kullanılan değer $n = 15$ tir.

Emniyet gerilmeleri yöntemi ile betonarme kiriş analizinde genellikle iki tür problemle karşılaşılabilir:

- Boyutları, donatısı, beton ve çelik için emniyet gerilmeleri bilinen bir kirişin taşıyabileceği emniyetli momentin hesabı.

- Belirli bir momente maruz kesitteki gerilmelerin hesabı (boyutları ve donatısı bilinen bir kesit). Genellikle bu gerilmelerin emniyet gerilmelerini geçip geçmediği de kontrol edilir.

Anlaşılabacağı gibi, emniyet gerilmeleri yönteminde beton ve çelik gerilmelerinin hesaplanması öngörülmektedir. Şüphesiz, betonarme gibi, elastik ve doğrusal olmayan bir malzemede hesaplanan gerilmeler hiç de gerçekçi değildir. Sünme ve rötre gibi olaylar gerilmeleri büyük ölçüde etkiler ve elastik kabullerle hesaplanan gerilmeleri anlamsız kılar. Gerilme hesapları sabit kabul edilen “n” katsayısına bağlıdır. Halbuki, sünme ve rötre betonun elastisite modülünü sürekli olarak azaltır. Zamana bağlı olarak azalan Eb den dolayı “n” oranı da gittikçe büyümektedir. Bu nedenlerle elastik metotlarla hesaplanan gerilmeler gerçek değerlerden çok farklıdır, ve bu fark bazı durumlarda %300’e kadar yükselebilir.

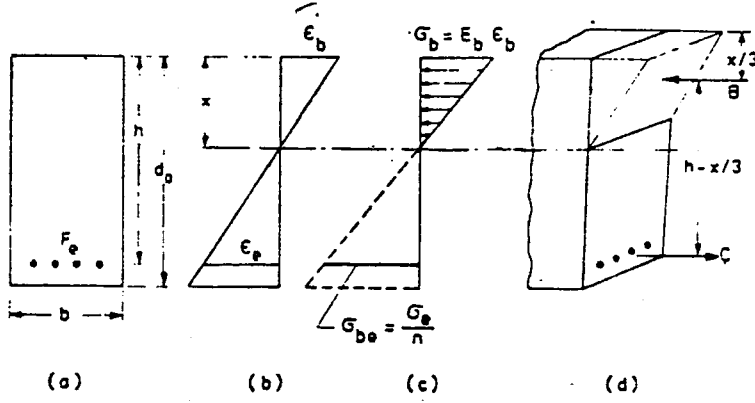
3.1.1. Dikdörtgen kirişlerin analizi

Daha önce anlatıldığı gibi analizden amaç, gerilmelerin hesabı veya bilinen emniyet gerilmelerine göre momentin bulunması olabilir.

Kesitin emniyetli ve ekonomik olabilmesi için hesaplanan gerilmelerin emniyet gerilmelerine eşit veya az küçük olması gerekmektedir.

Donatı alanı, eşdeğer bir beton alanına dönüştürüldükten sonra, betonarme kiriş kesiti, yalnız betondan yapılmış bir kesit gibi incelenebilir. Bunun için iki ayrı yöntem kullanılabilir; a) “İç kuvvetler Dengesi Yöntemi” ve b) “Basit Eğilme Formülü Yöntemi”. Burada her iki yöntem de ayrı ayrı anlatılacaktır.

Kullanılacak bağıntıları çıkarmak için betonarme bir kirişin deformasyon ve buna tekabül eden gerilme dağılımı diyagramları Şekil 3.1. de gösterilmiştir.



Şekil 3.1

x = Tarafsız eksen derinliği

ϵ_b = Beton birim kısalması

ϵ_s = Çelik birim uzaması

σ_b = Beton gerilmesi

b = kiriş genişliği

σ_{be} = Dönüştürülmüş çelik gerilmesi $\left(\sigma_{be} = \frac{\sigma_s}{n} \right)$

Görüleceği gibi betondaki basınç gerilmesi dağılışı doğrusal olup, toplam basınç kuvveti üçgen prizmanın hacmine eşittir. Bu durumda B basınç bileşkesi, kirişin üstünde $x/3$ uzaklığında etki etmektedir. Gerilme diyagramını benzer iki üçgen olarak gösterebilmek için, çelik gerilmesi “n” değeri ile bölünerek,

$$\sigma_{be} = \frac{\sigma_s}{n} \quad (3.3)$$

olarak gösterilmiştir. Gerçek çelik gerilmesini bulmak için σ_{be} yi “n” değeri ile çarpmak gerekmektedir.

a) İç kuvvetler dengesi yöntemi:

Şekil-3.1 den görüleceği gibi, basit eğilmeye maruz bir kesitteki iç kuvvetler, beton basınç bileşkesini ifade eden B ve çelikteki toplam çekme kuvvetini ifade eden Ç den ibarettir. B, bir üçgen prizma kabul edilen basınç dağılımının ağırlık merkezinde, Ç ise

donatı ağırlık merkezinde etkimektedir. Kesit M momentine maruz ise, iki denge denklemi yazmak mümkündür,

$$\left. \begin{array}{l} \Sigma M = 0 \\ B - \bar{C} = 0 \end{array} \right\} \quad (3.4)$$

B, beton basınç gerilmesi dağılımının hacmine, $\bar{C}$ ise, toplam donatı alanının çelik gerilmesi ile çarpımına eşittir.

$$B = \bar{C}$$

$$\frac{1}{2} \sigma_b(x).b = F_e \cdot \sigma_e \quad (3.5)$$

$$\Sigma M = 0$$

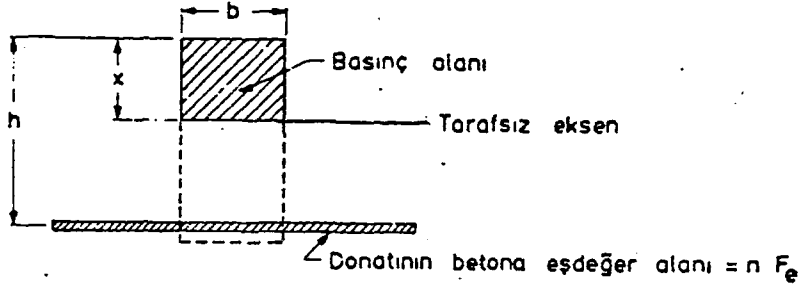
$$B(h - x/3) = \bar{C}(h - x/3) = M \quad (3.6)$$

$$\frac{1}{2} \sigma_b(x).b.(h - x/3) = F_e \cdot \sigma_e.(h - x/3) = M \quad (3.7)$$

M bilindiğine göre, iki denge denkleminde üç bilinmeyen vardır, x , σ_b , σ_e . Bu durumda çözüm için bir denkleme daha gereklilik vardır. Bu denklem, tarafsız eksenin yerini veren bir bağıntının yazılmasıyla elde edilir.

Denklem (3.5) te verilen $B = \bar{C}$ bağıntısından, tarafsız eksenin faydalı alanların ağırlık merkezinde olması gerekmektedir. Betonun çekme gerilmesi olmadığı kabul edildiğine göre, faydalı alanlar, tarafsız eksenin üzerinde kalan basınç alanı ve donatının betona eşdeğer alanıdır, Şekil 3.2. tarafsız eksen faydalı alanların ağırlık merkezi ile çakıştığına göre, tarafsız eksenin konumunu bulmak ağırlık merkezi bulmak işlemine dönüşür. Şekil 3.2’de görülen basınç ve çekme alanlarının, tarafsız eksen etrafındaki momentleri birbirine eşitlendiğinde, aşağıdaki denklem elde edilir.

$$b(x).x/2 = n \cdot F_e \cdot (h-x) \quad (3.8)$$



Şekil 3.2

Denklem (3.8) den, dikdörtgen kesitler için tarafsız eksenin yerini veren bir denklem elde edilir.

$$x = \frac{n \cdot Fe}{b} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nFe}} \right\} \quad (3.9)$$

Kesit geometrisi dikdörtgenden değişik olan kirişler için, Denklem (3.9) geçersiz olmakta, ancak izlenecek yol değişmemektedir.

Tarafsız eksenin yeri bulunduğundan sonra, verilen bir moment altında meydana gelen beton ve çelik gerilmeleri veya tersine bir işlemle, emniyet gerilmeleri göz önüne alınarak kirişin taşıyabileceği maksimum moment hesap edilebilir.

b) Basit eğilme formülü yöntemi:

Bu yöntemde de önce tarafsız eksenin yeri Denklem (3.9) dan yararlanarak bulunur. Tarafsız eksenin etrafında, beton basınç alanının ve betona dönüştürülmüş donatı alanının atalet momenti hesaplanır. Beton gerilmelerinin hesabında klasik kiriş denklemi kullanılır.

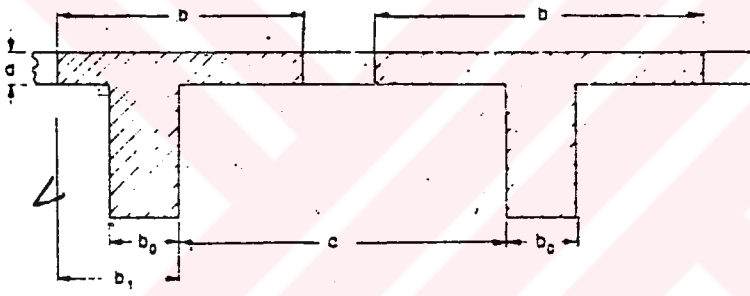
$$\sigma_b = \frac{My}{J} \quad (3.10)$$

Çelikteki gerçek gerilme, aynı düzeyde Denklem (3.10) dan hesaplanan beton gerilmesi σ_{be} yi, "n" ile çarparak bulunur, $\sigma_e = \sigma_{be} \cdot (n)$.

Pratikte çok kullanılan dikdörtgen kesitler ve tablalı kirişler için, “İç Kuvvetler Dengesi Yöntemi” daha yaygın ve kullanışlı bir metottur, ancak düzgün olmayan kesitli kirişlerin incelenmesinde, basit eğilme formülü daha kolay sonuç verir.

3.1.2. Tablalı kirişlerin analizi

Tablalı kirişler betonarme yapıların monolitik özelliği nedeni ile, döşeme parçalarının kiriş gövdeleri ile birlikte çalışmalarından meydana gelirler. TS-500’e göre, tablalı kirişlerin boyutlandırılmasında, gerilme ve deformasyon hesaplarında, atalet momentinin bulunmasında göz önüne alınacak tabla genişliği (Şekil-3.3), aşağıdaki denklemlerden hesaplanabilir.



Şekil 3.3

- Simetrik kesitlerde

$$b = b_0 + \frac{a}{\sqrt{1 + 25 \left(\frac{a}{s} \right)^2}} \quad (3.11)$$

- Simetrik olmayan kesitlerde

$$b = b_1 + \frac{a(1/2)}{2\sqrt{1+25\left(\frac{a}{s}\right)^2}} \quad (3.12)$$

S = Kirişin moment sıfır noktaları arasındaki uzaklık olup sürekli kirişlerde

- Kenar açıklıkta $\frac{3}{4}l$

- İç açıklıkta $\frac{3}{5}l$

alınabilir. Konsol kiriş halinde l konsol boyunun iki katı alınmalıdır.

Tablalı kirişlerde basınç alanı büyük olduğundan (tabla alanı) betondaki basınç gerilmeleri genellikle kritik olmazlar. Çoğu kez, kirişin emniyetle taşıyabileceği momenti çelik gerilmeleri kontrol eder. Bazı problemlerde tarafsız eksenin konumu tabla içine düşmekte ve tablalı kiriş, genişliği tabla genişliği kadar olan dikdörtgen bir kesite dönüşmektedir.

Eğer tablalı kirişlerde tarafsız eksen tablanın altından çıkarsa, dikdörtgen kiriş bağıntılarında bazı değişiklikler yapmak gerekir. Basınç gerilmelerinin etkidiği alan dikdörtgen yerine T şeklinde olacağından, tabla üstünden basınç bileşkesine olan uzaklık $x/3$ den farklı olacaktır. Bu durumda, $B = \bar{C}$ ve $M = F_e \cdot \sigma_e \cdot z$ denge denklemleri değişmeyecek, ancak $z = h - x/3$ geçerli olmayacaktır.

Analizde izlenecek yol, dikdörtgen için önerilenden fazla farklı değildir.

- Önce donatı alanı 15 ile çarpılarak, eşdeğer beton alanına dönüştürülür.

Tarafsız eksenin tabla alt yüzü ile çakıştığı kabul edilerek ($x = d$) beton basınç alanının ve $15.F_e$ 'nin bu eksen etrafında momentleri ayrı ayrı hesaplanır. Eğer beton alanının

momenti $15 F_e$ momentinden fazla ise, $x < d$ olduğu anlaşılır ve kesit genişliği b olan bir dikdörtgen gibi hesaplanır.

Eğer beton alanının momenti $n F_e$ 'nin momentinden küçük ise, $x > d$ olduğu anlaşılır. Bu durumda b_d , $b_o \cdot (x - d)$ ve $n \cdot F_e$ alanlarının tarafsız eksen etrafında momentleri alınarak x hesaplanır.

Basınç bölgesi dikdörtgenlere yayılarak, her dikdörtgen üzerinde etkiyen basınç kuvveti ve bileşkesi hesaplanır. Bu kuvvetlerin donatı ağırlık merkezi etrafındaki momentleri, kirişin maruz bulunduğu momente eşitlenir. Bu eşitlikten, momentin bilindiği durumlarda en dış lifteki beton basınç gerilmesi, emniyet gerilmesinin verildiği durumlarda ise, kirişin taşıyabileceği emniyetli moment hesaplanabilir.

3.2. Kirişlerin Elastik Hesap Yöntemi ile Dizaynı

3.2.1. Genel

Kirişlerin analizinde kesit boyutları ve donatı alanı bellidir; dolayısıyla, tarafsız eksenin belirli bir konumu vardır ve bu konum değişmez (tarafsız eksen eşdeğer alanların ağırlık merkezindedir).

Kirişlerin dizaynında ise, malzemelerin emniyetli ve sınır gerilmeleri ile kesite etkiyen kuvvet ve momentler bellidir. Amaç; kesit boyutlarının belirlenmesi ve donatı alanının hesabıdır. Kesit boyutları ve donatı alanı değiştikçe, tarafsız eksenin yeri de bunlara bağlı olarak değişmektedir. Bu bölümde, TS-500 emniyet gerilmeleri esas alınacaktır.

3.2.2. Basit donatılı, dikdörtgen kesitli kirişlerin dizaynı

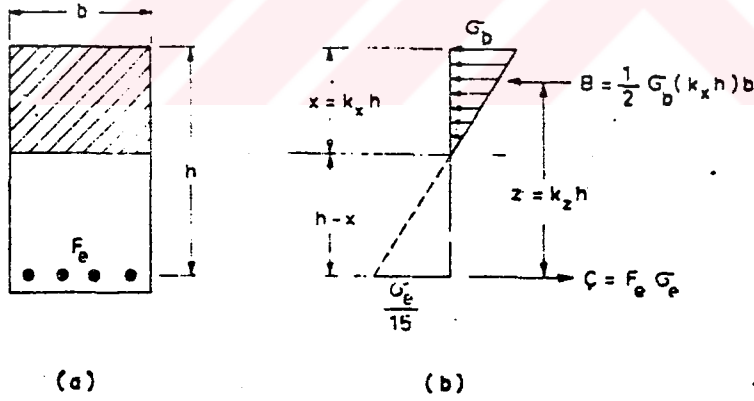
a) Dengeli kesitler

Eğer belirli bir moment altında, bir kiriş kesitindeki beton ve çelik gerilmeleri aynı anda emniyet gerilmesi değerlerine ulaşıyorsa, bu tür kirişler dengeli kiriş olarak tanımlanır.

Dengeli kesitlerde her iki malzeme de emniyetli sınır değerlere aynı anda ulaştıklarından, bu tür kirişler teorik olarak en ekonomik kirişlerdir. Ancak, pratik nedenlerle her kirişi dengeli yapmaya olanak yoktur. Hesap sonucu elde edilen boyutlar, en yakın cm ye tamamlandıklarından, kesit dengeli olmaktan çıkar. Çoğu kez kesit boyutlarını eğilme yerine kayma gerilmeleri kontrol eder, veya kiriş boyutları mimari ve diğer başka nedenlerle sınırlanır. Bu gibi durumlarda kesit genellikle dengeli olmaktan uzaktır. Pratik nedenlerle, boyutlama sırasında kirişin faydalı yüksekliği dengeli değerden büyük veya küçük olarak seçilebilir. Tersine bir zorunluluk olmadıkça, ekonomik nedenlerle, kiriş faydalı yüksekliği dengeli değerden biraz büyük olacak şekilde ayarlanır.

Faydalı yüksekliği, dengeli değerden küçük kirişlerden mümkün olduğu kadar kaçınılmalıdır, çünkü bu tür kirişler ekonomik değildir.

Şekil 3.4 de gösterilen gerilme dağılışından yararlanarak dengeli kiriş bağıntıları kolaylıkla çıkarılabilir.



h =faydalı yükseklik

Şekil 3.4

σ_b ve σ_e emniyet gerilmeleri olarak kabul edilirse, benzer üçgenlerden,

$$k_x d = \frac{x}{h} = \frac{\sigma_b}{\frac{\sigma_e}{15} + \sigma_b} \quad (3.13)$$

$$k_{xd} = \frac{15\sigma_b}{\sigma_e + 15\sigma_b} \quad (3.14)$$

moment kolu için aşağıdaki ifade yazılabilir.

Z_d = moment kolu

$$Z_d = k_{zd} (h) = h - \frac{x}{3} = h \left(1 - \frac{1}{3} k_{xd}\right) \quad (3.15)$$

Denklem (3.14) deki k_x değeri Denklem (3.15) teki yerine konacak olursa,

$$Z_d = k_{zd} (h) = h \left[1 - \frac{5\sigma_b}{\sigma_e + 15\sigma_b}\right] \quad (3.16)$$

$$k_{zd} = 1 - \frac{5\sigma_b}{\sigma_e + 15\sigma_b} \quad (3.17)$$

Denklem (3.14) ve (3.17) den görüleceği gibi, tarafsız eksen ve moment kolunun dengeli değerleri, beton ve çelik emniyet gerilmelerinin fonksiyonudur.

Şekil 3.4 deki basınç gerilme dağılışımdan, dizayn momenti ile kesit boyutları arasındaki bağıntı saptanabilir.

$$B = \frac{1}{2} \sigma_b (k_{xd}) (hb) \quad (3.18)$$

$$M_d = B. (k_{zd}).(h) \quad (3.19)$$

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot (k_{xd}) \cdot (hb) \cdot (k_{zd}) \cdot h \quad (3.20)$$

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot k_{xd} \cdot k_{zd} (bh^2) \quad (3.21)$$

Burada kesit boyutlarını bulmak için çok yararlı bir tanımlama yapılacaktır.

$$K_{6d} = \frac{bh^2}{Md} \quad (3.22)$$

Bu denklemdeki moment ifadesi Denklem (3.21) deki gibi yazılırsa,

$$K_{6d} = \frac{1}{\frac{1}{2} \sigma_b \cdot k \times d \cdot k_z d} \quad (3.23)$$

Denklem (3.23) den anlaşılacağı gibi, K_{6d} nin dengeli değeri, beton ve çelik emniyet gerilmelerinin fonksiyonudur. O halde belirli beton ve çelik sınıfları için dengeli k_{6d} sabittir. Dizayn probleminde malzeme sınıfları bilindiğinden, k_{6d} hesaplanır ve verilen moment için gerekli kesit boyutları Denklem (3.22) dan hesaplanır.

$$bh^2 = k_{6d} \cdot M_d \quad (3.24)$$

Kiriş genişliği ile çeşitli kabuller yapılarak h değerleri hesaplanır ve uygun gelen kombinezon seçilir. Kirişin faydalı yüksekliği “ h ”, böylece bulunduktan sonra, donatı alanı da denge denkleminden hesaplanır.

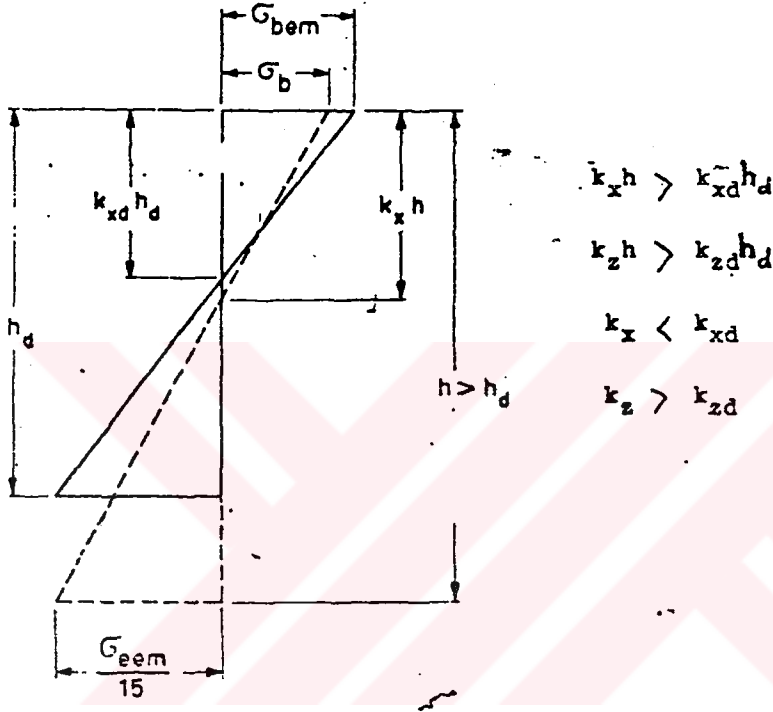
$$F_{ed} \cdot \sigma_e \cdot (k_{zd}) \cdot (h) = M_d \quad (3.25)$$

$$F_{ed} = \frac{M_d}{\sigma_e \cdot (k_{zd}) \cdot (h)} \quad (3.26)$$

b) Dengeliye oranla derinliği fazla olan kesitler

Genellikle, dengeli kiriş için bulunan h faydalı yüksekliği, kiriş toplam yüksekliğini, cm cinsinden tamsayı olarak elde etmek amacı ile büyütülür. Bu durumda moment kolunun büyüyeceği açıktır. Taşınması gerekli belirli bir dizayn momenti için moment kolunun büyümesi, beton ve çelik gerilmelerinin azalmasına sebep olur, veya hesaplarda sınır çelik gerilmesi kullanılırsa, daha küçük bir donatı alanı bulunur. Özellikle, Türkiye gibi çelik fiyatları betona oranla yüksek olan memleketlerde, donatıyı emniyet gerilmesinde çalıştırmak ekonomik açıdan gereklidir.

Şekil 3.5 den de anlaşılacağı gibi, dengeli kirişten daha derin kirişlerde aşağıdaki eşitsizlikler meydana gelmiştir (Çeliğin emniyet gerilmesinde çalıştırıldığı kabul edilmiştir)



Şekil 3.5

c) Dengeliye oranla derinliği az olan kesitler

Faydalı yüksekliğin küçülmesi, iç moment kolonun da küçülmesi anlamına geleceğinden, verilen momenti karşılayabilmek için beton basınç ve çelik çekme kuvvetlerinin büyümesi gerekmektedir. Bu durum beton ve çelik gerilmelerini arttırarak sağlanabilir. Ancak, dengeli durumda gerilmeler zaten sınır değerlerini (emniyet gerilmeleri) aldıklarından, gerilmelerin bu değerleri aşacak şekilde büyümesine izin verilemez.

Donatıdaki gerilmeler, donatı alanı arttırılarak emniyet gerilmeleri düzeyinde tutulabilir. Betondaki gerilmeleri emniyet gerilmesi düzeyinde tutabilmek için beton alanını arttırmak gerekir. Ancak bu tür bir problemde buna izin verilmeyeceğinden, ikinci bir çareye başvurulur. Donatı alanı arttırılarak, tarafsız eksen donatıya doğru hareket ettirmek mümkündür (tarafsız eksenin eşdeğer alanların ağırlık merkezinde olduğu unutulmamalıdır). Tarafsız eksenin donatıya yaklaşımı ile k_x büyüyecek, yani beton basınç alanı çoğalacaktır. Moment, dolayısı ile beton basınç bileşkesi, B. Sabit kaldığından, σ_b azalacaktır. Hemen işaret etmek gerekir ki, betondaki gerilmeyi azaltabilmek için çok fazla donatıya gerek vardır. Bu amaçla arttırılan donatı, gerekenden fazla olacağından, σ_e çok küçülecektir. Daha önce belirtildiği gibi, donatıyı emniyet gerilmeleri altında çalıştırmak ekonomik olmayan sonuçlar vermektedir. Bütün bu nedenlerle, faydalı yüksekliği dengeliden az olan kirişlerden mümkün olduğu sürece kaçınılmalıdır. Mimari veya başka nedenlerle kiriş derinliğinin az olması gerekiyorsa, basınç donatısı kullanılmalıdır.

d) Basit donatılı kirişlerin ön ve kesin dizaynı

Kiriş dizaynında ön ve kesin olmak üzere iki aşama vardır. Ön dizayndan amaç kiriş boyutlarının saptanmasıdır. Bu aşamada, veriler henüz çok yaklaşık olduğundan, ayrıntılı ve kesin bir hesap gereksizdir. Sürekli kirişlerde, kiriş boyutları genellikle en kritik moment için yapılan yaklaşık bir hesapla bulunur.

$$bh^2 = M.k_{6d} \quad (3.27)$$

Bu denklemde kullanılan k_{6d} , verilen malzeme türleri için hesaplanmış dengeli değerlerdir. Moment için yapılan yaklaşık hesapta, kiriş ağırlığı için uygun bir kabul yapılır (genellikle, $d_o = 1/10 l$ ve $b = 1/2d_o$ kabulleri ile iyi sonuç elde edilir). Mimari nedenlerle kiriş derinliğinin dengeli durumdakinden daha az olması gerekiyorsa, basınç donatısı kullanılması önerilecektir. Moment hesabının da, kabul edilen bir moment katsayısına göre yapılması genellikle uygundur.

Kesin dizaynda kiriş boyutları bilinmektedir (ön dizayndan). Bu aşamada yükler ve açıklıklar kesin olarak bilindiğinden hesaplanan momentler, ön dizaynda esas alınan

momentlerden farklı olabilir. Bundan dolayı, önce kesitin yeterli olup olmadığı kontrol edilmelidir. Bu kontrol, σ_b 'nin $\sigma_{b,em}$ den küçük olup olmadığını göstererek yapılır.

$$\sigma_b \leq \sigma_{b,em} \text{ kiriş boyutları yeterli} \quad (3.28)$$

σ_b yi hesaplamak, tablo ve abakların olmadığı durumlarda zaman alıcı olabilir. Onun yerine k_6 kolaylıkla hesaplanabilir.

$k_x = k_z = k_6 =$ beton emniyet gerilmelerine göre çelik sınıflarına bağlı katsayılar.

$$k_6 = \frac{bh^2}{M}$$

$$\text{eğer } k_d > k_{6d} \text{ (dengeli) ise, } \sigma_b < \sigma_{b,em} \quad (3.29)$$

$$\text{eğer } k_6 < k_{6d} \text{ (dengeli) ise, } \sigma_b > \sigma_{b,em} \quad (3.30)$$

Kiriş boyutlarının uygun olduğu saptandıktan sonra, dengeli k_z kullanılarak ve $\sigma_e = \sigma_{e,em}$ kabulü ile donatı alanı hesaplanır.

$$Fe = \frac{M}{\sigma_e k_z h} \quad (3.31)$$

Dengeli k_z değeri yerine gerçek k_z hesaplanabilir veya hazırlanmış tablo ve abaklardan alınabilir. Ancak bu gereksizdir, çünkü genellikle k_z deki değişme ihmal edilebilecek kadar azdır ve dengeli k_z kullanılması emniyetli yönde sonuçlar verir.

Ön ve kesin dizaynda çok yararlı olacağı anlaşılan dengeli k_x , k_z ve k_6 değerlerinin çeşitli beton ve çelik emniyet gerilmeleri için, Denklem (3.14), (3.17) ve (3.23) den yararlanarak hesaplanıp tablollaştırılması uygun olacaktır.

Çizelge 3.1. Dengeli k_x , k_z ve k_6 değerleri

Çelik emniyet gerilmesi, kg/cm^2		Beton Emniyet Gerilmesi, kg/cm^2					
		60	70	80	90	100	110
(St-I) 1400	k_x	0,391	0,429	0,461	0,491	0,517	0,541
	k_z	0,870	0,857	0,846	0,836	0,827	0,820
	k_6	97,9	77,8	64,0	54,1	46,7	41,0
(St-III) 2000	k_x	0,310	0,344	0,375	0,403	0,429	0,452
	k_z	0,897	0,885	0,875	0,866	0,857	0,849
	k_6	120,0	93,8	76,2	63,7	54,4	47,4

3.3. Kolonların Elastik Hesap Yöntemi ile Analizi ve Dizaynı

3.3.1. Genel

Betonarmenin monolitik özelliğinden dolayı, bu tür yapılarda eksenel yüke maruz kolon söz konusu olamaz. Bunu göz önünde bulunduran Taşıma Gücü Yönteminde, hesaplanan eksantrisite çok küçük çıksa bile, minimum bir eksantrisite varmış gibi hesap yapmak zorunlu kılınmıştır. Elastik hesap yönteminde ise (TS-500), eksantrisitenin çok küçük olduğu durumlarda, kolonların eksenel yüklü imiş gibi ($e = 0$) dizayn edilmesine izin verilmiştir.

3.3.2. Eksenel basınca maruz kolonların analizi

Elastik Hesap yönteminde kullanılan formüller, genellikle taşıma gücü formülleridir. Tek değişiklik, sınır gerilmelerin bir emniyet katsayısına bölünmesidir. 1943 Alman Yapı Şartnamesinden esinlenerek, bu katsayı Türk Yapı Şartnamesince de 3,0 olarak alınmıştır.

a) Etriyeli kolonlar:

Eksenel basınca maruz etriyeli kolonların yük taşıma kapasitesini veren formüller aşağıda özetlenmiştir.

$$N_m = F_b \sigma_b^* + F_e \sigma_a \quad (\text{Taşıma gücü}^*) \quad (3.32)$$

$$N_{em} = F_b \frac{\sigma_b^*}{k} + \frac{\sigma_a}{k} F_b \quad (\text{Elastik hesap}^*) \quad (3.33)$$

$$N_m = \text{Eksenel yük}$$

veya

$$N_{em} = F_b \sigma_b + F_e \sigma_e$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_b^*}{k}, \sigma_e = \frac{\sigma_a^*}{k} \quad (3.34)$$

Denklem (3.33) deki “k”, emniyet katsayısı olup, hesaplarda 3,0 olarak kabul edilecektir. Bu emniyet katsayısına bölünerek elde edilen beton ve çelik emniyet gerilmeleri Çizelge 3.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 3.2- Emniyetli Beton ve Çelik Gerilmeleri

Gerilme (kg/cm ²)	B160	B225	B300
σ_b^*	140	195	240
$\sigma_b = 1/3 \sigma_b^*$	48	65	80

Gerilme (kg/cm ²)	St-I	St-II	St-III
σ_a^*	2400	3600	4200
$\sigma_e = 1/3 \sigma_a^*$	800	1200	1400

b) Fretli kolonlar:

Hatırlanacağı gibi, eksenel basınca maruz fretli bir kolonun taşıma gücünü yük-deformasyon eğrisinin birinci ve ikinci tepe noktasına göre ifade etmek mümkündür. Avrupa, dolayısı ile Türk şartnameleri, ikinci tepe noktasını tercih etmektedir.

$$N_m = F_k \sigma_b^* + F_e \sigma_a + 2,5 F_a \sigma_{sa} \text{ (taşıma gücü)} \quad (3.35)$$

Fretin etkisini gösteren üçüncü terimin önündeki katsayı 2,5 olarak alınmıştır. Ancak, Illinois ve Lehigh deneyleri bu katsayının 2,0-2,5 arasında değişebileceğini kanıtladığından, kabul edilen katsayı deney sonuçlarına uygun düşmektedir.

Denklem (3.35) teki σ_b^* , σ_a , ve σ_{sa} , emniyet katsayısı k’ye bölünerek, fretli kolonların emniyetle taşıyabileceği eksenel yük elde edilir.

σ_a = Boyuna donatı gerilmesi

σ_{sa} = Fret donatı gerilmesi

$$N_{em} = F_k \frac{\sigma_b^*}{k} + F_e \frac{\sigma_a}{k} + 2,5 F_a \frac{\sigma_{sa}}{k} \text{ (elastik hesap)} \quad (3.36)$$

$$k = 3,0$$

veya

$$N_{em} = F_k \sigma_b + F_e \sigma_e + 2,5 F_a \sigma_{se} \quad (3.37)$$

Denklem (3.37) daki σ_b , σ_e , ve σ_{se} , Tablo 3.2 den alınacaktır. Burada da, Taşıma Gücü Yönteminde önerilen “ideal fret yüzdesi”nin kullanılması yerinde olacaktır.

$$\mu = 0,5 \frac{\sigma_b}{\sigma_{se}} \left| \left(\frac{d}{\eta_D} \right)^2 - 1 \right| \quad (3.38)$$

$$\mu = 0,5 \cdot \frac{\sigma_b^*}{\sigma_{sa}} \cdot \left[\left(\frac{d}{D} \right)^2 - 1 \right] \quad (3.38a)$$

Denklem (3.38)in Denklem (3.37a) den farkı, σ_b^* ve σ_{se} nin kullanılmış olmasıdır. Her iki malzemenin de sınır gerilmeleri aynı emniyet katsayısına ($k = 3,0$) bölündüğünden, oran değişmemektedir.

c) Narinlik etkisi:

Eksenel yüklü kolların Elastik Hesap Yöntemine göre analizinde, hesaplanan yük, değeri birden büyük olan ω , burkulma katsayısı olarak adlandırılır. Bu sayı, etkili boyun, atalet yarı çapına bölünerek elde edilen oranın (l_k/i) bir fonksiyonu olarak ifade edilmektedir. Etriyeli ve fretli kolonlar için önerilen ω değerleri Çizelge 3.3 de gösterilmiştir.

$$\bar{N}_{em} = \frac{N_{em}}{\omega} \quad (3.39)$$

Çizelge 3.3- Eksenel yüklü Kolonlar İçin Burkulma Sayıları

a) Etriyeli kolon

l_k/i	ω
50	1,00
70	1,08
85	1,32
105	1,72
120	2,28
140	3,00

b) Fretli kolon

l_k/i	ω
40	1,00
60	1,17
80	1,50
100	2,0

Çizelge 3.3 de l_k kolonun burkulma boyudur ve TS-500 de, “taşıyıcı sistemi çerçeve olan, düğüm noktaları deplasmanda elverişli olan bir yapının kolonlarında burkulma boyu, yapının genel burkulması düşünülerek hesap edileceği...” öngörülmüştür.

Atalet yarıçapı olan i , zayıf eksene göre aşağıdaki denklemden hesaplanmalıdır.

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{F}} \quad (3.40)$$

Atalet yarıçapı yaklaşık olarak, dikdörtgen kesitli kolonlarda $0,3 d$, dairesel kolonlarda ise $0,25 d$ olarak alınabilir. F kolonun en kesit alanıdır.

Çizelge 3.3 kullanılırken, ara değerler için doğrusal orantı uygulanabilir.

Pratikte en çok rastlanan kolon şekilleri dikdörtgen ve dairesel olduğuna göre, narinlik etkisini daha basit bir biçimde ifade etmek yararlı olacaktır. Çizelge 3.4 te burkulma katsayısı l_k/i yerine l_k/d nin bir fonksiyonu olarak gösterilmiştir. Dairesel fretli kolonlar için kolon çapı olan d , etriyeli kolonlar için kolon en kesitinin, burkulma olması düşünülen yöndeki boyutudur.

Çizelge 3.4- Narinlik Oranına Göre Burkulma Katsayıları

Etriyeleli Dikdörtgen kolonlar		Dairesel fretli kolonlar	
l_k/d	ω	l_k/d	ω
15	1,000	12	1,000
16	1,016	13	1,008
17	1,032	14	1,024
18	1,048	15	1,040
19	1,064	16	1,056
20	1,080	17	1,072
22	1,176	18	1,112
24	1,272	19	1,176
26	1,400	20	1,240
28	1,560	22	1,380
30	1,720	24	1,540
35	2,280	26	1,700
40	3,000	28	1,979
		30	2,280
		32	2,568
		35	3,000

Çizelge 3.4 ün incelenmesinden anlaşılabacağı gibi, etriyeli kolonda $l_k/d \leq 15$, fretli kolonda ise $l_k/d \leq 12$ olduğu durumda narinlik etkisi ihmal edilebilir. Tabloda l_k/d için son değerler, üst sınırları göstermektedir.

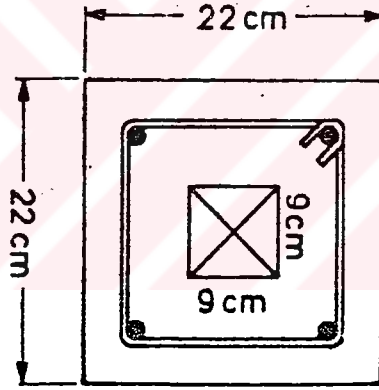
Örnek: 3.1

Şekil 3.1 de gösterilen eksenel basınca maruz etriyeli kolonun emniyetle taşıyabileceği yük hesaplanacaktır. Kesitte 9 x 9 cm lik bir boşluk bulunmaktadır.

Verilenler:

B225 ($\sigma_b = 65 \text{ kg/cm}^2$), St-III ($\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$),

$F_e = 8,0 \text{ cm}^2$ (4 - $\phi 16$), $l_k = 4,0 \text{ m}$



Şekil 3.1

$$N_{em} = F_b \sigma_b + F_e \sigma_e$$

$$N_{em} = (22 \times 22 - 9 \times 9) 0,065 + 8,0 (1,4) = 26,2 + 11,2 = 37,4 \text{ ton}$$

$$J = \frac{1}{12} [22(22)^3 - 9(9)^3] = 18900 \text{ cm}^4$$

$$F_b = 22 \times 22 - 9 \times 9 = 403 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{18900}{403}} = 6,85 \text{ cm}$$

$$\frac{l_k}{i} = \frac{400}{6,85} = 58,5$$

$\omega = 1.04$ (Çizelge 3.3 den doğrusal orantı ile)

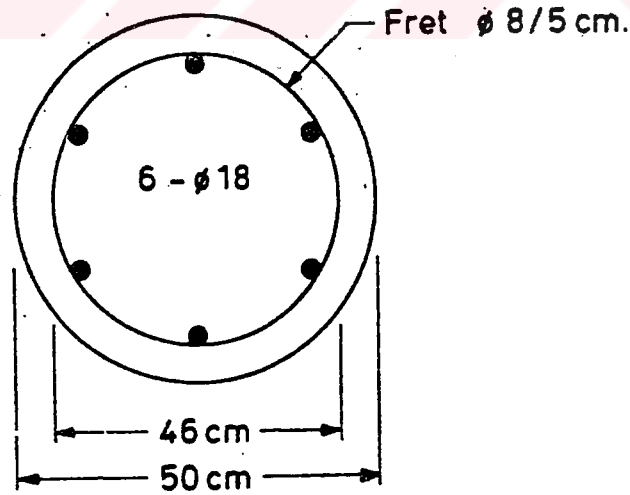
$$N_{em} = \frac{N_{em}}{\omega} = \frac{37,4}{1,04} = 36,0 \text{ ton}$$

ω katsayısı Çizelge 3.4 (a) dan alınamaz, çünkü kesit ortasında boşluk vardır.

Örnek 3.2

Şekil 3.2 de gösterilen fretli kolonun emniyetle taşıyabileceği yük hesaplanacaktır.

Malzeme, B225, St-III, $l_k = 7,5 \text{ m}$.



Şekil 3.2

B225 ($\sigma_b = 65 \text{ kg/cm}^2$); St-III ($\sigma_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$) ($\sigma_{se} = \sigma_a$)

$$F_e = 15,3 \text{ cm}^2 (6 - \phi 18)$$

$$F_e = \frac{f \cdot \pi}{s} \cdot D = \frac{0,5(\pi)}{5} (46) = 14,5 \text{ cm}^2$$

$$F_k = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (46)^2}{4} = 1670 \text{ cm}^2$$

$$\frac{l_k}{d} = \frac{750}{50} = 15 \rightarrow w = 1,04 \text{ Çizelge (3.4)}$$

$$N_{em} = F_k \sigma_b + F_e \sigma_e + 2,5 \sigma_a$$

$$= 1670 \times 0,065 + (15,3 \times 1,4) + (2,5 \times 14,5 \times 1,4) = 180,4 \text{ ton}$$

$$N_{em} = \frac{N_{em}}{(1)} = \frac{180,4}{1,04} = 17,5 \text{ ton}$$

3.3.3. Eksenel yüklü kolonların dizaynı

a) Etriyeli kolonlar:

Etriyeli kolonların dizaynı için Denklem (3.34) ü daha uygun bir şekle sokmak mümkündür. Denklemin sağ tarafındaki donatı alanı beton alanına bölündüğünde, donatı yüzde olarak ifade edilmiş olur. Denklem, F_b için çözüldüğünde, dizayn için uygun bir form elde edilir.

$$N = F_b \sigma_b + F_b \pi \sigma_e$$

$$F_b \frac{\omega N}{\sigma_b + \mu \sigma_e} \quad (3.41)$$

Kolon boyutlandırılması yapılırken, uygun bir donatı yüzdesi, örneğin $\mu = 0,01$ veya $\mu = 0,02$ kabul edilirse, Denklem (3.41) dan gerekli beton alanı kolayca hesaplanabilir.

Hesaba başlarken narinlik etkisini ihmal etmek ($\omega = 1,0$) ve yaklaşık bir boyut elde edildikten sonra ω değerini bulup, donatı hesabını ona göre yapmak uygun olur.

Kesit seçildikten sonra, donatı alanı aşağıdaki denklemlerden herhangi biri kullanılarak hesaplanabilir.

$$F_e = \frac{\omega N - F_b \sigma_b}{\sigma_e} \quad (3.42)$$

$$\mu = \left[\frac{\omega N - F_b \sigma_b}{F_b - \sigma_b} \right] \frac{1}{\sigma_e} \quad (3.43)$$

Eksenel basınca maruz, etriyeli kolonların dizaynı aşağıda özetlenmiştir.

- Denklem (3.41) da F_b , (w), ve μ gibi üç bilinmeyen vardır. Önce narinlik etkisi ihmal edilerek $\omega = 1$ kabul edilir.

- Donatı oranı, narinlik etkisinden dolayı büyüyeceği göz önünde bulundurularak $\pi = 0.01$ dolaylarında seçilir.

- Artık tek bilinmeyen F olduğundan, Denklem (3.41) dan F_b hesaplanır ve kesit boyutları tayin edilir.

- l_k/d hesaplanarak Çizelge 3.4'ten ω sayısı bulunur.

- Kesit boyutları ve (w) belli olduktan sonra gerekli donatı alanı Denklem (3.42) veya (3.43) den hesaplanır.

- Gerekiyorsa, kesit boyutlarında değişiklik yapılarak, işlemler tekrarlanır.

b) Fretli kolonlar:

Fretli kolonlar da, etriyeli kolonlara benzer bir şekilde boyutlandırılır. Önce denklem (3.37) her iki tarafı da göbek alanı F_k ya bölünür ve denklem F_k için çözülür. Eksenel yük, narinlik etkisi dikkate alınarak ω ile çarpılmıştır.

$$F_k = \frac{\omega N}{\sigma_b + \mu \sigma_e + 2,5 \mu_s \sigma_{se}} \quad (3.44)$$

$$\mu = \frac{F_e}{F_k}, \mu_s = \frac{F_s}{F_k} \quad (3.45)$$

$$F_k = \frac{\pi D^2}{4} \quad (3.46)$$

D = Kolon göbek çapı

μ_s = İdeal fret yüzdesi

Boyutlandırmada, boyuna donatı ve fret yüzdesi için kabuller yapılarak, Denklem (3.44) ten F_k ve D hesaplanır. Boyuna donatı yüzdesini 0,01-0,02 dolaylarında seçmek ve d/D hakkında bir tahmin yaptıktan sonra Şekil 3.2a dan μ_s yi bulmak yerinde olur. Başlangıçta $\mu_s = 0,01$ kabul etmek de mümkündür. Kolon göbek çapı bulunduğundan sonra, kolon dış çapı “d” aşağıdaki denklemden hesaplanabilir.

$$d = D + 5 \text{ cm} \quad (3.47)$$

Kolon boyutları böylece saptandıktan sonra, gerçek d/D oranı hesaplanır ve ideal fret yüzdesi Denklem (3.38) veya şekil 3.2a dan bulunur. Fret yüzdesinden, eşdeğer fret alanı F_s hesaplandıktan sonra, seçilecek çubuk çapı için adım uzaklığı bulunur. Adım uzaklığı pratik görülmezse veya şartname sınırları dışına çıkarsa, başka bir çubuk çapı seçilir.

$$F_s = \mu F_k \quad (3.48)$$

$$\frac{f}{s} = \frac{F_s}{\pi D} \quad (3.49)$$

Fret donatı için genellikle $\phi 6$, $\phi 8$, $\phi 10$ veya $\phi 12$ kullanılır. Fretler için mümkün olduğu kadar ST-I seçilmelidir.

Kolon boyutları ve fret donatı böylece hesaplandıktan sonra, gerekli boyuna donatı alanı hesaplanır.

$$\sigma_e = \frac{\omega N - F_k \sigma_b - 2,5 F_s \sigma_{se}}{\sigma_e} \quad (3.50)$$

$$\text{veya } \mu = \frac{F_e}{F_k} = \left\{ \frac{\omega N}{F_k} - \sigma_b - 2,5 \mu_s \sigma_{se} \right\} \frac{1,0}{\sigma_e} \quad (3.51)$$

Bu denklemlerden donatı alanının negatif çıkması, beton ve fretin uygulanan yükü yalnız başlarına taşıyabileceğini gösterir. Bu gibi durumlarda kolona şartnamelerde öngörülen minimum donatı konmalıdır.

Fretli kolon dizaynı aşağıda özetlenmiştir.

- Önce $\omega = 1,0$ alınarak μ ve μ_s için birer kabul yapılır. Genellikle $\mu = 0,01$ ve $\mu_s = 0,01$ iyi sonuç verir. Bu kabuller yapıldıktan sonra, Denklem (3.44) ten F_k ve D hesaplanır.

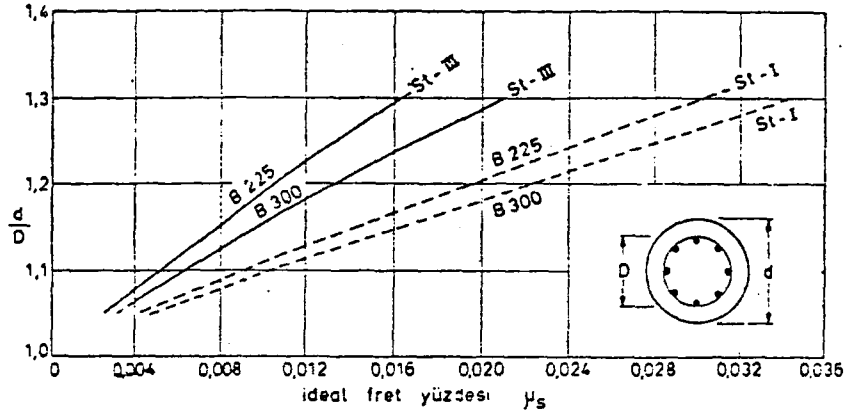
- $d = D + 5$ cm kabul edilerek, kolon dış çapı d bulunur ve d/D hesaplanır. Bu orandan yararlanılarak Denklem (3.38) veya Şekil 3.2a dan ideal fret yüzdesi saptanır.

- Bulunan μ_s den eşdeğer fret alanı F_s hesaplanır. Fret donatı çubuğunun çap için bir seçim yapılarak, adım uzaklığı hesaplanır. Elde edilen adım uzaklığı uygun bulunmazsa, başka bir çap seçilerek hesap tekrarlanır.

- Çizelge 3.4 ten l_k/d için ω bulunur.

- Denklem (3.50) veya (3.51) den gerekli boyuna donatı hesaplanır.

- Elde edilen donatı uygun bulunmazsa, kolon boyutları değiştirilerek hesap tekrarlanır.



Şekil 3.2a

BÖLÜM - 4

TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMİ

4.1. Taşıma Gücü:

Taşıma gücü aslında yeni bir hesap yöntemi değildir. Mühendislik tarihinde kirişlerin eğilmesini bilimsel açıdan ilk defa inceleyen Galile (1638), taşıma gücü ilkelerini benimsemiştir. 19. Yüzyıl sonlarında inşa edilen ilk betonarme yapıların kesit hesaplarında, Thullie ve Ritter tarafından geliştirilen ve taşıma gücüne dayanan yöntemler kullanılmıştır. Elastik teorisinin betonarme kesit hesaplarına uygulanması daha sonraki yıllara rastlar. Elastik teorisinin çok kısa bir zamanda taşıma gücüne dayanan yöntemlerin yerini alması ve hatta onu yıllarca unutturmasının nedenleri, elastik teorisinin diğer yapı malzemelerine de uygulanması, böylece mühendislerce alışılmış bir yöntem olması ve o devirde yapılmış sınırlı deneylere dayanılarak gerçekçi ve emniyetli sonuçlar verdiği kanısıdır.

Gerçekte durum bu değildir. İlerideki konularda görüleceği gibi taşıma gücü, elastik teoriye oranla daha basit yöntemler getirmektedir. Elastik teori beton ve betonarmenin kendine özgü davranışlarını dikkate almadığından gerçekçi olmaktan uzaktır. Ani yükleme ile yapılan deneyler yanıltıcı olabilir. Emniyet gerilmeleri kullanıldığında betonun $\sigma - \epsilon$ eğrisinin doğrusal olan başlangıç kısmının kullanılabileceği birçok durumlar için yanlıştır. Gerilme ne kadar düşük olursa olsun, yük bir süre sabit tutulduğu takdirde, zamana bağlı deformasyonlar nedeni ile betonarmenin davranışı doğrusal olmaktan çıkmaktadır. Bu konuda ilk uyanma 1930 larda Illinois ve Lehigh Üniversitesinde yapılan kolon deneylerinden sonra olmuştur. Bu deneyler, kalıcı yük altındaki betonarme kolonlarda ölçü sonucu elde edilen gerilmelerin, elastik teori ile hesaplananlardan % 200 değişik olabileceğini göstermiştir.

1930 lardaki bu uyanış Avrupa ve A.B.D de elastik teoriyi eleştiren birçok yazının yayınlanması ile devam etmiş ve 1950 yılından sonra taşıma gücü teorisinin sağlam temellere oturtulması ile sonuçlanmıştır. Bugün, A.B.D Doğu Avrupa, bazı Batı Avrupa ve Güney Amerika ülkelerinde taşıma gücü tek hesap yöntemi olarak uygulanmaktadır.

Taşıma gücü, beton ve çeliğin gerçek özelliklerini esas alarak, kesitin belirli bir zorlama karşı mukavemetinin hesabıdır. Bu zorlama, eğilme momenti, kesme kuvveti, eksenel kuvvet veya burulma momenti olabilir. Eksenel basınç, basit eğilme ve eksantrik

basınç ile geliştirilen yöntem sağlam teorik temellere oturtulmuştur. Kesme, burulma, aderans vb. için önerilen taşıma gücü yöntemleri ise, bugün için ampirik niteliktedir.

Eğilme momentine veya buna ek olarak eksenel basınca maruz kesitlerin taşıma gücünün hesaplanmasında, elastik teoride olduğu gibi denge ve uygunluk şartlarından yararlanılır. Ancak, taşıma gücü için kullanılan kuvvet - deformasyon ilişkilerinde, betonun gerçek davranışını yansıtan ve doğrusal olmayan ilişkiler kullanılmaktadır. Yapılan binlerce deney, betonarme elemanlarda gerilme hesaplamasının gerçek dışı olduğunu kanıtladığından, taşıma gücünde gerilmeler hesaplanmaz. Taşıma gücü teorisinde esas olan, kesitin yük taşıma kapasitesinin hesabıdır. Elastik teori ile bu teori arasındaki en önemli farklardan biri de budur.

Kesit hesabı için kullanılacak bir teorinin, yapıyı etkileyen veya etkileyeceği kabul edilen yükler altında belirli bir emniyeti sağlaması gerekir. Daha önce de belirtilmiş olduğu gibi, taşıma gücü teorisinde emniyet gerilmeleri yerine malzemelerin limit mukavemetleri esas alınır. Ancak, sistemi etkileyen yüklerin beklenenden büyük olması ve malzeme mukavemetinin de istenenden düşük olması ihtimalleri dikkate alınarak, yükler değeri birden büyük bir katsayı ile çarpılırken, malzeme mukavemetleri de birden büyük bir katsayıya bölünür. Bu katsayıların saptanmasında istatistiksel verilerden ve geçmiş tecrübelerden yararlanılır.

4.2 Taşıma Gücü Yönteminin Özellikleri

Şekil 2.1 de bir örneği gösterilen deneysel çalışmaların, betonarmede gerilmelerin hesaplanamayacağını yadsınamaz bir biçimde kanıtladığı, daha önce anlatılmıştı. Aynı deneyler, sözkonusu elemanların güç tükenme anındaki kapasitelerinin, yani taşıma güçlerini, oldukça gerçekçi olarak hesaplanabileceğini de kanıtlamıştır. Bu yöntemde gerilme hesabı yoktur. Kesit hesabı için geliştirilen bu yöntemle çözüme gidilirken, yazılacak denge ve uygunluk denklemleri, emniyet gerilmelerinde kullanılanlarla aynıdır. Aradaki tek fark, taşıma gücü yönteminde, emniyet gerilmeleri yönteminde olduğu gibi malzeme davranışının doğrusal elastik kabul edilmemesidir. Taşıma gücü yönteminde çelik ve betonun gerçek davranışları temel alınır.

Taşıma gücü yöntemi, önce Sovyet ve Brezilya yönetmeliklerinde yer almış, daha sonra, 1956 da Amerika Birleşik Devletlerinde, ACI Şartnamesine girmiştir. Taşıma Gücü, 1960 larda CEB ce benimsendikten sonra, Batı Avrupa ülkelerinde de kısa bir sürede yaygınlaşmaya başlamıştır.

Basit ve bileşik eğilme altındaki bir betonarme kesitin taşıma gücü hesabı, gerekli denge, uygunluk denklemleri yazılarak ve malzemeler için gerilme-birim deformasyon ilişkileri belirlenerek yapılır. Problemin bu şekilde çözümü için bazı kabullerin yapılması gerekmektedir. Bu kabuller aşağıda sıralanmıştır.

* Şekil değişiminden önce düzlem olan kesitler, şekil değişiminden sonra da düzlem kalır (birim deformasyon dağılımı doğrusaldır).

* Betonun çekme dayanımı ihmal edilir.

* Beton ve donatı arasında tam aderans vardır. Başka bir deyişle, Donatı çubuğundaki birim boy değişimi, komşu liflerdeki birim boy değişimi ile özleştirir.

* Donatı çeliğinin gerilme-birim deformasyon ilişkisi elasto-plastiktir.

$$\sigma_{si} = \epsilon_{si} \cdot E_s \leq f_y$$

* Taşıma gücüne erişildiğinde, basınç bölgesinin en dış lifindeki beton birim kısalması ϵ_{cu} dur.

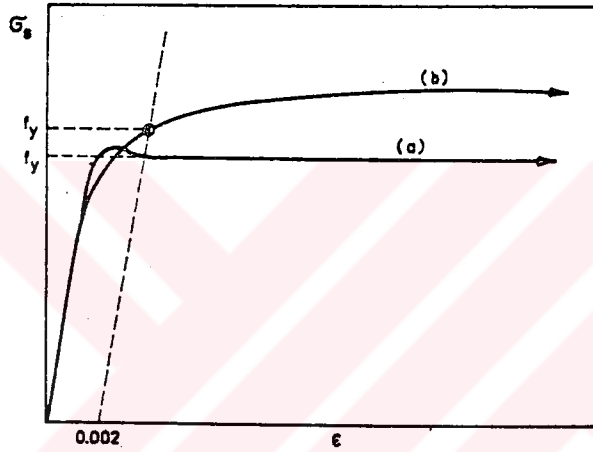
* Taşıma gücüne erişildiğinde, basınç bölgesindeki beton gerilme dağılımı, eksenel basınç altında denenen numunelerden elde edilen σ - ϵ eğrisi gibidir.

Birinci varsayımın, yani birim deformasyon dağılımının doğrusal olduğu, deneysel bulgularla kanıtlanmıştır. Ancak, kayma deformasyonunun ihmal edilemeyecek büyüklüklere eriştiği yüksek kirişler için ($l < 2h$), bu varsayım geçerli değildir.

İkinci varsayımda, betonun çekme dayanımını çok düşük olduğundan, bu varsayımın getireceği hata oranı çok düşük olur.

Üçüncü varsayım, aderansla ilgilidir. Daha önce söylendiği gibi, çelik ve betondan oluşan kompoze malzemenin betonarme olarak davranabilmesi için, iki malzemenin birlikte çalışması zorunludur. Bu da ancak tam aderansla mümkündür.

Donatı olarak kullanılan çelik davranışının elasto-plastik eğri ile idealize edilmesi, doğal sertlikle çelik için çok uygundur. Şekil 4.1 de gösterilen σ - ϵ eğrisinden bu açıkça görülür. Soğukta işlem görmüş çelik için ise, bu varsayım, özellikle akma sonrasında, bir miktar hata getirmektedir. Ancak yine Şekil 4.1 den görüleceği gibi, bu hata küçüktür ve her zaman emniyetli yöndedir.



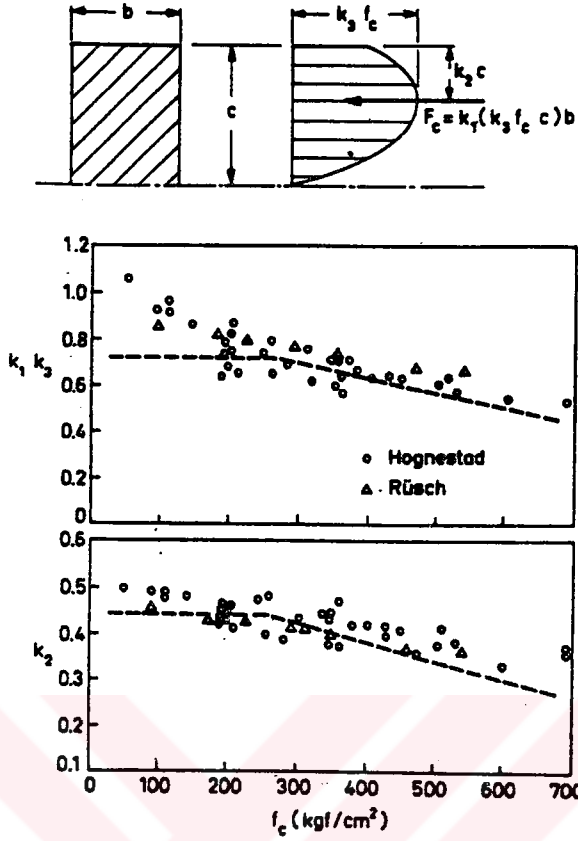
Şekil 4.1

Dördüncü varsayım, taşıma gücüne ulaşıldığında, en dış lifteki birim kısalma ile ilgilidir. Uygunluk Denklemlerinin yazılabilmesi için ϵ_{cu} için bir değer kabul edilmesi gerekir. Amerikan şartnamesinde (ACI) bu değer 0.003 kabul edilirken Avrupa Beton Komitesi yönetmeliğinde (CEB), ϵ_{cu} nun 0.002 ile 0.0035 arasında değiştiği varsayılmaktadır. Avrupa'da bir çok ülke, ulusal yönetmeliklerinde CEB değerlerini benimsemişlerdir (Örneğin Alman Şartnamesi DIN-1045). Bu değerlerden hangisinin daha doğru olduğu uzun süreden beri tartışılmaktadır. Yapılan deneysel araştırmalar, bir çok değişkenin ϵ_{cu} değerini etkilediğini göstermektedir. Bu değişkenlerden en önemlileri, birim deformasyon dağılımının eğimi, yükleme hızı, kesit geometrisi ve sargı etkisidir. Pratik hesaba yönelen bir yönetmelikte bütün değişkenlerin dikkate alınması elbette beklenemez. Bu nedenle, ACI da çok pratik bir yol seçilmiş ve ϵ_{cu} için, alt sınıra yakın bir değer olan, 0.003 seçilmiştir. CEB de ise, diğer bütün değişkenler ihmal edilerek, yalnız birim

deformasyon dağılımının eğimi dikkate alınmıştır. Bu eğim sıfır iken (eksenel yük durumu $\epsilon_{cu} = 0.002$) alınmış, eğilme ile eğimin artması ile, ϵ_{cu} 0.0035 e kadar çoğaltılmıştır. Eksenel yüklü kolon pratikte var olmadığından, bu durum dışlanarak deney sonuçları taranacak olursa, çeşitli değişkenlerin etkisi ile ϵ_{cu} nun 0.0025 ile 0.01 arasında değiştiği görülür. Bu durumda ACI ve CEB ce yapılan önerilerin her ikisinin de kesin olmadığı açıktır. Ülkemizde yürürlükte bulunan TS-500 de, daha basit olması nedeni ile, 0.003 seçilmiştir. ϵ_{cu} değerinin taşıma gücü üzerindeki etkisi az olduğundan, daha karmaşık hesaplara yol açacak önerilerin benimsenmesi pratik olmayacaktır.

Yapılan son varsayım, basınç bölgesindeki beton basınç dağılımı ile ilgilidir. Bu dağılımın, eksenel basınç deneylerinden elde edilen σ - ϵ eğrisi gibi olduğu varsayımı, son derece mantıklı gözükmemektedir. Ancak, daha önce ayrıntılı olarak irdelenmiş olduğu gibi, betonun σ - ϵ eğrisini bir çok değişken etkilediğinden, tek ve kesin bir eğrinin önerilmesi olanaksızdır.

Basınç bölgesindeki gerilme dağılımı her iki denge denkleminde de yer almaktadır, $\Sigma F = 0$ ve $\Sigma M = 0$. Bu denklemler için önemli olan, basınç gerilmesi dağılımının geometrisi değil, bu dağılımın altındaki alan ve alanın ağırlık merkezidir. Bu nedenle TS-500 de, “Beton basınç bölgesindeki gerilme dağılımı için, geçerliliği deneysel verilerle kanıtlanmış her hangi bir dağılım kullanılabilir denmektedir. Bu şu demektir, kullanılacak gerilme dağılımının alanı ve ağırlık merkezi, deneysel olarak saptanan değerlerle uyuşmalıdır. Gerilme dağılımının alanı ve ağırlık merkezinin belirlenmesi ile ilgili güvenilir deneyler, Hognestad ve Rüsch tarafından yapılmış olup, deney sonuçları şekil 4.2 de gösterilmiştir.

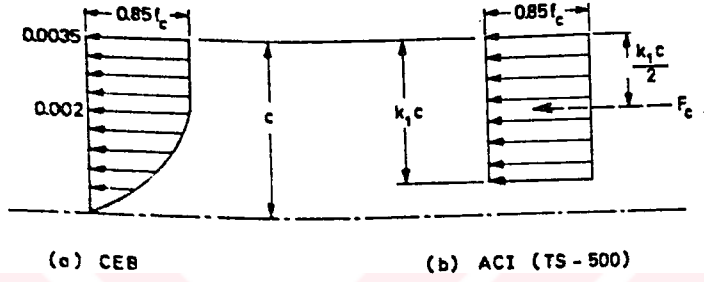


Şekil 4.2

Şekil 4.2’de, tepede gösterilen gerilme dağılımının alanı $k_1 k_3$ ve ağırlık merkezinde k_2 parametreleri ile tanımlanabilmektedir. Şekilde $k_1 k_3$ ve k_2 parametrelerinin beton dayanımına göre değişimi gösterilmiştir. Daireler Hognestad, üçgenler ise Rüsch tarafından deneysel olarak saptanan değerlerdir. Seçilen gerilme dağılımı, şekil 4.2 de gösterilen ve deneysel olarak saptanmış bulunan $k_1 k_3$ ve k_2 değerlerini sağladığı takdirde, dağılımın geometrisinin hiç bir önemi yoktur. Önemli olan, söz konusu üç parametrenin sağlanması olduğuna göre, hesaplara kolaylık getirecek en basit geometrinin seçilmesi, akla yakın olacaktır. Bu mantıkla hareket edilerek, Amerika’da 1956 dan bu yana, yapılan teorik çalışmalar herhangi bir dağılım olan dikdörtgen kullanılmaktadır, en basit gerilme dağılımının (σ - ϵ eğrisi), aynı alan ve ağırlık merkezini verecek bir eşdeğer dikdörtgenle değiştirilebileceğini kanıtlamıştır. Ayrıca, son kırk yıldır yapılan binlerce deney de, eşdeğer dikdörtgen dağılımın geçerliliğini yansıtmaz bir biçimde gözler önüne sermiştir.

ACI’ca kabul edilen ve TS-500 de önerilen gerilme dağılımı Şekil 4.3 de gösterilmiştir. Şekliden görüleceği gibi, dikdörtgen dağılımın genişliği $0.85 f_c$ alınarak,

$k_3 = 0.85$ varsayımı yapılmıştır. Bu durumda, eşdeğer gerilme dağılımının derinliğini tanımlayan k_1 parametresi, $k_3 k_1 = 0.85$ k_1 değerlerini şekil 4.2 deki deney sonuçlarına eşitleyerek bulunmuştur. Basınç gerilme dağılımının etkidiği alan genişliğinin basit olduğu durumla da, $k_2 = k_{1/2}$ dir. Alan genişliğinin sabit olmadığı durumlarda ise k_{2c} , en dış liften, kesit ağırlık merkezine olan uzaklıktır.



Şekil 4.3

TS-500 de, hesaplarda kolaylık sağlamak amacı ile, $f_c \leq 250 \text{ kgf/cm}^2$ olduğu durumlar için, $k_1 k_3$ 'ün (ve dikdörtgen kesitler için k_2 nin) sabit kaldığı kabul edilmiştir, $k_1 k_3 = 0.72, k_3 = 0.85, k_1 = 0.85$. Daha yüksek beton dayanımları için ön görülen değişim, şekil 4.2 de kesit çizgileriyle gösterilmiştir. $k_3 = 0.85$ alındığına göre çeşitli beton sınıfları için bu eğriden elde edilen k_1 değerleri aşağıda verilmiştir.

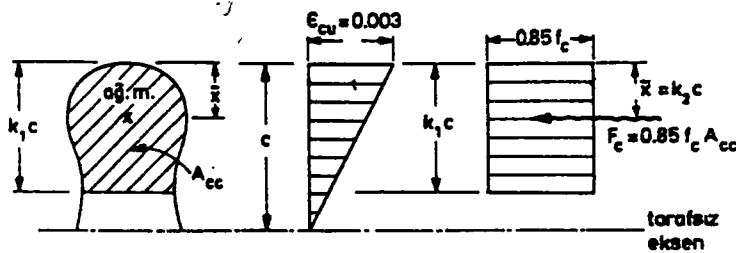
Beton sınıfı	k_1
C14, C16, C20, C25	0.85
C30	0.82
C35	0.79
C40	0.76
C45	0.73
C50	0.70

Avrupa Beton Komitesince kabul edilen eşdeğer gerilme dağılımı da şekil 4.3 (a) da gösterilmiştir. Şekilde görüleceği gibi, gerilme dağılımının, 0.002 birim kısılmasına kadar 2. derece bir parabol olduğu, 0.002-0.0035 arasında ise, gerilmenin sabit kaldığı

varsayılmıştır. Hatırlanacağı gibi ϵ_{cu} da, 0.002 ile 0.0035 arasında değişmektedir. Basit eğilme ve eksenel yükün düşük olduğu bileşik eğilme durumlarında, $\epsilon_{cu} = 0.0035$ olmaktadır.

Burada önemli bir noktayı vurgulamak gerekir. Gerilme dağılımı için ACI ca önerilen dikdörtgen ve CEB ce önerilen parabol-dikdörtgenin her ikisi de gerçek dağılım değildir. Bu nedenle her ikisine de eşdeğer dağılım denir. Taşıma gücü hesapları için dağılımın şekli önemlidir. Eğer öngörülen eşdeğer dağılım, temel alınan gerçek σ - ϵ eğrisi ile aynı alana ve ağırlık merkezine sahipse o eşdeğer dağılım gerçek dağılım kadar doğru sonuç verecektir. Beton için tek ve kesin bir gerilme dağılımı önermek olanaksızdır. Bu nedenle, CEB ve ACI tarafından ayrı iki eğri temel alınmış ve eşdeğer dağılımın özellikleri buna göre seçilmiştir. CEB ve ACI gerilme dağılımlarını karşılaştırarak, birinin diğerinden daha doğru olduğunu savunmak, kesinlikle yanlıştır. Söylenilecek tek şey, birinin diğeri kadar doğru veya birinin diğeri kadar yanlış olduğudur.

İki gerilme dağılımının doğruluk açısından birbirine üstünlüğü tartışılmasa da, pratiklik açısından karşılaştırma mümkündür. Dikdörtgen dağılımı, düşünülebilecek en basit dağılımdır. Basınç bölgesinin genişliğinin sabit olmadığı durumlarda, CEB dağılımı basınç bileşkesi ve etkime noktasının hesabı oldukça karmaşık ve zaman alıcıdır. Dikdörtgen dağılım kullanıldığında, beton basınç bileşkesi f_c , k_1c ile sınırlı basınç alanının $0.85 f_c$ ile çarpımı ile elde edilir $F_c = 0.8 f_c A_{cc}$. Beton basınç bileşkesinin etkime noktası ise, A_{cc} alanının ağırlık merkezindedir. Şekil 4.4 Doğruluk dereceleri arasında fark yokken, çok kolay bir dağılımı bırakıp karmaşık dağılımı tercih etmek, elbette savunması zor bir seçim olacaktır. Ancak TS-500, işini zorlaştırmak isteyen mühendisler de kapılar kapatmamış, gerilme dağılımının seçimini serbest bırakmıştır.



Şekil 4.4

4.3. Taşıma Gücü Hesabı İle İlgili Temel Kabuller

Taşıma gücü hesabı için yazılması gereken denge ve uygunluk denklemlerinde aşağıdaki temel kabuller yapılmaktadır:

- a) Kesitteki birim deformasyonun değişimi doğrusaldır.
- b) Taşıma gücüne ulaşıldığında betondaki maksimum birim kısalma $\epsilon_{cu} = 0,003$ dür.
- c) Donatı çeliğinin gerilme-birim deformasyon eğrisi elasto plastiktir. Böylece donatı çeliğindeki gerilme $\sigma_s = \epsilon_s E_s \leq f_{yd}$ dir. Ayrıca $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ dir ve donatıdaki birim uzama hiçbir zaman % 10'u aşmamalıdır.
- d) Beton çekmeye çalışmamaktadır.
- e) Betonarme kesit taşıma gücüne ulaştığında gerilme dağılımı eğriseldir. Ancak hesaplarda kolaylık sağlamak için betonun basınç bölgesindeki gerilme dağılımı dikdörtgen kabul edilebilir.

BÖLÜM 5**BASİT EĞİLME ETKİSİNDEKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ****5.1. Genel**

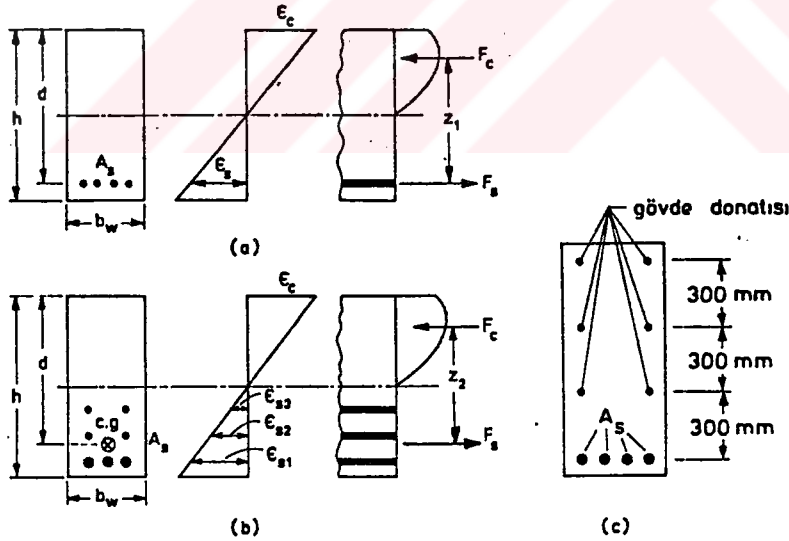
Betonarme yapılardaki kiriş ve döşeme gibi yatay taşıyıcı elemanlar, uygulanan düşey ve yatay yükler nedeni ile eğilmeye çalışırlar. Bu tür elemanların kesitlerinde, eğilmeye ek olarak kesme kuvveti, yüklemeye ve sistemi oluşturan elemanların düzenlenmesine bağlı olarak, burulma momenti ve eksenel kuvvet de oluşabilir.

Kiriş ve döşeme gibi eğilme elemanlarında çekme bölgesine yerleştirilen çelik çubuklar, basınç bölgesindeki betonun tam kapasite ile çalışmasını sağlar. Bu tür donatının çekme bölgesine nasıl yerleştirilmesi gerektiği kısaca irdelenecektir. Çelik çubukların temel işlevi, çekme gerilmelerini karşılamak olduğuna göre, bu çubukların çekme bölgesi derinliğine dağıtılması ilk bakışta uygun görülebilir. Ancak bu yapıldığı takdirde, tarafsız eksene yakın çubukların moment kolu çok kısa olacağından, bu çubuklar fazla etkili olamaz. Pratikte, moment kolunu artırarak donatının daha etkili çalışmasını sağlamak amacı ile, donatı çubukları çekmenin en büyük olduğu yere, yani çekme yüzüne olabildiğince yakın yerleştirilir. Çekme bölgesindeki beton dış yüzü ile donatı çubukları arasında “pas payı” veya “beton örtüsü” olarak adlandırılan bir beton tabakası bulunması zorunludur. Bu örtü tabakasının başlıca üç işlevi vardır; (a) kenetlenme veya aderansı sağlamak, (b) donatıyı paslanmadan korumak, (c) donatıyı yangın etkisinden korumak,

Eğilme altındaki bir betonarme elemanda zorlamalar düşük düzeyde ise, çekme bölgesindeki beton çatlamayabilir. Bu durumda donatı ve beton, kesitteki çekme kuvvetini ortaklaşa taşır. Ancak, kesit boyutlarını betonun çatlamasını önleyecek düzeyde tutmak ekonomik olmayacağından, genelde çekme bölgesindeki beton çatlar. Bu durumda bile, çatlaklar arasındaki beton çekmeye bir miktar katkıda bulunur. Ancak bu katkı ihmal edilebilecek kadar küçük olduğundan, çatlamış kesitte çekmenin tamamının donatı tarafından karşılandığı varsayılır. Unutulmaması gereken, donatının çatlamayı önleyemeyeceği veya geciktiremeyeceğidir. Donatının işlevi, çekme gerilmelerini karşılamak ve bu arada oluşacak çatlak genişliğini minimum düzeyde tutmaktır.

Şekil 5.1 (a) da, donatısı olabildiğince çekmenin maksimum olduğu bölgeye yerleştirilmiş bir kirişteki, Şekil 5.1(b) de ise, donatısı çekme bölgesine dağıtılmış kirişteki birim deformasyon dağılımları ve iç kuvvetler gösterilmiştir. Şekil 5.1 (b) de donatı üç ayrı düzeyde düzenlenmiş olduğundan, moment kolu, bu donatıların ağırlık merkezi ile, basınç bileşkesinin etkilediği nokta arasındaki uzaklık olarak alınmıştır. Şekil 5.1 de gösterilen d uzaklığı, donatı ağırlık merkezinden, en dıştaki basınç lifine olan uzaklıktır ve “faydalı yükseklik” olarak tanımlanır.

Şekil 5.1 (a) ve (b) nin karşılaştırılmasından açıkça görüleceği gibi, çekme donatısını çekme bölgesine dağıtmak, moment kolunu, dolayısıyla moment kapasitesini düşürmektedir. Buna karşın, donatıyı gövde derinliğince yaymak, oluşan çatlakların genişliğini sınırlama açısından daha etkilidir. Bu nedenle kirişlerde çekme donatısı, moment kolunu büyütme amacı ile olabildiğince çekme yüzüne yakın yerleştirilir, ancak yüksekliği fazla kirişlerde ($h > 60$ cm) çatlak kontrolü için ayrıca gövde donatısı bulundurulur, Şekil 5.1 (c).



Şekil 5.1

Bu bölümde eğilme elemanı olarak kirişler ele alınacaktır. Dikdörtgen kesitli kirişlerin davranışı ile ilgili irdelemeler ve çıkarılan taşıma gücü denklemlerinin, 100 cm genişliğindeki bir döşeme parçası içinde geçerli olacağı unutulmamalıdır.

Betonarme kirişlerde çekme donatı A_s ile gösterilir ve donatı oranı aşağıdaki gibi tanımlanır.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \quad (5.1)$$

d = faydalı yükseklik

b_w = kiriş gövde genişliği

Şekil 7.1 de açıkça görüleceği gibi, kiriş kesitinde, basınç bölgesindeki beton basınç bileşkesi F_c ve donatı çekme kuvveti F_s ten oluşan bir kuvvet çifti etkimektedir. Bu durumda iki denge denklemi yazılabilir.

$$F_c = F_s \quad (5.2)$$

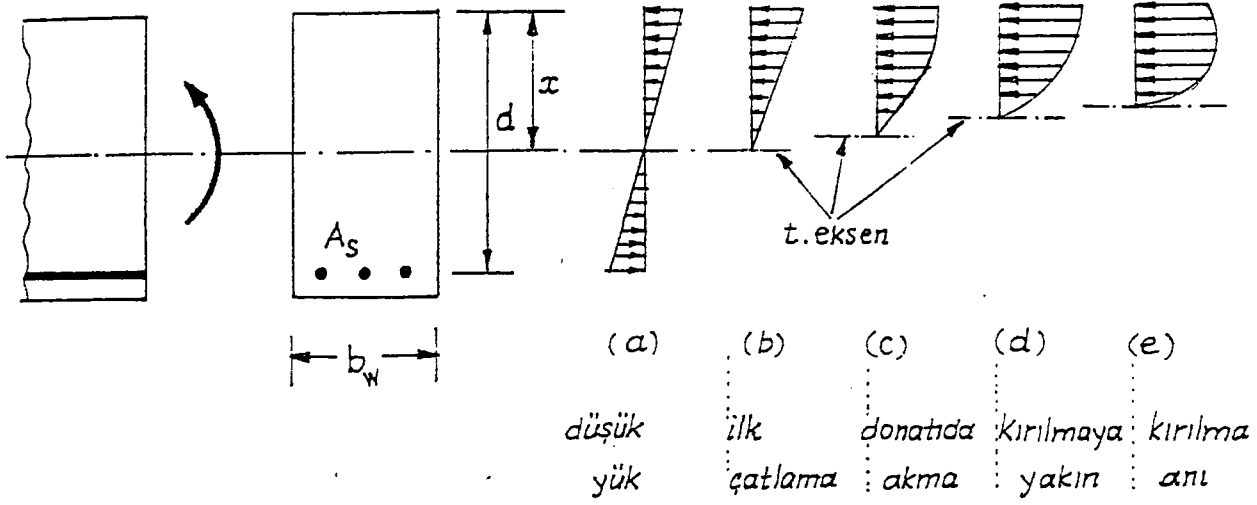
$$F_c(z) = F_s(z) = M \quad (5.3)$$

5.2. Basit Eğilme Etkisindeki Kirişlerin Davranışı

Betonun çekme dayanımının düşük olması ve bunu karşılamak için beton içine yerleştirilen çelik donatı, eğilme etkisine dayanabilen betonarme elemanları ortaya çıkarmıştır. Ancak donatının miktarı betonarme kirişinin davranışını önemli biçimde etkilemektedir. Örneğin donatı yüzdesi normal olan bir betonarme kirişin kırılması donatının akması ile, donatı yüzdesi fazla olan bir betonarme kirişin kırılması ise basınç bölgesindeki betonun ezilmesi ile meydana gelir. Bu iki durumun arası “dengeli kırılma”dır. Dengeli kırılmada, kirişin taşıma gücüne donatının akması ve aynı anda betonun ezilmesi ile erişilir ki bu duruma ait donatı yüzdesine “dengeli donatı yüzdesi” adı verilir. Donatı yüzdesinin fazla olması sonucu betonun ezilmesiyle meydana gelen kırılma ile bunun bir alt sınırı olan dengeli kırılmada ani ve tahripkar bir kırılma meydana geldiğinden fazla donatı yüzdeli ve dengeli donatı yüzdeli kirişler betonarme şartnamelerince yasaklanmıştır. Betonarme elemanlarının ekonomik olarak boyutlandırılmasında donatı yüzdesinin düşük olması temel ilkelerden biri olduğuna göre, donatı yüzdesinin fazla olması ekonomik açıdan da arzu edilmeyen bir durumdur.

Normal donatılı bir kiriş eğilme etkisi altında incelenecek olursa, yüklerin artması halinde farklı durumlar meydana gelir. Şekil 5.2 (a) da görüldüğü gibi düşük yükler altında gerilme dağılımı doğrusaldır. Yükler arttığında kirişte kılcal çatlaklar oluşur ve çekme

bölgesindeki betonun artık çalışmadığı kabul edilir. Ancak yükler taşıma gücünün çok altında ise gerilmelerin değişimi yine doğrusal olur (Şekil 5.2 b).



Şekil 5.2

Yüklerin daha fazla artması ile donatı çeliğinde akma başlar. Bu durumda beton gerilmelerinin dağılımı eğriseldir. Ayrıca donatıdaki şekil değiştirme hızla artarken betondaki şekil değiştirme daha az olur ve bunun sonucu olarak tarafsız eksen üst kenara doğru kayar. Çelikte akma olduğundan çekme kuvvetinin değeri ve denge nedeniyle buna eşit olan basınç kuvvetinin değeri sabit kalır. Ancak tarafsız eksenin yukarı kaymasıyla basınç bölgesi küçüldüğünden beton gerilmeleri artar ve beton ezilinceye kadar çelikteki akma sürer (Şekil 5.2 c) ve (Şekil 5.2 e). Betonun ezilmesi ile oluşan kırılmaya tekabül eden taşıma gücü, çelik donatının akma anına tekabül eden taşıma gücünden %5 mertebesinde daha büyüktür. Bu mertebeden bir artış, önemli olmadığı gibi yukarıda açıklanan nedenlerle taşıma gücünün belirlenmesinde betonun ezilmesi değil donatı çeliğinin akması esas alınmaktadır.

Kirişin çekme bölgesindeki (çekme yüzüne yakın) ilk çatlaklar, en dış çekme lifindeki birim uzamanın, betonun çekmedeki birim deformasyon sınırına ulaşması ile oluşur. Deformasyonla hesap pratik olmayacağından, çatlak oluşması, en dış lifteki betonun

eğilme-çekme dayanımına erişmesi olarak tanımlanır. Başka bir deyişle, çatlama momenti donatısız bir kirişin kırılma momentine eşittir.

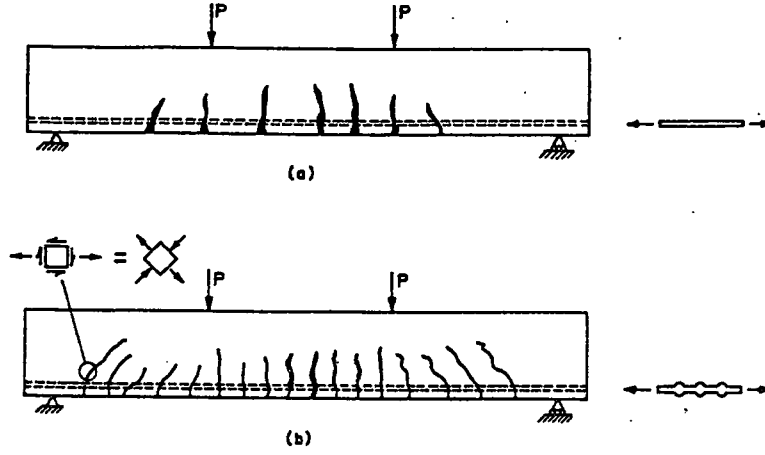
$$M_{cr} = \frac{f_{ctf} \cdot I}{y} \quad (5.4)$$

Kesit dikdörtgense, $b_w \cdot h$, Denklem (5.4) ile ifade edilen çatlama momenti aşağıdaki gibi yazılabilir. f_{ctf} betonun eğilmedeki çekme dayanımıdır ve eksenel çekme dayanımının iki katı olarak alınabilir. Pratikte genellikle f_{ct} yerine hesap dayanımı f_{ctd} kullanılır.

$$M_{cr} = f_{ctf} \frac{b_w h^2}{6} = 2.0 f_{ct} \frac{b_w h^2}{6} \quad (5.5)$$

İlk çatlaklar momentin en yüksek olduğu yörede oluşur. Bu çatlaklar kılcal düzeydedir ve görülmeleri son derece zordur. Yük düzeyi yükseldikçe bu çatlakların boyu ve genişliği artmaya başlar. Ayrıca, yeni çatlaklar da görülebilir. Betonda çatlama, asal çekme gerilmelerine dik yönde oluşur, bu nedenle kirişin kesme olmayan bölgesinde gözlenen çatlaklar kiriş eksenine dik yöndedir. Şekil 5.3 de, iki yük arasındaki sabit moment bölgesindeki çatlakların eksene dik olduğu görülür.

Yük arttıkça, yük ve mesnet arasındaki kesitlerde de çatlama momentine erişilebileceğinden, bu bölgede de çatlamlar görülür. Ancak söz konusu bölgede kayma gerilmeleri de bulunduğundan, asal çekme gerilmeleri Şekil 5.3 (b) de gösterildiği gibi kiriş eksenine paralel değildir. Bu nedenle, yük ve mesnet arasında oluşan çatlaklar kiriş eksenine belirli bir açıda, eğik olarak oluşurlar.

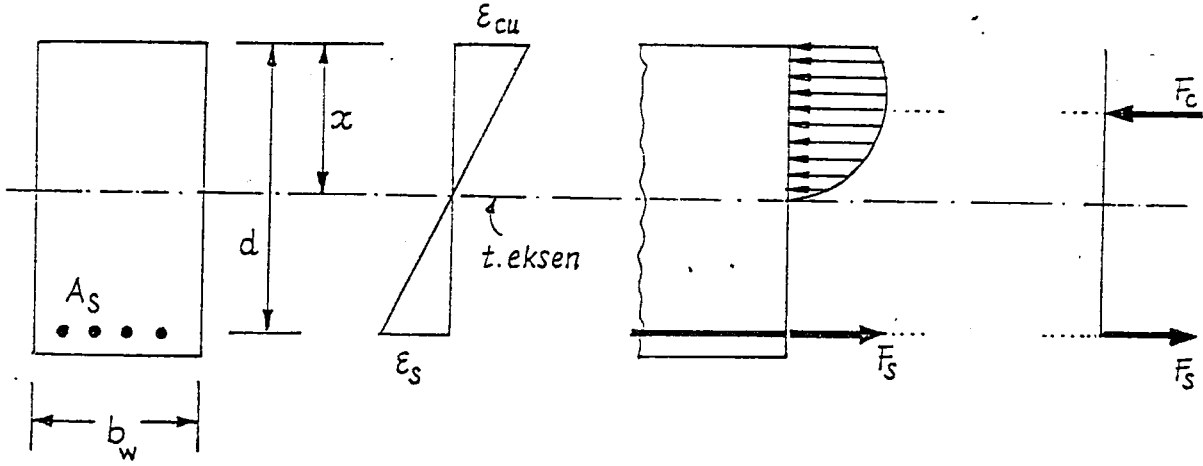


Şekil 5.3

Şekil 5.3 de gösterilen iki kiriş arasındaki tek fark, (a) da düz yüzeyli, (b) de ise nervürlü donatı kullanılmasıdır. Görüldüğü gibi, düz yüzeyli donatı kullanıldığında az sayıda çatlak oluşmakta, ancak çatlak genişliği büyük olmaktadır. Nervürlü donatı kullanıldığında ise, düz yüzeyli donatıya oranla çatlak sayısı artmakta, ancak genişliği azalmaktadır. Bu fark, nervürlü donatı ile sağlanan daha iyi kenetlenmeden kaynaklanmaktadır. Doğal olarak, çatlak genişliğinin en alt düzeyde tutulması nedeni ile, nervürlü donatı her zaman tercih edilmelidir.

5.3. Temel İlkeler ve Kabuller

Betonarme kesitlerin taşıma gücü teorisine göre hesabında, mukavemette olduğu gibi birim deformasyonların değişimi doğrusal kabul edilir. Bu kabulün doğruluğu deneysel çalışmalarla kanıtlanmıştır. Ayrıca maksimum birim kısalmanın 0,002 ile 0,006 arasında değiştiği saptanmıştır. Bayındırlık Bakanlığı tarafından hazırlanan “Betonarme Yapıların Taşıma Gücü İlkesiyle Hesap ve Yapım Kuralları” adlı çalışmada maksimum birim kısalma için 0,003 değeri esas alınmıştır. Öte yandan denge denklemleri yazılırken betonun çekme gerilmesi almadığı kabul edilecektir. Böylece şekil 5.4 de görüldüğü gibi kesite etki eden iç kuvvetler belirlenebilir. Gerçekten çelik donatı alanı A_s , donatı akma gerilmesi f_{yd} ise çekme kuvveti

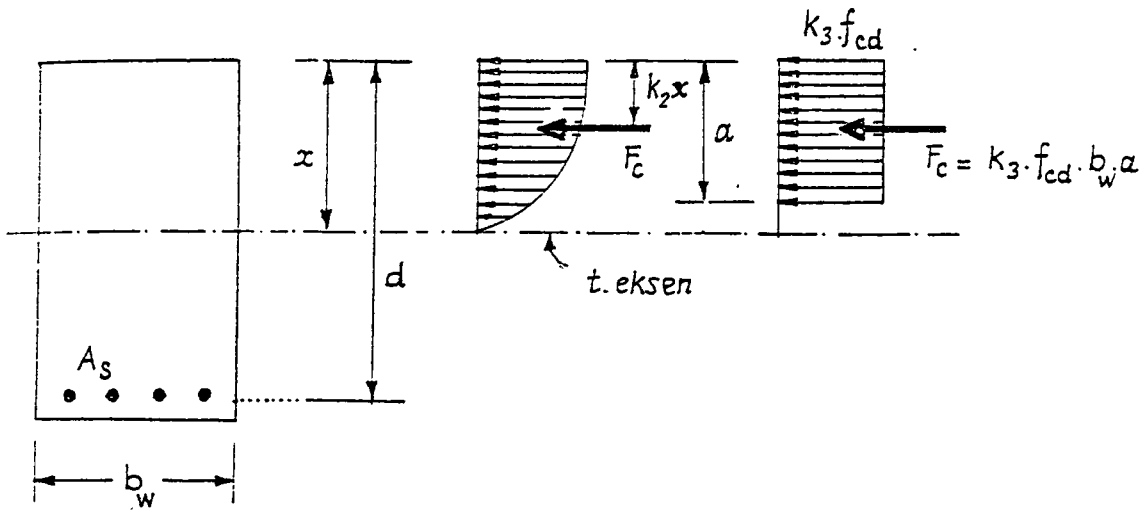


Şekil 5.4

$$F_s = A_s \cdot f_{yd}$$

(5.6)

dir. Diğer yandan yapılan çeşitli çalışmalar, basınç gerilmesinin değişiminin parabolik ya da başka bir geometrik biçimde olabileceğini ortaya koymuştur. Ancak gerilme dağılımının biçimi önemli değildir. Denge denklemleri açısından bilinmesi gereken husus, bileşke kuvveti veren gerilme diyagramının alanı ile bileşke kuvvetin yeridir. Şekil 5.5 de görüldüğü gibi yapılan deneysel araştırmalar k_3 katsayısının 0,85 alınabileceğini göstermiştir. Buna göre



Şekil 5.5

$$F_c = 0,85 f_{cd} b_w a$$

(5.7)

olur.

5.4. Kesit Taşıma Gücünün Hesabı (Kesit Tahkiki)

5.4.1. Genel

Kirişlerdeki kırılma türü donatı oranına bağlı olduğundan, dengeli kırılmayı sağlayan donatı oranı, “dengeli donatı oranı” olarak adlandırılır ve ρ_b ile gösterilir. Kirişte oluşacak kırılma türü (basınç veya çekme), dengeli donatı temel alınarak saptanır. Donatısı dengeliden fazla olan “denge üstü”, az olan ise, “denge altı” olarak adlandırılır.

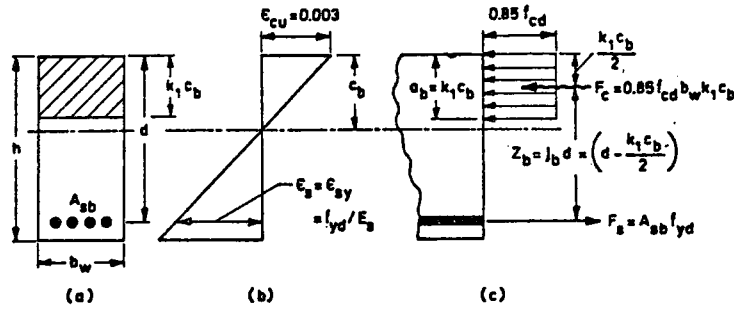
Tanım	Donatı	Kırılma Türü
Dengeli	ρ_b	Gevrek
Denge üstü	$\rho > \rho_b$	Gevrek
Denge altı	$\rho < \rho_b$	Sünek

Dengeli kiriş de tıpkı denge üstü kiriş gibi gevrek bir biçimde kırılır, çünkü aktığı anda beton da ezilme konumuna ulaşacağından, yeterli deformasyon yapma olanağı yoktur.

Yönetmeliklerde, donatı için konulan üst sınırlarla, gevrek davranış gösteren dengeli ve denge üstü kirişlerin oluşturulması önlenmiş olur. Bu nedenle, burada yalnızca pratikte izin verilen “denge altı” kirişlerin taşıma gücü denklemleri çıkarılacaktır. Ancak, sınır durum oluşturması nedeni ile, kullanımı yasaklanmış olmasına rağmen dengeli kirişin taşıma gücü de ayrıntılı olarak irdelenecektir.

5.4.2. Basit donatılı, dikdörtgen kesitli, dengeli kirişlerin taşıma gücü:

Şekil 5.6 da gösterilen kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranına eşittir, $\rho_b = \frac{A_{sb}}{b_w d}$. Dengeli kırılmada, donatı akma birim uzamasına eriştiği anda ($\epsilon_s = \epsilon_{sy}$), en dış lifteki betonun ezilme birim kısalmasına ulaşması gerektiğinden ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$), birim deformasyon dağılımı Şekil 5.6 (b) da gösterildiği gibi olacaktır. Şekil 5.6 (c) de iç kuvvetler gösterilmiştir. 4. Bölümde taşıma gücü ile ilgili yapılan varsayımlara uygun olarak $\epsilon_{cu} = 0.003$ alınmış ve basınç bölgesinde eşdeğer dikdörtgen dağılım kullanılmıştır.



Şekil 5.6

Şekil 5.6 (b) ve (c) den aşağıdaki denge ve uygunluk denklemleri yazılabilir.

Denge (Basınç + alınmıştır):

$$\Sigma F = 0 \quad F_c - F_s = 0$$

$$0.85 f_{cd} b_w k_1 c_b - A_{sb} f_{yd} = 0$$

$$\Sigma M = F_s (j_b d) = F_s \left(d - \frac{k_1 c_b}{2} \right) = M_b \quad (5.8)$$

$$M_b = A_{sb} f_{yd} (j_b) d = A_{sb} f_{yd} \left(d - \frac{k_1 c_b}{2} \right) \quad (5.9)$$

uygunluk:

Şekil 5.6 (b) deki benzer üçgenlerden,

$$\frac{\epsilon_{sy}}{d_c - c_b} = \frac{0.003}{c_b}$$

veya

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \Sigma_{sy}} \quad (5.10)$$

Kuvvet-deformasyon ilişkisi (donatı için):

$$\Sigma_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (5.11)$$

Denklem (5.11) den yararlanarak, uygunluk denklemi gerilme cinsinden ifade edilebilir.

$$\frac{C_b}{d} = \frac{0.003}{0.003E_s + f_{yd}} E_s$$

Boyutları ve malzeme özellikleri bilinen dikdörtgen kesitli bir kiriş için dengeli durumu belirleyen en önemli indeks, dengeli donatı yüzdesi, $\rho_b = \frac{A_{sb}}{b_w d}$. Ayrıca, dengeli durum için moment kolu katsayısının belirlenmesinde de yarar vardır.

Betonarme kirişlerin hesabında, fiziksel bir anlamı olmayan ve $\frac{b_w d^2}{M}$ olarak tanımlanan K ya da gereksinme vardır. Bu anlatılanların ışığında dengeli kiriş problemini şöyle özetleyebiliriz:

Bilinen: Dikdörtgen kesit, malzeme dayanımları, (f_{yd} , f_{cd})

İstenen: ρ_b , K_b , ve j_b

Bu üç değişken aşağıda gösterildiği gibi, denge ve uygunluk denklemlerinden hesaplanabilir, Denklem (5.8), (5.9) ve (5.13).

a- Denklem (5.12)den c_b/d hesaplanır.

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003E_s + f_{yd}} E_s \quad (5.13)$$

b- Denklem (5.8) den $p_b = \frac{A_{sb}}{b_w d}$ hesaplanır.

$$A_{sb} = \frac{0.85 f_{cd} b_w k_1 c_b}{f_{yd}}$$

$$p_b = \frac{A_{sb}}{b_w d} = \frac{0.85 f_{cd}}{f_{yd}} (k_1) \frac{c_b}{d} \quad (5.14)$$

c- Daha önce yapılan tanımlamalardan moment kolu katsayısı hesaplanır.

$$j_b d = \left(d - \frac{k_1 c_b}{2} \right)$$

$$j_b = \left(1 - \frac{k_1 c_b}{2 d} \right) \quad (7.15)$$

j_b = Moment kolu katsayısı.

d- Denklem (5.9) in her iki tarafı da $b_w d^2$ ye bölünerek K_b hesaplanır.

$$K_b = \frac{b_w d^2}{M_b} = \frac{1}{p_b f_{yd} j_b} \quad (5.16)$$

Görüldüğü gibi malzeme dayanımları bilindiği takdirde, dengeli durumu belirleyen c_b/d , p_b , j_b ve K_b Denklem (5.13), (5.14), (5.16) ve (5.17) den kolayca hesaplanabilir. Böyle bir yol izlenerek, çeşitli beton ve çelik sınıfları için hesaplanan değerler, çizelge 5.1 de verilmiştir. Bu çizelge, kesit hesabı yapılırken söz konusu kesitin “denge altı” olup olmadığı belirlemekte son derece yararlıdır. Bu amaçla, söz konusu kesit için hesaplanan ρ veya K değerlerinden yararlanılabilir.

Aşağıdaki koşul sağlanıyorsa, kiriş “denge altıdır”.

$$\rho < \rho_b$$

veya

$$K > K_b$$

Çizelge 5.1- Dengeli Değerler

Donatı sınıfı	Beton sınıfı	K_b		$\frac{c_b}{d}$	j_b	p_b
		$\frac{cm^2}{t}$	$(\frac{mm^2}{kN})$			
S220	C14	29.0	(290)	0.758	0.678	0.0266
S220	C16	24.5	(245)	0.758	0.678	0.0316
S220	C20	20.7	(207)	0.758	0.678	0.0373
S220	C25	15.8	(158)	0.758	0.678	0.0488
S420	C14	32.6	(326)	0.622	0.736	0.0114
S420	C16	27.6	(276)	0.622	0.736	0.0135
S420	C20	23.3	(233)	0.622	0.736	0.0160
S420	C25	17.8	(178)	0.622	0.736	0.0209
S420	C30	15.7	(157)	0.622	0.736	0.0237
S420	C35	14.2	(142)	0.622	0.736	0.0263
S420	C40	12.5	(125)	0.622	0.736	0.0297
S420	C45	11.7	(117)	0.622	0.736	0.0317
S420	C50	11.1	(111)	0.622	0.736	0.0334
S500	C14	34.0	(340)	0.580	0.754	0.0089
S500	C16	28.8	(288)	0.580	0.754	0.0106
S500	C20	24.4	(244)	0.580	0.754	0.0125
S500	C25	18.6	(186)	0.580	0.754	0.0164
S500	C30	16.4	(164)	0.580	0.754	0.0186
S500	C35	14.8	(148)	0.580	0.754	0.0206
S500	C40	13.1	(131)	0.580	0.754	0.0232
S500	C45	12.3	(123)	0.580	0.754	0.0248
S500	C50	11.6	(116)	0.580	0.754	0.0262

5.4.3. Basit donatılı dikdörtgen kesitlerin boyutlandırılması

Basit donatılı dikdörtgen kesitlerin taşıma güçlerinin bulunması bir kontrol hesabıdır. Yani kesitin boyutları, donatısı ve malzeme özellikleri bilindiğine göre sorun, kesitin taşıyabileceği eğilme momentinin belirlenmesidir. Boyutlamada ise kesite etkiyen moment ile malzeme özellikleri bilinir; istenen kesitin boyutları ve donatısıdır.

Taşıma gücü teorisine göre boyutlamada kesite etkiyen moment M_d ile gösterilecek ve buna hesap momenti adı verilecektir. M_d hesap momenti daha önce de açıklandığı gibi, statik sistemin sabit yük momenti ile hareketli yük momentini birden büyük belirli katsayılarla çarparak elde edilir. Eğer statik sisteme etkiyen sabit ve hareketli yükler söz konusu katsayılarla statik hesabın başında çarpılırsa M_d hesap momenti doğrudan doğruya bulunabilir.

Boyutlama problemini çözerken, malzeme dayanımlarının birden büyük malzeme katsayılarına bölünmesi gerekir. Boyutlamada dikkat edilmesi gereken önemli bir husus donatı yüzdesinin daima dengeli yüzdenin altında kalmasıdır.

Bayındırlık Bakanlığınca hazırlanan kurallara göre donatı yüzdesi dengeli yüzdenin 0.85'inden fazla olamaz. Aynı kurallarda minimum donatı da saptanmıştır. Buna göre kirişlerde en küçük donatı çapı $\phi 12$ olmak koşulu ile çekme donatısı yüzdesi,

BC I kullanıldığında 0,0025

BÇIII ve BÇ IV kullanıldığında 0,0015

değerlerinden daha az olmamalıdır.

Basit donatılı dikdörtgen kesitlerin çizelgeler yardımıyla boyutlandırılmasın da yapılacak işlemler, sırasıyla şöyledir.

- Bilinen çelik ve beton sınıfına göre çizelge belirlenir.
- Kesitin b_w genişliği seçilir.
- Çizelgeden K değeri okunur.

$$- d^2 = K \frac{M_d}{b_w} \text{ den } d \text{ hesaplanır.}$$

- Aynı çizelgeden ρ okunur.

- $A_s = \rho b_w d$ 'den A_s donatı alanı hesaplanır veya kesit ölçüleri verilerek sadece A_s donatı alanı istendiği zaman:

$$- K = \frac{b_w d^2}{M_d} \text{ den } K \text{ değeri hesaplanır.}$$

- Bilinen çelik ve beton sınıfına göre çizelge seçilir.

- Çizelgeden gelen j değeri okunur.

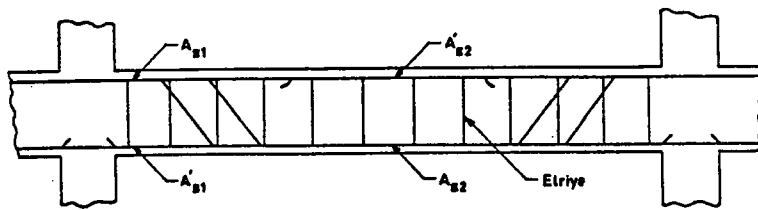
$$- A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot j \cdot d} \text{ den } A_s \text{ donatı alanı elde edilir.}$$

5.4.4. Çift donatılı dikdörtgen kesitler

Betonarme kirişlerin birçoğunda konstrüktif nedenle basınç bölgesinde de donatı bulunur. Basınç bölgesindeki donatı “basınç donatısı” olarak adlandırılır ve A'_s ile gösterilir.

$$(\rho' = \frac{A'_s}{b_w d}).$$

Şekil 5.7 de gösterilen sürekli kirişin açıklık ve mesnetindeki basınç donatısı A'_s2 ve A'_s1 olarak gösterilmiştir. Etriyeleri tutmak için kiriş üst yüzüne yakın yerleştirilen iki çubuk, açıklıkta basınç donatısı oluşturmaktadır. Yönetmelikler, açıklıktaki çekme donatısının en az 1/3 ünün mesnete kadar uzatılmasını öngördüğünden, bu donatı mesnetteki basınç donatısını oluşturmaktadır. Şekil 5.7 de gösterilen kirişin mesnet kesiti ve açıklık kesiti için taşıma gücü hesabı yapılırken, mevcut basınç donatısı ihmal edilebilir. Böyle bir hesap emniyetli yönde sonuç verecektir, çünkü elde edilen moment kapasitesi gerçek kapasiteden küçük olacaktır. Sürekli kirişlerde açıklıkta çekmenin altta, mesnette ise üstte olacağı unutulmamalıdır.



Şekil 5.7

Kiriş kapasitesinin yeterli olmadığı durumlarda, basınç donatısı konarak kapasitenin artırılması da mümkündür.

Konstrüktif nedenlerle mevcut bulunan veya kapasiteyi artırmak için eklenen basınç donatısının kiriş davranışına çok olumlu etkileri vardır. Yapılan deneysel araştırmalar, basınç

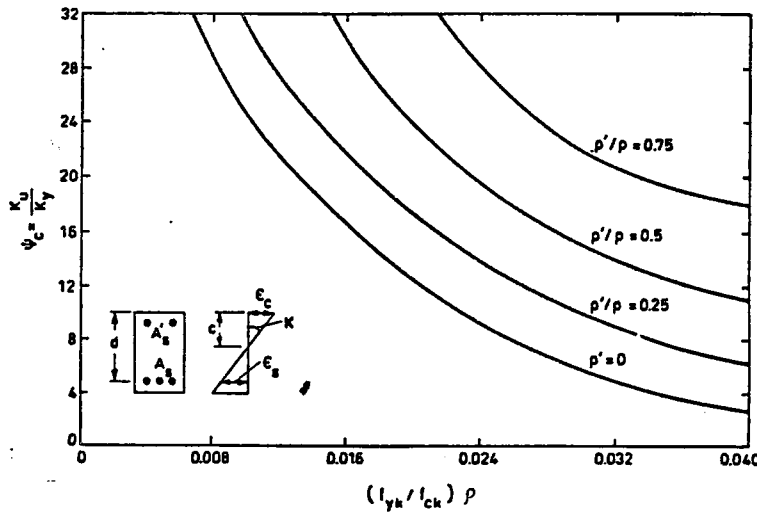
donatısının sünme nedeni ile oluşan zamana bağlı deformasyonu azalttığını ve kiriş sünekliğini önemli çapta artırdığını göstermiştir.

Kiriş deformasyonunun zamanla artışının temel nedeni, çekme bölgesindeki donatıda birim deformasyon sabit kalırken, basınç bölgesindeki betondaki birim kısalmanın sünme etkisi ile hızla artmasıdır. Bu olay, tarafsız eksenini çekme donatısına doğru kaydırarak, eğriliği büyük ölçüde artırmaktadır. Eğriliğin artması da doğal olarak deformasyonları büyötmektedir. Basınç bölgesine yerleştirilen donatı, betonu sünme deformasyonunu frenleyerek eğriliği, dolayısıyla deformasyonu azaltır.

Basınç donatısının sünekliği artırması son derece doğaldır. Basınç donatısız bir kirişte tüm basınç kuvveti gevrek bir malzeme olan betonla karşılaşırken, basınç donatılı kirişte bu kuvvetin bir bölümü sünek bir malzeme ile karşılaşmaktadır. Süneklik, kırılma anındaki eğriliğin, akma anındaki eğriliğine oranı olan “süneklik katsayısı” ile ifade edilebilir,

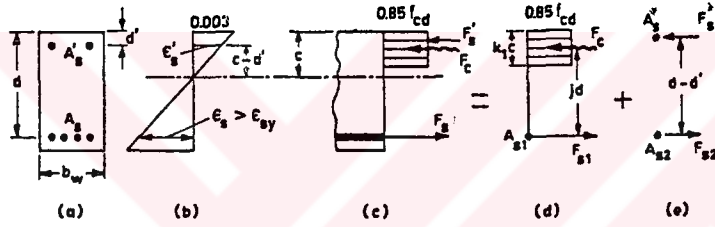
$\Psi_c = \frac{K_u}{K_y}$. Şekil 5.8 da süneklik katsayısının basınç donatısına göre değişimi gösterilmiştir.

Basınç donatısı ρ'/ρ oranı ile ifade edilmiş olup, bu oran sıfırdan 0.75 e kadar artırılmıştır. Aynı şekilde, çekme donatısı arttıkça sünekliğin azaldığı da gözlenebilir.



Şekil 5.8

Basınç donatısı çekme donatısından az olduğu sürece, taşıma gücü momentini iki kuvvet çifti ile ifade etmek uygun olur. Şekil 5.9 da gösterildiği gibi, birinci kuvvet çifti, beton bileşkesi ve ona eşit çekme kuvvetinden oluşmaktadır. Beton bileşkesine eşit bir çekme kuvvetini oluşturmak için gerekli donatı alanı olan A_{s1} , doğal olarak toplam çekme donatısı alanından azdır, $A_{s1} < A_s$. İkinci kuvvet çifti ise, basınç donatısındaki kuvvet ile, çekme donatısının artan bölümündeki çekme kuvvetinden oluşmaktadır. Gevrek kırılmaya izin verilmediğinden, çekme donatısının artan bölümündeki çekme kuvvetinden oluşmaktadır. Gevrek kırılmaya izin verilmediğinden, çekme donatısının taşıma gücüne erişilmeden akacağı varsayılmıştır, $\sigma_s = f_{yd}$. Böyle bir varsayım basınç donatısı için elbette geçerli olamaz. Duruma göre, taşıma gücü konumunda basınç donatısı akma gerilmesine erişebilir veya erişmeyebilir.



Şekil 5.9

Sözü edilen ve şekil 5.9 da gösterilen iki kuvvet çiftinden ikincisi, son derece sünek olan bir malzemedan, yani çelikten oluştuğundan, burada gevrek kırılma olasılığı yoktur. Bu nedenle ikinci kuvvet çiftini oluşturma donatı ne kadar artırılırsa artırılın, gevrek kırılma tehlikesi yoktur. Birinci kuvvet çifti ise, beton ve çelikten oluştuğundan, tıpkı basit donatılı kirişlerdeki gibi, çekme donatısı A_{s1} aşırı artırılırsa, gevrek kırılma olasılığı vardır. Bu nedenle, “denge altı” bir kiriş elde etmek, yani gevrek kırılmayı önlemek için yapılması gereken, A_{s1} olarak gösterilen donatı oranını sınırlamaktır. Dengeli donatı yüzdesi için gerekli denklemler daha önce çıkarılmış olup, çizelge 5.1 de verildiğinden, kontrol son derece basittir.

Sünek davranış için $\rho_1 < \rho_b$

Şekil 5.9 da gösterilen iki kuvvet çifti temel alınarak, aşağıdaki denge ve uygunluk denklemleri yazılabilir.

Denge:

$$\Sigma F = 0 \quad 0.85f_{cd}b_wk_1c + \frac{A'_s\sigma'_s}{A'_s} - A_s f_{yd} = 0 \quad (5.19)$$

$$\Sigma M = 0 \quad M_r = 0.85f_{cd}b_wk_1c \left(d - \frac{k_1c}{2}\right) + A'_s\sigma'_s (d-d') \quad (5.20)$$

(çekme donatısına göre moment)

Uygunluk (birim deformasyon dağılımından):

$$\epsilon'_s = 0.003 \frac{c - d' - d'}{c} \quad (5.21)$$

Basınç donatısı için $\sigma' - \epsilon'$ ilişkisi:

$$\sigma'_s = \epsilon'_s E_s \leq f_{yd} \quad (5.22)$$

Taşıma gücü hesaplanacak kesitin boyutları (b_w , d), donatısı ϵ_s (A_s ve A'_s) ve malzeme özellikleri (f_{cd} , f_{yd}) bilindiğine göre, dört bilinmeyen vardır c , σ'_s , ϵ'_s ve M_r . Elimizde dört denklem olduğuna göre, Denklem (5.19), (5.20), (5.21) ve (5.22), problem çözülebilir.

Taşıma gücüne göre hesap yapıldığında, basınç donatısı çoğu durumlarda akma konumuna ulaşacaktır. Basınç donatısı aktığı takdirde, 4 bilinmeyen ve 4 denklemden oluşan problemin çözümü, büyük ölçüde basitleşir. Bu durumda basınç donatısının hangi koşullar altında akıp akmadığının saptanması son derece yararlı olacaktır.

Basınç donatısının akıp akmadığını belirleyen sınır duru, en dış lift eki betonun ezilme birim kısalmasına ulaştığı anda, basınç donatısının da akma birim kısalmasına ulaşması olarak tanımlanabilir, $\epsilon_c = 0.003$ iken, $\epsilon'_s = \epsilon_{sy}$. Bu durum için, birim deformasyon dağılımındaki benzer üçgenlerden yararlanarak, aşağıdaki uygunluk denklemi yazılabilir.

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.003 \frac{c-d}{c} \quad (5.23)$$

Denklem (5.23) c/d için çözümlendiğinde, aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003 E_s \frac{d^1}{d}}{0.003 E_s - f_{yd}} \quad (5.24)$$

Denklem (5.24) ile belirlenen sınır c/d değeri, Denklem (5.19) deki yerine konur ve $\sigma'_s = f_{yd}$ alınırsa, sınır durumu yansıtan donatı bulunabilir.

$$(A_s - A_s^1) = \frac{0.85 f_{cd}}{f_{yd}} b_w k_1 \frac{0.003 E_s \frac{d^1}{d}}{0.003 E_s - f_{yd}} d \quad (5.25)$$

Denklemin iki tarafı da $b_w d$ ye bölünür ve $\rho = A_s / b_w d$, $\rho' = A_s^1 / b_w d$ alınırsa, sınır durumu belirleyen donatı indeksi, α_c bulunur.

$$(\rho - \rho') \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \alpha_c = 0.85 k_1 \frac{0.003 E_s \frac{d^1}{d}}{0.003 E_s - f_{yd}} \quad (5.26)$$

Denklem (5.26) in incelenmesinden kolayca görüleceği gibi, basınç donatısının aktığı sınır durumu belirleyen donatı indeksi α_c , çelik akma gerilmesi f_{yd} ve $\frac{d^1}{d}$ oranına göre değişmektedir. Aslında yüksek dayanımlı betonlar için $k_1 = 0.85$ geçerli olmadığından, beton dayanımı da bir değişken olarak donatı indeksini etkileyecektir. Bu nedenle, Çizelge 5.2 de $\frac{d^1}{d}$ oranı ve çelik sınıfına göre verilen α_c değerleri yalnızca C14, C16, C20 ve C25 betonları için geçerlidir. Daha yüksek dayanımlı betonlar için bu indeks, $k_1/0.85$ ile çarpılmalıdır.

Çizelge 5.2

Basınç donatısının akmasını belirleyen indeks, α_c

Donatı Sınıfı	Index α_c					
	d' / d					
	0.025	0.050	0.075	0.100	0.125	0.150
S220	0.026	0.053	0.079	0.106	0.132	0.158
S420	0.046	0.092	0.138	0.184	0.230	0.276

Çift donatılı bir kesitin taşıma gücü hesabı yapılırken, önce donatı indeksi hesaplanmalıdır, $\alpha = (\rho - \rho') \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$. Eğer $\alpha \geq \alpha_c$ ise basınç donatısının akmış olduğu varsayılabilir. Basınç donatısının akması, taşıma gücü hesabı büyük ölçüde basitleştirir. Bu durumda uygunluk koşulunu ve $\alpha' - \varepsilon'$ ilişkisini belirleyen denklemlere gereksinme olmayacak, taşıma gücü iki denge denkleminde, $\alpha'_s = f_{yd}$ varsayılarak hesaplanabilecektir. Basınç donatısının aktığı durumda Denklem (5.19) ve (5.20) aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$k_1 c = \frac{(A_s - A'_s) f_{yd}}{b_w 0.85 f_{cd}} \quad (5.27)$$

$$M_r = 0.85 f_{cd} b_w k_1 c \left(d - \frac{k_1 c}{2} \right) + A'_s f_{yd} (d - d') \quad (5.28)$$

Çift donatılı kirişlerin “denge altı” olup olmadığı, $p_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$ değeri çizelge 5.1 de verilen ρ_b değerleri ile karşılaştırılarak saptanır. Pratikte rastlanan kirişlerin büyük bir çoğunluğunda basınç donatısından, $A'_s = A_{s2}$ ve $A_{s1} = A_s - A_{s2} = A_s - A'_s$ olur ve denge altı koşulu aşağıdaki gibi kontrol edilebilir.

$$\rho_1 = (\rho - \rho')$$

Denge altı koşulu:

$$(\rho - \rho') < \rho_b$$

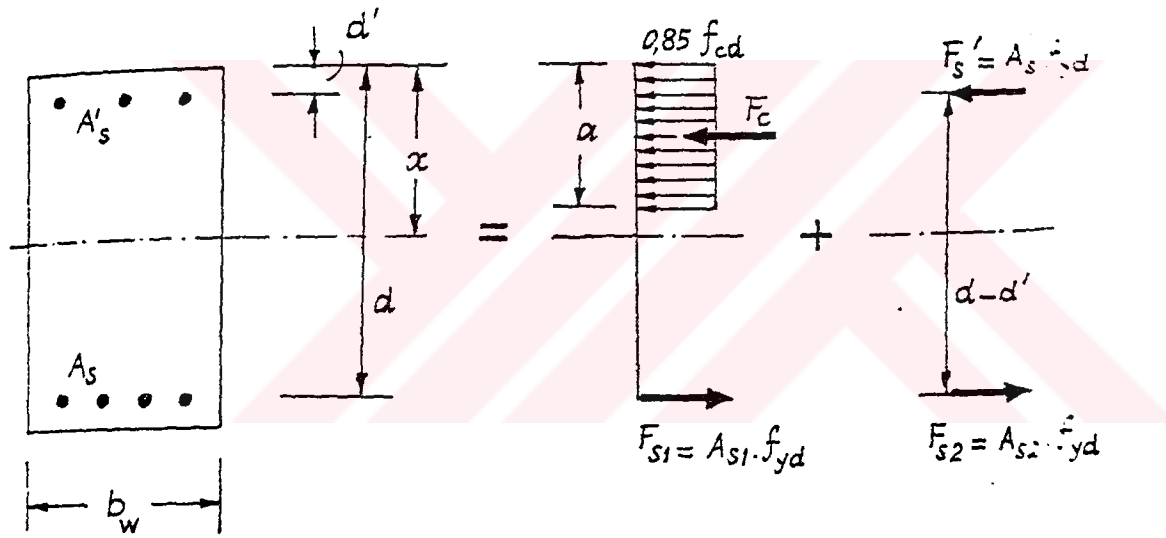
5.4.5. Çift donatılı dikdörtgen kesitlerin boyutlandırılması

Çift donatılı dikdörtgen kesitlerde genellikle kesitin genişliği ve yüksekliği belli olduğundan boyutlama problemi A_s ve A_s' 'in belirlenmesinden ibarettir (Şekil 5.10).

Basit donatılı dikdörtgen kesitlerde olduğu gibi.

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} \quad (5.29)$$

bağıntısından M_1 momenti elde edilebileceğine göre



Şekil 5.10

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot j \cdot d} \quad (5.30)$$

olur $M_2 = M - M_1$ den ise

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd}(d - d')} \quad (5.31)$$

ve nihayet,

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (5.32)$$

$$A_s' = A_{s2} \quad (5.33)$$

elde edilir. Böylece boyutlandırılan çift donatılı dikdörtgen kesitte basınç donatısı fazla çıktığı takdirde K_1 yerine K_m alınarak M_1 değeri artırılabilir. Ancak bu takdirde sehim kontrolü yapmak gerekir.

Çift donatılı dikdörtgen kesitlerin çizelgeler yardımıyla boyutlandırılmasında sırasıyla şu işlemler yapılır:

- Bilinen çelik sınıfı ve d'/d oranına göre çizelge seçilir.

$$- K'f_{cd} = \frac{b_w d^2}{M_d} f_{cd} \text{ den } K'f_{cd} \text{ belirlenir.}$$

- Bu değer basamaklı çizgi üzerinde kalıyorsa sehim hesabına gerek olmadığı anlaşılır.

- Belirlenen $K'f_{cd}$ den Ψ ve Ψ^1 değerleri bulunur.

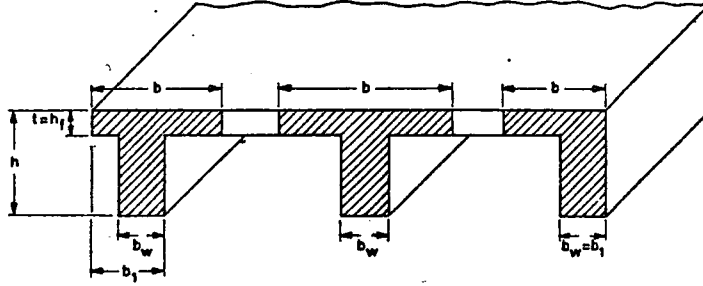
- $A_s = b_w d f_{cd}$ ve $A_s' = \Psi' b_w d f_{cd}$ ifadesinden A_s ve A_s' donatı alanları hesaplanır.

(Çizelgelerde M -tcm, boyutlar cm alınır)

5.4.6. Tablalı kesitler:

Betonarme inşaatın monolitik özelliğinden dolayı, döşeme ve kirişler birlikte çalışırlar. Bu nedenle kesit hesabı yapılırken, döşeme parçası kirişin basınç bölgesine

rastlıyorsa, o döşeme parçası da kesite dahil edilir. Bu şekilde elde edilen kesit, “tablalı kesit” olarak adlandırılır, Şekil 5.11.

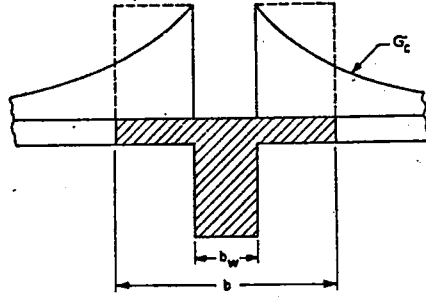


Şekil 5.11

Döşemenin de kesite tabla olarak dahil edilmesiyle, basınç donatısına gereksinme olmadan büyük basınç kuvvetleri oluşturulabilir. Beton basınç bileşkesinin artmasının yanı sıra, tabla nedeni ile tarafsız eksenin basınç yüzüne doğru kayması sonucu moment kolu da büyüyeceğinden, kesitin moment taşıma gücü artar. Tablanın sağlanmasında mevcut döşemeden yararlanıldığından, kesit kapasitesindeki artış, ek bir mali külfet getirmez.

Tabladaki basınç gerilmesinin düzgün yayılmadığı bilinmektedir. Tabladaki basınç gerilmelerinin dağılımı ile ilgili teori ve denklemler Elastisite kitaplarında verilmiştir. Bu dağılım, kesit boyutlarına, kiriş açıklığına ve mesnet koşullarına bağlıdır. Tabladaki basınç gerilmelerinin dağılımı Şekil 5.12 de düz çizgi ile gösterilmiştir. Bu dağılım kiriş açıklığı boyunca da değişim gösterir. Sorunu basitleştirmek için bu dağılım, Şekil 5.12 de kesik çizgilerle gösterilen düzgün dağılımla değiştirilebilir. Gösterilen düzgün dağılım açıklık boyunca da değişmediği kabul edilir. Betonarmenin gerçek davranışı, örneğin çatlama olayı da dikkate alındığında, sorun daha da karmaşık olacağından, yukarıda önerilen basitleştirici yaklaşım tek çıkar yol olarak gözükmektedir. Bu yaklaşımla ilgili değişik kabuller yapılabileceğinden, yönetmeliklerdeki etkili tabla genişliği ile ilgili önerilerin farklı olması

doğaldır. Gerçek dağılım tam olarak bilinmediğinden, yönetmeliklerdeki farklı önerilerden hangisinin daha doğru olduğunu tartışmak olanaksızdır.

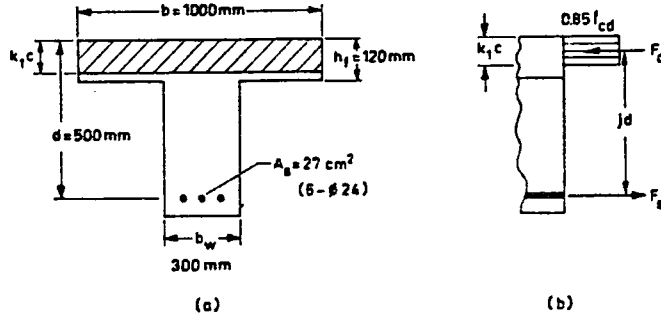


Şekil 5.12

Betonarme inşaatın monolitik özelliği nedeni ile, kirişlerin yanal hareketleri üstteki döşeme tarafından engellendiğinden, yük uygulanan düzleme göre simetrik olmayan L kirişleri de, simetrik tablalı T-kesitleri gibi hesaplanabilir. Betonarmede çekme dayanımı ihmal edildiğinden, çekme bölgesindeki beton dikkate alınmaz. Bu durumda önemli olan, kesitin basınç bölgesindeki geometrisidir, kesitin çekme bölgesindeki geometrisinin hiçbir önemi yoktur. Bu nedenle, I ve kutu kesitli kirişler, eşdeğer T-kesitine dönüştürülerek incelenebilir.

Tablalı kesitlerde, eşdeğer basınç gerilmesi derinliği çoğu kez tabla derinliğinden küçüktür, $k_1c < h_f$. Bu gibi durumlarda Şekil 5.13 te gösterildiği gibi, basıncın etkidiği alan dikdörtgen olduğundan ve çekme bölgesinde kalan kesitin geometrisi önemli olmadığından, taşıma gücü daha önce basit donatılı dikdörtgen kesitler için çıkarılan denklemlerden hesaplanabilir. Söz konusu denklemlerde, b_w yerine, tabla genişliği b konulmalıdır.

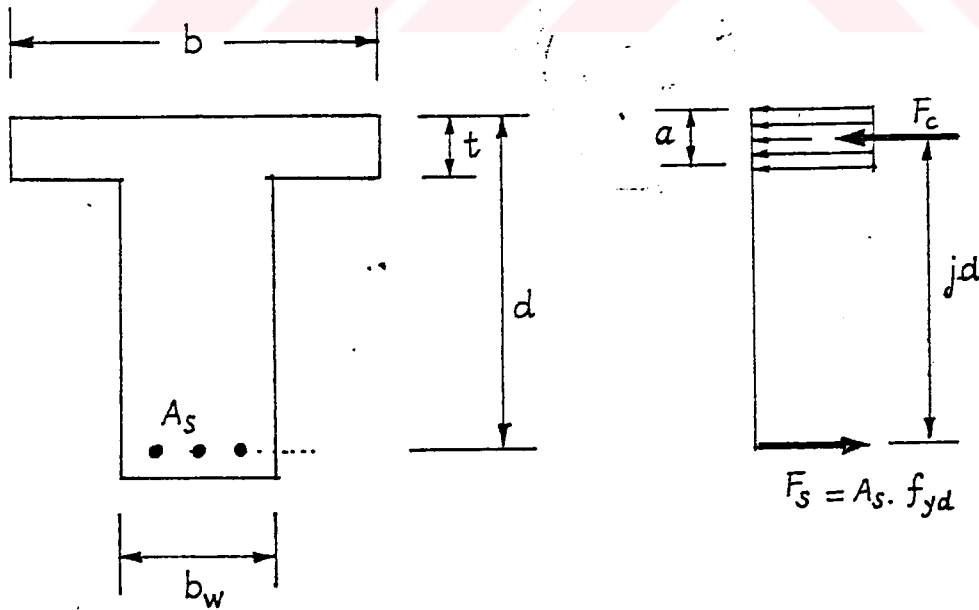
Daha ender de olsa, bazı kesitlerde $k_1c > h_f$ olabilir. Bu durumda en sağlıklı yaklaşım, T biçimindeki alanı ve bu alanın ağırlık merkezini hesaplamaktır. Basınç dağılımı dikdörtgen olduğundan, beton basınç bileşkesi, hesaplanan alan gerilme şiddeti $0.85f_{cd}$ ile çarpılarak bulunabilir. Beton basınç bileşkesi T biçimindeki alanın ağırlık merkezinde etkidiğinden, moment kolu da kolayca hesaplanabilir.



Şekil 5.13

5.4.7. Tablalı kesitlerin boyutlandırılması

Tablalı kesitlerde boyutlama, çoğu kez donatı hesabından ibarettir. Kontrol probleminde açıklandığı gibi $a < t$ olduğu zaman tablalı kesit yerine genişliği b , yüksekliği d olan bir dikdörtgen kesit hesabı yapılır. $a > t$ halinde kesiti tablalı kesit olarak hesaplamak gerekir. Ancak a nın belirlenebilmesi için donatı alanının bilinmesi gerekir.



Şekil 5.14

Yeter yaklaşıklıkta olmak üzere $f_d = d - \frac{t}{2}$ ya da $jd = 0,9 d$ değerlerinden büyük olanı alınarak,

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j \cdot d} \quad (5.34)$$

bağıntısından yararlanılır. Böylece bulunacak a değeri tablalı kesitin boyut hesabının hangi şekilde yapılacağını belirler.

Tablalı kesitlerin boyut hesabının çizelgeler yardımıyla yapılmasında izlenecek işlem sırası şöyledir:

- b/b_w oranına göre çizelge seçilir.
- $\bar{K}f_{cd} = \frac{bd^2}{M_d} f_{cd}$ 'den $K f_{cd}$ hesaplanır.
- $K f_{cd}$ ve t/d oranlarından j bulunur.
- $\frac{M_d}{f_{yd} j \cdot d}$ den A_s elde edilir.
- (Çizelgelerde M -tcm, boyutlar cm alınır).

5.4.8. Kirişler için minimum koşullar

Yönetmeliklerde, tasarımcının bazı temel hatalar yapmasını önlemek amacı ile, kısıtlayıcı hükümler vardır. Belirli bir minimum rijitliğin, sağlanabilmesi, betonun kolaylıkla yerleştirilebilmesi için, yönetmeliklere kiriş boyutları ve donatı yerleştirilmesi ile ilgili bazı minimum koşullar konulmuştur.

Donatı oranının çok küçük olmasını, kiriş davranışını donatısız kiriş kadar gevrek yapacağı, buna karşın aşırı donatı oranlarının da kirişi denge üstü durumuna getirerek, gevrek davranışa neden olacağı daha önce anlatılmıştı. Bu tür gevrek davranışı önlemek için

yönetmeliklerde donatı oranı için alt ve üst sınırlar getirilmiştir. TS-500 deki sınırlar aşağıda gösterilmiştir.

$$\frac{12}{f_{yd}} \leq \frac{p}{p} \leq 0.85 p_b \quad (5.35)$$

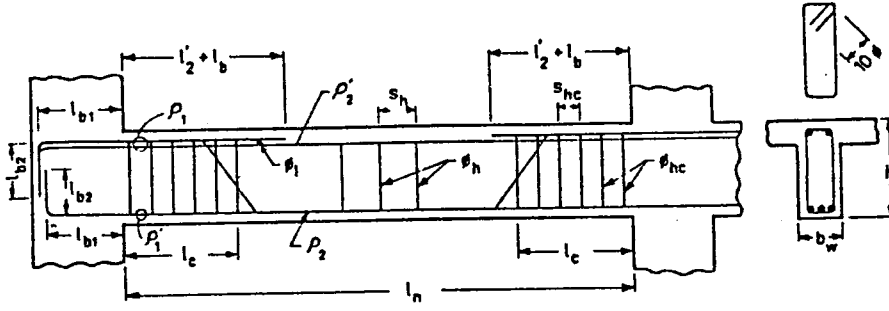
TS-500 ve Deprem Yönetmeliğinde kiriş boyutları ve donatısı ile ilgili minimum koşullar Çizelge 5.3 de özetlenmiştir. Çizelgenin son kolonunda yazar tarafından yapılan bazı öneriler eklenmiştir. Çizelgede maksimum ve minimum donatı için verilen oranlar, Denklem (5.35) den elde edilen yaklaşık değerlerdir.

Burada, Çizelge 5.3 te bulunmayan bazı ek koşullar kısaca sıralanacaktır. Sözü edilen koşullar, genellikle TS-500 den alınmıştır. Ancak bazı durumlarda verilen değerler yazarın kişisel görüşlerini yansıtmaktadır.

- Pas payı (veya beton örtüsü) 20 mm den az olmamalıdır. Yangına dayanım isteniyorsa, pas payı en az 40 mm yapılmalıdır.
- Çekme veya basınç donatısının çapı 12 mm den az olmamalıdır. İki donatı çubuğu arasında ve iki sıra donatı arasındaki temiz uzaklık, en az çubuk çapı veya 20 mm kadar olmalıdır.
- 60 cm den derin kirişlerde en az 2 adet gövde donatısı bulundurulmalıdır. Bu iki çubuğun alanı, çekme donatısı alanının %8 inden az olmamalıdır. 60 cm den daha derin kirişlerde, artan her 30 cm yükseklik için, gövde donatısına iki çubuk daha eklenmelidir. Örnek olarak 120 cm derinliğinde bir kiriş alınırsa, bu kirişte 6 adet gövde donatısı olmalı ve çubuklar derinlik boyunca eşit aralıklı olacak biçimde, 3 sıra olarak düzenlenmelidir.
- Tek açıklıklı basit mesnetli kirişlerde açıklık donatısının en az 1/2 si, sürekli kirişlerde ise, en az 1/3 ü, bükülmeden mesnetten mesnete uzatılmalı ve mesnetlerde kenetlenmelidir.

- TS-500 de etkili tabla genişliği için aşağıdaki ilişkiler verilmiştir. Okuyucu rotasyonlar için şekil 5.11 e bakmalıdır.

Tablanın simetrik olduğu durumlar:



Not: Donatılarda bindirme boyunca sargı donatısı gerekli!

Çizelge 5.3

Kirişler için minimum koşullar

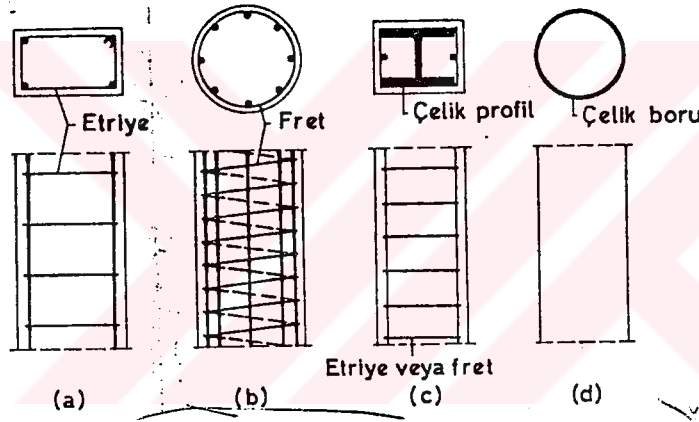
Tanım	Önerilen Koşullar		
	TS-500	Deprem Yönet.	Ek Öneriler
min. b_w	-	20 cm	-
max. b_w	-	Kolon geniş+1.5 h	-
min. h	-	30 cm	-
max. h/ b_w	-	-	4.0
min. l_n/h	2.0	-	-
min ρ_2 veya ρ'_2	(S220)0.006 (S420)0.003	(S220)0.005 (S420)0.003	$\rho_1/4$, 2 ϕ_{12} $\rho_1/4$, 2 ϕ_{12}
max. ρ	0.85 ρ	-	0.025 (S220), 0.02 (S420)
l_c (sar.böl.)	h	2h	-
s_{hc} (sar.böl.)	h/4	$h/4, \frac{A_{sw}}{b_w s} \geq 0.15 \rho_1$	20 cm
s_h	0.5 h, 30cm	0.5 h	-
min. ρ'_1/ρ_1	-	1/3, 0.5 ρ_2	-
min. ϕ_h	6 mm	6 mm	-
min. ϕ_{hc} (sar.böl)	6 mm	8 mm	-
min. $(l'_1 + l'_2)/2$	-	$l_n/4$	-
min. l_{b1}	-	-	kolon derinliği, 12 ϕ_2
min. l_{b2}	-	l_b (kenetlenme boyu)	20 ϕ_2 (S220), 15 ϕ_2 (S420)

5.5. Basit Basınç Etkisindeki Elemanlar

5.5.1. Genel

Yapıda basit basınç etkisine, genellikle düşey taşıyıcı elemanlardan kolonlar ile eksenleri basınç çizgileriyle çakışan kemerlerde rastlanır. Bu bölümde özellikle kolonlar üzerinde durulacaktır.

Betonarme kolonlar, türlerine göre çeşitli kesit şekilleri alabilen, doğru eksenli, genellikle prizmatik çubuklardır. Betonarme kolonları, içlerinde bulunan boyuna çelik donatının niteliğine ve boyuna donatıları bir arada tutan enine bağlantıların türlerine göre sınıflandırmak mümkündür.



Şekil 5.15 Çeşitli kolon türleri

- (a) Basit etriyeli kolon
- (b) Fretli kolon
- (c) Bileşik kolon
- (d) Boru kolon

Basit etriyeli kolonlar. Bu tür kolonlarda boyuna donatı çelik çubuklardan meydana gelir ve bu çubuklar belirli aralıklarla konulan enine doğrultudaki etriyelerle birbirlerine bağlıdır (5.15-a).

Fretli kolonlar. Bu tür kolonlarda boyuna donatı yine çelik çubuklardan meydana gelir. Enine donatı ise, basit etriyeli kolonlardan farklı olarak, yük taşımaya yardım etmek üzere daha sıktır ve genellikle boyuna donatıya helezon biçiminde sarılır (5-15.b).

Bileşik (Kompoze) kolonlar. Bu tür kolonlar, beton içine gömülü bir çelik kolon ile ayrıca boyuna ve enine donatılardan meydana gelirler. (Şekil 5.15-c).

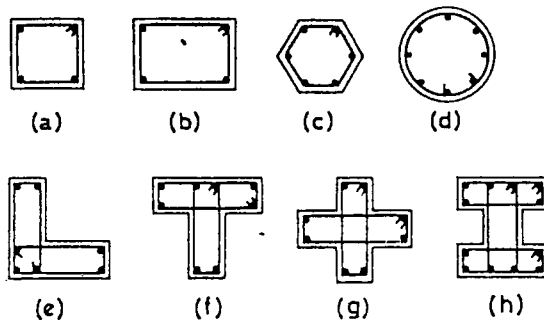
Boru kolonlar. Bu tür kolonlar betonla doldurulmuş çelik borulardan oluşurlar (Şekil 5.15-d). Boru yerine çelik profiller de kullanılabilir. Bunlar çelik inşaat sayılabilir ve bu nedenle çelik yapılara ait şartnamelerde verilen kurallara uymalıdır.

Yukarıda belirtilen betonarme kolon türlerinden, basit etriyeli ve fretli kolonlar uygulamada en çok karşılaşılanlardır.

Betonarme kolonların basit basınca göre hesaplanmalarında kolon boyunun etkisi çok önemlidir. Kolon boyu ilerideki bölümlerde belirtilecek sınırları aştığında burkulma sorunu ile karşılaşılır ve hesabın bu sorunu da kapsayacak şekilde genişletilmesi gerekir. Bu arada sınır şartlarının da kolon mukavemeti üzerinde büyük ölçüde etkin oldukları belirtilmeğe değer.

5.5.2. Basit etriyeli kolonlar

Basit etriyeli kolonlar, yapılarındaki basitlik ve çok kalifiye çelik işçiliği istememeleri bakımından uygulamada en sık karşılaşılan betonarme kolonlardır. Değişik sorunları çözümlmek amacıyla çok çeşitli en kesit biçimleri gösterebilirler. En çok kullanılan en kesit biçimleri kare ve dikdörtgendir. Ancak mimari nedenlerle serbest hacimlerde düzgün çokgen veya daire şekillerinde yapılabilecekleri gibi, yüksek yapıların alt katlarında yararlı hacimleri bozmamaları için, dolgu duvarları içinde kalacak şekilde L, T, + ve benzeri biçimleri de alabilirler.



Şekil 5.16- Basit etriyeli kolon en kesit şekillerinden bazıları

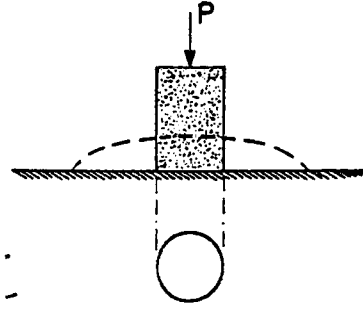
Basınç kuvveti etkisinde bulunan basit etriyeli bir kolonun ekseni doğrultusundaki çelik çubuklar betonla birlikte bu kuvvete karşı koyarlar .Kolonda, yükü taşıyan boyuna çubuklardan başka, kesit içinde boyuna çubukların çevresini saran ve etriye adı verilen enine donatı da bulunur. Etriyelerin, betonlama sırasında boyuna çubukların yer değiştirmemesini sağlamak yine boyuna donatının burkulma boyunu azaltmak ve parçalanmayı önleyerek betonun mukavemetini prizma mukavemeti düzeyinde tutmak gibi görevleri vardır.

Aşağıda önce kısa kolonlar için verilecek kesit hesabının yanı sıra, gerektiğinde basit etriyeli kolonlarla ilgili TS 500 standardı kuralları ve koşulları da belirtilecektir.

5.5.3. Fretli kolonlar

Bazı durumlarda, çeşitli nedenlerden dolayı kolon en kesiti belirli olup taşıdığı yük basit etriyeli kolonların güvenle taşıma olanaklarının üst sınırını aşsa bile en kesit arttırılmaz. Bu gibi durumlarda kolonu fretleyerek güvenle taşıyabileceği yükün değerini yükseltmek mümkündür.

Fretleme işleminin aslı, betonun boyuna basınç etkisi altında, enine doğrultuda genişlemesinin engellenmesiyle betonun parçalanmasının geciktirilmesidir. Araba tekerleklerine kızdırıldıktan sonra geçirilen ve soğuyunca tekerleği sıkı çelik çember, fretlerin çalışmasına iyi bir örnek olarak gösterilebilir. Konu ile daha yakından ilgili bir örnek olarak içine kum doldurulmuş altı ve üstü açık bir silindir belirtilebilir (Şekil 5.17). Böyle bir kum yığını üzerine yüklenebilecek bir P yükünü taşıyabilir duruma gelebilmektedir. Buna benzer olarak fretli kolonlarda da enine doğrultudaki fret çubukları dolayısıyla kolon taşıma gücü arttırılmış olur. Kolonun taşıma olanaklarının artması da, basit etriyeli kolonlara göre kesit boyutlarının daha küçük kalmasını sağlar. Ancak, burada maliyetin arttığını gözden ırak tutmamalıdır. Bu nedenle, önce kolonun basit etriyeli ve mümkün olduğu kadar az donatılı olarak yapılması denenmeli, gerekirse donatı artırılmalı ve en son çare olarak fretleme yoluna gidilmelidir.



Şekil 5.17- Fretleme işleminin içi kum dolu bir silindir örneği ile açıklanması

Fretli kolon hesapları da önce kısa kolonlar için yapılacak, sonra da burkulma sorunu incelenecektir.

5.5.4. TS-500'e göre eksenel yüklü kolonların taşıma gücü

TS-500'de her iki tür kolon için de birinci tepe noktası temel alınmakta, ancak fretli kolonun sünekliği dikkate alınarak , kapasite %10 artırılmaktadır.

$$N_o = N_r = \phi(0.85f_{cd}A_c + A_{st}f_{yd})$$

TS-500 de bu denklemin hem etriyeli, hem de fretli kolonlar için geçerli olduğu, ancak fretli kolonlardaki fret oranının, tanımlanan “minimum orandan” az olmaması gerektiği belirtilmektedir.

$$\min. p_s = 0.45 \frac{f_{ck}}{f_{yw}} \left\{ \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right\}$$

TS-500 de, Denklem (5.38) teki ϕ katsayısının, etriyeli kolonlar için 1.0 fretliler için ise 1.1 alınması öngörülmektedir.

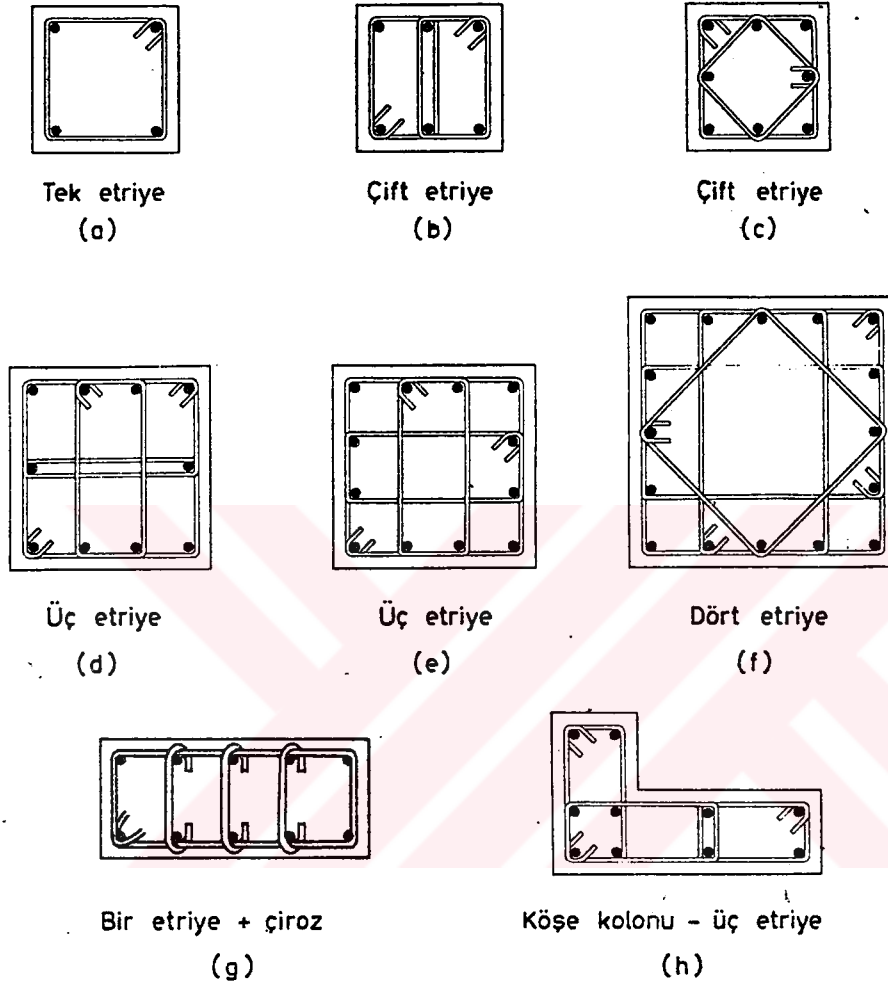
5.5.5. Kolonlar için minimum koşullar (TS-500)

Yönetmeliklerde kolon en kesit boyutu için minimum değerler öngörülür. Bunun nedeni, (a) beton ve donatı yerleştirilmesinde kolaylık sağlamak ve (b) yatay yükler altında minimum bir rijitlik elde etmektir.

Yönetmeliklerde, kolonlardaki boyuna donatının minimum yüzdesi ve bu donatının minimum çapı da belirlenir. Minimum boyuna donatı istenmesinin temel amacı, yatay yük ve beklenmeyen dışmerkezliliklerin oluşması durumunda belirli bir moment kapasitesinin sağlanması ve betonun ezilmesi ile oluşacak kırılma gevrekliğinin azaltılmasıdır. Yönetmeliklerde genellikle boyuna donatı yüzdesi için bir de üst sınır konmuştur. Bu sınırın amacı, betona göre pahalı olan çeliğin kullanımını sınırlamak ve kesit boyutlarının aşırı küçültülerek, yatay yüklere karşı eğilme rijitliğinin azalmasını önlemektir. Türkiye gibi bir ülkede en ekonomik donatı yüzdesi 1 ile 2 arasında değişir.

Yönetmeliklerde, kolon boyuna donatısını saracak etriye ve fretler için de bazı minimum koşullar öngörülmektedir. Bu koşulların amacı, enine donatı olarak kullanılan etriye ve fretlerin işlevlerinin belirlenmesi ile aydınlığa kavuşur.

Enine donatının başlıca dört işlevi vardır; (a) boyuna donatıyı beton yerleştirilmesi sırasında yerinde tutmak, (b) kırılma konumunda boyuna donatının burkulma boyunu azaltarak, burkulmayı geciktirmek, (c) göbek betonunun sünekliliğini, bazı durumlarda dayanımını artırmak ve (d) kayma gerilmelerini karşılamak. Dikdörtgen etriyelerin boyuna çubuklar arasındaki serbest açıklığı ve aralığı ne kadar az olursa ve çap ne kadar büyük olursa, bu işlevler o kadar iyi yerine getirilmiş olur. Etriye serbest açıklığı şekil 5.18 de gösterildiği gibi, kesitte birden fazla etriye veya ara çiroz konarak küçültülebilir.



Şekil 5.18

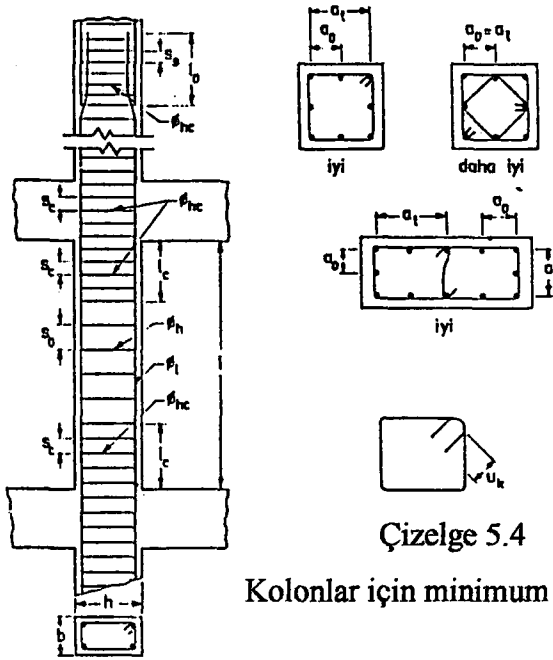
Yönetmeliklerin büyük bir çoğunluğunda kolonlar için minimum bir dışmerkezlilik (eksantrisite) öngörülmektedir. Bunun nedeni, betonun homojen olmaması, imalat hatalarından doğan eksen eğrilikleri ve beklenmeyen yük etkilerinin moment oluşturma olasılığıdır.

Bazı yönetmeliklerde aksenal yük için bir üst sınır geliştirilmektedir. Bu sınırın amacı, aksenal yük düzeyini düşürerek, aşırı gevrek davranışı önlemektir. Hatırlanacağı gibi,

eksenel yük arttıkça süneklik azalmaktadır. Bu sınırlama özellikle deprem riski büyük bölgelerde yapılan binalar için önemlidir. TS-500 de bu üst sınır, $N_d \leq 0.9 f_{cd} A_c$ dir.

Her yapı elemanında olduğu gibi, kolonlarda da boyutlar ve donatı açısından öngörülen koşullara uymak ve detaylandırma ve yapımda gereken titizliği göstermek, en az hesaplar kadar önemlidir. Bu kolonlar için diğer yapı elemanlarına oranla daha titiz davranmak gerekmektedir, çünkü bir kolonun çökmesi, tüm yapının göçmesi ile sonuçlanabilir. Yazar, son 30 yıl içinde yaptığı incelemelerde, kolonlarda düşey ve yatay yük altında oluşan hasar ve çökmelerin genellikle dört nedenden kaynaklandığını gözlemiştir; (a) yetersiz en kesit boyutları, (b) yetersiz sargı donatısı, (c) boyuna donatıda yapılan bindirmeli eklerde bindirme boyunun yetersizliği ve (d) dayanımın öngörülenden çok düşük olması.

Çizelge 5.4 yukarıda sözü edilen minimum koşullar, TS-500 ve deprem yönetmeliğine göre ayrı ayrı verilmektedir. Çizelgenin son kolonunda ise, yönetmeliklerde yer almayan, yeni ancak yazarın yararlı olduğuna inandığı bazı ek öneriler yapılmaktadır.



Çizelge 5.4

Kolonlar için minimum koşullar

Tanım	Öngörülen Koşullar		
	TS-500	Deprem Yönet.	Ek Öneriler
min. A_c	$0.9 f_{cd} A_c$		
min. b	25 cm	25 cm	-
max. l/b	-	-	20
l_c	-	$h, 1/6, 45 \text{ cm}$	-
l_o	$(*) \alpha l_b \geq 40 \phi_l$ nervürlü $30 \phi_l$	$(*) \alpha l_b$	-
ρ_{min}	0.008 (4- $\beta 14$)	0.01	-
ρ_{max}	0.04	0.04	-
max. s_l	-	-	30 cm
max. s_o	-	-	20 cm
max. s_o	Etr.-12 ϕ_l , 20 cm	$h/2$	-
	Fret-D/5, 8°cm	-	-
max. s_c	-	-	-
veya s_s	-	10 cm	-
min. ϕ_h	$1/3 \phi_l$	$1/3 \phi_l$	-
min. ϕ_{hc}	-	$1/3 \phi_l, 8 \text{ mm,}$	-
max. h/b	-	3.0	-
min. e	$0.1h, 2.5 \text{ cm}$	-	-
max. N	$0.6 f_{ck} A_c$	-	-
max. V	$0.17 f_{ck} bh$	-	-
min. u_k	6 ϕ , 5 cm	10 ϕ	-

(*) $l_b = \frac{f_{yd}}{f_{ctd}}$, Düz yüzeili çubuklarda $\phi = 0.22$, nervürlülerde $\phi = 0.12$. α , aynı kesitte eklenen donatı oranına göre değişir. Tüm ekleniyorsa, $\alpha = 1.6$

BÖLÜM 6

TAŞIMA GÜCÜ ve ELASTİK YÖNTEMİN KARŞILAŞTIRILMASI

6.1. Kirişler Açısından Taşıma Gücü ve Elastik Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması

Kiriş kesit hesabında taşıma gücü ve elastik (emniyet gerilmeleri) yöntemlerini karşılaştırabilmek için, kiriş boyutlarının veya donatının sabit tutulması gerekmektedir. Burada kesit boyutları sabit tutularak, iki yöntemden elde edilen donatı yüzdelerinin karşılaştırılması daha uygun görülmüştür. Aşağıda basit donatılı dikdörtgen kesitler için donatı alanını veren denklemler tekrar yazılmıştır. F_{ee} elastik teoriye, F_{eg} ise, taşıma gücüne göre elde edilen donatı alanlarıdır.

$$F_{ee} = \frac{(M_p + M_g)}{\sigma_e k_z h} \quad (\text{elastik teori})$$

$$F_{eg} = \frac{1,4 M_g + 1,7 M_p}{\sigma_a' j h} \quad (\text{taşıma gücü}) \quad (6.1)$$

$$\frac{F_{ee}}{F_{eg}} = \left(\frac{\sigma_a'}{\sigma_e} \right) \left(\frac{j}{k_g} \right) \frac{\alpha + 1}{1,4 + 1,7\alpha} = \frac{\mu_e}{\mu_g} \quad (6.2)$$

$$\alpha = \frac{M_p}{M_g}$$

Denklem (6.1) den görüleceği gibi, iki yöntem elde edilen donatı alanlarının veya yüzdelerinin oranı, hareketli yük momentinin ölü yük momentine oranına α , σ_a' / σ_e ve j/k_z ye bağlıdır.

St-I ve St-III için σ_a' / σ_e oranı kolaylıkla bulunabilir. α için ise, sıfırdan başlayarak çeşitli kabuller yapmak gerekir. Genellikle 0-3 arası pratik açıdan yeterlidir. j/k_z oranı, malzeme mukavemetlerine ve donatı yüzdesine göre değişmektedir.

$$J = 1 - 0,59 \mu (\sigma'_a / \sigma'_b)$$

$$k_z = 1 - \left[\sqrt{30\mu + 225\mu^2 - 15\mu} \right] \quad (6.3)$$

(k_z eşdeğer alanların ağırlık merkezi bulunarak hesaplanmıştır).

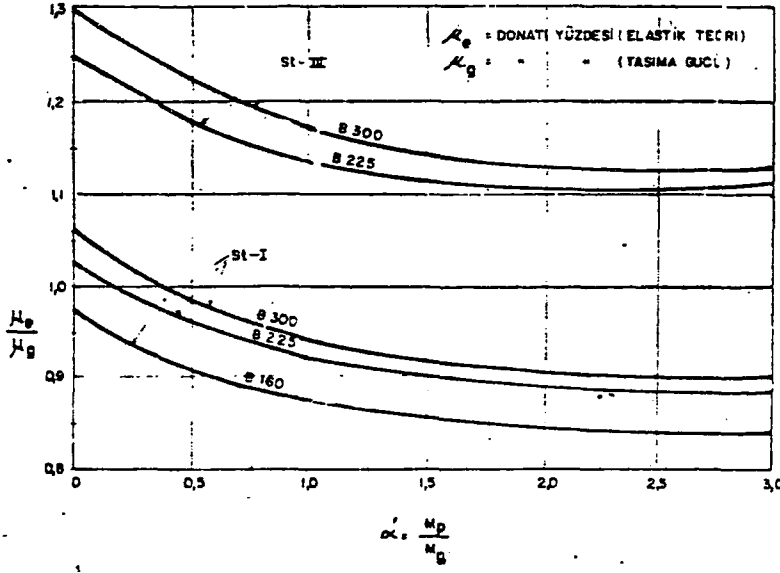
Denklem (6.3) ve (6.4) den çeşitli beton ve çelik kombinezonları ve üç ayrı donatı yüzdesi için hesaplanan j/k_z oranları aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Çizelge 6.1

J/k_z Oranları

Beton	Çelik	j/k_z Oranları			
		$\mu = 0,005$	$\mu = 0,010$	$\mu = 0,015$	Yaklaşık Ortalama
B160	St-1	1,05	1,02	0,98	1,00
B225		1,07	1,06	1,04	1,05
B300		1,08	1,07	1,06	1,07
B225	St-III	1,03	0,98	0,90	1,00
B300		1,07	1,02	0,95	1,04

Çeşitli beton ve çelik kombinezonları kullanarak, denklem (6.1) den elde edilen μ_e/μ_g oranları Şekil 6.1 de gösterilmiştir. Denklem (6.1) deki j/k_z oranı için, Çizelge (6.1) de verilen “yaklaşık ortalamalar” kullanılmıştır.



Şekil 6.1

Şekil 6.1'in incelenmesinden aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

- Kirişlerin St-I ile donatıldığı durumlarda, elastik teoriye göre hesaplanan donatı, taşıma gücüne oranla daha az çıkmaktadır. Ancak, buna daha ekonomik demek yanlış olacaktır, çünkü St-I için öngörülen emniyet katsayısı gerekenden daha küçüktür ve bu nokta emniyet açısından tartışmaya açıktır.
- Kirişlerin St-III ile donatıldığı durumlarda, taşıma gücü ile elde edilen donatı alanı, elastik teoriye oranla daha azdır.

Gerekli malzeme mukavemeti arttıkça taşıma gücü teorisi daha avantajlı duruma geçmektedir.

- Taşıma gücü teorisinin gerçekçi sonuçlar verdiği çok sayıda deneylerle saptandığına göre, Şekil 6.1 deki eğrilerden elastik teori ile elde edilen emniyetin değiştiği görülür. Bu, bir hesap yöntemi için büyük bir sakıncadır.

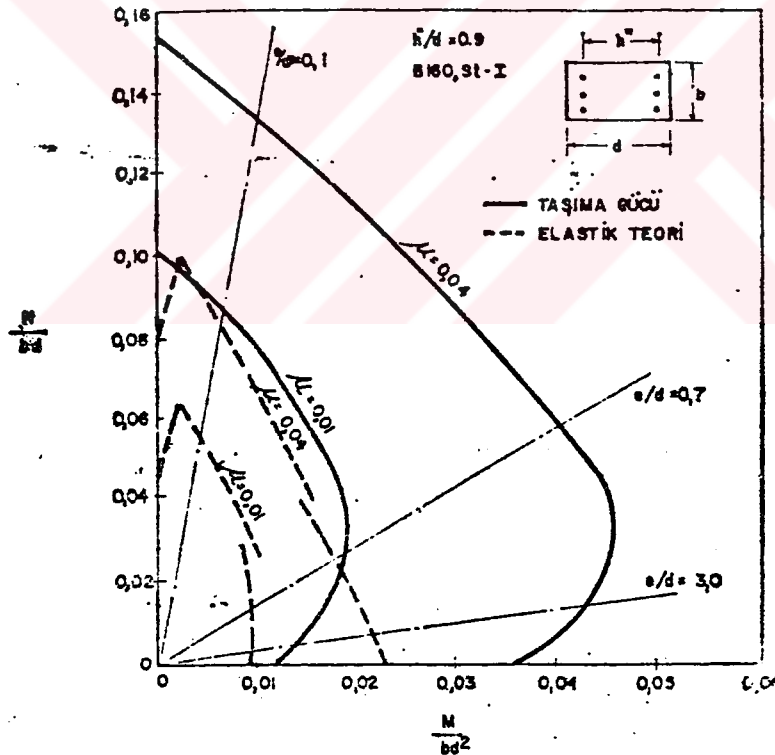
Şekil 6.1 deki karşılaştırmanın yalnız basit donatılı dikdörtgen kirişler için yapıldığı unutulmamalıdır. Tablalı kesitlerde, iki yöntemden elde edilen moment kolu katsayıları birbirine çok yakın çıkacağından, Şekil 6.1 de gösterilen genel eğilim değişmeyecektir. Çift donatılı kesitlerde ise, taşıma gücü daha büyük avantaj kullanacaktır. Bunun nedeni elastik

teoriye göre yapılan hesaplarda, genellikle basınç donatısının düşük gerilmelerde çalışmasıdır.

6.2. Kolonlar Açısından Taşıma Gücü ve Elastik Yöntemin Karşılaştırılması

Eksantrik basınca maruz kolonlarda, taşıma gücü ve emniyet gerilmeleri (elastik) yöntemlerinin karşılaştırılması, kirişlerdeki kadar kolay olmayacaktır.

Bu karşılaştırma, iki yöntem için çizilen karşılıklı etki diyagramlarından yararlanarak yapılabilir. Şekil 6.2 de, B160, St-I ve $h''/d = 0,90$ için, simetrik donatılmış, dikdörtgen kesitli bir kolonun karşılıklı etki diyagramları verilmiştir. Taşıma gücüne göre elde edilen diyagramlar kesintisiz, elastik teoriye göre elde edilenler ise, kesik çizgilerle gösterilmiştir. İki sınır durum olarak, donatı yüzdeleri $\mu = 0,01$ ve $\mu = 0,04$ ele alınmıştır.



Şekil 6.2

Şekil 6.2 herhangi bir eksantrisite esas alınarak $\mu = 0,01$ ve $\mu = 0,04$ için taşıma gücü ve elastik teoriye göre taşınabilecek aksenal yük bulunur. Taşıma gücüne göre bulunan aksenal yük, yük katsayılarına bölüldüğünde, elde edilen değer elastik teoriden elde edilen N ile karşılaştırılabilir. Bu şekilde, üç ayrı eksantrisite ve çeşitli hareketli yük-ölü yük oranları

(p/g) için elde edilen değerler, Çizelge 6.2 de özetlenmiştir. Tablodaki N_e , elastik teoriden, N_t ise taşıma gücünden elde edilen ve yük katsayılarına bölünen değerleri göstermektedir.

Bu karşılaştırmadan ancak yaklaşık sonuçlar elde edileceği unutulmamalıdır. Kirişlerden farklı olarak, N ve M için tamamen ayrı p/g oranları söz konusu olabilir. Bu da yapılan karşılaştırmaya belirli oranda bir hata getirir. Bu nedenle, tablodan çıkarılan ve aşağıda özetlenen sonuçlar bir fikir vermek amacı taşımaktadır ve kesin değildir.

- Ekstrisitenin küçük olduğu durumlarda iki teoriden elde edilen sonuçlar arasında fazla fark yoktur.
- Sonuçlar arasındaki fark, eksantrisite ve p/g oranına göre değişmektedir.
- Taşıma gücünün gerçekçiliği tartışma kabul etmez bir şekilde kanıtlandığına göre N_e/N_t oranını, e/d ve p/g ye göre değişmesi, elastik teorisinin güvenilir olmaktan uzak olduğunu göstermektedir.

Çizelge 6.2

N_e/N_t oranları

p/g / e/d	$\mu = 0,01$		$\mu = 0,04$	
	0	1,0	0	1,0
0,1	0,87	0,95	0,80	0,94
0,7	0,68	0,74	0,68	0,73
3,0	0,77	0,84	0,75	0,82

Şekil 6.2 elastik teori için çizilen karşılıklı etki diyagramlarında, eksenel yük durumuna yaklaşıldığında, e/d = 0, kesin bir süreksizlik görülmektedir. Bunun nedeni e/d = 0 ve e/d $\neq$ 0 durumları için tamamen ayrı yöntem ve emniyet katsayılarının kullanılmasıdır. Bu nokta elastik hesap yönteminin genel bir yöntem olmadığını açıkça göstermektedir.

O halde, elastik teori ve taşıma gücü arasındaki farklar şöyle özetlenebilir:

	Elastik Teori	Taşıma Gücü
Yöntem	a) Denge şartları	a) Denge şartları
	b) Uygunluk şartları	b) Uygunluk şartları
	c) Çelik ve beton doğrusal elastik kabul edilir	c) Çelik elasto-plastik beton için deneysel $\sigma - \Sigma$ eğrileri
Emniyet	a) Yükler aynen kullanılır.	a) Yükler birden büyük yük
	b) Limit gerilmeler emniyet katsayısına bölünerek emniyet gerilmeleri elde edilir.	b) Limit gerilmeler değeri birden büyük, malzeme katsayılarına bölünür. Ancak bu katsayılar elastik teorideki emniyet katsayılarına kıyasla çok küçüktür ve elde edilen gerilmeler emniyet gerilmeleri değildir.

6.3. Bileşik Eğilme Etkisi İçin Elastik ve Taşıma Gücü yöntemlerinin Karşılaştırılması

Basit eğilme etkisinden az donatılı elemanlarla yapılan deneyler; yüksek tarafsız eksen, küçük basınç bölgesi, göçmenin çelik yüzünden olması nedeniyle genelleştirme yapmaya imkan vermeyeceğini, aldatıcı kabullere götürülebileceğini daha önce belirtmiştik. Bunun için bileşik eğilme ile yapılan deneylerin esas alınması gerektiğinden, çalışmamızın etki abaklarını, elastik yöntem ve taşıma gücü yöntemi için ayrı ayrı çizilerek karşılaştırılması yapılacaktır.

Elastik ve taşıma gücü yöntemleri karşılaştırılacağı için, yöntemler çeşitli faktörlere bağlı olduklarından ve bu faktörler her iki yöntem için farklı değerlere sahip olduklarından, yapacağımız karşılaştırmada karşılıklı etki diyagramlarındaki büyüklükleri boyutlu kabul edeceğiz ve böylece iki yöntemi karşılaştırma durumu meydana gelebilmektedir.

Boyutlu karşılıklı etki abakları ρ (geometrik donatı yüzdesi), pas payının kesit derinliğine oranı (h'/h), çelik sınıfı ve simetrik donatılı kesitler için çizilecektir.

- Elastik yöntem için kullanılan denge denklemleri;

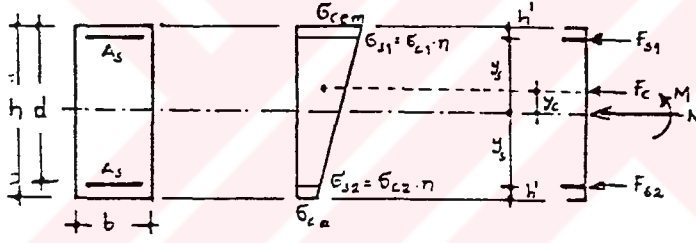
Küçük dış merkezlikli etkiler için

$$k_x = \frac{x}{h} \quad (6.5)$$

$$y_c = \frac{h}{12k_x - 6} \quad (6.6)$$

$$y_s = \frac{h}{2} - h^1 \quad (6.7)$$

$$n=15 \quad (6.8)$$



Şekil 6.3

$$N + F_c + F_{s1} + F_{s2} = 0 \quad (6.9)$$

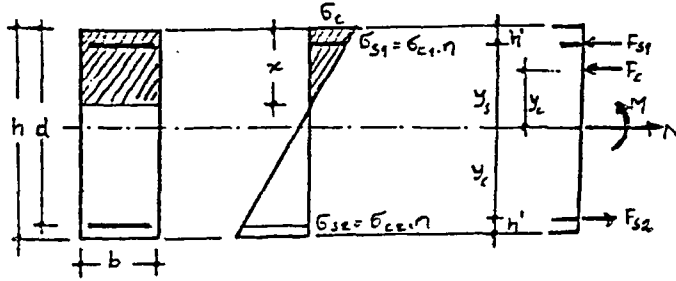
$$N = 0.5\sigma_{c(em)} + \sigma_{ca})hb - (\sigma_{s1} + \sigma_{s2})A_s \quad (6.10)$$

$$N = -0.5\sigma_{c(em)}(2 - \frac{1}{k_x})hb - (2 - \frac{1}{k_x})\sigma_{c(em)}nA_s \quad (6.11)$$

$$M - F_c y_c - (\sigma_{s1} - \sigma_{s2})\sigma_{c(em)}A_s y_s \quad (6.12)$$

$$M = 0.5\sigma_{c(em)}(2 - \frac{1}{k_x})hb \frac{h}{12k_x - 6} + (\frac{1-2t}{k_x})\sigma_{c(em)}nA_s h(0.5 - \xi) \quad (6.13)$$

Büyük dışmerkezlikli etkiler için



Şekil 6.4

$$k_x \frac{x}{d} \quad (6.14)$$

$$N + F_c + (\sigma_{s1} - \sigma_{s2})A_s = 0 \quad (6.15)$$

$$N = -0.5\sigma_c b d k_x - \left(2 - \frac{1}{k_x(1-\xi)}\right)\sigma_c n A_s \quad (6.16)$$

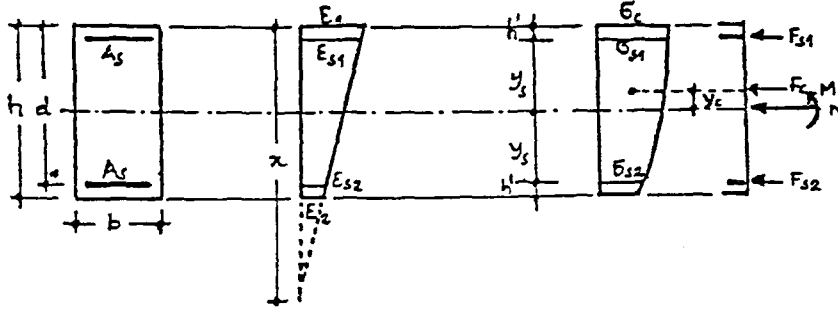
$$M - F_c y_c - (\sigma_{s1} + \sigma_{s2})A_s y_s = 0 \quad (6.17)$$

$$M = 0.5\sigma_c b d k_x \left(\frac{h}{2} - \frac{k_x d}{3}\right) + \left(\frac{1-2\xi}{k_x(1-\xi)}\right)A_s h \quad (6.18)$$

$$(0.5 - \xi)\sigma_c n$$

- Taşıma gücü yöntemi için kullanılan denge denklemleri;

Küçük dışmerkezlikli etkiler için



Şekil 6.5

$$\alpha_c = \frac{1}{9}(1 + 8\Sigma_1 - 2\Sigma_1^2) \quad (6.19)$$

$$k_c = \frac{2(\Sigma_1 - 2)^2}{27\alpha_c} \quad (6.20)$$

$$y_c = k_c h \quad (6.21)$$

$$k_x = \frac{\Sigma_1}{\Sigma_1 - \Sigma_2} = \frac{x}{h} \quad (6.22)$$

$$y_s = \frac{h}{2} - h' \quad (6.23)$$

$$\sigma_s = \Sigma_s E_s \leq f_{yd} \quad (6.24)$$

$$E_s = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2$$

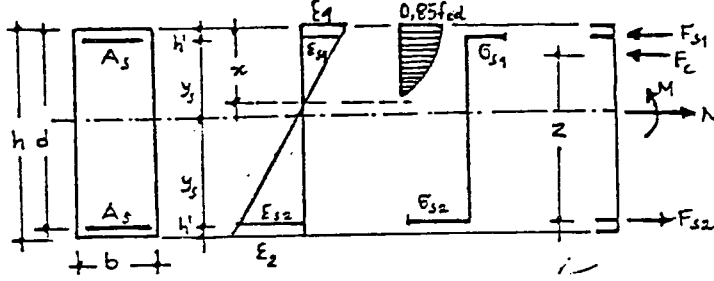
$$N + F_c + F_{s1} + F_{s2} = 0 \quad (6.25)$$

$$N = -0.85f_{cd}\alpha_c b h - (\sigma_{s1} + \sigma_{s2})A_s \quad (6.26)$$

$$M - F_c y_c - (\sigma_{s1} - \sigma_{s2})A_s y_s = 0 \quad (6.27)$$

$$M = 0.85f_{cd}\alpha_c b h y_c + (\sigma_{s1}\sigma_{s2})A_s y_s \quad (6.28)$$

Büyük dışmerkezlilikli etkiler için



Şekil 6.6

$$\Sigma_1 \leq 2\alpha_c = \frac{\Sigma_1}{12}(6 - \Sigma_1), k_a = \frac{8 - \Sigma_1}{4(6 - \Sigma_1)} \quad (6.29)$$

$$\Sigma_1 \geq 2\alpha_c = \frac{3\Sigma_1 - 2}{3\Sigma_1}, k_a = \frac{\Sigma_1(3\Sigma_1 - 4) + 2}{2\Sigma_1(3\Sigma_1 - 2)} \quad (6.30)$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{\Sigma_1}{\Sigma_1 + \Sigma_{s2}} \quad (6.31)$$

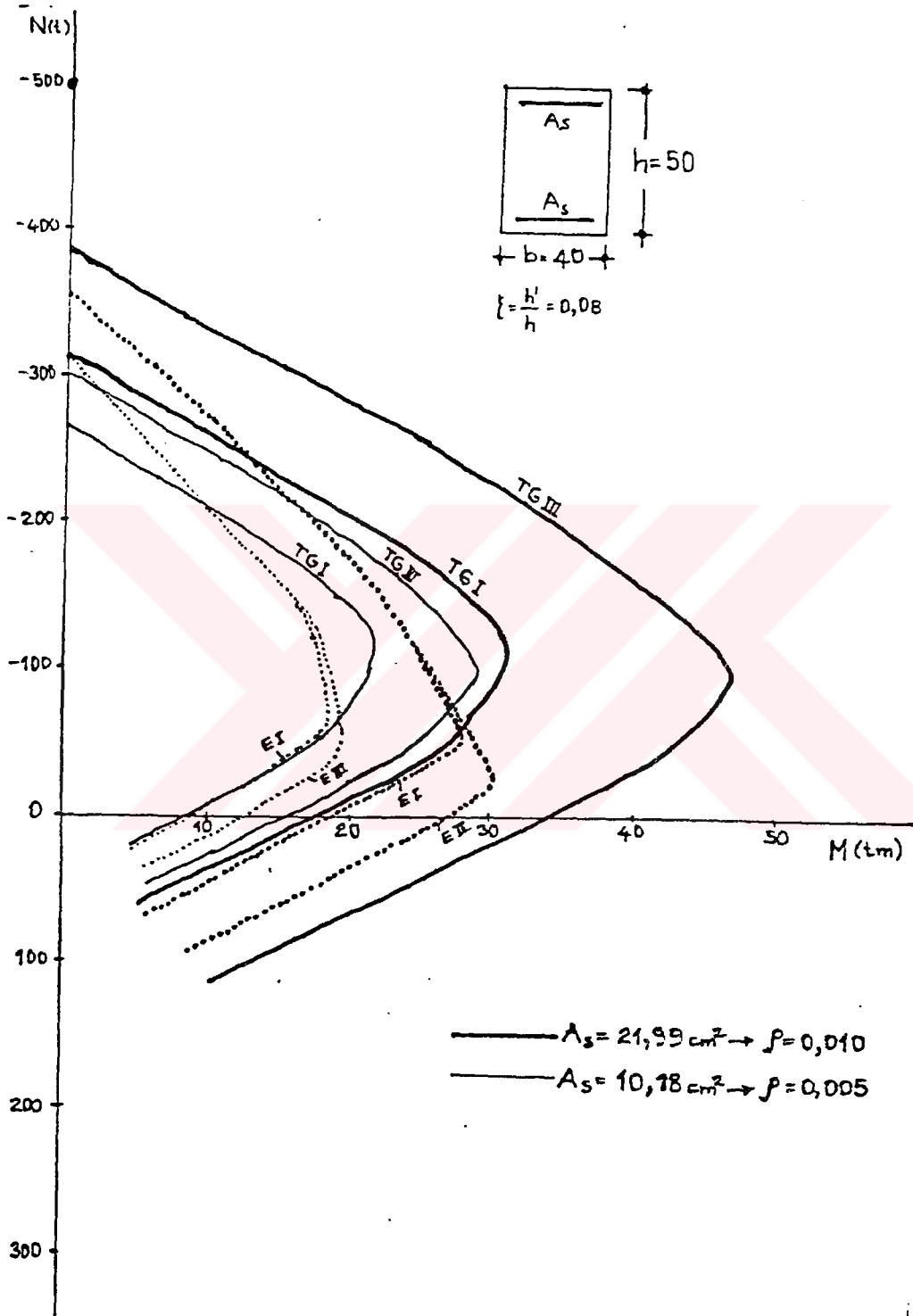
$$N + F_c + F_{s2} = 0 \quad (6.32)$$

$$N = -0.85f_{cd}bdk_x\alpha_c + (\sigma_{s1}\sigma_{s2})A_s \quad (6.33)$$

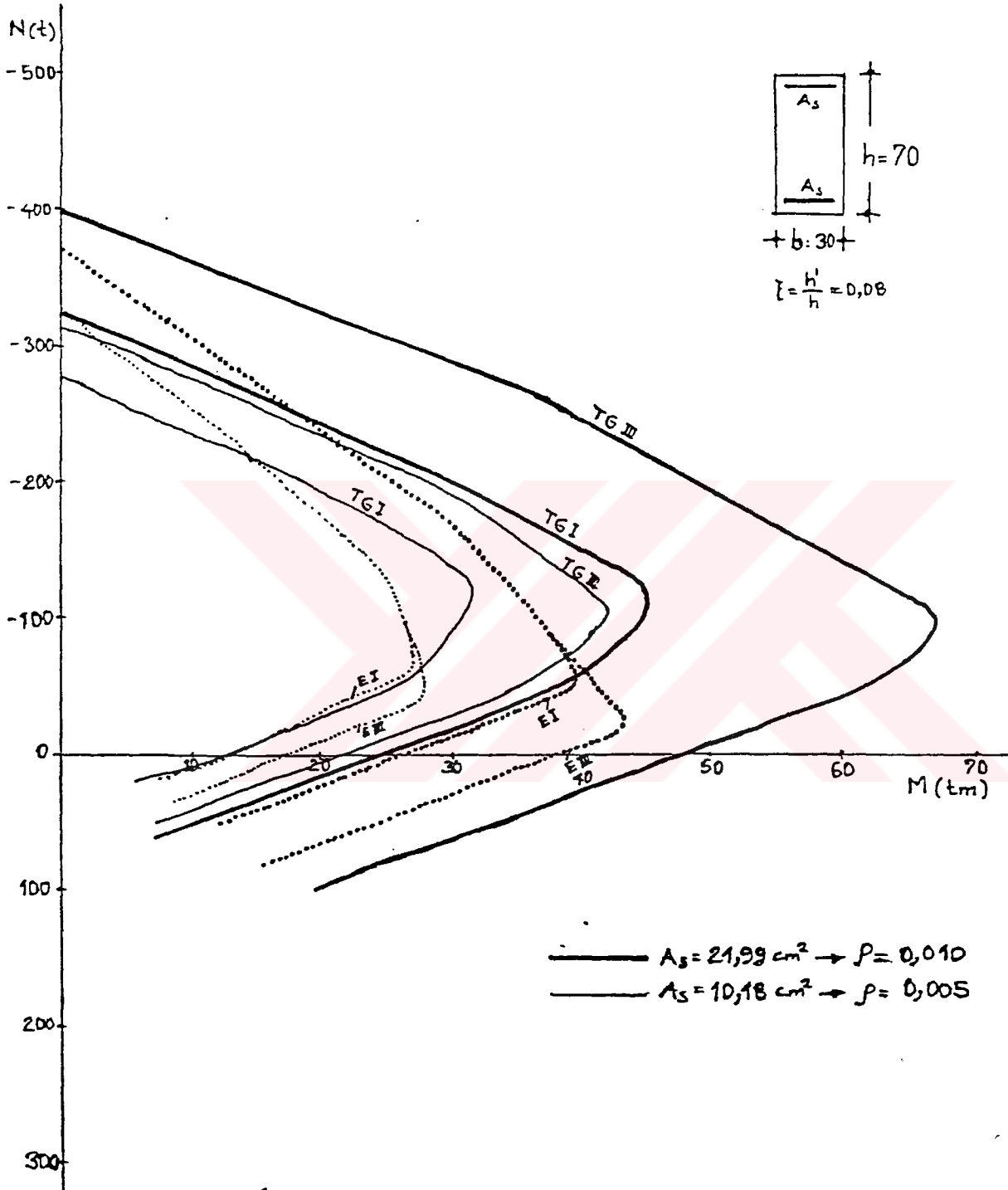
$$M - F_c y_c - F_{s1} y_{s2} y_s - F_{s2} \cdot y_s = 0$$

$$M = 0.85f_{cd}bd^2k_x\alpha_c\left(\frac{h}{2d} - k_a k_x\right) + (\alpha_{s1} + \alpha_{s2})A_s h(0.5 - \xi) \quad (6.34)$$

Çizilen karşılıklı etki abakları boyutlu oldukları ve karşılaştırma yapılabilmesi için, birbirine yakın kesit alanına sahip iki kesit dikkate alınarak, her birinde minimum ($\rho = 0.01$) ve bunun iki katı ($\rho = 0.02$) toplam donatı yüzdesi kullanılarak çizilmiştir.



Şekil 6.7- Elastik ve taşıma gücü yöntemlerine göre elde edilen BÇI-III çelikleri için boyutlu karşılıklı etki abağı .



Şekil 6.8- Elastik ve taşıma gücü yöntemlerine göre elde edilen BCI-III çelikleri için boyutlu karşılıklı etki abağı.

Çizilen diyagramlardan da görülebileceği gibi taşıma gücü yönteminin daha ekonomik bir yöntem olduğu anlaşılmaktadır.

Elastik yöntemde küçük dışmerkezlikli basıncın hakim olduğu bölgelerde, eğrilerden de görülebileceği gibi BCI ile BCIII için çizilen eğriler üst üste gelmektedir. Buda demektir ki; elastik yöntemle yapılan hesapta kesit küçük dışmerkezlikli basınca sahipse, BCIII ü kullanmak ekonomik olmayan bir yol seçmektir ve bu nedenle, bu bölgede devamlı olarak BCI kullanılması gerekmektedir.

Kesitlerde farklı donatılar kullanılarak kesit mukavemetini artırma yoluna gitme fikri eğrilerden de anlaşılabileceği gibi taşıma gücü yöntemine göre aha müsaittir, buna karşılık elastik yöntemde bu işlem belli bölgede fakat taşıma gücü yöntemi kadar elverişli olmamaktadır.

6.4. Elastik ve Taşıma Gücü Yöntemlerinin Kesit Genişliğine Etkilerinin Karşılaştırılması

Çalışmamızın bu bölümünde söz konusu iki yöntem için, kesitlerin basınç bölgelerinin b genişliklerinin karşılaştırılması yapılmıştır. Taşıma gücü ve elastik yöntemle göre hesaplanan b genişliklerinin momente göre değişimi bir diyagram halinde gösterilmiştir.

Taşıma gücü yönteminde;

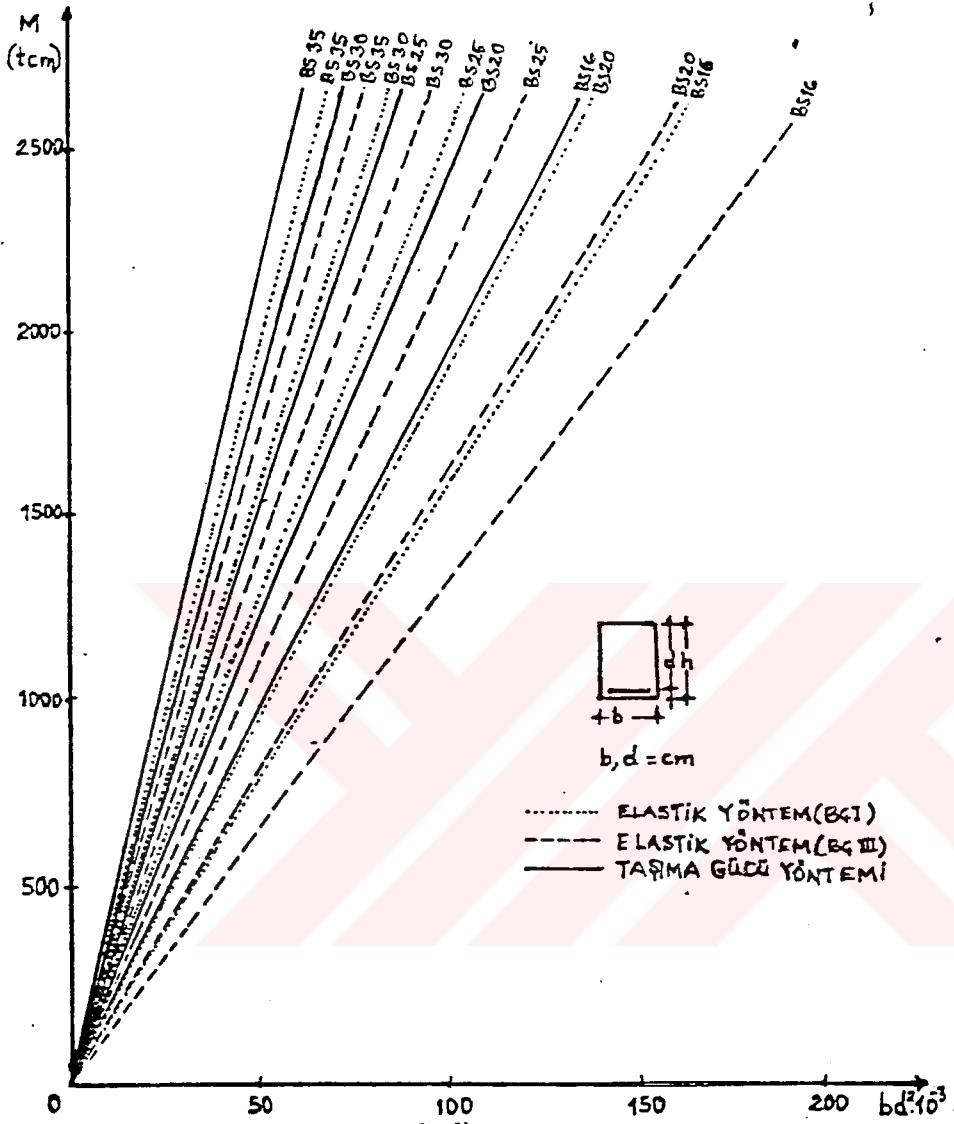
$$K = \frac{bd^2}{M_d} \quad (6.35)$$

$$b_i d^2 = 1.5KM \quad (6.36)$$

Elastik yöntemde;

$$Kh^2 = bd^2 / M \quad (3.37)$$

$$b_e d^2 = Kh^2 \cdot M \quad (3.38)$$



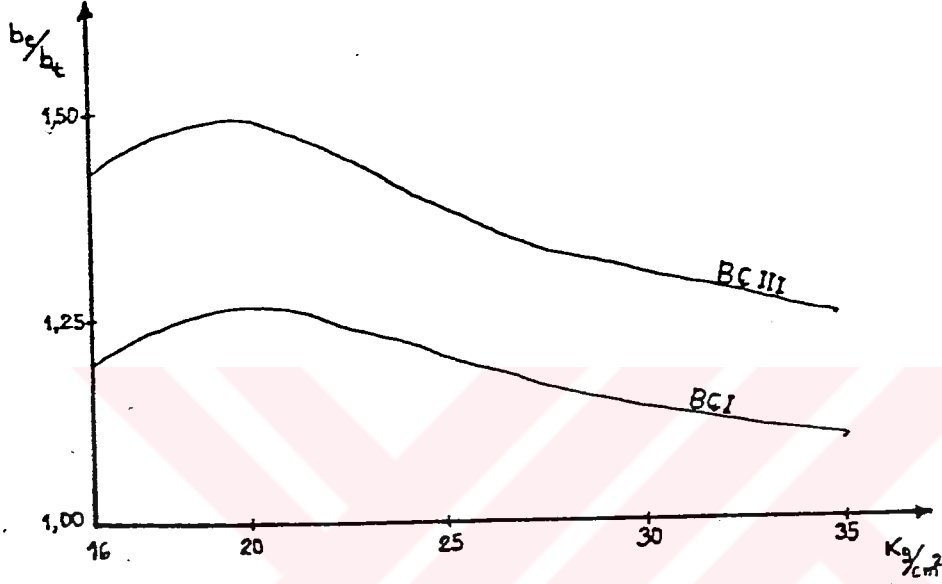
Şekil 6.9- Kesit genişliği-Moment değişimi

Diyagramdan da görüleceği gibi, taşıma gücü yönteminde b genişliği çelik sınıfından bağımsız seyretmekte, buna karşılık elastik yöntem bunun tersi olan çelik sınıfına bağlı olan bir değişiklik göstermektedir.

Herhangi bir moment taşıma gücüne göre daha az b genişliği gerektiriyorken, elastik yöntem çeliğin cinsine göre daha fazla b genişliği gerektirmektedir. Çelik kaliteleştikçe b genişliğinin de çok az arttığı eğrilerden gözlenmektedir.

Elastik ve taşıma gücü yöntemine göre bulunan kesit genişliklerinin birbirlerine oranlarının beton dayanımlarına göre değişimini başlıca çelik sınıflarına göre çizmeye çalışalım.

$$\frac{b_e}{b_t} = \frac{k^2 h}{1.5K} \quad \frac{k^2 h (\sigma_c / \sigma_e)_{em}}{K(\Sigma_c / \Sigma_s) = 3/3} \quad (6.39)$$



Şekil 6.10 Elastik ve taşıma gücü yöntemine göre elde edilen kesit genişlikleri oranının beton mukavemetine göre değişimi.

Kesit genişliğinin etkisini belirlemek için birde şu incelemeyi yapmak mümkündür; belirli b, d, M, N büyüklükleri için taşıma gücü yöntemine göre, dengeli durum için elde edilen donatının elastik yöntemle uygulanarak elde edilen beton gerilmesi, elastik yöntemde müsaade edilen beton basınç emniyet gerilmesini hayli geçtiği gözlenmektedir. Bunun sonucu diyebiliriz ki; taşıma gücü yöntemiyle herhangi bir kesitin taşıdığı etkiyi elastik yöntemle aynı kesit taşıyamamaktadır.

Belirttiğimiz hususlar taşıma gücü yönteminin elastik yöntemden daha ekonomik bir yöntem, daha emniyetli bir yöntem olduğunu ortaya koymaktadır.

BÖLÜM 7**SONUÇLAR**

Karşılaştırmasını yaptığımız konulardan çıkan sonuçları sıralamak gerekirse;

Bu iki yöntemden elastik hesap yöntemi maksimum emniyetle hesap yapar. Yani kesitleri oldukça büyük seçmek gerekir. Kesitlerin büyümesi binanın donatı ve beton oranının artmasına, dolayısıyla maliyetin artmasına sebep olur. Taşıma Gücü hesap yöntemi mümkün olabildiğince minimum kesitlerle hesap yapar. Kesitlerin küçük olması maliyeti azaltır. Taşıma gücü hesap yöntemi işçilik maliyeti ve işin bitiş süresi içinde ekonomiklik sağlar.

Yaptığımız bir başka çalışmada; kesit davranışlarını karakterize eden bileşik eğilmeye göre, elastik ve taşıma gücü yöntemleri için ayrı ayrı, karşılaştırma durumu oluşması için boyutlu olarak ve başlıca çelik sınıflarına göre karşılıklı etki abakları çizilmiştir. Elastik yöntemle göre küçük dışmerkezli etkilerin hakim olduğu bölgelerde BÇI ve BÇIII çelikleri için eğriler üst üste çıkmıştır. Farklı çelik sınıfları kullanıldığında taşıma gücü yönteminde kesitin taşıdığı etki açısından iki çelik sınıfı arasında hayli fark olmasına karşın elastik yöntemde bu fark fazla değildir. Çizilen diyagramdan da görüleceği gibi taşıma gücü yöntemi emniyetli ve daha ekonomiktir.

En sonunda ekler bölümünde belirtildiği gibi; 30 katlı bir proje elastik ve taşıma gücü hesap yöntemlerine göre piyasada kullanılan STA4CAD programıyla çözülmüştür. Çözümün başında iki yöntemde de yükler ve kesit ön boyutları aynı girilmiştir. Elastik hesap yönteminde malzeme olarak BS25 ve BÇIII, taşıma gücü hesap yönteminde BS30 ve BÇIII seçilmiştir. Çözüm sonucunda iki yöntemle göre çıkan kolon ve kiriş sonuçları alınmıştır. Kurtarmayan kesitlerin boyutları büyütülmüştür. Sonuçlar incelenecek olursa; elastik hesap yöntemindeki kolon ve kiriş kesitlerinin daha büyük olduğu ortaya çıkmıştır.

Bu iki yöntemle göre bulunan kesitler için toplam beton ve demir metrajı alınmıştır. Metraj sonucunda elastik hesaba göre çıkan beton ve demirin daha fazla olduğu saptanmıştır. Seçilen proje düzenli bir bina olduğundan fazla fark çıkmamıştır.

Bu karşılaştırmalar gösteriyor ki; taşıma gücü hesap yöntemi daha ekonomik bir hesap yöntemidir.

KAYNAKLAR

1. Aka, İ., Keskinel, F. Ve Arda, s., “Betonarmeye Giriş”, Çağlayan Kitabevi, İstanbul 1974.
2. “Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS-500”, Türk Standartları Enstitüsü, 1984.
3. Çakıroğlu, A., ve Özer, E., “Eğik Eğilme ve Eksenel Basınç Etkisindeki B.A. Kesitlerde Taşıma Gücü Formülleri”, İTÜ, Fak. Yayını, No.40, Ocak 1981.
4. Çetmeli, E., “Alman Betonarme Şartnamesi”, DİN 1045, 1978.
5. Ersoy, U., Tankut, T., Aktan, E., Atımtay, E., ve Erbatur, F., “Taşıma Gücü El Kitabı”, Bayındırlık Bakanlığı ve ODTÜ, Ankara, 1980.
6. Ersoy, U., ve Atımtay, E., “Betonarme-Temel İlkeler ve Hesap Yöntemleri”, Güven Kitabevi, Ankara, 1975.
7. Ersoy, U., “Betonarme, Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı.” ODTÜ, Ankara, 1985.
8. Ersoy, U., “Betonarme” ODTÜ; Ankara, 1975.
9. Gündüz, A., “Betonarme Yapıların Limit Durumlara Göre Projelendirilmesi”, TMMDB İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul ŞUBESİ Yayını, 1979.
10. Karakaş, H., “Taşıma Gücü İlkesine Göre Betonarme Kesitlerin Hesabıx2, İTÜ Mimarlık Fak. Baskı Atölyesi.
11. Loser, B., “Betonarme Hesap Metotları” Güven Kitabevi, 1972.
12. Özden, K. “Betonarme-I”, İTÜ Matbaası, 1978.
13. Sabis, T., “Betonarme”, İTÜ İnşaat Fak., 1972.

ÖZGEÇMİŞ

Doğum Tarihi : 03.12.1974
Doğum Yeri : Yalova
Lise : 1988-1991 Yalova Lisesi
Lisans : 1992-1996 Anadolu Üniversitesi
Müh. Mim. Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans : 1996-1998 Yıldız Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı,
Mekanik Programı
Çalıştığı Kurumlar : 1996-Devam ediyor
UYAP İNŞAAT SAN. ve PAZ. TİC. LTD. ŞTİ.
YALOVA

EKLER

STRUCTURAL ANALYSIS FOR COMPUTER AIDED DESIGN

ELASTİK HESAP YÖNTE

VERSION 8.1
Copyright (C) 1997

SERDAR AMASRALI
STA MÜH. MÜŞ. LTD. ŞTİ.

STA4 programı, çok katlı betonarme yapıların 3 boyutlu analizini entegre olarak çizimlerini yapan entegre paket programdır. Yapının tümü global stifnes matrisini bir defada kurulur ve bloklama tekniği ile asmanlar bulunur. Kat düzlemindeki plakların yatay düzlemde sonsuz tliği dikkate aldığı için, (kat düzlemindeki $\delta x, \delta y, \delta z$ deplasmanları her katta 3 bilinmeyen, eleman uçlarında $\theta x, \theta y, \theta z$ deplasmanları için noktada 3 bilinmeyen) betonarme yapılara özgün stifnes matrisi ile lmektedir. Kiriş ve kolon elemanlarında kayma deformasyonları ile lma etkileri dikkate alınmaktadır. Denklem takımını çözümünün hızlı lmesi için uç nokta numaraları, program tarafından nokta optimizasyonu minimum hafızada çecek şekilde düzenlenir. Yapı+temel birlikte çözüle- ekte olup, temel stifnes matrisleri winkler hipotezi ile kurulmaktadır.

al stifnes matrisinde dikkate alınan hususlar:

işlerin kolon ve perdeler içindeki kısımları, sonsuz rijit alınarak ve rijitlik matrislerinin düzenlenmesi.

iş perdeler zayıf yönde saplanan kirişlerin, fiktif kolon kontrollu stik ankastre olarak çözümü.

iş perdeler rijitliği yönünde saplanan kirişlerde, kayma deformasyon- ın dikkate alınması.

ındaki kolon ile statik eksenlerinde kaçıklık olan kolonlarda, eksenel eksantirikliğinin stifnes matrisinde dikkate alınması.

amık analizde; CQC(Complete Quadratic Combination) metodu ile %5 sönüm desine göre kuvvetlerin bulunması.

İK ANALİZ YÜK KOMBİNASYON NOTASYONLARI:

G+G+G+G+G : Genel ölü yük
Q+Q+Q+Q+Q : 1. Genel hareketli yük
Q+o+Q+o+Q : 2. Hareketli yük
o+Q+o+Q+o : 3. Hareketli yük
Q+Q+o+Q+Q : 4. Hareketli yük
o+Q+Q+o+Q : 5. Hareketli yük
Q+o+Q+Q+o : 6. Hareketli yük
Gz : Yatay zemin itkisi
Ex + %5 x ey : X yönü deprem + %5 eksantrisite

. $E_x - \%5 \times e_y$: X yönü deprem - %5 eksantrisite
. $E_y + \%5 \times e_x$: Y yönü deprem + %5 eksantrisite
. $E_y - \%5 \times e_x$: Y yönü deprem - %5 eksantrisite
. $W_x + \%5 \times e_y$: X yönü rüzgar + %5 eksantrisite
. $W_x - \%5 \times e_y$: X yönü rüzgar - %5 eksantrisite
. $W_y + \%5 \times e_x$: Y yönü rüzgar + %5 eksantrisite
. $W_y - \%5 \times e_x$: Y yönü rüzgar - %5 eksantrisite

Programda kullanılan standartlar :

- . Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1997)
- . TS. 498 hareketli ve rüzgar yükü standardı.
- . TS. 500 betonarme yapıların hesap standardı.
- . ACI CODE 318 iki yönlü kırışsız plakların hesabı ve yük kombinasyonu.
- . EUROCODE yük kombinasyonu.
- . SNIP CODE yük kombinasyonu.



MARLEY KAP. OD

Kaplama (MARLEY)	.050 t/m ² x .003 m	:	.000
Kaplama harcı	2.200 t/m ² x .020 m	:	.044
Resviye betonu	2.000 t/m ² x .030 m	:	.060
Siva	2.200 t/m ² x 0.000 m	:	.044
TOPLAM.....		:	.148

FAYANS KAP. OD

Kaplama (FAYANS)	2.200 t/m ² x .010 m	:	.022
Kaplama harcı	2.200 t/m ² x .020 m	:	.044
Resviye betonu	2.000 t/m ² x .030 m	:	.060
Siva	2.200 t/m ² x 0.000 m	:	.044
TOPLAM.....		:	.170

KARO KAP. ODA

Kaplama (KARO MOZAIK)	2.200 t/m ² x .020 m	:	.044
Kaplama harcı	2.200 t/m ² x .020 m	:	.044
Resviye betonu	2.000 t/m ² x .040 m	:	.080
Siva	2.200 t/m ² x 0.000 m	:	.044
TOPLAM.....		:	.212

DÜŞÜK DÖŞEME

Kaplama (FAYANS)	2.200 t/m ² x .010 m	:	.022
Kaplama harcı	2.200 t/m ² x .030 m	:	.066
Resviye betonu	2.000 t/m ² x .050 m	:	.100
Siva	2.200 t/m ² x 0.000 m	:	.044
Polgu	1.500 t/m ² x .200 m	:	.300
TOPLAM.....		:	.532

ZATI DÖŞEMESİ

Kaplama (İZOLASYON)	.100 t/m ² x .050 m	:	.005
Resviye betonu	2.000 t/m ² x .050 m	:	.100
Siva	2.200 t/m ² x 0.000 m	:	.044
TOPLAM.....		:	.149

MERDIVEN

Kaplama (MERMER)	2.200 t/m ² x .020 m	:	.044
Kaplama harcı	2.200 t/m ² x .020 m	:	.044
Resviye betonu	2.000 t/m ² x .030 m	:	.060
Siva	2.200 t/m ² x 0.000 m	:	.044
TOPLAM.....		:	.192

(Döşeme zatipleri, döşeme yük hesabında ilave edilecek)

10 cm tuğla
var yükü (19 DELIKLI TUG) .270 t/m² x 2.200 m: .594

10 cm tuğla
var yükü (13 CM TUGLA) .210 t/m² x 2.200 m: .462

10 cm tuğla
var yükü (9 CM TUGLA) .160 t/m² x 2.200 m: .352

10 cm tuğ. pen
var yükü (19 CM TUGLA) .270 t/m² x 1.000 m: .270
ncere .050 t/m² x 1.200 m: .060
PLAM.....: .330

10 cm tuğ. pen
var yükü (13 CM TUGLA) .210 t/m² x 1.000 m: .210
ncere .050 t/m² x 1.200 m: .060
PLAM.....: .270

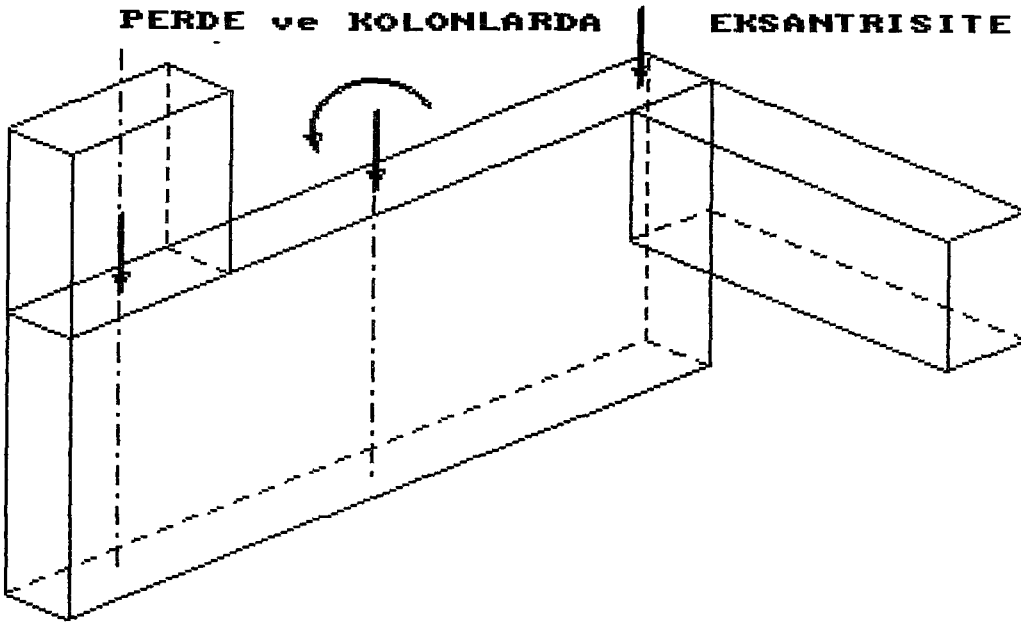
10 cm tuğ. pen.
var yükü (9 CM TUGLA) .160 t/m² x 1.000 m: .160
ncere .050 t/m² x 1.200 m: .060
PLAM.....: .220

ris olu yuk
iriş zati, Kiriş yük hesabında ilave edilecek)

TC İÇİŞLERİ BAKANLIĞI
MİLLÎ KURULUŞ
MÜHÜRÜ

PERDE ve KOLONLARDA

EKSANTRISITE

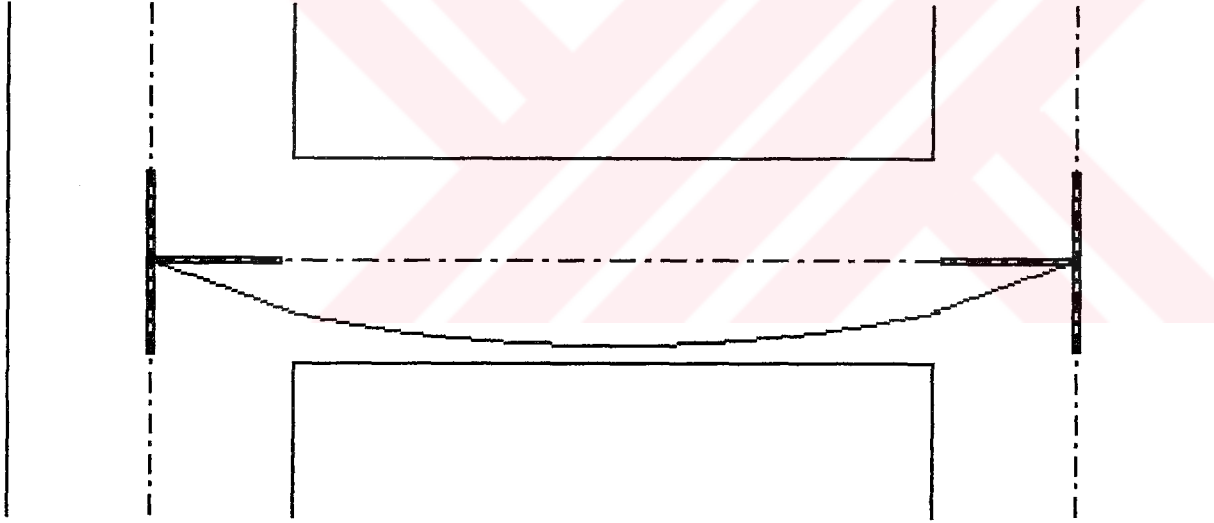


STA4-CAD Perde ve kolonlarda eksenel yuk kacikliklarini opsiyonel olarak dikkate alir.

Geometrik akslar, elemanlarin bilgi tanimi icindir. Statik hesaplarda, elemanlarin agirlik merkezlerini dikkate alarak gercek eksenlerle calisir.

Perdelere zayif yonunde saplanan kirislerin, dusey plak gibi davranan perdedeki lokal egilme deformasyonunu sonlu elemanlara esdeger yontemle elastik ankastrelik degerlerine gore opsiyonel cozum yapabilir.

KAYMA DEFORMASYONU ve RIJITLIK BOLGELERI



STA4-CAD Perde ve kolonlarda kayma deformasyonlarini rijitlik matrislerinde dikkate

alir. Ayni sekilde rijit perdelere bagli kirislerin kayma deformasyonlarinida perdelerin genislikleri oraninda dikkate alarak rijitlik matrislerini olusturur.

Kirislerin kolon kismindeki bolgeleri, gerekse kolonların kiris kismindeki bolgeleri sonsuz rijit kabul edilerek moment alan teorisi ile sayisal integrasyon yapilarak gercek rijit matrisi kurularak cozum yapilir.

Ayni sekilde kirislerin yuk matrisinde kolon kismindeki bolgede sonsuz rijit davranisi dikkate alarak, ankastrelik tesirlerini bulur.

ÇOK KATLI BETONARME YAPILARIN STATİK ve BETONARME ANALİZ PROGRAMI Ver.8.1 (code:WJI)

İSMİ.....:OTUZ KATLI APATMAN
DEDİ.....: 30
Katteki KOLON SAYISI.....: 39
Üst aks sayısı.....: 19
Alt aks sayısı.....: 19
EMNİYET KATSAYISI.....(Ao)..: .4
YAPI TİPİ KATSAYISI.....(R)..: 6
YAPI ÖNEM KATSAYISI.....(I)..: 1
ZEMİN HAKİM TİTREŞİM PERİYODU.....(To)..: .15 - .6
HAREKETLİ YÜK KATSAYISI.....(n)..: .3
SIFIR RÖLATİF HAREKET YÜKSEKLİĞİ (m)..: 0
EMNİYET GERİLMESİ..... (t/m²)..: 30
YATAK KATSAYISI..... (t/m³)..: 2000
HESAP YÖNTEMİ:EMNİYET GERİLMELERİ YÖNTEMİ
KESİT DONATI HESAP YÖNTEMİ:BRÜT KESİTE GÖRE
HESABI YÖNTEMİ:MOD SÜPERPOZİSYONU İLE DİNAMİK ANALİZ
ANALİZ OPSİYONU.....:TEMELLER DİKKATE ALINMADAN, YAPI ANALİZİ
Gerilmesi deprem azaltması.....: 0.00
Gerilmesi rüzgar azaltması.....: 0.00
Binanın oturduğu kiris tesir carpan.....: 1.50
Kolon rijitlik bölgesi opsiyonu.....: Rijit davranış
Bağlı uçlarında elastik ankastrelik opsiyonu : Elastik ankastre

ve ÇELİK MALZEME BİLGİLERİ

	Kiriş\Kolon	Döşeme	Temel
Emniyet gerilmesi (kg/cm ²)..:	100	100	100
Emniyet gerilmesi (kg/cm ²)..:	2200	2200	2200
Emniyet gerilmesi (kg/cm ²).. (etirye)	2200		2200
YİSİTE MODULU (kg/cm ²)			
E= 300000 G1= 120000			

HESAP YÜK KOMBİNASYONU

Yük	Hareketli yük Cq	Zemin Cs	Deprem ± Ce	Rüzgar ± Cw
1.40	1.60	0.00	0.00	0.00
1.40	1.60	1.40	0.00	0.00
1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	0.00	1.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
0.90	0.00	0.00	1.00	0.00
1.00	1.30	0.00	0.00	1.30
1.00	1.30	1.00	0.00	1.30
0.90	0.00	0.00	0.00	1.30
0.90	0.00	0.90	0.00	1.30
1.35	0.00	0.00	0.00	1.50
1.35	0.00	1.35	0.00	1.35

TS500T.COD

GERİLMESİ YÜK KOMBİNASYONU

Yük	Hareketli yük Cq	Zemin Cs	Deprem ± Ce	Rüzgar ± Cw
-----	---------------------	-------------	----------------	----------------

.00	1.00	-0.00	-0.00	0.00
.00	1.00	1.00	0.00	0.00
.00	1.00	1.00	1.00	0.00
.00	1.00	1.00	0.00	1.00



API AKS BİLGİLERİ

Yönü aks bilgileri

no	Ax	Bx
1	0.00	0.00
2	0.00	4.20
3	0.00	6.05
4	0.00	9.80
5	0.00	1.13
6	0.00	-1.10
7	0.00	6.18
8	0.00	14.00
9	0.00	21.83
10	0.00	29.10
11	0.00	26.88
12	0.00	18.20
13	0.00	21.95
14	0.00	23.80
15	0.00	28.00
16	0.00	-2.50
17	0.00	30.50
18	0.00	9.68
19	0.00	18.33

Y yönü aks bilgileri

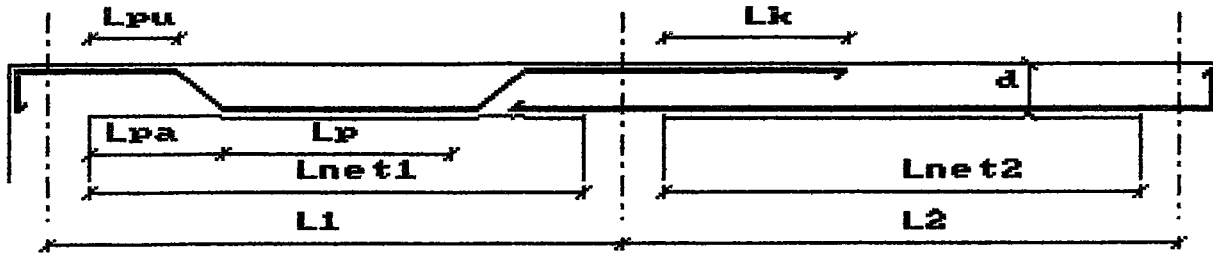
no	Ay	By
1	0.00	0.00
2	0.00	4.55
3	0.00	5.65
4	0.00	5.90
5	0.00	6.13
6	0.00	7.75
7	0.00	9.37
8	0.00	9.60
9	0.00	9.85
10	0.00	10.95
11	0.00	15.50
12	0.00	1.63
13	0.00	13.88
14	0.00	12.50
15	0.00	6.26
16	0.00	3.00
17	0.00	-2.50
18	0.00	18.00
19	0.00	9.24



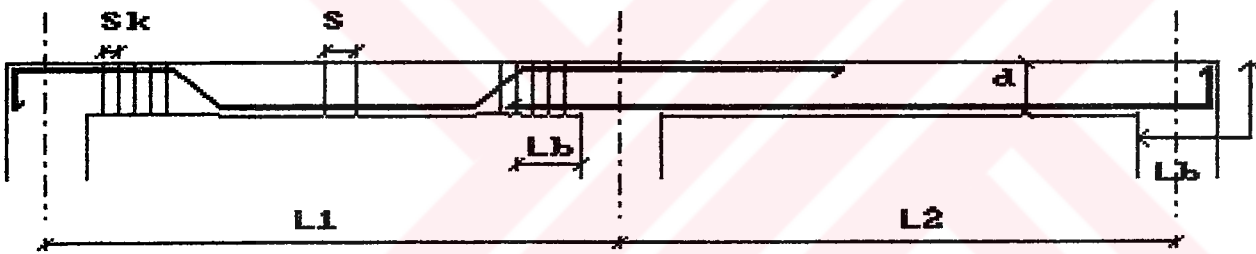
KAT A BİL

no	X aksı	Y aksı	dx	dy	alt yük.	Kolon no	X aksı	Y aksı	dx	dy	alt yük.
1	1	1	-0	-0	0.00	102	3	1	-0	-0	0.00
4	1	1	0	-0	0.00	104	8	1	0	-0	0.00
12	1	1	-0	-0	0.00	106	13	1	0	-0	0.00
15	1	1	0	-0	0.00	108	1	2	-0	0	0.00
2	2	2	0	0	0.00	110	3	2	-0	0	0.00
13	2	2	0	0	0.00	112	14	2	-0	0	0.00
15	2	2	0	0	0.00	114	8	3	0	-0	0.00
1	6	-0	0	0	0.00	116	2	6	0	0	0.00
7	15	0	0	0	0.00	118	18	15	0	0	0.00
14	6	-0	0	0	0.00	120	15	6	0	0	0.00
1	10	-0	-0	0	0.00	122	2	10	0	-0	0.00
3	10	-0	-0	0	0.00	124	13	10	0	-0	0.00
14	10	-0	-0	0	0.00	126	15	10	0	-0	0.00
1	11	-0	0	0	0.00	128	3	11	-0	0	0.00
4	11	0	0	0	0.00	130	8	11	0	0	0.00
12	11	-0	0	0	0.00	132	13	11	0	0	0.00
15	11	0	0	0	0.00	134	7	19	0	0	0.00
18	19	0	0	0	0.00	136	19	15	0	0	0.00
9	15	0	0	0	0.00	138	19	19	0	0	0.00
9	19	0	0	0	0.00	140	0	0	0	0	0.00

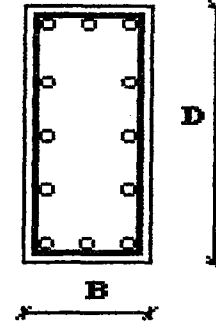
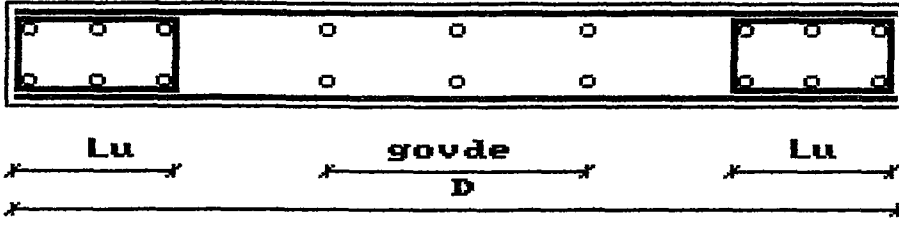


GENEL BETONARME ÇİZİM OPSİYONLARI

Maximum demir boyu.....	cm.= 1200
Minimum demir bindirme boyu oranı.....	= $\phi \times 50$
min. L_p	= $L_{net1} / 2$
L_{pa}	= $L_{net1} / 5$
min. L_{pu}	cm.= 30
min. L_{pu}	= $d / 2$
min. L_k	= $L_{net2} / 4$
Pilye kayma donatısı katılım oranı.....	= 0
Genel kanca boyu	= $\phi \times 10$
Kiris donatısının, kolon içindeki aderans boyu.....	= $\phi \times 50$
Kirişlerde sık etriye opsiyonu.....	= zorunlu
Kirişlerde Pilye opsiyonu.....	= pilyeli
Minimum pilye açıklığı oranı.....	= $L_{net}/2$
Tek donatılarda, pilye ve düz donatı tercihi.....	= düz

KIRIS BETONARME OPSİYONLARI

Paspayı.....	cm.= 3
Min. boyuna kesit pürsantajı	= .008
Min. çekme bölgesi	$f_{yk} < 3600 \text{ kg/cm}^2 = .0025$
Min. çekme bölgesi	$f_{yk} \geq 3600 \text{ kg/cm}^2 = .0015$
Minimum düz ve pilye donatı çapı	$\phi = 12$
Minimum montaj donatı çapı	$\phi = 12$
Minimum gövde donatı çapı	$\phi = 10$
Minimum etriye donatı çapı	$\phi = 8$
Pilye acisi.....	derece.= 45
Minimum gövde demirsiz kiris yüksek.....	cm.= 61
Minimum düz ve montaj demir aralığı	cm.= 20
Kayma donatısı beton katılım oranı.....	= .8
Süreklilik için max. kolon genişliği.....	cm.= 200
Minimum montaj donatı oranı	(% maxAs).= .25
Maximum etriye aralığı..S.....	cm.= 20
Minimum etriye aralığı..S.....	cm.= 10
Maximum etriye aralığı. Sk.(1).....	cm.= 15
Maximum etriye aralığı. Sk.(2).....	= $d/4$
Maximum etriye aralığı. Sk.(3).....	= $\phi \times 8$
Maximum tek etriye genişliği	cm.= 40
min.(alt As/üst As)	= .5
min.üst As= F_{ctd}/F_{yd}	= Evet
min Lb =.....	= $\phi \times 50$

KOLON-PERDE BETONARME OPSİYONLARI**D $\geq$ 7 x B (Perde)****D < 7 x B
(Kolon)**

KOLON ve PERDELERİN betonarme opsiyonlari :

Paspayı.....cm.= 3

Min.kolon çekme bölgesi.....= .0025

Min.kolon toplam kesit= .01

Kolon eksenel yük eksantirisite etkisinin alınması...= evet

Minimum etriye araligi.....cm.= 10

Maximum etriye araligi.(1).....cm.= 20

Maximum etriye araligi (2).....min.= $\phi \times 12$

Minimum ciroz araligi.....min.= $\phi \times 25$

Minimum donati capı ϕ= 14

Minimum etriye capı ϕ= 8

Perde/Kolon oranı (D/B).....= 7

Perde uzun etriyelerinde gonye.....= Gonyeli

Nervurlu etriye kanca acisi..... (90°,135°)= 135

min.Hcr yuksekligi< D x 2

max.Hcr yuksekligi>= D x 1

max.Hcr yuksekligi>= Hw/6

Min.baslik bölgesi.(Hcr).....= .002

Min.baslik bölgesi.....= .001

Min.govde bolgesi.....= .0025

Min.baslik bolgesi.....Lu= 20 cm

Min.baslik bolgesi.(Hcr).....Lu=B x 2

Min.baslik bolgesi.(Hcr).....Lu=D x .2

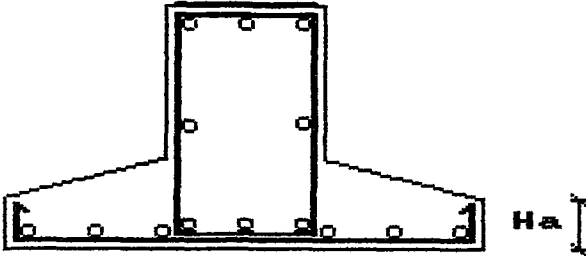
Min.baslik bolgesi.....Lu=B x 1

Min.baslik bolgesi.....Lu=D x .1

Baslik bolgesi min. donati capı ϕ ..= 14

Govde bolgesi min. donati capı ϕ ..= 12

Perdelerde tasarim egilme momentı.....= Evet

TEMEL BETONARME OPSİYONLARI

Paspayı.....cm.= 5

Min. çekme bölgesi.pursantajı.....= .0025

Min. toplam kesit= .005

Pilye acisi.....= 60

Minimum etriye araligi.....cm.= 10

Maximum etriye araligi.....cm.= 20

Maximum etriye genisligi.....cm.= 60

Minimum düz ve montaj demir araligicm.= 20

Temelde, Kolon donati filiz boyu.....cm.= 50

Mut. temel min. etriye capı..... ϕ ..= 8

Mut. temel min. düz ve pilye çapı..... ϕ ..= 12
Mut. temel min. montaj çapı..... ϕ ..= 12
Mut. temel min. gövde çapı..... ϕ ..= 10
Temel min. ampırtman çapı..... ϕ ..= 12
Ampırtman kenar yüksekliği.(Ha).....cm.= 30



DEPREM RAPORU

Deprem yuku eksantirisitesi : 0.050
DÜKTLİTE KATSAYISI : 6

DİNAMİK ANALİZ BİLGİLERİ
SPECTURUM BİLGİSİ

T (s)	Sa (m/s ²) Ao.I.S(t)
0.00	4.000
0.15	10.000
0.60	10.000
0.70	8.840
0.80	7.944
0.90	7.228
1.00	6.644
1.10	6.156
1.20	5.744
1.30	5.388
1.40	5.076
1.50	4.804
1.60	4.564
1.70	4.348
1.80	4.152
1.90	3.976
2.00	3.816
2.10	3.672
2.20	3.536
2.30	3.412
2.40	3.300
2.50	3.192
2.60	3.096
2.70	3.004
2.80	2.916
2.90	2.836
3.00	2.800
5.00	2.800

YAPI PERİYOTLARI

mod	Tx (s)	Ty (s)	Tθ (s)
1	3.182325	3.008802	2.957846
2	0.871830	0.828485	0.911433
3	0.397162	0.377948	0.477561
4	0.232789	0.221470	0.302113
5	0.156721	0.148294	0.211820
6	0.115213	0.108152	0.159076

X YÖNÜ DİNAMİK ANALİZ DEPLASMAN VEKTORLERİ

Kat	1.mod	2.mod	3.mod	4.mod	5.mod	6.mod
1	0.0016	0.0078	0.0197	0.0364	0.0557	0.0761
2	0.0054	0.0246	0.0585	0.1013	0.1457	0.1861
3	0.0109	0.0471	0.1055	0.1702	0.2254	0.2606
4	0.0178	0.0733	0.1539	0.2277	0.2693	0.2654
5	0.0260	0.1015	0.1983	0.2635	0.2641	0.1947
6	0.0353	0.1303	0.2345	0.2708	0.2087	0.0680
7	0.0454	0.1585	0.2589	0.2473	0.1131	-0.0769
8	0.0563	0.1849	0.2690	0.1950	-0.0038	-0.1960
9	0.0679	0.2083	0.2635	0.1197	-0.1182	-0.2529
10	0.0799	0.2279	0.2423	0.0305	-0.2066	-0.2305
11	0.0924	0.2428	0.2065	-0.0616	-0.2509	-0.1359
12	0.1052	0.2525	0.1582	-0.1451	-0.2421	0.0011
13	0.1182	0.2566	0.1003	-0.2096	-0.1822	0.1380
14	0.1313	0.2546	0.0367	-0.2471	-0.0837	0.2322
15	0.1445	0.2465	-0.0287	-0.2529	0.0326	0.2543
16	0.1576	0.2324	-0.0914	-0.2263	0.1423	0.1975
17	0.1707	0.2123	-0.1473	-0.1711	0.2225	0.0792
18	0.1836	0.1867	-0.1926	-0.0943	0.2565	-0.0638
19	0.1963	0.1560	-0.2242	-0.0059	0.2372	-0.1872
20	0.2087	0.1208	-0.2399	0.0825	0.1689	-0.2530
21	0.2209	0.0816	-0.2383	0.1594	0.0661	-0.2409
22	0.2328	0.0394	-0.2192	0.2145	-0.0494	-0.1549
23	0.2444	-0.0053	-0.1836	0.2404	-0.1527	-0.0224
24	0.2555	-0.0515	-0.1331	0.2328	-0.2217	0.1150
25	0.2664	-0.0986	-0.0704	0.1920	-0.2407	0.2134
26	0.2769	-0.1459	0.0013	0.1216	-0.2043	0.2407
27	0.2870	-0.1927	0.0785	0.0290	-0.1179	0.1861
28	0.2969	-0.2385	0.1578	-0.0767	0.0037	0.0628
29	0.3065	-0.2832	0.2360	-0.1857	0.1401	-0.0971
30	0.3159	-0.3266	0.3111	-0.2900	0.2717	-0.2560
M %	69.25	14.76	5.82	3.13	1.87	1.22

= 96.05

$\Sigma Mx_r = \Sigma [(\Sigma m_i \cdot \Phi_i)^2 / Mx_r] = 11766.09 > 0.90 \times \Sigma m_i = 11024.58 \text{ t}$ Dinamik kutle oranı yeterli.

Y YÖNÜ DİNAMİK ANALİZ DEPLASMAN VEKTORLERİ

Kat	1.mod	2.mod	3.mod	4.mod	5.mod	6.mod
1	0.0015	0.0075	0.0185	0.0338	0.0520	0.0718
2	0.0052	0.0240	0.0561	0.0964	0.1390	0.1793
3	0.0107	0.0466	0.1028	0.1649	0.2195	0.2565
4	0.0176	0.0730	0.1514	0.2236	0.2665	0.2670
5	0.0257	0.1015	0.1964	0.2611	0.2653	0.2017
6	0.0349	0.1306	0.2332	0.2704	0.2135	0.0782
7	0.0450	0.1590	0.2581	0.2487	0.1201	-0.0669
8	0.0559	0.1855	0.2687	0.1976	0.0039	-0.1892
9	0.0674	0.2091	0.2636	0.1231	-0.1116	-0.2515
10	0.0794	0.2287	0.2427	0.0341	-0.2025	-0.2346
11	0.0918	0.2437	0.2070	-0.0584	-0.2499	-0.1441
12	0.1045	0.2534	0.1586	-0.1427	-0.2443	-0.0085
13	0.1175	0.2573	0.1006	-0.2083	-0.1868	0.1300
14	0.1306	0.2553	0.0367	-0.2469	-0.0897	0.2280
15	0.1437	0.2471	-0.0289	-0.2537	0.0266	0.2551
16	0.1569	0.2328	-0.0919	-0.2280	0.1375	0.2026
17	0.1699	0.2127	-0.1480	-0.1732	0.2198	0.0869
18	0.1829	0.1870	-0.1934	-0.0964	0.2562	-0.0560
19	0.1957	0.1562	-0.2251	-0.0078	0.2391	-0.1817
20	0.2082	0.1209	-0.2407	0.0811	0.1724	-0.2512
21	0.2205	0.0817	-0.2390	0.1587	0.0702	-0.2430
22	0.2325	0.0395	-0.2197	0.2145	-0.0456	-0.1601
23	0.2442	-0.0051	-0.1838	0.2410	-0.1502	-0.0286
24	0.2556	-0.0512	-0.1331	0.2340	-0.2208	0.1098
25	0.2666	-0.0982	-0.0702	0.1934	-0.2416	0.2109
26	0.2773	-0.1452	0.0016	0.1231	-0.2067	0.2416
27	0.2876	-0.1917	0.0789	0.0303	-0.1210	0.1900
28	0.2977	-0.2373	0.1581	-0.0759	0.0009	0.0678
29	0.3075	-0.2816	0.2364	-0.1861	0.1393	-0.0943
30	0.3172	-0.3247	0.3119	-0.2926	0.2756	-0.2603
M %	69.06	14.95	5.70	3.07	1.86	1.23

= 95.87

 $\Sigma Myr = \Sigma [(\Sigma m_i \cdot \Phi_i)^2 / Mr] = 11744.17 > 0.90 \times \Sigma m = 11024.58 \text{ t}$ Dinamik kutle orani yeterli.

BURULMA DİNAMİK ANALİZ DEPLASMAN VEKTORLERİ

Kat	1.mod	2.mod	3.mod	4.mod	5.mod	6.mod
1	0.0028	0.0105	0.0221	0.0372	0.0546	0.0731
2	0.0089	0.0321	0.0648	0.1039	0.1444	0.1819
3	0.0171	0.0597	0.1149	0.1734	0.2234	0.2563
4	0.0267	0.0902	0.1644	0.2293	0.2651	0.2604
5	0.0375	0.1216	0.2076	0.2609	0.2562	0.1884
6	0.0490	0.1523	0.2401	0.2623	0.1967	0.0606
7	0.0612	0.1808	0.2586	0.2321	0.0979	-0.0841
8	0.0738	0.2061	0.2614	0.1735	-0.0201	-0.2010
9	0.0867	0.2270	0.2477	0.0935	-0.1326	-0.2540
10	0.0996	0.2429	0.2181	0.0021	-0.2162	-0.2267
11	0.1126	0.2530	0.1744	-0.0889	-0.2533	-0.1279
12	0.1256	0.2570	0.1194	-0.1680	-0.2362	0.0112
13	0.1383	0.2547	0.0567	-0.2249	-0.1687	0.1469
14	0.1508	0.2459	-0.0095	-0.2524	-0.0651	0.2366
15	0.1630	0.2309	-0.0747	-0.2469	0.0525	0.2520
16	0.1749	0.2099	-0.1344	-0.2093	0.1592	0.1884
17	0.1863	0.1835	-0.1845	-0.1445	0.2322	0.0655
18	0.1973	0.1521	-0.2217	-0.0611	0.2561	-0.0780
19	0.2078	0.1166	-0.2432	0.0300	0.2259	-0.1973
20	0.2177	0.0778	-0.2476	0.1168	0.1482	-0.2549
21	0.2271	0.0366	-0.2343	0.1877	0.0395	-0.2330
22	0.2358	-0.0061	-0.2041	0.2332	-0.0767	-0.1387
23	0.2440	-0.0494	-0.1588	0.2471	-0.1754	-0.0019
24	0.2516	-0.0922	-0.1011	0.2271	-0.2351	0.1339
25	0.2585	-0.1339	-0.0344	0.1750	-0.2424	0.2252
26	0.2649	-0.1736	0.0374	0.0967	-0.1944	0.2423
27	0.2707	-0.2107	0.1105	0.0007	-0.0997	0.1777
28	0.2760	-0.2450	0.1813	-0.1025	0.0247	0.0483
29	0.2809	-0.2763	0.2470	-0.2033	0.1573	-0.1115
30	0.2854	-0.3051	0.3069	-0.2953	0.2806	-0.2663

Kat	A (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	X _g (m)	Y _g (m)	J _{mass} (m ²)
1	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
2	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
3	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
4	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
5	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
6	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
7	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
8	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
9	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
10	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
11	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
12	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
13	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
14	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
15	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
16	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
17	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
18	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
19	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
20	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
21	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
22	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
23	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
24	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
25	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
26	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
27	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
28	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
29	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
30	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08

LAT ve DEPREM KUVVETLERİ (t)
Deprem tepe yuku Ftx= 7.93 Fty= 7.93 (t)

								X YÖNÜ			Y YÖNÜ			Kat no	H (m)	Wg	Wq	Xg (m)	Xr (m)	Yg (m)	Yr (m)	Dinamik Analiz	Esdeğer dep.yön.	Minimum Dep.yükü	Dinamik Analiz	Esdeğer dep.yön.	Minimum Dep.yükü	Kat tipi
1	2.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	5.278	1.212	5.278	4.869	1.212	4.869	NORMAL														
2	5.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	14.086	2.425	14.086	13.299	2.425	13.299	NORMAL														
3	8.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	22.567	3.637	22.567	21.757	3.637	21.757	NORMAL														
4	11.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	28.854	4.849	28.854	28.274	4.849	28.274	NORMAL														
5	14.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	32.446	6.061	32.446	32.193	6.061	32.193	NORMAL														
6	16.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	33.955	7.274	33.955	33.996	7.274	33.996	NORMAL														
7	19.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.578	8.486	34.578	34.811	8.486	34.811	NORMAL														
8	22.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	35.222	9.698	35.222	35.570	9.698	35.570	NORMAL														
9	25.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	35.946	10.911	35.946	36.412	10.911	36.412	NORMAL														
10	28.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	36.306	12.123	36.306	36.937	12.123	36.937	NORMAL														
11	30.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	36.081	13.335	36.081	36.894	13.335	36.894	NORMAL														
12	33.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	35.544	14.547	35.544	36.490	14.547	36.490	NORMAL														
13	36.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	35.126	15.760	35.126	36.111	15.760	36.111	NORMAL														
14	39.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.939	16.972	34.939	35.889	16.972	35.889	NORMAL														
15	42.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.761	18.184	34.761	35.640	18.184	35.640	NORMAL														
16	44.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.420	19.397	34.420	35.206	19.397	35.206	NORMAL														
17	47.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.042	20.609	34.042	34.687	20.609	34.687	NORMAL														
18	50.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	33.834	21.821	33.834	34.282	21.821	34.282	NORMAL														
19	53.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	33.732	23.033	33.732	33.961	23.033	33.961	NORMAL														
20	56.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	33.429	24.246	33.429	33.470	24.246	33.470	NORMAL														
21	58.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	32.788	25.458	32.788	32.697	25.458	32.697	NORMAL														
22	61.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	32.087	26.670	32.087	31.921	26.670	31.921	NORMAL														
23	64.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	31.739	27.883	31.739	31.556	27.883	31.556	NORMAL														
24	67.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	31.773	29.095	31.773	31.656	29.095	31.656	NORMAL														
25	70.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	31.874	30.307	31.874	31.926	30.307	31.926	NORMAL														
26	72.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	32.200	31.520	32.200	32.507	31.520	32.507	NORMAL														
27	75.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.042	32.732	34.042	34.596	32.732	34.596	NORMAL														
28	78.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	39.019	33.944	39.019	39.699	33.944	39.699	NORMAL														
29	81.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	47.234	35.156	47.234	47.954	35.156	47.954	NORMAL														
30	84.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	57.231	44.299	57.231	58.067	44.299	58.067	NORMAL														
Toplam :								995.134	571.645	995.134	1003.323	571.645	1003.323															

t=W.A(t)/Ra(t)> 0,10. Ao.I.W 571.64 , 571.64 > 489.98
Deprem kontrol: 0.90 x 571.645 = 514.480 < 995.134 >>> 995.134
Deprem kontrol: 0.90 x 571.645 = 514.480 < 1003.323 >>> 1003.323

kuzgar kuvvetleri (t)

Kat no	X-yönü F	X-yönü ey m	Y-yönü F	Y-yönü ex m
1	2.604	14.000	5.074	7.750
2	2.604	14.000	5.074	7.750
3	4.166	14.000	8.118	7.750
4	4.166	14.000	8.118	7.750
5	4.166	14.000	8.118	7.750
6	4.166	14.000	8.118	7.750
7	4.166	14.000	8.118	7.750
8	5.729	14.000	11.162	7.750
9	5.729	14.000	11.162	7.750
10	5.729	14.000	11.162	7.750
11	5.729	14.000	11.162	7.750
12	5.729	14.000	11.162	7.750
13	5.729	14.000	11.162	7.750
14	5.729	14.000	11.162	7.750
15	5.729	14.000	11.162	7.750
16	5.729	14.000	11.162	7.750
17	5.729	14.000	11.162	7.750
18	5.729	14.000	11.162	7.750
19	5.729	14.000	11.162	7.750
20	5.729	14.000	11.162	7.750
21	5.729	14.000	11.162	7.750
22	5.729	14.000	11.162	7.750
23	5.729	14.000	11.162	7.750
24	5.729	14.000	11.162	7.750
25	5.729	14.000	11.162	7.750
26	5.729	14.000	11.162	7.750
27	5.729	14.000	11.162	7.750
28	5.729	14.000	11.162	7.750
29	5.729	14.000	11.162	7.750
30	5.729	14.000	11.162	7.750

at Deprem deplasmanları

at o	X YÖNÜ				Y YÖNÜ			
	9. yükleme		10. yükleme		11. yükleme		12. yükleme	
	δx (m)	θz (rad)	δx (m)	θz (rad)	δy (m)	θz (rad)	δy (m)	θz (rad)
1	-0.0000056	-0.0000001	-0.0000056	0.0000001	-0.0000042	-0.0000002	-0.0000042	0.0000002
2	-0.0000107	-0.0000002	-0.0000107	0.0000002	-0.0000082	-0.0000003	-0.0000082	0.0000003
3	-0.0000145	-0.0000002	-0.0000145	0.0000002	-0.0000112	-0.0000004	-0.0000112	0.0000004
4	-0.0000171	-0.0000003	-0.0000171	0.0000003	-0.0000134	-0.0000005	-0.0000134	0.0000005
5	-0.0000184	-0.0000003	-0.0000184	0.0000003	-0.0000145	-0.0000005	-0.0000145	0.0000005
6	-0.0000190	-0.0000003	-0.0000190	0.0000003	-0.0000151	-0.0000006	-0.0000151	0.0000006
7	-0.0000194	-0.0000003	-0.0000194	0.0000003	-0.0000155	-0.0000006	-0.0000155	0.0000006
8	-0.0000197	-0.0000003	-0.0000197	0.0000003	-0.0000158	-0.0000006	-0.0000158	0.0000006
9	-0.0000199	-0.0000003	-0.0000199	0.0000003	-0.0000160	-0.0000006	-0.0000160	0.0000006
10	-0.0000199	-0.0000003	-0.0000199	0.0000003	-0.0000161	-0.0000006	-0.0000161	0.0000006
11	-0.0000197	-0.0000003	-0.0000197	0.0000003	-0.0000160	-0.0000006	-0.0000160	0.0000006
12	-0.0000195	-0.0000003	-0.0000195	0.0000003	-0.0000159	-0.0000006	-0.0000159	0.0000006
13	-0.0000193	-0.0000003	-0.0000193	0.0000003	-0.0000157	-0.0000006	-0.0000157	0.0000006
14	-0.0000192	-0.0000003	-0.0000192	0.0000003	-0.0000156	-0.0000006	-0.0000156	0.0000006
15	-0.0000191	-0.0000003	-0.0000191	0.0000003	-0.0000154	-0.0000005	-0.0000154	0.0000005
16	-0.0000189	-0.0000003	-0.0000189	0.0000003	-0.0000152	-0.0000005	-0.0000152	0.0000005
17	-0.0000187	-0.0000002	-0.0000187	0.0000002	-0.0000150	-0.0000005	-0.0000150	0.0000005
18	-0.0000186	-0.0000002	-0.0000186	0.0000002	-0.0000149	-0.0000004	-0.0000149	0.0000004
19	-0.0000184	-0.0000001	-0.0000184	0.0000001	-0.0000146	-0.0000002	-0.0000146	0.0000002
20	-0.0000182	-0.0000000	-0.0000182	0.0000000	-0.0000144	-0.0000001	-0.0000144	0.0000001
21	-0.0000178	-0.0000000	-0.0000178	0.0000000	-0.0000140	-0.0000001	-0.0000140	0.0000001
22	-0.0000175	-0.0000006	-0.0000175	0.0000006	-0.0000138	-0.0000011	-0.0000138	0.0000011
23	-0.0000173	-0.0000029	-0.0000173	0.0000030	-0.0000137	-0.0000059	-0.0000137	0.0000058
24	-0.0000173	-0.0000102	-0.0000173	0.0000103	-0.0000137	-0.0000204	-0.0000137	0.0000202
25	-0.0000175	-0.0000253	-0.0000175	0.0000255	-0.0000139	-0.0000504	-0.0000139	0.0000499
26	-0.0000186	-0.0000417	-0.0000186	0.0000421	-0.0000148	-0.0000832	-0.0000148	0.0000824
27	-0.0000219	-0.0000581	-0.0000219	0.0000587	-0.0000175	-0.0001159	-0.0000175	0.0001148
28	-0.0000298	-0.0000738	-0.0000298	0.0000744	-0.0000242	-0.0001471	-0.0000242	0.0001457
29	-0.0000464	-0.0000881	-0.0000464	0.0000889	-0.0000383	-0.0001758	-0.0000383	0.0001741
30	-0.0000735	-0.0001012	-0.0000735	0.0001021	-0.0000620	-0.0002018	-0.0000620	0.0001999

eprem yapı salınımları: x= 0.00000 y= 0.00000

EPREM PERDELERİ TABAN MOMENT KONTROLÜ

erde taban momenti							kat deprem momenti (tm)						
erde	Mx	Nx . (Xr)	=	ΣMxr	My	Ny . (Yr)	=	ΣMyr	kat	Fx	Fx . H	Fy	Fy . H
801	0.57	-3 x-12.91		3.98	0.01	.5 x-7.61		-3.65	1	5.28	14.78	4.87	13.6
802	0.02	-.7 x-7.81		5.19	0.34	1.2 x-6.66		-8.28	2	14.09	78.88	13.30	74.4
803	0.02	-.5 x-4.35		2.00	0.40	.9 x-6.66		-5.90	3	22.57	189.56	21.76	182.7
804	0.02	0 x 0		0.00	0.48	-.1 x-6.66		0.33	4	28.85	323.17	28.27	316.6
805	0.02	.5 x 4.34		2.00	0.55	-1 x-6.66		6.65	5	32.45	454.24	32.19	450.7
806	0.02	.7 x 7.8		5.19	0.61	-1.4 x-6.66		9.12	6	33.96	570.45	34.00	571.1
807	0.57	.3 x 12.9		3.98	0.02	-.5 x-7.61		4.17	7	34.58	677.73	34.81	682.3
814	0.05	0 x 0		0.00	3.38	0 x .19		-0.00	8	35.22	788.96	35.57	796.7
827	0.71	.2 x-12.91		-2.68	0.01	-.5 x 7.6		-3.65	9	35.95	905.85	36.41	917.5
828	0.02	.6 x-7.81		-5.04	0.34	-1.2 x 6.65		-8.28	10	36.31	1016.57	36.94	1034.2
829	0.02	.5 x-4.35		-2.12	0.40	-.9 x 6.65		-5.90	11	36.08	1111.28	36.89	1136.3
830	0.02	0 x 0		0.00	0.48	.1 x 6.65		0.33	12	35.54	1194.29	36.49	1226.0
831	0.02	-.5 x 4.34		-2.12	0.55	1 x 6.65		6.65	13	35.13	1278.57	36.11	1314.4

REM PERDELERİ TABAN MOMENT KONTROLU

de taban momenti

de	Mx	Nx . (Xr) =	ΣMxr	My	Ny . (Yr) =	ΣMyr
2	0.02	-.6 x 7.8	-5.04	0.61	1.4 x 6.65	9.12
3	0.71	-.2 x 12.9	-2.68	0.02	.5 x 7.6	4.17

kat deprem momenti (tm)

kat	Fx	Fx . H	Fy	Fy . H
14	34.94	1369.61	35.89	1406.83
15	34.76	1459.95	35.64	1496.89
16	34.42	1542.02	35.21	1577.21
17	34.04	1620.42	34.69	1651.10
18	33.83	1705.26	34.28	1727.79
19	33.73	1794.53	33.96	1806.70
20	33.43	1872.04	33.47	1874.31
21	32.79	1927.95	32.70	1922.59
22	32.09	1976.56	31.92	1966.31
23	31.74	2044.01	31.56	2032.24
24	31.77	2135.16	31.66	2127.25
25	31.87	2231.19	31.93	2234.80
26	32.20	2344.16	32.51	2366.49
27	34.04	2573.58	34.60	2615.46
28	39.02	3059.07	39.70	3112.41
29	47.23	3835.38	47.95	3893.84
30	57.23	4807.41	58.07	4877.61

3	0.02	-.5 x-7.95	3.56	0.85	0 x-.38	0.00
4	0.02	.3 x-4.2	-1.58	0.98	0 x-.13	0.00
5	0.02	-.4 x 4.2	-1.58	1.42	0 x-.13	0.00
6	0.02	.4 x 7.95	3.56	1.51	0 x-.38	0.00
7	2.17	-.1 x-6.58	0.59	0.01	-.2 x-1.62	0.41
8	2.30	0 x 5.7	0.51	0.02	-.4 x-1.62	0.67
9	2.27	-.1 x-6.58	0.03	0.01	.3 x 1.62	0.40
10	2.33	0 x 5.7	0.02	0.02	.5 x 1.62	0.67

LAM	11.97	7.79	13.04	7.04	46902.64	47406.90
-----	-------	------	-------	------	----------	----------

onu am = 11.97 / 46902.64 = 0.00

onu am = 13.04 / 47406.90 = 0.00

lam 47 kolondan, 23 adedi perde olarak kullanilmistir.

SEK SUNEKLI YAPILARDA; R=7 olmalidir.

MAL SUNEKLI YAPILARDA; R=4 olmalidir.

EMDE YAPI DUZENSIZLIKLERININ KONTROLU

B2 duzensizliklerinin kontrolu

X YÖNÜ

max(di/hi)=0.0035, 0.02/R = 0.0033

Kat	X dsol(m)	X dsag(m)	X ort	nbi	nki	X dep/h	θi	kat tipi
1	0.0000049	0.0000062	0.0000056	1.11	1.07	0.00000	0.00006	Normal kat
2	0.0000045	0.0000057	0.0000051	1.12	1.31	0.00000	0.00005	Normal kat
3	0.0000034	0.0000043	0.0000038	1.12	1.45	0.00000	0.00004	Normal kat
4	0.0000022	0.0000028	0.0000025	1.12	1.76	0.00000	0.00002	Normal kat
5	0.0000012	0.0000015	0.0000013	1.12	1.92	0.00000	0.00001	Normal kat
6	0.0000005	0.0000007	0.0000006	1.12	1.33	0.00000	0.00001	Normal kat
7	0.0000003	0.0000004	0.0000003	1.11	0.81	0.00000	0.00000	Normal kat
8	0.0000003	0.0000004	0.0000003	1.11	0.98	0.00000	0.00000	Normal kat
9	0.0000002	0.0000003	0.0000002	1.11	2.14	0.00000	0.00000	Normal kat
10	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1.30	0.04	0.00000	0.00000	Normal kat
11	0.0000002	0.0000002	0.0000002	1.16	0.57	0.00000	0.00000	Normal kat
12	0.0000002	0.0000003	0.0000002	1.17	0.90	0.00000	0.00000	Normal kat
13	0.0000001	0.0000002	0.0000002	1.23	0.79	0.00000	0.00000	Normal kat
14	0.0000001	0.0000002	0.0000001	1.40	0.48	0.00000	0.00000	Normal kat
15	0.0000001	0.0000002	0.0000001	1.51	0.51	0.00000	0.00000	Normal kat
16	0.0000001	0.0000003	0.0000002	1.64	0.64	0.00000	0.00000	Normal kat
17	0.0000000	0.0000004	0.0000002	1.87	0.46	0.00000	0.00000	Normal kat
18	0.0000002	0.0000004	0.0000003	1.40	0.52	0.00000	0.00000	Normal kat
19	0.0000003	0.0000007	0.0000005	1.32	0.68	0.00000	0.00000	Normal kat
20	0.0000004	0.0000009	0.0000006	1.44	1.36	0.00000	0.00000	Normal kat
21	0.0000004	0.0000004	0.0000004	1.00	0.09	0.00000	0.00000	Normal kat
22	0.0000043	0.0000037	0.0000040	1.08	0.22	0.00000	0.00001	Normal kat
23	0.0000186	0.0000183	0.0000185	1.01	0.33	0.00001	0.00005	Normal kat
24	0.0000566	0.0000565	0.0000565	1.00	0.48	0.00002	0.00014	Normal kat
25	0.0001164	0.0001168	0.0001166	1.00	0.91	0.00004	0.00025	Normal kat
26	0.0001264	0.0001285	0.0001275	1.01	1.00	0.00005	0.00023	Normal kat
27	0.0001239	0.0001305	0.0001272	1.03	1.05	0.00005	0.00018	Normal kat
28	0.0001131	0.0001289	0.0001210	1.07	1.09	0.00005	0.00013	Normal kat
29	0.0000948	0.0001279	0.0001114	1.15	1.10	0.00005	0.00008	Normal kat
30	0.0000741	0.0001282	0.0001012	1.27	0.00	0.00005	0.00004	Normal kat

Y YÖNÜ

Kat	Y dsol(m)	Y dsag(m)	Y ort	nbi	nki	Y dep/h	θi	kat tipi
1	0.0000020	0.0000063	0.0000042	1.51	1.02	0.00000	0.00004	Normal kat
2	0.0000019	0.0000061	0.0000040	1.53	1.26	0.00000	0.00004	Normal kat
3	0.0000015	0.0000047	0.0000031	1.53	1.38	0.00000	0.00003	Normal kat
4	0.0000010	0.0000032	0.0000021	1.53	1.65	0.00000	0.00002	Normal kat
5	0.0000006	0.0000018	0.0000012	1.52	1.76	0.00000	0.00001	Normal kat
6	0.0000003	0.0000009	0.0000006	1.52	1.28	0.00000	0.00001	Normal kat
7	0.0000002	0.0000005	0.0000003	1.51	0.83	0.00000	0.00000	Normal kat
8	0.0000002	0.0000005	0.0000003	1.50	0.90	0.00000	0.00000	Normal kat
9	0.0000001	0.0000004	0.0000003	1.48	1.40	0.00000	0.00000	Normal kat
10	0.0000001	0.0000001	0.0000001	1.31	0.41	0.00000	0.00000	Normal kat
11	0.0000000	0.0000002	0.0000001	1.82	0.36	0.00000	0.00000	Normal kat
12	0.0000000	0.0000003	0.0000002	1.80	0.66	0.00000	0.00000	Normal kat
13	0.0000000	0.0000003	0.0000001	1.96	0.51	0.00000	0.00000	Normal kat
14	0.0000001	0.0000003	0.0000002	1.66	0.47	0.00000	0.00000	Normal kat
15	0.0000001	0.0000004	0.0000003	1.55	0.51	0.00000	0.00000	Normal kat
16	0.0000003	0.0000007	0.0000005	1.44	0.55	0.00000	0.00000	Normal kat
17	0.0000005	0.0000009	0.0000007	1.28	0.57	0.00000	0.00000	Normal kat
18	0.0000010	0.0000013	0.0000012	1.16	0.60	0.00000	0.00001	Normal kat
19	0.0000016	0.0000021	0.0000019	1.11	0.76	0.00000	0.00001	Normal kat
20	0.0000020	0.0000026	0.0000023	1.12	5.44	0.00000	0.00001	Normal kat
21	0.0000003	0.0000003	0.0000003	1.05	0.02	0.00000	0.00000	Normal kat
22	0.0000147	0.0000142	0.0000144	1.02	0.22	0.00001	0.00005	Normal kat
23	0.0000666	0.0000664	0.0000665	1.00	0.33	0.00002	0.00019	Normal kat
24	0.0002035	0.0002035	0.0002035	1.00	0.48	0.00007	0.00051	Normal kat

25	0.0004196	0.0004201	0.0004198	1.00	0.91	0.00015	0.00090	Normal kat
26	0.0004583	0.0004601	0.0004592	1.00	1.00	0.00016	0.00082	Normal kat
27	0.0004558	0.0004612	0.0004585	1.01	1.05	0.00016	0.00065	Normal kat
28	0.0004295	0.0004428	0.0004362	1.02	1.09	0.00016	0.00047	Normal kat
29	0.0003873	0.0004156	0.0004014	1.04	1.10	0.00015	0.00029	Normal kat
30	0.0003410	0.0003884	0.0003647	1.06	0.00	0.00014	0.00013	Normal kat

TDY 6.3.2.1 A1 burulma duzensizligi: $1.2 < n_{bi} = 1.956 < 2$, dinamik analizle cozulmustur

TDY 6.3.2.1 B2 duzensizligi saglanmaması nedeniyle dinamik analizle cozulmustur

TDY 6.20 kosulu saglanmaktadır. $0.0002 < 0.0035$

TDY 6.21 kosulu saglanmaktadır. $\max \theta_i = .0009 < 0.12$

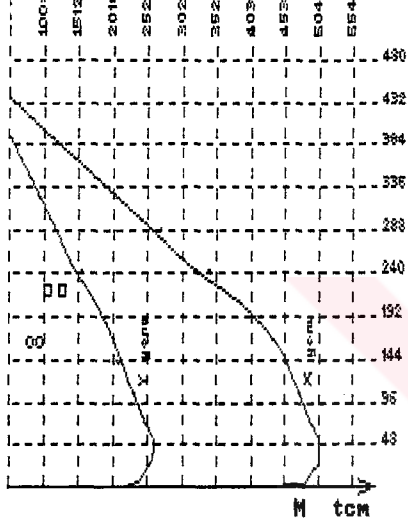


B1-Dusey dogrultudaki duzensizliklerinin kontrolu

Kat	Aw	Agx	Agy	EAex	EAey	ncix	nciy	ACIKLAMA
1	7.12	2.64	8.67	9.76	15.79	1.00	1.00	Duzenli
2	7.12	2.64	8.67	9.76	15.79	1.02	1.02	Duzenli
3	7.00	2.58	8.51	9.58	15.50	1.03	1.02	Duzenli
4	6.76	2.52	8.48	9.28	15.23	1.02	1.03	Duzenli
5	6.57	2.52	8.28	9.09	14.85	1.01	1.00	Duzenli
6	6.51	2.52	8.28	9.03	14.79	1.01	1.01	Duzenli
7	6.44	2.52	8.24	8.96	14.67	1.03	1.02	Duzenli
8	6.15	2.52	8.19	8.67	14.34	1.02	1.01	Duzenli
9	6.02	2.52	8.19	8.54	14.21	1.00	1.00	Duzenli
10	6.02	2.52	8.19	8.54	14.21	1.03	1.03	Duzenli
11	5.81	2.52	7.98	8.33	13.79	1.01	1.04	Duzenli
12	5.75	2.52	7.46	8.27	13.21	1.01	1.02	Duzenli
13	5.63	2.52	7.36	8.15	12.99	1.01	1.08	Duzenli
14	5.52	2.52	6.53	8.04	12.05	1.09	1.02	Duzenli
15	5.41	2.00	6.38	7.41	11.79	1.02	1.06	Duzenli
16	5.35	1.90	5.81	7.25	11.16	1.03	1.02	Duzenli
17	5.21	1.80	5.71	7.01	10.92	1.01	1.00	Duzenli
18	5.21	1.75	5.66	6.96	10.87	1.00	1.02	Duzenli
19	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
20	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
21	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
22	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
23	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
24	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
25	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
26	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
27	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
28	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
29	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
30	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	ust kat

A4 duzensizligi bulunmamamistir.

5 KOLONU



I/J : 11/ 0

KOMBİNASYON

BX/BY : 95/ 35 Bx : 1.147 By : 1.928 Hk : 2.790 m

	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G)	164.82	-0.99	-0.46	-0.01	-0.01
2. (0+0+0+0)	54.97	-0.39	-0.18	0.00	0.00
3. (0+0+0+0)		-0.47	-0.22	-0.21	-0.10
4. (0+0+0+0)		-0.09	-0.04	-0.21	-0.10
5. (0+0+0+0)		-0.34	-0.16	-0.18	-0.09
6. (0+0+0+0)		-0.02	-0.01	-0.03	-0.02
7. (0+0+0+0)		-0.45	-0.21	-0.12	-0.07
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+25	-0.03	-0.01	-0.02	0.00	0.00
X-Deprem-25	-0.03	-0.01	-0.02	0.00	0.00
Y-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar+25	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
X-Ruzgar-25	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
Y-Ruzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

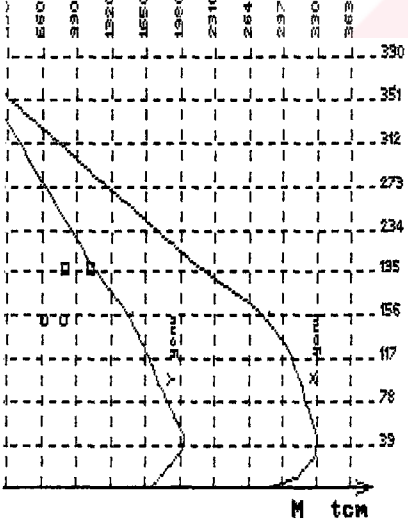
BETONARME HESABI :

Material: E1

max. Nd (t) :	219.793	164.870	219.793	164.844
max. M (tm) :	-10.990	8.244	-5.495	4.121
Gb (kg/cm ²) :	81.748	61.320	99.648	81.605
μ :	0.025	0.025	0.049	0.025
Fe (cm ²) :	8.313	8.313	16.209	8.313

DONATI : 2x4φ18+2x7φ20 (govde) + φ8/18/10(etriye)

6 KOLONU



I/J : 22/ 0

KOMBİNASYON

BX/BY : 80/ 35 Bx : 1.142 By : 1.774 Hk : 2.790 m

	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G)	151.28	-0.96	-0.45	-0.01	-0.00
2. (0+0+0+0)	46.06	-0.38	-0.18	0.00	0.00
3. (0+0+0+0)		-0.43	-0.20	-0.11	-0.05
4. (0+0+0+0)		-0.05	-0.03	-0.11	-0.05
5. (0+0+0+0)		-0.34	-0.16	-0.01	-0.00
6. (0+0+0+0)		-0.02	-0.01	-0.11	-0.05
7. (0+0+0+0)		-0.42	-0.20	-0.11	-0.06
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+25	0.00	-0.01	-0.03	0.00	0.00
X-Deprem-25	0.00	-0.01	-0.03	0.00	0.00
Y-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar+25	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00
X-Ruzgar-25	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00
Y-Ruzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

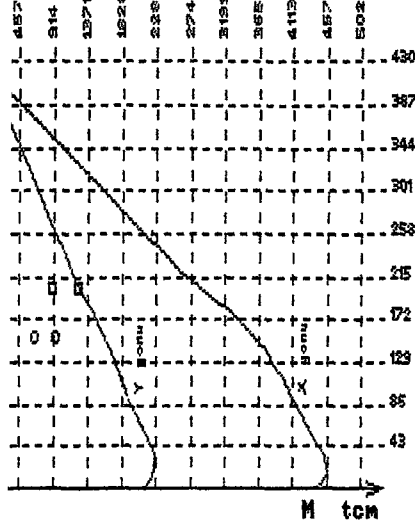
BETONARME HESABI :

Material: E1

max. Nd (t) :	197.339	151.277	197.339	151.277
max. M (tm) :	9.867	7.564	-4.933	3.782
Gb (kg/cm ²) :	91.088	69.826	99.665	85.839
μ :	0.025	0.025	0.057	0.025
Fe (cm ²) :	7.000	7.000	16.086	7.000

DONATI : 2x3φ18+2x6φ18 (govde) + φ8/18/10(etriye)

21 KOLONU



I/J : 23/ 0

KOMBINASYON

BX/BY : 90/ 30

Bx :

By :

Hk :

maxNd (t)

ustMx (tm)

altMx (tm)

ustMy (tm)

altMy (tm)

153.86

-1.10

-0.51

0.08

0.04

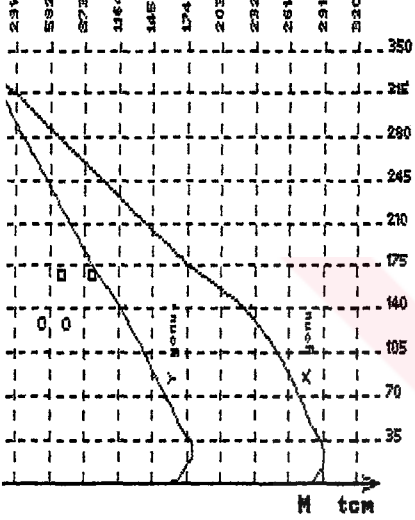
50.66

-0.40

-0.23

-0.24

22 KOLONU



I/J : 40/ 0

KOMBINASYON

BX/BY : 75/ 30

Bx :

By :

Hk :

maxNd (t)

ustMx (tm)

altMx (tm)

ustMy (tm)

altMy (tm)

128.09

1.35

-0.63

-0.35

0.17

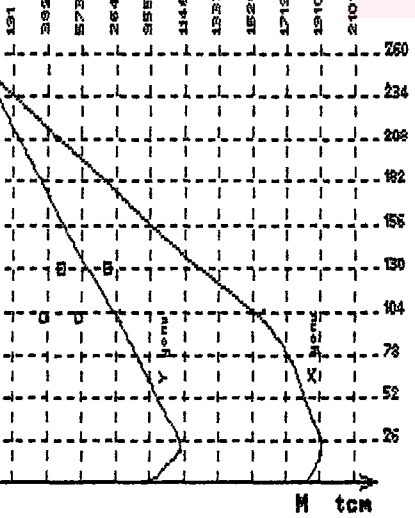
38.83

-0.52

-0.27

-0.02

23 KOLONU



I/J : 65/ 0

KOMBINASYON

BX/BY : 70/ 25

Bx :

By :

Hk :

maxNd (t)

ustMx (tm)

altMx (tm)

ustMy (tm)

altMy (tm)

101.24

-0.76

-0.35

-0.20

-0.10

28.74

-0.26

-0.18

-0.08

BETONARME HESABI :

max. Nd (t) :

max. M (tm) :

Gb (kg/cm²) :

h (cm) :

Fe (cm²) :

DONATI : 2x2φ18+2x5φ18 (govde) + φ8/12/8(etriye)

X-düsey

X-yatay

Y-düsey

Y-yatay

129.987

-6.499

5.062

-3.250

2.531

98.326

76.584

99.718

96.848

4.375

4.375

16.547

4.375

DONATI : 2x2φ18+2x5φ18 (govde) + φ8/12/8(etriye)

X-düsey

X-yatay

Y-düsey

Y-yatay

101.244

-1.29

-0.63

-0.35

0.17

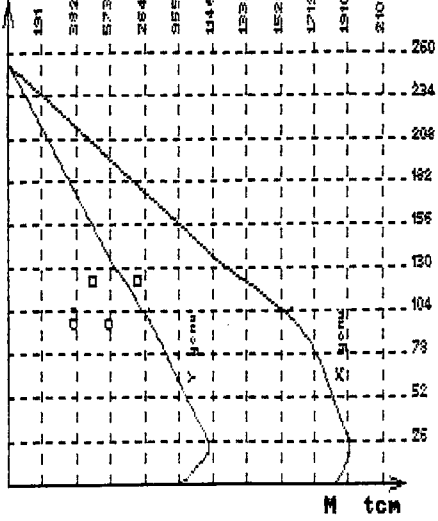
38.83

-0.52

-0.27

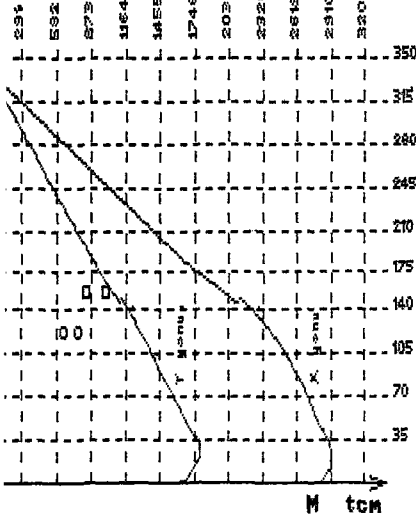
-0.02

SZ24 KOLONU



I/J : 164/ 130	BX/BY : 70/ 25	Ex : 1.167	By : 1.535	Hk : 2.790 m	
KOMBINASYON	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G+G)	98.21	.77	.97	-.44	-.38
2. (O+O+O+O)	27.32	.26	.33	-.13	-.13
3. (O+O+O+O)		.31	.07	-.04	-.08
4. (O+O+O+O)		-.04	.27	-.09	-.04
5. (O+O+O+O)		.16	.06	-.12	-.10
6. (O+O+O+O)		.02	.26	-.08	-.05
7. (O+O+O+O)		.37	.36	-.07	-.05
Zemin etkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+	-.07	-.01	-.01	0.00	0.00
X-Deprem-	-.08	-.01	-.01	0.00	0.00
Y-Deprem+	-.16	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-	-.13	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar+	-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar-	-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar+	-.04	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar-	.03	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME HESABI :	X-düsey	X-yatay	Y-düsey	Y-yatay	Material:E1
max. Nd (t) :	123.535	95.213	123.535	95.213	
max. M (tm) :	6.477	4.811	3.988	2.405	
Gb (kg/cm²) :	95.372	74.279	99.712	95.342	
As (cm²) :	4.0025	4.0025	15.0091	4.0025	
As (cm²) :	4.375	4.375	15.842	4.375	
DONATI : 2x2φ18+2x5φ18 (govde) + φ8/12/8 (ettriye)					

25 KOLONU



I/J : 206/ 168

KOMBINASYON

BX/BY : 75/ 30

Bx :

By :

Hk : 2.790 m

altMx (tm)

ustMy (tm)

altMy (tm)

ustMy (tm)

altMy (tm)

maxNd (t)

ustMx (tm)

altMx (tm)

ustMy (tm)

altMy (tm)

ustMy (tm)

altMy (tm)

ustMy (tm)

altMy (tm)

1. (G+G+G)

122.35

-2.11

-2.11

-2.11

-2.11

-2.11

-2.11

-2.11

2. (O+O+O+O)

37.04

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

3. (O+O+O+O)

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

4. (O+O+O+O)

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

5. (O+O+O+O)

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

6. (O+O+O+O)

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

7. (O+O+O+O)

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

-0.81

Zemin etkisi

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

X-Deprem+25

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

X-Deprem-25

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

-0.07

Y-Deprem+25

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

Y-Deprem-25

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

-0.18

X-Ruzgar+25

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

X-Ruzgar-25

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

-0.01

Y-Ruzgar+25

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

Y-Ruzgar-25

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

-0.04

BETONARME HESABI :

X-düsey

X-yatay

Y-düsey

Y-yatay

Material:E1

Material:E1

Material:E1

Material:E1

max. Nd (t) :

159.393

122.351

159.393

122.351

159.393

122.351

159.393

122.351

max. M (tm) :

-7.970

6.118

-7.970

6.118

-7.970

6.118

-7.970

6.118

Gb (kg/cm²) :

95.503

73.309

99.711

99.611

95.503

73.309

99.711

99.611

μ :

5.0025

5.0025

5.0025

5.0025

5.0025

5.0025

5.0025

5.0025

Fe (cm²) :

5.625

5.625

5.625

5.625

5.625

5.625

5.625

5.625

DONATI : 2x3φ18+2x6φ20 (govde) + φ8/15/10 (etkiye)

2x3φ18+2x6φ20 (govde) + φ8/15/10 (etkiye)

2x3φ18+2x6φ20 (govde) + φ8/15/10 (etkiye)

2x3φ18+2x6φ20 (govde) + φ8/15/10 (etkiye)

2x3φ18+2x6φ20 (govde) + φ8/15/10 (etkiye)

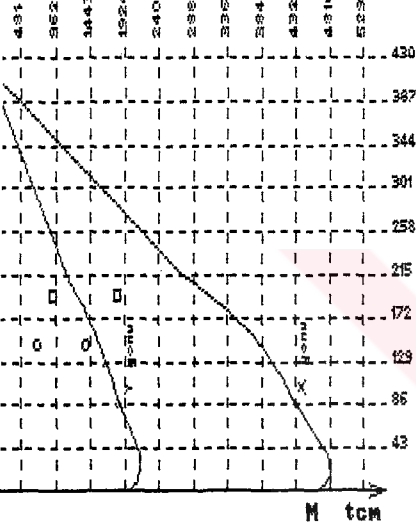
2x3φ18+2x6φ20 (govde) + φ8/15/10 (etkiye)

2x3φ18+2x6φ20 (govde) + φ8/15/10 (etkiye)

2x3φ18+2x6φ20 (govde) + φ8/15/10 (etkiye)

2x3φ18+2x6φ20 (govde) + φ8/15/10 (etkiye)

26 KOLONU



I/J : 246/ 207

KOMBINASYON

BX/BY : 90/ 30

Bx :

By :

Hk : 2.790 m

altMx (tm)

ustMy (tm)

altMy (tm)

ustMy (tm)

maxNd (t)

147.180

1.33

1.33

1.33

1.33

1.33

1.33

1.33

1. (G+G+G)

48.57

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

2. (O+O+O+O)

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

3. (O+O+O+O)

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

4. (O+O+O+O)

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

5. (O+O+O+O)

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

6. (O+O+O+O)

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

7. (O+O+O+O)

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

-1.33

Zemin etkisi

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

X-Deprem+25

-0.03

-0.03

-0.03

-0.03

-0.03

-0.03

-0.03

-0.03

X-Deprem-25

-0.03

-0.03

-0.03

-0.03

-0.03

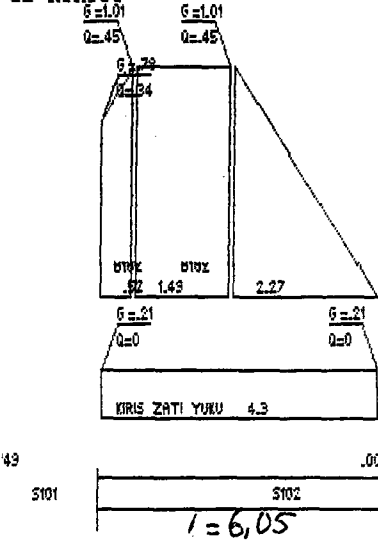
-0.03

-0.03

-0.03

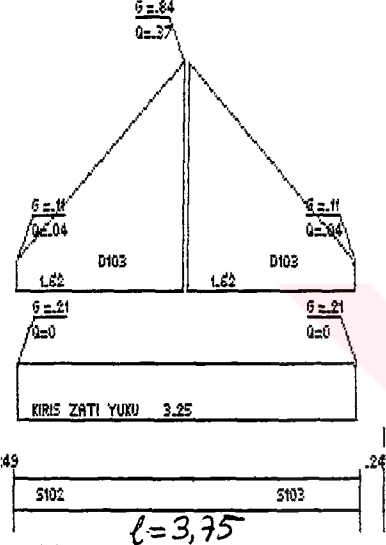
Y-Deprem+25

01 KIRISI



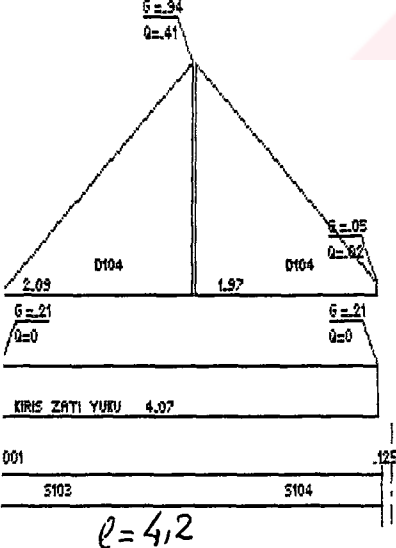
Bw/D= 25/ 30	I= 1	J= 3	Tabla : B2/D2= 26/ 12cm		
KOMBINASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolvD (t)	SagVd (t)	
1. (G+G+G)	3.89	-1.61	2.47	-1.63	
2. (O+O+O)	1.41	-0.56	0.90	-0.53	
3. (O+O+O)	1.41	-0.56	0.90	-0.53	
4. (O+O+O)	1.41	-0.56	0.90	-0.53	
5. (O+O+O)	1.41	-0.56	0.90	-0.53	
6. (O+O+O)	1.41	-0.56	0.90	-0.53	
7. (O+O+O)	1.41	-0.56	0.90	-0.53	
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem+	0.01	0.01	0.00	0.00	
Y-Deprem+	0.01	0.01	0.00	0.00	
X-Deprem-	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Deprem-	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Ruzgar-	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Ruzgar-	0.00	0.00	0.00	0.00	
BETONARME SONUCLAR :	üstMsol	altMsol	Mac.	üstMsag	altMsag
Mduz. (tm)	2.88	0.00	(2.88m)	0.00	0.00
max M (tm)	2.88	0.00	2.88	0.00	0.00
Gb (kg/cm ²)	84.44	0.00	53.86	71.84	0.00
Feu (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm ²)	4.72	2.36	2.59	3.62	1.81
DONATI: 2012(mon.)+1016(sol üst ila.)+1012(sag üst ila.)					
2012(düz)+1012(pilve)+1012(sol alt ila.)+ 08/15/8(etriye)					

02 KIRISI



Bw/D= 25/ 30	I= 3	J= 8	Tabla : B2/D2= 20/ 12cm	
KOMBINASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolvD (t)	SagVd (t)
1. (G+G+G)	0.86	-0.43	1.14	-1.12
2. (O+O+O)	0.28	-0.14	0.35	-0.35
3. (O+O+O)	0.28	-0.14		
4. (O+O+O)	0.28	-0.14		
5. (O+O+O)	0.28	-0.14		
6. (O+O+O)	0.28	-0.14		
7. (O+O+O)	0.28	-0.14		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+	0.01	0.01	0.01	0.01
Y-Deprem+	0.01	0.01		
X-Deprem-	0.01	0.01		
Y-Deprem-	0.01	0.01		
X-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar+	0.00	0.00		
X-Ruzgar-	0.00	0.00		
Y-Ruzgar-	0.00	0.00		
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Mac (1.77m)	üstMsag altMsag
Mduz. (tm)	1.19	0.00		0.00
max M (tm)	1.16	0.00		0.00
Gb (kg/cm²)	46.01	0.00	49.77	45.24
Feu (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm²)	2.38	1.19	1.50	2.38
DONATI: 2012(mon.)+1012(sag üst ila.)				
2012(düz)+ 08/15/8(etriye)				

03 KIRISI



Bw/D= 25/ 30	I= 8	J= 19	Tabla : B2/D2= 24/ 12cm		
KOMBINASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolvD (t)	SagVd (t)	
1. (G+G+G)	1.31	-1.31	1.40	-1.46	
2. (O+O+O)	0.42	-0.42	0.43	-0.46	
3. (O+O+O)	0.42	-0.42	0.43	-0.46	
4. (O+O+O)	0.42	-0.42	0.43	-0.46	
5. (O+O+O)	0.42	-0.42	0.43	-0.46	
6. (O+O+O)	0.42	-0.42	0.43	-0.46	
7. (O+O+O)	0.42	-0.42	0.43	-0.46	
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem+	0.01	0.01	0.00	0.00	
Y-Deprem+	0.01	0.01	0.00	0.00	
X-Deprem-	0.01	0.01	0.00	0.00	
Y-Deprem-	0.01	0.01	0.00	0.00	
X-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Ruzgar-	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Ruzgar-	0.00	0.00	0.00	0.00	
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk: 5.46	4.61 cm ²	
Mduz. (tm)	1.23	0.00	(2.21m)	0.00	0.00
max M (tm)	1.23	0.00	2.21	-1.77	0.00
Gb (kg/cm ²)	62.13	0.00	51.34	62.35	0.00
Feu (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm ²)	2.84	1.42	1.96	2.85	1.43
DONATI: 2012(mon.)+1012(sag üst ila.)					
2012(düz)+ 08/15/8(etriye)					

Hand-drawn cross-section diagram of a roof structure. The roof is divided into two main sections by a central vertical line. The left section is a triangle with a peak height of $6 = 34$ and a base width of 1.97 . The right section is a triangle with a peak height of $6 = 42$ and a base width of 2.09 . Below the roof, there is a horizontal line labeled "KIRIS ZATI YUHU" with a value of 4.07 . At the bottom, there are two rectangular sections labeled "S104" and "S105". The total width of the base is 25 , and the total height of the roof is 100 . The diagram is labeled "D105" in the center.

```

Bw/D= 25/ 30   I= 19   J= 36   Tabla : B2/D2= 24/ 12cm
KOMBINASYON      SolM      SagM      SolVd      SagVd      (t)
1. (G+G+G+G)      1.31      -1.31      1.46      -1.41
2. (O+O+O+O)      0.00      -0.00      0.00      -0.00
3. (O+O+O+O)      0.00      -0.00      0.00      -0.00
4. (O+O+O+O)      0.00      -0.00      0.00      -0.00
5. (O+O+O+O)      0.00      -0.00      0.00      -0.00
6. (O+O+O+O)      0.00      -0.00      0.00      -0.00
7. (O+O+O+O)      0.00      -0.00      0.00      -0.00
Zemin itkisi      0.00      0.00      0.00      0.00
X-Deprem+         0.00      0.00      0.00      0.00
X-Deprem-         0.00      0.00      0.00      0.00
Y-Deprem+         0.00      0.00      0.00      0.00
Y-Deprem-         0.00      0.00      0.00      0.00
X-Ruzgar+         0.00      0.00      0.00      0.00
X-Ruzgar-         0.00      0.00      0.00      0.00
Y-Ruzgar+         0.00      0.00      0.00      0.00
Y-Ruzgar-         0.00      0.00      0.00      0.00
BETONARME SONUCLAR :      :      :      :      :      :      :      :
McuZ      (t)      :      :      :      :      :      :      :
max M      (t)      :      :      :      :      :      :      :
G5      (kg/cm2)      :      :      :      :      :      :      :
sFeu      (cm2)      :      :      :      :      :      :      :
Fe      (cm2)      :      :      :      :      :      :      :
DONATI: 2012(mon.)+1012(sag üst ila.)      :      :      :      :      :      :      :
2012(düz)+ 08/15/8(etriye)      :      :      :      :      :      :      :

```

Technical drawing of a roof structure (KIRIS ZATI YURU) showing a cross-section with a central gable and two side gables. The drawing includes dimensions for height (1.01m), width (4.45m), and slope (0.22/0.08). The total width is 14.19m, and the total height is 3.2m. The drawing is labeled "KIRIS ZATI YURU 3.2".

DONATI: $2\phi 12(\text{mon.}) + 1\phi 12(\text{sag üst ila.})$
 $2\phi 12(\text{düz}) + 1\phi 12(\text{pilıye}) + \phi 8/15/8(\text{ettriye})$

Hand-drawn diagram of a trapezoidal dam cross-section. The top width is 6m, the bottom width is 1.84m, and the height is 3.6m. The dam is divided into two parts: a top section with a height of 2.2m and a bottom section with a height of 1.4m. The bottom section is labeled "KIRIS ZATI YUKU 1.84". The diagram is labeled with dimensions and a calculation for the bottom width: $1.84 = 1.85$.

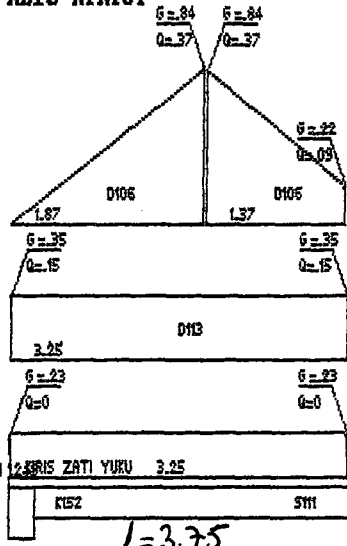
Bw/D= 25/ 30	I= 10	J= 9	Tabla :	B1/D1= 11/ 12cm	B2/D2= 11/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolYd (t)	SagYd (t)	
1. (G+G+G+G)	-0.01	-1.07			
2. (O+O+O+O)	-0.02	-1.36	.66	-1.29	
3. (O+O+O+O)	-0.03	-1.7			
4. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
5. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
6. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
7. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
8. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
9. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
10. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
11. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
12. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
13. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
14. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
15. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
16. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
17. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
18. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
19. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
20. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
21. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
22. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
23. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
24. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
25. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
26. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
27. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
28. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
29. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
30. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
31. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
32. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
33. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
34. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
35. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
36. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
37. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
38. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
39. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
40. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
41. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
42. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
43. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
44. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
45. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
46. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
47. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
48. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
49. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
50. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
51. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
52. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
53. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
54. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
55. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
56. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
57. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
58. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
59. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
60. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
61. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
62. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
63. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
64. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
65. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
66. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
67. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
68. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
69. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
70. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
71. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
72. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
73. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
74. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
75. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
76. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
77. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
78. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
79. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
80. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
81. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
82. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
83. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
84. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
85. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
86. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
87. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
88. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
89. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
90. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
91. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
92. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
93. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
94. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
95. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
96. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
97. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
98. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
99. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
100. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
101. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
102. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
103. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
104. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
105. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
106. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
107. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
108. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
109. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
110. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
111. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
112. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
113. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
114. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
115. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
116. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
117. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
118. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
119. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
120. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
121. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
122. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
123. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
124. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
125. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
126. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
127. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
128. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
129. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
130. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
131. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
132. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
133. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
134. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
135. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
136. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
137. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
138. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
139. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
140. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
141. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
142. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
143. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
144. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
145. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
146. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
147. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
148. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
149. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
150. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
151. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
152. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
153. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
154. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
155. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
156. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
157. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
158. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
159. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
160. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
161. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
162. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
163. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
164. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
165. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
166. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
167. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
168. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
169. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
170. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
171. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
172. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
173. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
174. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
175. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
176. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
177. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
178. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
179. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
180. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
181. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
182. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
183. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
184. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
185. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
186. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
187. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
188. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
189. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
190. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
191. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
192. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
193. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
194. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
195. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
196. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
197. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
198. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
199. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
200. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
201. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
202. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
203. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
204. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
205. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
206. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
207. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
208. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
209. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
210. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
211. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
212. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
213. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
214. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
215. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
216. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
217. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
218. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
219. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
220. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
221. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
222. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
223. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
224. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
225. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
226. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
227. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
228. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
229. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
230. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
231. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
232. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
233. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
234. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
235. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
236. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
237. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
238. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
239. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
240. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
241. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
242. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
243. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
244. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
245. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
246. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			
247. (O+O+O+O)	-0.03	-1.8			

The diagram shows a roof structure with the following dimensions and labels:

- Top Section:**
 - Left side: $\frac{6}{0.37} = 16.22$
 - Right side: $\frac{6}{0.37} = 16.22$
- Left Slope:**
 - Vertical height: $\frac{6}{0.13} = 46.15$
 - Horizontal distance: 1.37
 - Label: D103
- Right Slope:**
 - Vertical height: $\frac{6}{0.13} = 46.15$
 - Horizontal distance: 1.87
- Bottom Section:**
 - Left side: $\frac{6}{0.15} = 40.00$
 - Right side: $\frac{6}{0.15} = 40.00$
 - Label: D112
 - Bottom edge: 3.25
- Base:**
 - Left side: $\frac{6}{0.0} = 0.00$
 - Right side: $\frac{6}{0.0} = 0.00$
 - Label: KRIS ZATI YUKU
 - Bottom edge: 3.25
 - Far right edge: 2

Bw/D= 25/ 30	I= 9	J= 0	Tabla :	B1/D1= 26/ 12cm	B2/D2= 26/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)	
1. (+G+G+G)	1.94	0.00	2.28	-1.15	
2. (0+0+0)	-0.70	0.00	0.82	-0.39	
3. (0+0+0)	-0.67	0.00			
4. (0+0+0)	-0.67	0.00			
5. (0+0+0)	-0.63	0.00			
6. (0+0+0)	-0.62	0.00			
7. (0+0+0)	-0.58	0.00			
8. (0+0+0)	-0.59	0.00			
9. (0+0+0)	-0.59	0.00			
zemin ıktısı	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem+	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem-	0.00	0.00			
Y-Deprem+	0.00	0.00			
Y-Deprem-	0.00	0.00			
X-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Ruzgar-	0.00	0.00			
Y-Ruzgar+	0.00	0.00			
Y-Ruzgar-	0.00	0.00			
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	Fk:	8.82	2.39 cm ²	
Mdüz (tm)	2.76	altMsol	0.00	0.00	
max M (tm)	2.64		0.00	(2.15m)	
Gb (kg/cm ²)	70.95		0.00	1.26	
MFeu (cm ²)	0.00		0.00	50.25	
Fe	0.00		0.00	0.00	
Fe	3.55		1.77	2.73	
DONATI: 2012(mon.)					
2012(düz)+1012(pilve)+					
ø8/15/8(etriye)					

KB10 KIRISI



Bw/D= 25/ 30 I= 0 J= 93 Tabla : B1/D1= 26/ 12cm B2/D2= 26/ 12cm

KOMBİNASYON SolM (tm) SağM (tm) SolVd (t) SağVd (t)

1. (G+G+G+G)	0.00	-1.94	1.15	-2.28
2. (G+G+G+G)	0.00	-1.70	.39	-.81
3. (G+G+G+G)	0.00	-.03		
4. (G+G+G+G)	0.00	-.67		
5. (G+G+G+G)	0.00	-.61		
6. (G+G+G+G)	0.00	-.68		
7. (G+G+G+G)	0.00	-.71		
Zemin etkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
Z-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
Z-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk	Mac
Mduz (tm)	0.00	0.00	2.56	5.94 cm ²
max M (tm)	0.00	0.00	(1.37m)	7.76
Gb (kg/cm ²)	0.00	0.00	50.21	71.06
Feu (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm ²)	0.00	0.00	2.71	3.56
DONATI:	2ø12(mon.)+1ø12(sag üst ila)	2ø12(düz)+1ø12(pilye)+	ø8/15/8(etriye)	

MATERIAL:E1

$\frac{G=47}{Q=2}$

D117
 $\frac{4.07}{G=47}$
 $\frac{Q=21}{Q=21}$

D119
 $\frac{4.07}{G=21}$
 $\frac{Q=0}{Q=0}$

D115 ZATI YUKU 4.07

E164 D114
 $l=4.19m$

Bw/D= 30/ 30 I= 0 J= 37 Tabla : B1/D1= 33/ 12cm B2/D2= 33/ 12cm	
KOMBINASYON	SolM (tm) SagM (tm) SolVd (t) SagVd (t)
1. (G+G+G+G)	0.00 -2.88 1.79 -3.01
2. (0+0+0+0)	0.00 -1.03 .64 -1.07
3. (0+0+0+0)	0.00 -1.12
4. (0+0+0+0)	0.00 -1.02
5. (0+0+0+0)	0.00 -1.02
6. (0+0+0+0)	0.00 -1.93
7. (0+0+0+0)	0.00 -1.11
Zemin itkisi	0.00 0.00 0.00 0.00
X-Deprem+25	0.00 0.00 0.00 0.00
X-Deprem-25	0.00 0.00 0.00 0.00
Y-Deprem+25	0.00 0.00 0.00 0.00
Y-Deprem-25	0.00 0.00 0.00 0.00
X-Ruzgar+25	0.00 0.00 0.00 0.00
X-Ruzgar-25	0.00 0.00 0.00 0.00
Y-Ruzgar+25	0.00 0.00 0.00 0.00
Y-Ruzgar-25	0.00 0.00 0.00 0.00
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol altMsol Fk: 3.60 10.19 cm ² Mac. üstMsag altMsag
Mdüz. (tm)	0.00 0.00 (1.55m) 0.00 0.00
max M (tm)	0.00 0.00 1.90 3.51
Gb (kg/cm ²)	0.00 0.00 52.61 93.85
sFeu (cm ²)	0.00 0.00 0.00 0.00
Fe (cm ²)	0.00 0.00 4.11 6.72
DONATI: 2ø12(mon.)	2ø12(düz)+2ø12(pilye)+1ø12(sag alt ila.)+ ø8/15/8(etriye)

The diagram shows a three-story building with the following dimensions and labels:

- Top Floor:**
 - Width: $G=4,7$ (top left), $G=4,7$ (top right)
 - Depth: $Q=2$ (top left), $Q=2$ (top right)
 - Label: D118 (center)
 - Height: 4.07 (bottom left)
- Middle Floor:**
 - Label: D120 (center)
 - Height: 4.07 (bottom left)
- Bottom Floor:**
 - Width: $G=21$ (bottom left), $G=21$ (bottom right)
 - Depth: $Q=0$ (bottom left), $Q=0$ (bottom right)
 - Label: 125 KIRIS ZATI YUKU (bottom left)
 - Height: 4.07 (bottom left)
 - Labels: S114 (bottom left), S123 (bottom right)
- Overall Dimensions:**
 - Overall width: $l = 4,20$ (bottom center)

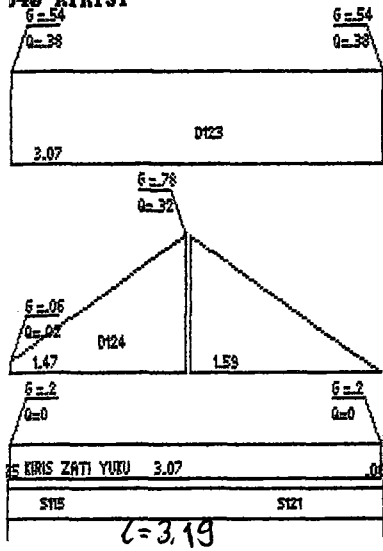
Bw/D= 30/ 30	I= 37	J= 0	Tabla :	B1/D1= 33/ 12cm	B2/D2= 33/ 12cm
KOMBINASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)	
1. (G+G+G)	2.88	0.00	3.01	-1.79	
2. (0+0+0)	1.03	0.00	1.08	-0.64	
3. (0+0+0)	.92	0.00			
4. (0+0+0)	.12	0.00			
5. (0+0+0)	1.01	0.00			
6. (0+0+0)	.10	0.00			
7. (0+0+0)	.96	0.00			
Zemin itkişi	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Deprem-25	0.00	0.00			
X-Ruzgar-25	0.00	0.00			
Y-Ruzgar-25	0.00	0.00			
X-Ruzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Ruzgar+25	0.00	0.00			
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	Fk: 12.01	3.64 cm ²		
Mdüz (tm)	altMsol		üstMsag	altMsag	
max M (tm)					
Gb (kg/cm ²)					
sFeu (cm ²)					
Fe (cm ²)					
DONATI: 2ø12(mon.)					
2ø12(düz)+2ø12(pilye)+ ø8/15/8(etriye)					

Technical drawing of a roof structure showing dimensions and labels:

- Top sections (D132):
 - Left: $G=1.01$, $Q=0.45$, $G=1.1$, $Q=0.04$, base width 2.02 .
 - Right: $G=1.01$, $Q=0.45$, $G=1.1$, $Q=0.04$, base width 2.02 .
- Middle section (D131):
 - Dimensions: $G=5.9$, $Q=3.8$, base width 2.75 .
- Bottom section (KIRIS ZATI YUKU):
 - Width: 4.05 .
- Labels at the bottom: S121, S127.
- Total width dimension: 6.55 .

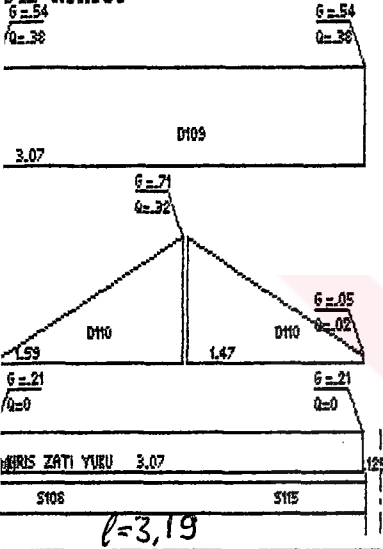
Bw/D= 25/ 30	I= 23	J= 41	Tabla: B1/D1= 24/ 14cm	B2/D2= 24/ 12cm	
KOMBİNASYON	SoLm (tm)	Sagm (tm)	SoLvd (t)	Sagvd (t)	
1. (G+G+G+G)	1.56	-1.83	1.97	-2.86	
2. (O+O+O+O)	.68	-.80	.79	-1.29	
3. (O+O+O+O)	.11	-.01			
4. (O+O+O+O)	.57	-.80			
5. (O+O+O+O)	.57	-.83			
6. (O+O+O+O)	.08	-.02			
7. (O+O+O+O)	.11	-.76			
Zemin iktisi	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem+	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem-	0.00	0.00			
Y-Deprem+	0.00	0.00			
Y-Deprem-	0.00	0.00			
X-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Ruzgar-	0.00	0.00			
Y-Ruzgar+	0.00	0.00			
Y-Ruzgar-	0.00	0.00			
Fk:			9.24	8.35 cm ²	
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Mac.	üstMsag	altMsag
Mduz (tm)	2.34	0.00	(2.22m)	2.52	0.00
max M (tm)	2.27	0.00	2.27	2.66	0.00
Gb (kg/cm ²)	72.09	0.00	61.86	77.09	0.00
Feu (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm ²)	3.64	1.82	5.03	4.07	2.03
DONATI:	2φ12(mon.)				
	2φ16(duz)+1φ16(pilye)+	φ8/15/8(etriye)			

B40 KIRISI



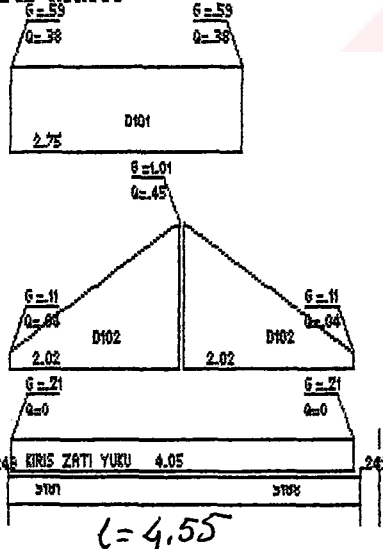
Bw/D= 25/ 30	I= 11	J= 23	Tabla : B1/D1= 18/ 12cm	B2/D2= 18/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)
1. (G+G+G)	1.13	-1.27	1.76	-1.80
2. (0+0+0)	0.55	-0.56	0.84	-0.84
3. (0+0+0)	0.46	-0.47		
4. (0+0+0)	0.09	-0.13		
5. (0+0+0)	0.08	-0.10		
6. (0+0+0)	0.08	-0.10		
7. (0+0+0)	0.38	-0.68		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
V-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
V-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk	Mac
Mdüz (tm)	1.32	0.00	5.73	4.82 cm ²
max M (tm)	1.32	0.00	(1.63m)	üstMsag
Gb (kg/cm ²)	60.40	0.00	49.65	altMsag
Feu (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm ²)	2.70	0.35	2.00	3.04
DONATI: 2φ12(mon.)+1φ12(sol üst ila.)				
2φ12(düz)+ φ8/15/8(etriye)				

B41 KIRISI



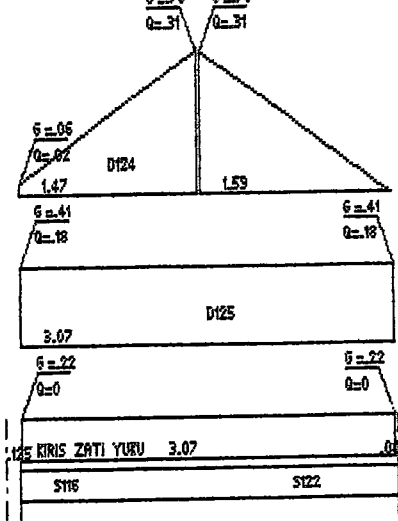
Bw/D= 25/ 30	I= 4	J= 11	Tabla : B1/D1= 18/ 12cm	B2/D2= 18/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)
1. (G+G+G)	1.25	-1.10	1.77	-1.71
2. (0+0+0)	0.58	-0.55	0.84	-0.84
3. (0+0+0)	0.43	-0.09		
4. (0+0+0)	0.44	-0.46		
5. (0+0+0)	0.62	-0.38		
6. (0+0+0)	0.38	-0.70		
7. (0+0+0)	0.15	-0.02		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
V-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
V-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk	Mac
Mdüz (tm)	1.33	0.00	5.86	4.50 cm ²
max M (tm)	1.87	0.00	(1.70m)	üstMsag
Gb (kg/cm ²)	62.85	0.00	49.42	altMsag
Feu (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm ²)	2.89	1.45	1.94	2.76
DONATI: 2φ12(mon.)				
2φ12(düz)+ φ8/15/8(etriye)				

B42 KIRISI



Bw/D= 25/ 30	I= 1	J= 4	Tabla : B1/D1= 24/ 14cm	B2/D2= 24/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)
1. (G+G+G)	1.82	-1.56	2.85	-1.98
2. (0+0+0)	0.80	-0.68	1.28	-0.80
3. (0+0+0)	0.80	-0.77		
4. (0+0+0)	0.01	-0.11		
5. (0+0+0)	0.76	-0.76		
6. (0+0+0)	0.04	-0.03		
7. (0+0+0)	0.84	-0.37		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
V-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
V-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk	Mac
Mdüz (tm)	1.51	0.00	10.27	8.04 cm ²
max M (tm)	2.54	0.00	(2.11m)	üstMsag
Gb (kg/cm ²)	76.68	0.00	61.87	altMsag
Feu (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm ²)	4.03	2.02	5.03	3.73
DONATI: 2φ12(mon.)				
2φ16(düz)+1φ16(pilye)+ φ8/15/8(etriye)				

KB43 KIRISI



Bw/D= 25/ 30 I= 22 J= 40 Tabla : B1/D1= 18/ 12cm B2/D2= 18/ 12cm

KOMBINASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)
1. G+G+G+G	1.04	-1.39	1.84	-1.24
2. G+G+G+G	0.37	-0.33	0.57	-0.53
3. G+G+G+G	0.06	0.00	0.00	0.00
4. G+G+G+G	0.30	-0.34	0.00	0.00
5. G+G+G+G	0.40	-0.30	0.00	0.00
6. G+G+G+G	0.29	-0.34	0.00	0.00
7. G+G+G+G	0.05	-0.03	0.00	0.00
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem+	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem-	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar-	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar-	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME SONUCLAR :	üstMsol	altMsol	Fk: 4.79	Mac. 3.58 cm ²
Mduz (cm)	1.48	0.00	(1.60m)	üstMsag altMsag
max M (tm)	52.70	0.00	49.36	1.48
Gb (kg/cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
Feu (cm ²)	2.38	0.00	1.93	2.38
Fe (cm ²)	2.38	0.00	1.93	2.38
DONATI: 2φ12(mon.)+1φ12(sol üst. ila.)+1φ12(sag üst. ila.)	2φ12(düz)+ φ8/15/8(etriye)			

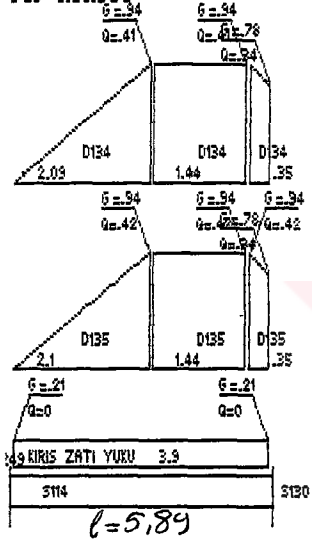


l = 6.10

Bw/D= 30/ 30 I= 38 J= 64 Tabla : B1/D1= 23/ 12cm B2/D2= 23/ 12cm

KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)	
1. (G+G+G+G)	2.64	-2.77	3.31	-1.70	
2. (0+0+0+0)	1.48	-2.10	1.03	-1.41	
3. (0+0+0+0)	1.46	-2.13			
4. (0+0+0+0)	0.01	0.01			
5. (0+0+0+0)	0.01	0.01			
6. (0+0+0+0)	1.46	-2.13			
7. (0+0+0+0)	1.46	-2.13			
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem+85	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem-85	0.00	0.00			
Y-Deprem+85	-0.01	-0.01			
Y-Deprem-85	-0.01	-0.01			
X-Ruzgar+85	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Ruzgar-85	0.00	0.00			
Y-Ruzgar+85	0.00	0.00			
Y-Ruzgar-85	0.00	0.00			
		Fk:	19.67	9.36 cm ²	
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Mac	üstMsag	altMsag
Mduz (tm)	-2.60	0.00	(2.56m)	4.42	0.00
max M (tm)	6.12	0.00	1.66	7.70	0.00
Gb (kg/cm ²)	94.49	0.00	53.07	90.24	0.00
Fcu (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm ²)	6.79	3.40	3.60	6.31	3.16
DONATI:	2φ12(mon.)+7φ20(sol üst.ila.)+2φ18(sag üst.ila.)				
	2φ16(duz)+3φ20(sol alt.ila.)+ φ8/10/8(etriye)				

349 KIRISI



Bw/D= 30/ 30	I= 37	J= 62	Tabla : B1/D1= 23/ 12cm	B2/D2= 23/ 12cm	
KOMBINASYON	Soluk (tm)	Saguk (tm)	Soluk (t)	Saguk (t)	
1. (G+G+G+G)	6.96	-2.78	2.39	-3.84	
2. (0+0+0+0)	2.54	-2.27	.86	-1.51	
3. (0+0+0+0)	-0.01	-0.01			
4. (0+0+0+0)	2.52	-2.28			
5. (0+0+0+0)	2.52	-2.28			
6. (0+0+0+0)	2.52	-2.28			
7. (0+0+0+0)	-0.02	-0.02			
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem-25	0.00	0.00			
Y-Deprem+25	-0.01	-0.01			
Y-Deprem-25	-0.01	-0.01			
X-Ruzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Ruzgar-25	0.00	0.00			
Y-Ruzgar+25	0.00	0.00			
Y-Ruzgar-25	0.00	0.00			
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Mac.	üstMsag	altMsag
Mduz. (tm)	-6.14	0.00	(4.19m)	4.57	0.00
max M (tm)	9.50	0.00	1.70	8.97	0.00
Gb (kg/cm²)	91.59	0.00	53.32	94.22	0.00
Feu (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fe (cm²)	6.46	3.23	3.68	6.76	3.38
DONATI: 2ø12(mon.)+2ø18(sol üst ila.)+2ø18(sag üst ila.)					
2ø16(duz)+ ø10/10/8(etriye)					

EKIKOSE.ST4 YAPISI BETON/KALIP METRAJİ

at	Beton (m3)	Kalip (m ²)	Asmolen (m3)
----	---------------	----------------------------	-----------------

1 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
1 .kat Kiris	25.76	190.59	
1 .kat Kolon	51.59	406.50	

1 .kat Toplam	125.94	995.24	0.00
---------------	--------	--------	------

2 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
2 .kat Kiris	25.71	190.67	
2 .kat Kolon	51.59	406.50	

2 .kat Toplam	125.89	995.31	0.00
---------------	--------	--------	------

3 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
3 .kat Kiris	25.76	191.80	
3 .kat Kolon	50.62	400.34	

3 .kat Toplam	124.97	990.28	0.00
---------------	--------	--------	------

4 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
4 .kat Kiris	26.00	192.50	
4 .kat Kolon	49.70	394.18	

4 .kat Toplam	124.29	984.82	0.00
---------------	--------	--------	------

5 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
5 .kat Kiris	26.64	194.52	
5 .kat Kolon	48.62	387.46	

5 .kat Toplam	123.85	980.12	0.00
---------------	--------	--------	------

6 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
6 .kat Kiris	26.75	194.70	
6 .kat Kolon	48.45	386.34	

6 .kat Toplam	123.79	979.18	0.00
---------------	--------	--------	------

7 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
7 .kat Kiris	27.13	196.32	
7 .kat Kolon	48.13	384.66	

7 .kat Toplam	123.85	979.12	0.00
---------------	--------	--------	------

8 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
8 .kat Kiris	27.46	198.12	
8 .kat Kolon	47.19	378.50	

8 .kat Toplam	123.24	974.77	0.00
---------------	--------	--------	------

9 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
9 .kat Kiris	27.74	198.87	
9 .kat Kolon	44.58	355.49	

9 .kat Toplam	120.92	952.49	0.00
---------------	--------	--------	------

10 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
10 .kat Kiris	28.21	201.11	
10 .kat Kolon	37.84	293.16	

10 .kat Toplam	114.64	892.41	0.00
----------------	--------	--------	------

11 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
11 .kat Kiris	28.37	202.29	
11 .kat Kolon	36.67	290.64	

11 .kat Toplam	113.62	891.07	0.00
----------------	--------	--------	------

12 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
12 .kat Kiris	28.35	203.34	
12 .kat Kolon	35.04	286.16	

12 .kat Toplam	111.98	887.64	0.00
----------------	--------	--------	------

13 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
13 .kat Kiris	28.31	205.50	
13 .kat Kolon	34.43	281.96	

13 .kat Toplam	111.33	885.60	0.00
----------------	--------	--------	------

14 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
14 .kat Kiris	28.54	205.52	
14 .kat Kolon	31.81	274.12	

14 .kat Toplam	108.94	877.78	0.00
----------------	--------	--------	------

15 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
15 .kat Kiris	28.90	206.67	
15 .kat Kolon	29.62	266.28	

15 .kat Toplam	107.11	871.09	0.00
----------------	--------	--------	------

16 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
16 .kat Kiris	28.90	206.67	
16 .kat Kolon	27.57	259.00	

16 .kat Toplam	105.06	863.81	0.00
----------------	--------	--------	------

17 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
17 .kat Kiris	28.90	207.48	
17 .kat Kolon	26.63	252.00	

17 .kat Toplam	104.12	857.62	0.00
----------------	--------	--------	------

18 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
18 .kat Kiris	28.90	208.10	
18 .kat Kolon	26.35	249.76	

18 .kat Toplam	103.84	856.00	0.00
----------------	--------	--------	------

19 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
19 .kat Kiris	29.02	208.65	
19 .kat Kolon	25.69	248.92	

19 .kat Toplam	103.30	855.71	0.00
----------------	--------	--------	------

20 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
20 .kat Kiris	28.98	208.69	
20 .kat Kolon	25.69	248.92	

20 .kat Toplam	103.26	855.75	0.00
----------------	--------	--------	------

21 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
21 .kat Kiris	28.93	209.06	

.kat Kolon	25.69	248.92	
.kat Toplam	103.21	856.12	0.00
.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiris	28.63	212.58	
.kat Kolon	25.69	248.92	
.kat Toplam	102.91	859.64	0.00
.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiris	28.61	213.11	
.kat Kolon	25.69	248.92	
.kat Toplam	102.89	860.17	0.00
.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiris	28.73	214.03	
.kat Kolon	25.69	248.92	
.kat Toplam	103.01	861.09	0.00
.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiris	28.73	214.60	
.kat Kolon	25.69	248.92	
.kat Toplam	103.01	861.66	0.00
.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiris	28.78	214.92	
.kat Kolon	25.69	248.92	
.kat Toplam	103.06	861.98	0.00
.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiris	28.78	214.92	
.kat Kolon	25.69	248.92	
.kat Toplam	103.06	861.98	0.00
.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiris	28.78	214.92	
.kat Kolon	25.69	248.92	
.kat Toplam	103.06	861.98	0.00
.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiris	28.09	209.86	
.kat Kolon	25.69	248.92	
.kat Toplam	102.37	856.92	0.00

KIKOSE.ST4 YAPISI DONATI METRAJI

Ø 8	Ø 10	Ø 12	Ø 16	Ø 18	Ø 20
kg	kg	kg	kg	kg	kg

Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	579.8	81.4	983.0	255.8	63.3	338.1
Kolon	1146.2	0.0	0.0	0.0	6392.9	6418.7
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	752.4	318.3	1088.4	502.5	53.1	1001.7
Kolon	1146.2	0.0	0.0	0.0	3609.9	6676.2
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	729.8	341.9	1237.2	339.4	57.5	1006.2
Kolon	1074.4	0.0	0.0	0.0	4487.3	5113.7
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	707.0	384.0	1242.8	359.5	34.0	1049.2
Kolon	1111.9	0.0	0.0	0.0	4645.5	4385.7
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	696.1	413.3	1246.1	335.6	71.0	1049.2
Kolon	1094.5	0.0	0.0	0.0	4242.8	4083.8
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	677.2	417.8	1306.9	411.6	65.1	1024.5
Kolon	1035.8	0.0	0.0	0.0	3969.5	3480.1
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	698.5	388.2	1368.7	386.3	57.5	996.5
Kolon	1086.2	0.0	0.0	0.0	3854.4	2983.0
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	697.8	414.1	1275.2	393.2	73.0	1040.0
Kolon	1010.6	0.0	0.0	0.0	4228.4	1970.9
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	684.2	442.1	1268.2	372.7	90.8	1076.6
Kolon	991.6	0.0	0.0	0.0	4717.4	443.9
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	661.5	448.2	1261.0	472.6	59.5	1042.6
Kolon	750.6	0.0	0.0	0.0	3638.7	0.0
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	694.9	420.6	1229.6	516.0	81.1	1078.7
Kolon	757.6	0.0	0.0	0.0	3336.7	142.0
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	692.1	407.3	1217.0	510.5	128.5	1067.4
Kolon	745.8	0.0	0.0	0.0	3279.2	0.0
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	681.4	376.4	1350.7	499.4	77.4	1014.5
Kolon	779.3	0.0	0.0	0.0	3322.3	0.0
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	688.1	405.9	1301.4	516.8	64.3	1060.1
Kolon	717.5	0.0	0.0	0.0	3379.8	0.0
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	691.6	376.5	1248.2	611.0	63.5	1106.3
Kolon	711.2	0.0	0.0	0.0	3365.4	0.0
Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	671.1	406.9	1221.7	656.3	105.7	1063.1
Kolon	700.4	0.0	0.0	0.0	3351.1	0.0

7	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	Kiris	662.9	406.9	1249.5	651.3	68.7	1062.7
7	Kolon	688.1	0.0	0.0	0.0	3250.4	0.0
8	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Kiris	658.8	406.9	1210.9	678.5	87.5	1045.4
8	Kolon	726.5	0.0	0.0	0.0	3192.9	0.0
9	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	Kiris	678.2	379.2	1293.6	604.4	78.5	1113.0
9	Kolon	681.9	0.0	0.0	0.0	3164.1	0.0
0	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	Kiris	675.5	379.2	1384.8	528.7	73.2	1108.3
0	Kolon	681.9	0.0	0.0	0.0	3106.6	0.0
1	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	Kiris	675.5	379.2	1378.6	495.8	103.6	1145.5
1	Kolon	681.9	0.0	0.0	0.0	3164.1	0.0
2	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Kiris	697.9	379.2	1353.6	566.9	72.4	1081.1
2	Kolon	681.9	0.0	0.0	0.0	3164.1	0.0
3	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	Kiris	705.2	364.0	1307.3	610.7	70.1	1084.2
3	Kolon	724.3	0.0	0.0	0.0	3164.1	0.0
4	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	Kiris	714.8	348.7	1271.3	628.7	92.6	1068.9
4	Kolon	681.9	0.0	0.0	0.0	3164.1	0.0
5	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	Kiris	711.0	348.7	1255.9	635.8	74.8	1087.1
5	Kolon	724.3	0.0	0.0	0.0	3164.1	0.0
6	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	Kiris	711.0	348.7	1289.5	608.0	58.0	1097.2
6	Kolon	724.3	0.0	0.0	0.0	3106.6	0.0
7	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	Kiris	711.0	348.7	1283.4	618.8	55.0	1100.9
7	Kolon	681.9	0.0	0.0	0.0	3106.6	0.0
8	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Kiris	711.0	348.7	1303.8	598.7	58.0	1097.2
8	Kolon	724.3	0.0	0.0	0.0	3164.1	0.0
9	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	Kiris	711.0	348.7	1327.6	564.6	71.8	1098.1
9	Kolon	681.9	0.0	0.0	0.0	3164.1	0.0
30	Doseme	3260.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	Kiris	661.1	376.5	1245.2	577.0	51.0	1118.9
30	Kolon	724.3	0.0	0.0	0.0	3279.2	0.0

EKIKOSE.ST4 YAPISI KESİF ÖZETİ

oz	birim fiyat	tarifi	birim fiyat	miktar	tutari
6.043/1	DEMIRLI	B225 BETONU	8,000,000.	3333.57 m3	26,668,580,000.
1.011	DUZ YUZEYLI	BETONARME	2,000,000.	27029.29 m2	54,058,578,125.

STA4-CAD PROGRAMI

ÇOK KATLI BETONARME YAPILARIN STATİK ve BETONARME ANALİZ PROGRAMI Ver.8.1 (code:WJI)

OJE İSMİ.....:OTUZ KATLI APATMAN
T ADEDİ.....: 30
r kattaki KOLON SAYISI.....: 39
yönü aks sayısı.....: 19
yönü aks sayısı.....: 19
PREM KATSAYISI.....(Ao):. .4
YAPI TİPİ KATSAYISI.....(R):. 6
YAPI ÖNEM KATSAYISI.....(I):. 1
ZEMİN HAKİM TİTREŞİM PERİYODU.....(To):. .15 - .6
HAREKETLİ YÜK KATSAYISI.....(n):. .3
SIFIR RÖLATİF HAREKET YÜKSEKLİĞİ (m):. 0
Min EMNİYET GERİLMESİ..... (t/m²):. 30
Min YATAK KATSAYISI..... (t/m³):. 2000
TONARME HESAP YÖNTEMİ:TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMİ (TS 500, 1984) (Deprem kontrolü ile betonarme hesabı)
TONARME KESİT DONATI HESAP YÖNTEMİ:BRÜT KESİTE GÖRE
PREM HESABI YÖNTEMİ:MOD SÜPERPOZİSYONU İLE DİNAMİK ANALİZ
EMEL ANALİZ OPSİYONU.....:TEMELLER DIKKATE ALINMADAN, YAPI ANALİZİ
min gerilmesi deprem azaltması.....: 0.00
min gerilmesi rüzgar azaltması.....: 0.00
kolonun oturduğu kiriş tesir carpan.....: 1.50
Kiriş & Kolon rijitlik bölgesi opsiyonu.....: Rijit davranış
Kiriş uçlarında elastik ankastrelik opsiyonu : Elastik ankastre

BETON ve ÇELİK MALZEME BİLGİLERİ

	Kiriş\Kolon	Döşeme	Temel
Beton dayanım gerilmesi (kg/cm ²):	300	300	300
Çelik akma gerilmesi (kg/cm ²):	4200	4200	4200
Çelik akma gerilmesi (kg/cm ²): (ettriye)	4200		4200

AŞIYMA GÜCÜ MALZEME KATSAYILARI

BETON	1.50
ÇELİK	1.15

AŞIYMA GÜCÜ YÜK KATSAYILARI

DAİİMİ YÜK İÇİN	1.40
HAREKETLİ YÜK İÇİN	1.60

LASTİSİTE MODULU (kg/cm²)

E1= 300000 G1= 120000

BETONARME HESAP YÜK KOMBİNASYONU

Olu yük Cg	Hareketli yük Cq	Zemin Cs	Deprem ± Ce	Rüzgar ± Cw
1.40	1.60	0.00	0.00	0.00
1.40	1.60	1.40	0.00	0.00
1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	0.00	1.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
0.90	0.00	0.00	1.00	0.00
1.00	1.30	0.00	0.00	1.30
1.00	1.30	1.00	0.00	1.30
0.90	0.00	0.00	0.00	1.30
0.90	0.00	0.90	0.00	1.30

DEPREM RAPORU

Deprem yuku eksantirisitesi : 0.050
 DÜKİLİTE KATSAYISI : 6

DİNAMİK ANALİZ BİLGİLERİ
SPECTURUM BİLGİSİ

T (s)	Sa (m/s ²) Ac.I.S(t)
0.00	4.000
0.15	10.000
0.60	10.000
0.70	8.840
0.80	7.944
0.90	7.228
1.00	6.644
1.10	6.156
1.20	5.744
1.30	5.388
1.40	5.076
1.50	4.804
1.60	4.564
1.70	4.348
1.80	4.152
1.90	3.976
2.00	3.816
2.10	3.672
2.20	3.536
2.30	3.412
2.40	3.300
2.50	3.192
2.60	3.096
2.70	3.004
2.80	2.916
2.90	2.836
3.00	2.800
5.00	2.800

YAPI PERİYODLARI

mod	Tx (s)	Ty (s)	Tθ (s)
1	3.182325	3.008802	2.957846
2	0.871830	0.828485	0.911433
3	0.397162	0.377948	0.477561
4	0.232789	0.221470	0.302113
5	0.156721	0.148294	0.211820
6	0.115213	0.108152	0.159076

X YÖNÜ DİNAMİK ANALİZ DEPLASMAN VEKTORLERİ

Kat	1.mod	2.mod	3.mod	4.mod	5.mod	6.mod	
1	0.0016	0.0078	0.0197	0.0364	0.0557	0.0761	
2	0.0054	0.0246	0.0585	0.1013	0.1457	0.1861	
3	0.0109	0.0471	0.1055	0.1702	0.2254	0.2606	
4	0.0178	0.0733	0.1539	0.2277	0.2693	0.2654	
5	0.0260	0.1015	0.1983	0.2635	0.2641	0.1947	
6	0.0353	0.1303	0.2345	0.2708	0.2087	0.0680	
7	0.0454	0.1585	0.2589	0.2473	0.1131	-0.0769	
8	0.0563	0.1849	0.2690	0.1950	-0.0038	-0.1960	
9	0.0679	0.2083	0.2635	0.1197	-0.1182	-0.2529	
10	0.0799	0.2279	0.2423	0.0305	-0.2066	-0.2305	
11	0.0924	0.2428	0.2065	-0.0616	-0.2509	-0.1359	
12	0.1052	0.2525	0.1582	-0.1451	-0.2421	0.0011	
13	0.1182	0.2566	0.1003	-0.2096	-0.1822	0.1380	
14	0.1313	0.2546	0.0367	-0.2471	-0.0837	0.2322	
15	0.1445	0.2465	-0.0287	-0.2529	0.0326	0.2543	
16	0.1576	0.2324	-0.0914	-0.2263	0.1423	0.1975	
17	0.1707	0.2123	-0.1473	-0.1711	0.2225	0.0792	
18	0.1836	0.1867	-0.1926	-0.0943	0.2565	-0.0638	
19	0.1963	0.1560	-0.2242	-0.0059	0.2372	-0.1872	
20	0.2087	0.1208	-0.2399	0.0825	0.1689	-0.2530	
21	0.2209	0.0816	-0.2383	0.1594	0.0661	-0.2409	
22	0.2328	0.0394	-0.2192	0.2145	-0.0494	-0.1549	
23	0.2444	-0.0053	-0.1836	0.2404	-0.1527	-0.0224	
24	0.2555	-0.0515	-0.1331	0.2328	-0.2217	0.1150	
25	0.2664	-0.0986	-0.0704	0.1920	-0.2407	0.2134	
26	0.2769	-0.1459	0.0013	0.1216	-0.2043	0.2407	
27	0.2870	-0.1927	0.0785	0.0290	-0.1179	0.1861	
28	0.2969	-0.2385	0.1578	-0.0767	0.0037	0.0628	
29	0.3065	-0.2832	0.2360	-0.1857	0.1401	-0.0971	
30	0.3159	-0.3266	0.3111	-0.2900	0.2717	-0.2560	
M %	69.25	14.76	5.82	3.13	1.87	1.22	= 96.05

$\Sigma M_{xr} = \Sigma [(\Sigma m_i \cdot \Phi_i)^2 / M_{xr}] = 11766.09 > 0.90 \times \Sigma m = 11024.58 \text{ t}$ Dinamik kutle oranı yeterli.

Y YÖNÜ DİNAMİK ANALİZ DEPLASMAN VEKTORLERİ

Kat	1.mod	2.mod	3.mod	4.mod	5.mod	6.mod	
1	0.0015	0.0075	0.0185	0.0338	0.0520	0.0718	
2	0.0052	0.0240	0.0561	0.0964	0.1390	0.1793	
3	0.0107	0.0466	0.1028	0.1649	0.2195	0.2565	
4	0.0176	0.0730	0.1514	0.2236	0.2665	0.2670	
5	0.0257	0.1015	0.1964	0.2611	0.2653	0.2017	
6	0.0349	0.1306	0.2332	0.2704	0.2135	0.0782	
7	0.0450	0.1590	0.2581	0.2487	0.1201	-0.0669	
8	0.0559	0.1855	0.2687	0.1976	0.0039	-0.1892	
9	0.0674	0.2091	0.2636	0.1231	-0.1116	-0.2515	
10	0.0794	0.2287	0.2427	0.0341	-0.2025	-0.2346	
11	0.0918	0.2437	0.2070	-0.0584	-0.2499	-0.1441	
12	0.1045	0.2534	0.1586	-0.1427	-0.2443	-0.0085	
13	0.1175	0.2573	0.1006	-0.2083	-0.1868	0.1300	
14	0.1306	0.2553	0.0367	-0.2469	-0.0897	0.2280	
15	0.1437	0.2471	-0.0289	-0.2537	0.0266	0.2551	
16	0.1569	0.2328	-0.0919	-0.2280	0.1375	0.2026	
17	0.1699	0.2127	-0.1480	-0.1732	0.2198	0.0869	
18	0.1829	0.1870	-0.1934	-0.0964	0.2562	-0.0560	
19	0.1957	0.1562	-0.2251	-0.0078	0.2391	-0.1817	
20	0.2082	0.1209	-0.2407	0.0811	0.1724	-0.2512	
21	0.2205	0.0817	-0.2390	0.1587	0.0702	-0.2430	
22	0.2325	0.0395	-0.2197	0.2145	-0.0456	-0.1601	
23	0.2442	-0.0051	-0.1838	0.2410	-0.1502	-0.0286	
24	0.2556	-0.0512	-0.1331	0.2340	-0.2208	0.1098	
25	0.2666	-0.0982	-0.0702	0.1934	-0.2416	0.2109	
26	0.2773	-0.1452	0.0016	0.1231	-0.2067	0.2416	
27	0.2876	-0.1917	0.0789	0.0303	-0.1210	0.1900	
28	0.2977	-0.2373	0.1581	-0.0759	0.0009	0.0678	
29	0.3075	-0.2816	0.2364	-0.1861	0.1393	-0.0943	
30	0.3172	-0.3247	0.3119	-0.2926	0.2756	-0.2603	
M %	69.06	14.95	5.70	3.07	1.86	1.23	= 95.87

$\Sigma Myr = \Sigma [(\Sigma m \cdot \phi)^2 / Mr] = 11744.17 > 0.90 \times \Sigma m = 11024.58 \text{ t}$ Dinamik kütle oranı yeterli.

BURULMA DİNAMİK ANALİZ DEPLASMAN VEKTORLERİ

Kat	1.mod	2.mod	3.mod	4.mod	5.mod	6.mod
1	0.0028	0.0105	0.0221	0.0372	0.0546	0.0731
2	0.0089	0.0321	0.0648	0.1039	0.1444	0.1819
3	0.0171	0.0597	0.1149	0.1734	0.2234	0.2563
4	0.0267	0.0902	0.1644	0.2293	0.2651	0.2604
5	0.0375	0.1216	0.2076	0.2609	0.2562	0.1884
6	0.0490	0.1523	0.2401	0.2623	0.1967	0.0606
7	0.0612	0.1808	0.2586	0.2321	0.0979	-0.0841
8	0.0738	0.2061	0.2614	0.1735	-0.0201	-0.2010
9	0.0867	0.2270	0.2477	0.0935	-0.1326	-0.2540
10	0.0996	0.2429	0.2181	0.0021	-0.2162	-0.2267
11	0.1126	0.2530	0.1744	-0.0889	-0.2533	-0.1279
12	0.1256	0.2570	0.1194	-0.1680	-0.2362	0.0112
13	0.1383	0.2547	0.0567	-0.2249	-0.1687	0.1469
14	0.1508	0.2459	-0.0095	-0.2524	-0.0651	0.2366
15	0.1630	0.2309	-0.0747	-0.2469	0.0525	0.2520
16	0.1749	0.2099	-0.1344	-0.2093	0.1592	0.1884
17	0.1863	0.1835	-0.1845	-0.1445	0.2322	0.0655
18	0.1973	0.1521	-0.2217	-0.0611	0.2561	-0.0780
19	0.2078	0.1166	-0.2432	0.0300	0.2259	-0.1973
20	0.2177	0.0778	-0.2476	0.1168	0.1482	-0.2549
21	0.2271	0.0366	-0.2343	0.1877	0.0395	-0.2330
22	0.2358	-0.0061	-0.2041	0.2332	-0.0767	-0.1387
23	0.2440	-0.0494	-0.1588	0.2471	-0.1754	-0.0019
24	0.2516	-0.0922	-0.1011	0.2271	-0.2351	0.1339
25	0.2585	-0.1339	-0.0344	0.1750	-0.2424	0.2252
26	0.2649	-0.1736	0.0374	0.0967	-0.1944	0.2423
27	0.2707	-0.2107	0.1105	0.0007	-0.0997	0.1777
28	0.2760	-0.2450	0.1813	-0.1025	0.0247	0.0483
29	0.2809	-0.2763	0.2470	-0.2033	0.1573	-0.1115
30	0.2854	-0.3051	0.3069	-0.2953	0.2806	-0.2663

YAPI BURULMA KUTLE ATALET MOMENTİ $J_{mass}=(I_x+I_y)/A$

Kat	A (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	X _g (m)	Y _g (m)	J _{mass} (m ²)
1	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
2	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
3	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
4	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
5	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
6	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
7	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
8	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
9	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
10	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
11	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
12	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
13	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
14	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
15	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
16	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
17	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
18	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
19	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
20	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
21	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
22	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
23	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
24	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
25	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
26	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
27	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
28	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
29	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08
30	461.85	9280.64	34168.50	14.04	7.76	94.08

AT ve DEPREM KUVVETLERİ (t)
eprem tepe yuku Ftx= 7.93 Fty= 7.93 (t)

Kat no	H (m)	Wg	Wq	Xg (m)	Xr (m)	Yg (m)	Yr (m)	X YÖNÜ			Y YÖNÜ			Kat tipi
								Dinamik Analiz	Esdeğer dep.yön.	Minimum Dep.yükü	Dinamik Analiz	Esdeğer dep.yön.	Minimum Dep.yükü	
1	2.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	5.278	1.212	5.278	4.869	1.212	4.869	NORMAL
2	5.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	14.086	2.425	14.086	13.299	2.425	13.299	NORMAL
3	8.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	22.567	3.637	22.567	21.757	3.637	21.757	NORMAL
4	11.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	28.854	4.849	28.854	28.274	4.849	28.274	NORMAL
5	14.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	32.446	6.061	32.446	32.193	6.061	32.193	NORMAL
6	16.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	33.955	7.274	33.955	33.996	7.274	33.996	NORMAL
7	19.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.578	8.486	34.578	34.811	8.486	34.811	NORMAL
8	22.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	35.222	9.698	35.222	35.570	9.698	35.570	NORMAL
9	25.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	35.946	10.911	35.946	36.412	10.911	36.412	NORMAL
10	28.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	36.306	12.123	36.306	36.937	12.123	36.937	NORMAL
11	30.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	36.081	13.335	36.081	36.894	13.335	36.894	NORMAL
12	33.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	35.544	14.547	35.544	36.490	14.547	36.490	NORMAL
13	36.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	35.126	15.760	35.126	36.111	15.760	36.111	NORMAL
14	39.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.939	16.972	34.939	35.889	16.972	35.889	NORMAL
15	42.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.761	18.184	34.761	35.640	18.184	35.640	NORMAL
16	44.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.420	19.397	34.420	35.206	19.397	35.206	NORMAL
17	47.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.042	20.609	34.042	34.687	20.609	34.687	NORMAL
18	50.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	33.834	21.821	33.834	34.282	21.821	34.282	NORMAL
19	53.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	33.732	23.033	33.732	33.961	23.033	33.961	NORMAL
20	56.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	33.429	24.246	33.429	33.470	24.246	33.470	NORMAL
21	58.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	32.788	25.458	32.788	32.697	25.458	32.697	NORMAL
22	61.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	32.087	26.670	32.087	31.921	26.670	31.921	NORMAL
23	64.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	31.739	27.883	31.739	31.556	27.883	31.556	NORMAL
24	67.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	31.773	29.095	31.773	31.656	29.095	31.656	NORMAL
25	70.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	31.874	30.307	31.874	31.926	30.307	31.926	NORMAL
26	72.80	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	32.200	31.520	32.200	32.507	31.520	32.507	NORMAL
27	75.60	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	34.042	32.732	34.042	34.596	32.732	34.596	NORMAL
28	78.40	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	39.019	33.944	39.019	39.699	33.944	39.699	NORMAL
29	81.20	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	47.234	35.156	47.234	47.954	35.156	47.954	NORMAL
30	84.00	376.72	105.33	14.01	14.00	7.75	7.75	57.231	44.299	57.231	58.067	44.299	58.067	NORMAL

Toplam : 995.134 571.645 995.134 1003.323 571.645 1003.323

$t = W.A(t)/R_a(t) > 0,10$. Ao.I.W 571.64 , 571.64 > 489.98
 { Deprem kontrol: 0.90 x 571.645 = 514.480 < 995.134 >>> 995.134
 { Deprem kontrol: 0.90 x 571.645 = 514.480 < 1003.323 >>> 1003.323

Rüzgar kuvvetleri (t)

Kat no	X-yönü F	X-yönü ey m	Y-yönü F	Y-yönü ex m
1	2.604	14.000	5.074	7.750
2	2.604	14.000	5.074	7.750
3	4.166	14.000	8.118	7.750
4	4.166	14.000	8.118	7.750
5	4.166	14.000	8.118	7.750
6	4.166	14.000	8.118	7.750
7	4.166	14.000	8.118	7.750
8	5.729	14.000	11.162	7.750
9	5.729	14.000	11.162	7.750
10	5.729	14.000	11.162	7.750
11	5.729	14.000	11.162	7.750
12	5.729	14.000	11.162	7.750
13	5.729	14.000	11.162	7.750
14	5.729	14.000	11.162	7.750
15	5.729	14.000	11.162	7.750
16	5.729	14.000	11.162	7.750
17	5.729	14.000	11.162	7.750
18	5.729	14.000	11.162	7.750
19	5.729	14.000	11.162	7.750
20	5.729	14.000	11.162	7.750
21	5.729	14.000	11.162	7.750
22	5.729	14.000	11.162	7.750
23	5.729	14.000	11.162	7.750
24	5.729	14.000	11.162	7.750
25	5.729	14.000	11.162	7.750
26	5.729	14.000	11.162	7.750
27	5.729	14.000	11.162	7.750
28	5.729	14.000	11.162	7.750
29	5.729	14.000	11.162	7.750
30	5.729	14.000	11.162	7.750

Deprem deplasmanları

X YÖNÜ				Y YÖNÜ			
9. yükleme		10. yükleme		11. yükleme		12. yükleme	
δx (m)	θz (rad)	δx (m)	θz (rad)	δy (m)	θz (rad)	δy (m)	θz (rad)
-0.0000056	-0.0000001	-0.0000056	0.0000001	-0.0000042	-0.0000002	-0.0000042	0.0000002
-0.0000107	-0.0000002	-0.0000107	0.0000002	-0.0000082	-0.0000003	-0.0000082	0.0000003
-0.0000145	-0.0000002	-0.0000145	0.0000002	-0.0000112	-0.0000004	-0.0000112	0.0000004
-0.0000171	-0.0000003	-0.0000171	0.0000003	-0.0000134	-0.0000005	-0.0000134	0.0000005
-0.0000184	-0.0000003	-0.0000184	0.0000003	-0.0000145	-0.0000005	-0.0000145	0.0000005
-0.0000190	-0.0000003	-0.0000190	0.0000003	-0.0000151	-0.0000006	-0.0000151	0.0000006
-0.0000194	-0.0000003	-0.0000194	0.0000003	-0.0000155	-0.0000006	-0.0000155	0.0000006
-0.0000197	-0.0000003	-0.0000197	0.0000003	-0.0000158	-0.0000006	-0.0000158	0.0000006
-0.0000199	-0.0000003	-0.0000199	0.0000003	-0.0000160	-0.0000006	-0.0000160	0.0000006
-0.0000199	-0.0000003	-0.0000199	0.0000003	-0.0000161	-0.0000006	-0.0000161	0.0000006
-0.0000197	-0.0000003	-0.0000197	0.0000003	-0.0000160	-0.0000006	-0.0000160	0.0000006
-0.0000195	-0.0000003	-0.0000195	0.0000003	-0.0000159	-0.0000006	-0.0000159	0.0000006
-0.0000193	-0.0000003	-0.0000193	0.0000003	-0.0000157	-0.0000006	-0.0000157	0.0000006
-0.0000192	-0.0000003	-0.0000192	0.0000003	-0.0000156	-0.0000006	-0.0000156	0.0000006
-0.0000191	-0.0000003	-0.0000191	0.0000003	-0.0000154	-0.0000005	-0.0000154	0.0000005
-0.0000189	-0.0000003	-0.0000189	0.0000003	-0.0000152	-0.0000005	-0.0000152	0.0000005
-0.0000187	-0.0000002	-0.0000187	0.0000002	-0.0000150	-0.0000005	-0.0000150	0.0000005
-0.0000186	-0.0000002	-0.0000186	0.0000002	-0.0000149	-0.0000004	-0.0000149	0.0000004
-0.0000184	-0.0000001	-0.0000184	0.0000001	-0.0000146	-0.0000002	-0.0000146	0.0000002
-0.0000182	-0.0000000	-0.0000182	0.0000000	-0.0000144	-0.0000001	-0.0000144	0.0000001
-0.0000178	-0.0000000	-0.0000178	0.0000000	-0.0000140	-0.0000001	-0.0000140	0.0000001
-0.0000175	-0.0000006	-0.0000175	0.0000006	-0.0000138	-0.0000011	-0.0000138	0.0000011
-0.0000173	-0.0000029	-0.0000173	0.0000030	-0.0000137	-0.0000059	-0.0000137	0.0000058
-0.0000173	-0.0000102	-0.0000173	0.0000103	-0.0000137	-0.0000204	-0.0000137	0.0000202
-0.0000175	-0.0000253	-0.0000175	0.0000255	-0.0000139	-0.0000504	-0.0000139	0.0000499
-0.0000186	-0.0000417	-0.0000186	0.0000421	-0.0000148	-0.0000832	-0.0000148	0.0000824
-0.0000219	-0.0000581	-0.0000219	0.0000587	-0.0000175	-0.0001159	-0.0000175	0.0001148
-0.0000298	-0.0000738	-0.0000298	0.0000744	-0.0000242	-0.0001471	-0.0000242	0.0001457
-0.0000464	-0.0000881	-0.0000464	0.0000889	-0.0000383	-0.0001758	-0.0000383	0.0001741
-0.0000735	-0.0001012	-0.0000735	0.0001021	-0.0000620	-0.0002018	-0.0000620	0.0001999

rem yapı salınımları: x= 0.00000 y= 0.00000

REM PERDELERİ TABAN MOMENT KONTROLÜ

de taban momenti

de	Mx	Nx . (Xr)	=	EMx	My	Ny . (Yr)	=	EMy	kat deprem momenti (tm)				
									kat	Fx	Fx . H	Fy	Fy . H
1	0.57	-3 x-13.13		4.05	0.01	.5 x-7.63		-3.66	1	5.28	14.78	4.87	13.63
2	0.02	-7 x-7.83		5.21	0.34	1.2 x-6.88		-8.56	2	14.09	78.88	13.30	74.48
3	0.02	-5 x-4.33		1.99	0.40	.9 x-6.88		-6.10	3	22.57	189.56	21.76	182.76
4	0.02	0 x 0		0.00	0.48	-1 x-6.88		0.34	4	28.85	323.17	28.27	316.67
5	0.02	.5 x 4.32		1.99	0.55	-1 x-6.88		6.88	5	32.45	454.24	32.19	450.70
6	0.02	.7 x 7.82		5.21	0.61	-1.4 x-6.88		9.43	6	33.96	570.45	34.00	571.13
7	0.57	.3 x 13.12		4.05	0.02	-5 x-7.63		4.19	7	34.58	677.73	34.81	682.30
4	0.05	0 x 0		0.00	3.38	0 x-.01		0.00	8	35.22	788.96	35.57	796.77
7	0.71	.2 x-13.13		-2.72	0.01	-5 x 7.62		-3.66	9	35.95	905.85	36.41	917.59
8	0.02	.6 x-7.83		-5.06	0.34	-1.2 x 6.87		-8.56	10	36.31	1016.57	36.94	1034.23
9	0.02	.5 x-4.33		-2.10	0.40	-.9 x 6.87		-6.10	11	36.08	1111.28	36.89	1136.33
0	0.02	0 x 0		0.00	0.48	.1 x 6.87		0.34	12	35.54	1194.29	36.49	1226.05
1	0.02	-.5 x 4.32		-2.10	0.55	1 x 6.87		6.88	13	35.13	1278.57	36.11	1314.43

M PERDELERİ TABAN MOMENT KONTROLU

taban momenti

Mx	Nx . (Xr) =	ΣMxr	My	Ny . (Yr) =	ΣMyr
0.02	-6 x 7.82	-5.06	0.61	1.4 x 6.87	9.43
0.71	-2 x 13.12	-2.72	0.02	.5 x 7.62	4.19

kat deprem momenti (tm)

kat	Fx	Fx . H	Fy	Fy . H
14	34.94	1369.61	35.89	1406.83
15	34.76	1459.95	35.64	1496.89
16	34.42	1542.02	35.21	1577.21
17	34.04	1620.42	34.69	1651.10
18	33.83	1705.26	34.28	1727.79
19	33.73	1794.53	33.96	1806.70
20	33.43	1872.04	33.47	1874.31
21	32.79	1927.95	32.70	1922.59
22	32.09	1976.56	31.92	1966.31
23	31.74	2044.01	31.56	2032.24
24	31.77	2135.16	31.66	2127.25
25	31.87	2231.19	31.93	2234.80
26	32.20	2344.16	32.51	2366.49
27	34.04	2573.58	34.60	2615.46
28	39.02	3059.07	39.70	3112.41
29	47.23	3835.38	47.95	3893.84
30	57.23	4807.41	58.07	4877.61

0.02	-5 x-7.95	3.56	0.85	0 x-.38	0.00
0.02	.3 x-4.2	-1.58	0.98	0 x-.13	0.00
0.02	-.4 x 4.2	-1.58	1.42	0 x-.13	0.00
0.02	.4 x 7.95	3.56	1.51	0 x-.38	0.00
2.17	-.1 x-6.58	0.59	0.01	-.2 x-1.62	0.41
2.30	0 x 5.7	0.51	0.02	-.4 x-1.62	0.67
2.27	-.1 x-6.58	0.03	0.01	.3 x 1.62	0.40
2.33	0 x 5.7	0.02	0.02	.5 x 1.62	0.67

ΣM	11.97	7.84	13.04	7.17	46902.64	47406.90
----	-------	------	-------	------	----------	----------

$$u_{am} = 11.97 / 46902.64 = 0.00$$

$$u_{am} = 13.04 / 47406.90 = 0.00$$

um 47 kolondan, 23 adedi perde olarak kullanılmistir.

İK SUNEKLİ YAPILARDA; R=7 olmalıdır.

İL SUNEKLİ YAPILARDA; R=4 olmalıdır.

DE YAPI DÜZENSİZLİKLERİNİN KONTROLU

? düzensizliklerinin kontrolu

X YÖNÜ

max(di/hi)=0.0035, 0.02/R = 0.0033

Kat	X dsol(m)	X dsag(m)	X ort	nbi	nki	X dep/h	θi	kat tipi
1	0.0000049	0.0000062	0.0000056	1.11	1.07	0.00000	0.00006	Normal kat
2	0.0000045	0.0000057	0.0000051	1.12	1.31	0.00000	0.00005	Normal kat
3	0.0000034	0.0000043	0.0000038	1.12	1.45	0.00000	0.00004	Normal kat
4	0.0000022	0.0000028	0.0000025	1.12	1.76	0.00000	0.00002	Normal kat
5	0.0000012	0.0000015	0.0000013	1.12	1.92	0.00000	0.00001	Normal kat
6	0.0000005	0.0000007	0.0000006	1.12	1.33	0.00000	0.00001	Normal kat
7	0.0000003	0.0000004	0.0000003	1.11	0.81	0.00000	0.00000	Normal kat
8	0.0000003	0.0000004	0.0000003	1.11	0.98	0.00000	0.00000	Normal kat
9	0.0000002	0.0000003	0.0000002	1.11	2.14	0.00000	0.00000	Normal kat
10	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1.30	0.04	0.00000	0.00000	Normal kat
11	0.0000002	0.0000002	0.0000002	1.16	0.57	0.00000	0.00000	Normal kat
12	0.0000002	0.0000003	0.0000002	1.17	0.90	0.00000	0.00000	Normal kat
13	0.0000001	0.0000002	0.0000002	1.23	0.79	0.00000	0.00000	Normal kat
14	0.0000001	0.0000002	0.0000001	1.40	0.48	0.00000	0.00000	Normal kat
15	0.0000001	0.0000002	0.0000001	1.51	0.51	0.00000	0.00000	Normal kat
16	0.0000001	0.0000003	0.0000002	1.64	0.64	0.00000	0.00000	Normal kat
17	0.0000000	0.0000004	0.0000002	1.87	0.46	0.00000	0.00000	Normal kat
18	0.0000002	0.0000004	0.0000003	1.40	0.52	0.00000	0.00000	Normal kat
19	0.0000003	0.0000007	0.0000005	1.32	0.68	0.00000	0.00000	Normal kat
20	0.0000004	0.0000009	0.0000006	1.44	1.36	0.00000	0.00000	Normal kat
21	0.0000004	0.0000004	0.0000004	1.00	0.09	0.00000	0.00000	Normal kat
22	0.0000043	0.0000037	0.0000040	1.08	0.22	0.00000	0.00001	Normal kat
23	0.0000186	0.0000183	0.0000185	1.01	0.33	0.00001	0.00005	Normal kat
24	0.0000566	0.0000565	0.0000565	1.00	0.48	0.00002	0.00014	Normal kat
25	0.0001164	0.0001168	0.0001166	1.00	0.91	0.00004	0.00025	Normal kat
26	0.0001264	0.0001285	0.0001275	1.01	1.00	0.00005	0.00023	Normal kat
27	0.0001239	0.0001305	0.0001272	1.03	1.05	0.00005	0.00018	Normal kat
28	0.0001131	0.0001289	0.0001210	1.07	1.09	0.00005	0.00013	Normal kat
29	0.0000948	0.0001279	0.0001114	1.15	1.10	0.00005	0.00008	Normal kat
30	0.0000741	0.0001282	0.0001012	1.27	0.00	0.00005	0.00004	Normal kat

Y YÖNÜ

Kat	Y dust(m)	Y dalt(m)	Y ort	nbi	nki	Y dep/h	θi	kat tipi
1	0.0000020	0.0000063	0.0000042	1.51	1.02	0.00000	0.00004	Normal kat
2	0.0000019	0.0000061	0.0000040	1.53	1.26	0.00000	0.00004	Normal kat
3	0.0000015	0.0000047	0.0000031	1.53	1.38	0.00000	0.00003	Normal kat
4	0.0000010	0.0000032	0.0000021	1.53	1.65	0.00000	0.00002	Normal kat
5	0.0000006	0.0000018	0.0000012	1.52	1.76	0.00000	0.00001	Normal kat
6	0.0000003	0.0000009	0.0000006	1.52	1.28	0.00000	0.00001	Normal kat
7	0.0000002	0.0000005	0.0000003	1.51	0.83	0.00000	0.00000	Normal kat
8	0.0000002	0.0000005	0.0000003	1.50	0.90	0.00000	0.00000	Normal kat
9	0.0000001	0.0000004	0.0000003	1.48	1.40	0.00000	0.00000	Normal kat
10	0.0000001	0.0000001	0.0000001	1.31	0.41	0.00000	0.00000	Normal kat
11	0.0000000	0.0000002	0.0000001	1.82	0.36	0.00000	0.00000	Normal kat
12	0.0000000	0.0000003	0.0000002	1.80	0.66	0.00000	0.00000	Normal kat
13	0.0000000	0.0000003	0.0000001	1.96	0.51	0.00000	0.00000	Normal kat
14	0.0000001	0.0000003	0.0000002	1.66	0.47	0.00000	0.00000	Normal kat
15	0.0000001	0.0000004	0.0000003	1.55	0.51	0.00000	0.00000	Normal kat
16	0.0000003	0.0000007	0.0000005	1.44	0.55	0.00000	0.00000	Normal kat
17	0.0000005	0.0000009	0.0000007	1.28	0.57	0.00000	0.00000	Normal kat
18	0.0000010	0.0000013	0.0000012	1.16	0.60	0.00000	0.00001	Normal kat
19	0.0000016	0.0000021	0.0000019	1.11	0.76	0.00000	0.00001	Normal kat
20	0.0000020	0.0000026	0.0000023	1.12	5.44	0.00000	0.00001	Normal kat
21	0.0000003	0.0000003	0.0000003	1.05	0.02	0.00000	0.00000	Normal kat
22	0.0000147	0.0000142	0.0000144	1.02	0.22	0.00001	0.00005	Normal kat
23	0.0000666	0.0000664	0.0000665	1.00	0.33	0.00002	0.00019	Normal kat
24	0.0002035	0.0002035	0.0002035	1.00	0.48	0.00007	0.00051	Normal kat
25	0.0004196	0.0004201	0.0004198	1.00	0.91	0.00015	0.00090	Normal kat
26	0.0004583	0.0004501	0.0004592	1.00	1.00	0.00016	0.00082	Normal kat
27	0.0004558	0.0004612	0.0004585	1.01	1.05	0.00016	0.00065	Normal kat

28	0.0004295	0.0004428	0.0004362	1.02	1.09	0.00016	0.00047	Normal kat
29	0.0003873	0.0004156	0.0004014	1.04	1.10	0.00015	0.00029	Normal kat
30	0.0003410	0.0003884	0.0003647	1.06	0.00	0.00014	0.00013	Normal kat

TDY 6.3.2.1 A1 burulma duzensizligi: $1.2 < n_{bi} = 1.956 < 2$, dinamik analizle cozulmustur

TDY 6.3.2.1 B2 duzensizligi saglanmaması nedeniyle dinamik analizle cozulmustur

TDY 6.20 kosulu saglanmaktadır. $0.0002 < 0.0035$

TDY 6.21 kosulu saglanmaktadır. $\max \theta_i = .0009 < 0.12$

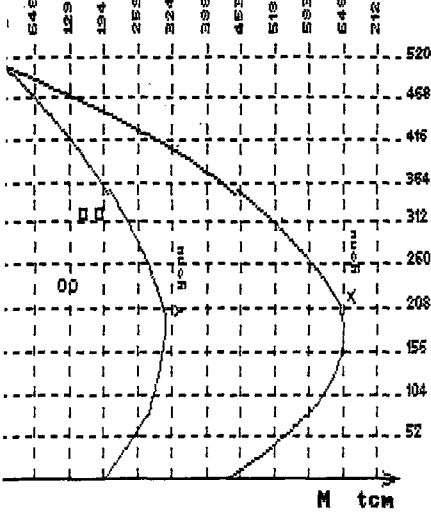


B1-Dusey dogrultudaki duzensizliklerinin kontrolu

Kat	Aw	Agx	Agy	ΣA_{ex}	ΣA_{ey}	ncix	nciy	ACIKLAMA
1	6.21	1.75	5.64	7.96	11.85	1.02	1.01	Duzenli
2	6.09	1.75	5.64	7.84	11.73	1.03	1.02	Duzenli
3	5.87	1.75	5.64	7.62	11.51	1.02	1.01	Duzenli
4	5.75	1.75	5.64	7.50	11.39	1.00	1.00	Duzenli
5	5.72	1.75	5.64	7.47	11.36	1.03	1.02	Duzenli
6	5.53	1.75	5.64	7.28	11.17	1.00	1.00	Duzenli
7	5.50	1.75	5.64	7.25	11.14	1.00	1.00	Duzenli
8	5.50	1.75	5.64	7.25	11.14	1.02	1.01	Duzenli
9	5.36	1.75	5.64	7.11	11.00	1.01	1.02	Duzenli
10	5.31	1.75	5.43	7.06	10.74	1.01	1.00	Duzenli
11	5.26	1.75	5.43	7.01	10.69	1.01	1.00	Duzenli
12	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
13	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
14	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
15	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
16	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
17	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
18	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
19	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
20	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
21	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
22	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
23	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
24	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
25	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
26	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
27	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
28	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
29	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	Duzenli
30	5.21	1.75	5.43	6.96	10.64	1.00	1.00	ust kat

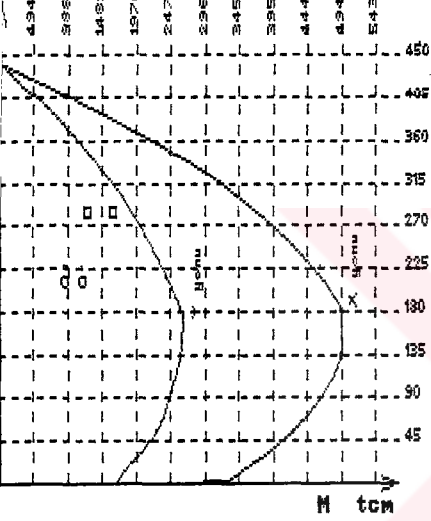
A4 duzensizligi bulunmamamistir.

B15 KOLONU

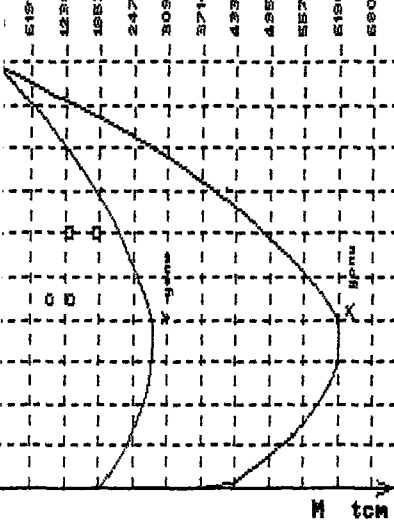


I/J : 11/ 0	BX/BY : 75/ 30	Bx : 1.147	By : 1.928	Hk : 2.790 m	
KOMBİNASYON	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G)	164.82	-0.99	-0.46	-0.01	-0.01
2. (0+0+0+0)	54.97	-0.39	-0.18	0.00	0.00
3. (0+0+0+0)		-0.27	-0.22	0.00	0.00
4. (0+0+0+0)		-0.09	-0.04	0.00	0.00
5. (0+0+0+0)		-0.34	-0.16	0.00	0.00
6. (0+0+0+0)		-0.02	-0.01	0.00	0.00
7. (0+0+0+0)		-0.45	-0.21	-0.03	-0.02
Zemin itkişi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+25	-0.03	-0.01	-0.02	0.00	0.00
X-Deprem-25	-0.03	-0.01	-0.02	0.00	0.00
Y-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar+25	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
X-Rüzgar-25	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
Y-Rüzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME HESABI :	Material:E1				
	X-düsey	X-yatay	Y-düsey	Y-yatay	
max. Nd (t) :	318.704	236.288	318.704	236.288	
max. M (tm) :	-15.935	11.814	-7.968	5.907	
fcd (kg/cm²) :	200.000	200.000	200.000	200.000	
ρ	0.0025	0.0025	0.0051	0.0025	
As (cm²) :	5.625	5.625	11.432	5.625	
DONATI : 2x3φ18+2x4φ18 (govde) + φ8/15/10(etriye)					

B16 KOLONU



I/J : 22/ 0	BX/BY : 65/ 30	Bx : 1.142	By : 1.774	Hk : 2.790 m	
KOMBİNASYON	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G)	151.28	-0.96	-0.45	-0.01	0.00
2. (0+0+0+0)	46.06	-0.38	-0.18	0.00	0.00
3. (0+0+0+0)		-0.43	-0.20	0.00	0.00
4. (0+0+0+0)		-0.05	-0.03	-0.11	-0.05
5. (0+0+0+0)		-0.34	-0.16	-0.01	0.00
6. (0+0+0+0)		-0.02	-0.01	-0.11	-0.05
7. (0+0+0+0)		-0.42	-0.20	-0.11	-0.06
Zemin itkişi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+25	0.00	-0.01	-0.03	0.00	0.00
X-Deprem-25	0.00	-0.01	-0.03	0.00	0.00
Y-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar+25	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00
X-Ruzgar-25	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00
Y-Ruzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME HESABI :	Material:E1				
	X-düsey	X-yatay	Y-düsey	Y-yatay	
max. Nd (t) :	285.488	211.158	285.488	211.158	
max. M (tm) :	14.274	10.558	-7.137	5.276	
fcd (kg/cm²) :	200.000	200.000	200.000	200.000	
As (cm²) :	5.0028	0.0025	0.0028	0.0025	
As (cm²) :	5.543	4.875	10.104	4.875	
DONATI : 2x3φ18+2x3φ18	(govde) + φ8/15/10(etriye)				



KOMBINASYON

1.	G+G+G+G
2.	O+O+O+O
3.	G+O+O+O
4.	O+G+O+O
5.	O+O+O+G
6.	O+O+O+G
7.	G+O+O+O
8.	O+G+O+O

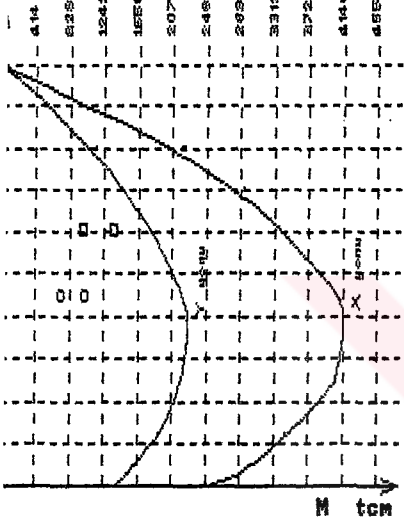
Zemin itkis

x	-Deprem-
x	-Deprem-
y	-Deprem-
x	-Ruzgar-
x	-Ruzgar-
y	-Ruzgar-
y	-Ruzgar-

[illegible]

	max. Nd (t)	max. M (t)	fcd (kg/cm ²)	μ	As (cm ²)
2x4018+2x3018 (govde)	296.456	219.728	200.000	0.025	5.250
2x4018+2x3018 (getriye)	296.456	219.728	200.000	0.025	5.250

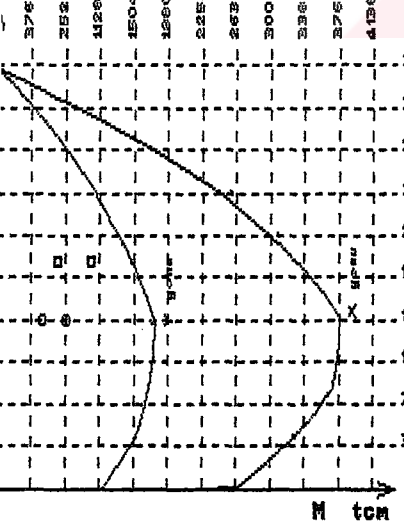
Material: E1

[illegible]

EX/BY : 60 / 30	Bx : 1.121	Bv : 1.614	Hk : 2.790	m
maxNd (t)	ustBx (tm)	altBx (tm)	ustBv (tm)	altBv (tm)
128.09	1.35	.63	.35	.17
38.83	1.52	.24	.12	.06
	1.58	.27	-.02	-.01
	-.06	-.03	-.14	-.07
	-.04	.00	.14	.06
	.02	.00	.15	.07
	.27	.27	.03	.02
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-.06	-.02	-.03	0.00	0.00
-.11	0.00	0.00	0.00	0.00
-.12	0.00	0.00	0.00	0.00
-.18	0.00	0.00	0.00	0.00
-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
-.04	0.00	0.00	0.00	0.00
-.05	0.00	0.00	0.00	0.00

	X-dusev	X-varav	Y-dusev	Y-varav
max. Nd (t) :	241.465	178.588	241.465	178.636
max. M (cm) :	12.073	8.929	6.037	4.466
fcd (kg/cm ²) :	200.000	200.000	200.000	200.000
u :	0.025	0.025	0.028	0.025
ks (cm ²) :	4.500	4.500	5.111	4.500
DONATI : 2x3x18+2x2x18 (govde) + 48/15/10 (etrive)				

Material: EI



KOMBİNASYON
 1. (G+G+G+G)
 2. (G+G+G+O)
 3. (G+O+G+O)
 4. (O+G+O+O)
 5. (O+O+G+O)
 6. (O+O+O+G)
 7. (O+O+O+O)
 Zemin itkisi
 X-Deprem-25
 Y-Deprem-25
 Y-Deprem-25
 Y-Deprem-25
 X-Ružgar-25
 X-Ružgar-25
 Y-Ružgar-25
 Y-Ružgar-25

[illegible]

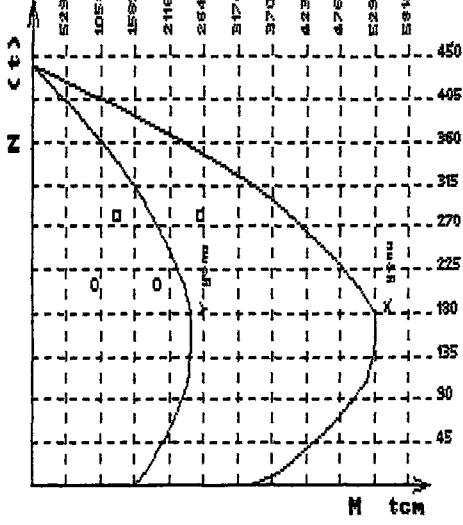
```

max. Nd (t) :: x-gusev 187.730 x-vatay 138.624 y-gusev 187.730 y-vatay 138.624
max. u (cm) :: x-gusev -9.387 x-vatay 6.831 y-gusev -4.693 y-vatay 3.467
fcd (kg/cm2) :: x-gusev 200.000 x-vatay 200.000 y-gusev 200.000 y-vatay 200.000
u :: x-gusev 0.025 x-vatay 0.025 y-gusev 0.025 y-vatay 0.025
As (cm2) :: x-gusev 3.750 x-vatay 3.750 y-gusev 3.750 y-vatay 3.750
DONATI :2x3ø18+2x2ø18 (govde) + ø8/12/8(etrive)

```

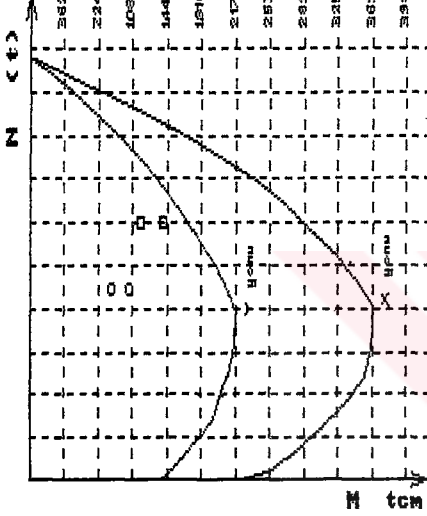
Material:EI

SZ08 KOLONU



I/J : 7/ 4	BX/BY : 65/ 30	Bx : 1.841	By : 1.859	Hk : 2.790 m	
KOMBİNASYON	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G+G)	125.75	-1.28	-1.47	-1.22	-1.17
2. (G+O+O+O)	48.24	-0.01	-0.36	-0.10	-0.08
3. (G+O+O+O)		-0.01	-0.36	-0.10	-0.08
4. (G+O+O+O)		-0.01	-0.36	-0.10	-0.08
5. (G+O+O+O)		-0.01	-0.36	-0.10	-0.08
6. (G+O+O+O)		-0.01	-0.36	-0.10	-0.08
7. (G+O+O+O)		-0.01	-0.36	-0.10	-0.08
Zemin etkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+	-0.09	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem+	-0.04	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem-	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar+	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar+	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar-	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar-	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME HESABI :				Material:E1	
	X-düsey	X-yatay	Y-düsey	Y-yatay	
max. Nd (t) :	281.227	208.464	281.227	208.498	
max. M (tm) :	12.061	10.423	7.051	5.212	
fcd (kg/cm ²) :	200.000	200.000	200.000	200.000	
u :	0.045	0.025	0.052	0.025	
As (cm ²) :	8.717	4.875	10.131	4.875	
DONATI : 2x4φ18+2x2φ18 (govde) + φ8/15/10(etriye)					

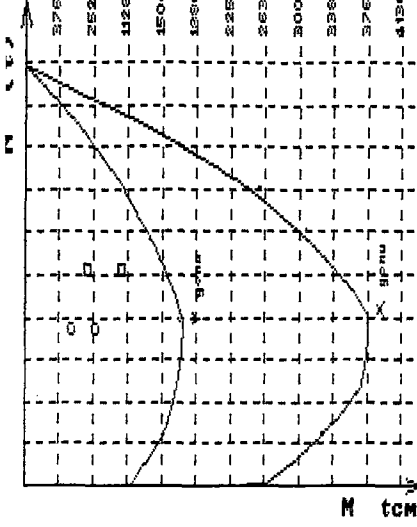
SZ09 KOLONU



I/J : 17/ 10	BX/BY : 55/ 30	Bx : 1.232	By : 2.041	Hk : 2.790 m	
KOMBİNASYON	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G)	120.89	2.06	2.06	-1.56	-1.55
2. (G+O+O+O)	36.86	0.15	0.54	-0.05	-0.12
3. (G+O+O+O)		0.15	0.54	-0.05	-0.12
4. (G+O+O+O)		0.15	0.54	-0.05	-0.12
5. (G+O+O+O)		0.15	0.54	-0.05	-0.12
6. (G+O+O+O)		0.15	0.54	-0.05	-0.12
7. (G+O+O+O)		0.15	0.54	-0.05	-0.12
Zemin etkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+%	-10	-0.01	-0.01	0.00	0.00
Y-Deprem+%	-07	-0.01	-0.01	0.00	0.00
X-Deprem-	-16	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-	-16	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar+	-01	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar+	-01	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar-	-01	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar-	-04	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar-	-04	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME HESABI :				Material:E1	
	X-düsey	X-yatay	Y-düsey	Y-yatay	
max. Nd (t) :	228.221	168.859	228.221	168.859	
max. M (tm) :	11.411	8.423	11.411	8.422	
fcd (kg/cm²) :	200.000	200.000	200.000	200.000	
u :	0.025	0.025	0.050	0.025	
As (cm²) :	4.125	4.125	8.271	4.125	
DONATI : 2x3φ18+2x2φ18 (govde) + φ8/15/10(etriye)					

20

SZ24 KOLONU



I/J : 164/ 130

BX/BY : 60/ 25 Bx : 1.167 By : 1.535 Hk : 2.790 m

KOMBINASYON

maxNd (t) ustMx (tm) altMx (tm) ustMy (tm) altMy (tm)

1. (G+G+G+G)	96.21	.77	.97	-.44	-.38
2. (G+G+G+G)	27.32	.26	.33	-.15	-.13
3. (G+G+G+G)		.31	.07	-.04	-.08
4. (G+G+G+G)		-.04	.27	-.09	-.04
5. (G+G+G+G)		.16	.06	-.12	-.10
6. (G+G+G+G)		.02	.26	-.08	-.05
7. (G+G+G+G)		.37	.36	-.07	-.05
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+	-.07	-.01	-.01	0.00	0.00
Y-Deprem+	-.08	-.01	-.01	0.00	0.00
X-Deprem-	-.16	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-	-.13	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar+	-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar+	-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar-	-.04	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar-	.03	0.00	0.00	0.00	0.00

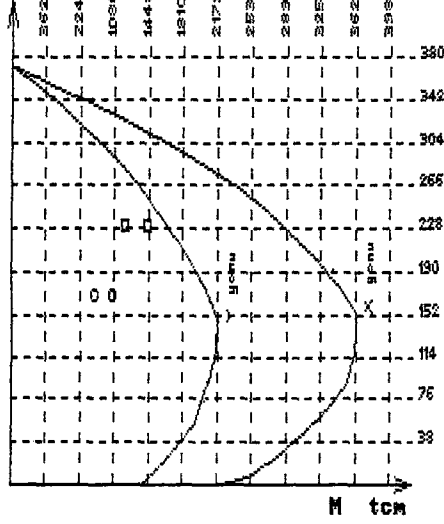
BETONARME HESABI :

Material: E1

max. Nd (t) :	X-düsey	X-yatay	Y-düsey	Y-yatay
max. M (tm) :	178.413	131.745	178.413	131.745
fcd (kg/cm ²) :	200.000	200.000	200.000	200.000
μ :	0.025	0.025	0.025	0.025
As (cm ²) :	3.750	3.750	3.750	3.750

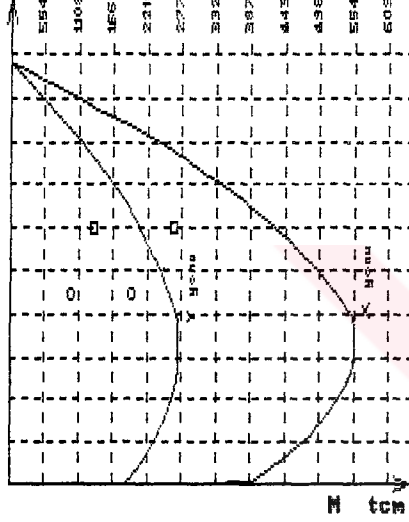
DONATI : 2x3φ18+2x2φ18 (govde) + φ8/12/8(etriye)

SZ25 KOLONU



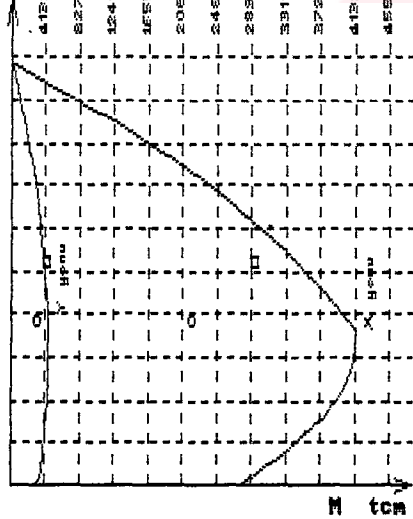
I/J : 206/ 168	BX/BY : 55/ 30	Bx : 1.235	By : 2.065	Hk : 2.790 m	
KOMBİNASYON	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G+G)	122.35	-2.11	-2.11	.56	.56
2. (O+O+O+O)	37.04	-.81	-.81	.18	.18
3. (O+O+O+O)		-.64	-.64	.14	.14
4. (O+O+O+O)		-.47	-.47	.05	.05
5. (O+O+O+O)		-.26	-.26	.04	.11
6. (O+O+O+O)		-.28	-.28	.16	.21
7. (O+O+O+O)		-.37	-.37	.15	.08
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+	-.07	-.01	-.01	0.00	0.00
Y-Deprem-	-.10	-.01	-.01	0.00	0.00
X-Deprem-	-.08	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem+	-.16	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar+	-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar-	-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar-	-.04	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar+	.04	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME HESABI :	Material:E1				
	X-düsey	X-yatay	Y-düsey	Y-yatay	
max. Nd (t) :	230.558	170.557	230.558	170.557	
max. M (tm) :	11.528	8.528	5.764	4.264	
fcd (kg/cm²) :	200.000	200.000	200.000	200.000	
As (cm²) :	4.0025	4.0025	4.0053	4.0025	
As (cm²) :	4.205	4.125	8.770	4.125	
DONATI : 2x3φ18+2x2φ18 (govde) + φ8/15/10(etriye)					

SZ26 KOLONU



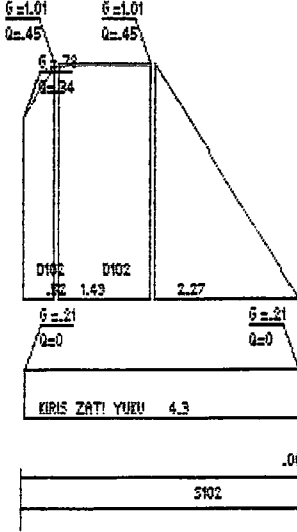
I/J : 246/ 207	BX/BY : 65/ 30	Bx : 1.855	By : 1.874	Hk : 2.790 m	
KOMBİNASYON	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G+G)	147.18	1.33	1.52	.22	.18
2. (O+O+O+O)	48.57	.48	.52	.10	.08
3. (O+O+O+O)		.44	.16	-.09	-.10
4. (O+O+O+O)		.03	.38	-.16	-.13
5. (O+O+O+O)		.09	.26	-.02	-.03
6. (O+O+O+O)		.55	.55	-.04	-.14
7. (O+O+O+O)		.31	.31	.27	.27
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+	-.03	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem+	-.03	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem-	-.13	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem-	-.13	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar+	-.11	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar+	-.11	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar-	-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar-	-.01	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar+	-.03	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar+	-.03	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar-	.03	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar-	.03	0.00	0.00	0.00	0.00
BETONARME HESABI :	Material:E1				
	X-düsey	X-yatay	Y-düsey	Y-yatay	
max. Nd (t) :	283.789	210.350	283.789	210.350	
max. M (tm) :	14.188	10.516	7.094	5.259	
fcd (kg/cm²) :	200.000	200.000	200.000	200.000	
As (cm²) :	9.0047	4.0025	10.0054	4.0025	
As (cm²) :	9.175	4.875	10.622	4.875	
DONATI : 2x4φ18+2x3φ18 (govde) + φ8/15/10(etriye)					

SZ27 KOLONU



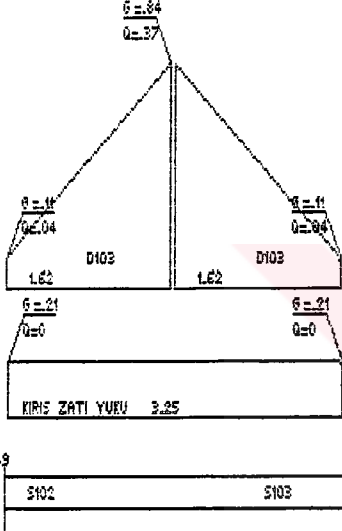
I/J : 59/ 41	BX/BY : 175/ 25	Bx : 3.000	By : 3.000	Hk : 2.790 m	
KOMBİNASYON	maxNd (t)	ustMx (tm)	altMx (tm)	ustMy (tm)	altMy (tm)
1. (G+G+G+G)	300.15	-4.14	-4.14	.88	.88
2. (O+O+O+O)	86.72	-1.59	-1.76	.37	.39
3. (O+O+O+O)		-.48	-1.23	.36	.12
4. (O+O+O+O)		-1.11	-.53	.01	.27
5. (O+O+O+O)		-1.77	-1.79	.43	.47
6. (O+O+O+O)		-1.36	-1.12	.27	.09
7. (O+O+O+O)		-.05	-1.60	.06	.27
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+	-.21	-.07	-.09	0.00	0.00
Y-Deprem+	-.31	-.05	-.07	0.00	0.00
X-Deprem-	-.48	-.01	-.01	0.00	0.00
Y-Deprem-	-.54	-.01	-.01	0.00	0.00
X-Ruzgar+	-.03	-.01	-.08	0.00	0.00
Y-Ruzgar+	-.04	-.01	-.06	0.00	0.00
X-Ruzgar-	-.12	-.01	-.03	0.00	0.00
Y-Ruzgar-	-.13	-.01	-.03	0.00	0.00
BETONARME HESABI :	Material:E1				
	X-düsey	Y-yatay	Y-düsey	Y-yatay	
max. Nd (t) :	558.970	412.931	558.970	412.965	
max. M (tm) :	-87.820	72.263	13.974	10.327	
fcd (kg/cm ²) :	200.000	200.000	200.000	200.000	
As (cm ²) :	0085	0028	0089	0029	
As (cm ²) :	37.300	12.289	38.956	12.858	
DONATI : 2x12φ20+2x5φ12 (govde) + φ8/20(etriye)					
				Mxu: .69	Mxa: .71

KB01 KIRISI



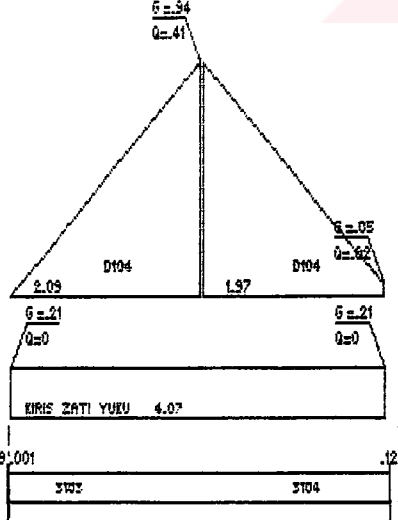
Bw/D= 25/ 30	I= 1	J= 3	Tabla : B2/D2= 26/ 12cm	
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolvG (t)	SagvG (t)
1. (G+G+G+G)	1.89	-1.89	2.47	-1.89
2. (0+0+0+0)	1.41	-1.56	1.90	-1.53
3. (0+0+0+0)	1.43	-1.52		
4. (0+0+0+0)	1.40	-1.04		
5. (0+0+0+0)	1.40	-1.57		
6. (0+0+0+0)	1.03	-1.03		
7. (0+0+0+0)	1.43	-1.53		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+	0.01	0.01	0.00	0.00
Y-Deprem+	0.01	0.01		
X-Deprem-	0.00	0.00		
Y-Deprem-	0.00	0.00		
X-Ruzgar+	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar+	0.00	0.00		
X-Ruzgar-	0.00	0.00		
Y-Ruzgar-	0.00	0.00		
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Mac. üstMsag	altMsag
Mdüz. (tm)	-4.16	0.00	(2.94m)	-3.39
max M (tm)	4.75	0.00	1.74	-3.17
fcg (kg/cm²)	200.00	0.00	200.00	200.00
As (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm²)	3.88	1.94	1.79	2.96
DONATI: 2ø12(mon.)+1ø16(sol üst ila.)+1ø12(sag üst ila.)				
2ø12(düz)+ ø8/15/8(etriye)				

KB02 KIRISI



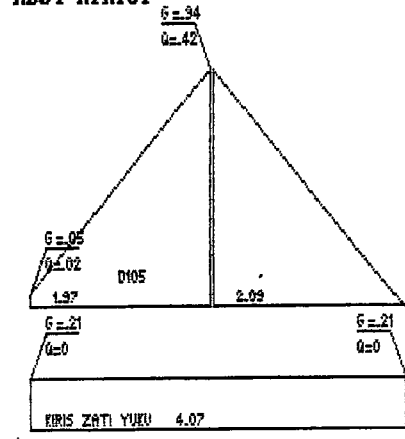
Bw/D= 25/ 30	I= 3	J= 8	Tabla : B2/D2= 20/ 12cm	
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolvG (t)	SagvG (t)
1. (G+G+G+G)	0.86	-0.83	1.14	-1.12
2. (0+0+0+0)	0.28	-0.27	0.35	-0.35
3. (0+0+0+0)	0.23	-0.23		
4. (0+0+0+0)	0.23	-0.23		
5. (0+0+0+0)	0.23	-0.23		
6. (0+0+0+0)	0.22	-0.21		
7. (0+0+0+0)	0.22	-0.21		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+25	0.01	0.01	0.01	0.01
Y-Deprem+25	0.01	0.01		
X-Deprem+25	0.00	0.00		
Y-Deprem+25	0.00	0.00		
X-Ruzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Ruzgar+25	0.00	0.00		
X-Ruzgar+25	0.00	0.00		
Y-Ruzgar+25	0.00	0.00		
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Mac. üstMsag	altMsag
Mdüz. (tm)	-2.27	0.00	(1.77m)	-1.27
max M (tm)	1.68	0.00	1.78	-1.66
fcg (kg/cm²)	200.00	0.00	200.00	200.00
As (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm²)	2.61	1.30	1.01	2.61
DONATI: 2ø12(mon.)+1ø12(sag üst ila.)				
2ø12(düz)+ ø8/15/8(etriye)				

KB03 KIRISI



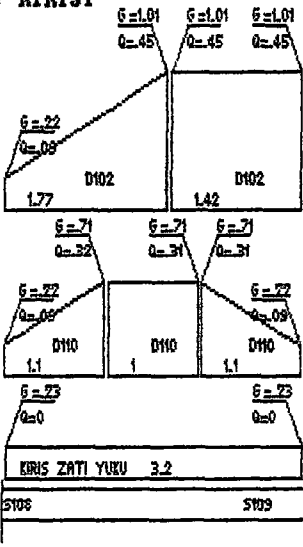
Bw/D= 25/ 30	I= 8	J= 19	Tabla : B2/D2= 24/ 12cm	
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolvG (t)	SagvG (t)
1. (G+G+G+G)	1.31	-1.31	1.40	-1.46
2. (0+0+0+0)	0.42	-0.43	0.43	-0.46
3. (0+0+0+0)	0.40	-0.40		
4. (0+0+0+0)	0.02	-0.03		
5. (0+0+0+0)	0.02	-0.01		
6. (0+0+0+0)	0.02	-0.01		
7. (0+0+0+0)	0.44	-0.46		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+25	0.01	0.01	0.00	0.00
X-Deprem-25	0.01	0.01		
Y-Deprem+25	0.00	0.00		
Y-Deprem-25	0.00	0.00		
X-Ruzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar-25	0.00	0.00		
Y-Ruzgar+25	0.00	0.00		
Y-Ruzgar-25	0.00	0.00		
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	Fk: 2.71	2.60 cm ²	
Mdüz. (tm)	-2.33	altMsol	Mac. üstMsag	altMsag
max M (tm)	2.53		(2.21m)	-2.35
fcg (kg/cm ²)	200.00		200.00	200.00
As (cm ²)	0.00		0.00	0.00
As (cm ²)	2.61	1.30	1.35	2.61
DONATI: 2ø12(mon.)+1ø12(sag üst ila.)				
2ø12(düz)+ ø8/15/8(etriye)				

KB04 KIRISI



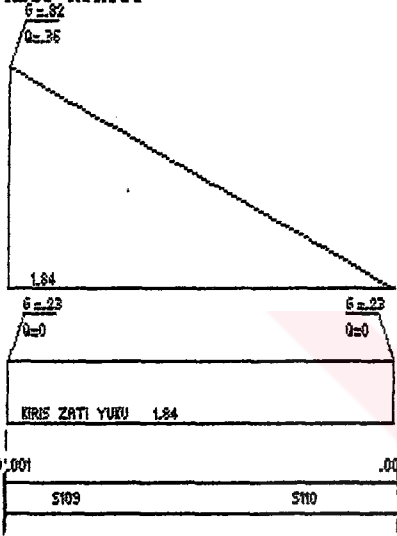
Bw/D= 25/ 30		I= 19	J= 36	Tabla : B2/D2= 24/ 12cm	
KOMBINASYON		SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)
1. (G+G+G+G)		1.31	-1.31	1.46	-1.41
2. (Q+Q+Q+Q)		0.43	-0.42	0.46	-0.43
3. (Q+Q+Q+Q)		0.03	-0.02		
4. (Q+Q+Q+Q)		0.40	-0.40		
5. (Q+Q+Q+Q)		0.39	-0.45		
6. (Q+Q+Q+Q)		0.03	-0.01		
7. (Q+Q+Q+Q)		0.44	-0.39		
Zemin itkisi		0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+		0.01	0.01	0.00	0.00
X-Deprem-		0.01	0.01		
Y-Deprem+		0.00	0.00		
Y-Deprem-		0.00	0.00		
X-Ruzgar+		0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar-		0.00	0.00		
Y-Ruzgar+		0.00	0.00		
Y-Ruzgar-		0.00	0.00		
BETONARME SONUCLAR :		üstMsol	altMsol	Fk: 2.63	2.68 cm ²
Mduz (tm)		0.00	0.00	Mac (2.14m)	üstMsag
max M (tm)		2.53	0.00	1.31	-2.56
fcq (kg/cm ²)		200.00	0.00	200.00	200.00
fcq (cm ²)		0.00	0.00	0.00	0.00

KB07 KIRISI



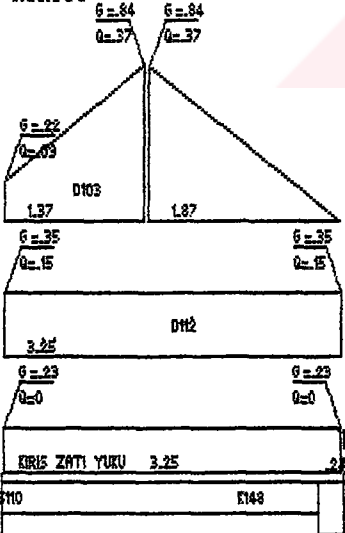
Bw/D= 25/ 30	I= 4	J= 10	Tabla :	B1/D1= 19/ 12cm	B2/D2= 19/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)	
1. (G+G+G+G)	1.54	-2.33	2.13	-2.95	
2. (O+O+O+O)	-0.56	-0.83	0.78	-1.15	
3. (O+O+O+O)	-0.82	-0.83			
4. (O+O+O+O)	-0.56	-0.83			
5. (O+O+O+O)	-0.56	-0.83			
6. (O+O+O+O)	-0.56	-0.83			
7. (O+O+O+O)	-0.56	-0.83			
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem+25	0.01	0.01	0.01	0.01	
Y-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Rüzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Rüzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Rüzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Rüzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk:	Mac.	üstMsag altMsag
Mdüz. (tm)	-1.05	0.00	(1.85m)	1.48	0.00
max M (tm)	3.15	0.00		4.75	0.00
İcd (kg/cm ²)	200.00	0.00	200.00	200.00	0.00
As (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm ²)	2.61	1.30	1.97	3.51	1.76
DONATI: 2ø12(mon.)+1ø12(sol üst ila.)+1ø16(sag üst ila.)					
2ø12(düz)+ ø8/15/8(etriye)					

KB08 KIRISI



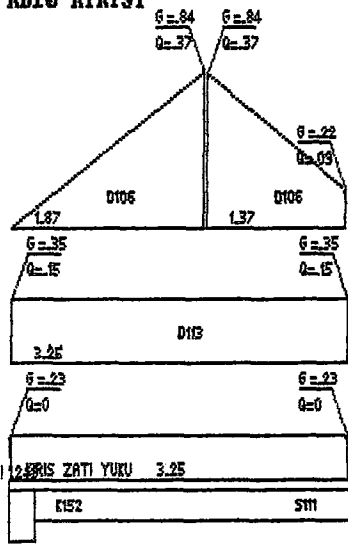
Bw/D= 25/ 30	I= 10	J= 9	Tabla :	B1/D1= 11/ 12cm	B2/D2= 11/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)	
1. (G+G+G+G)	0.01	-1.07	0.25	-0.29	
2. (O+O+O+O)	-0.02	-0.36	0.06	-0.29	
3. (O+O+O+O)	-0.03	-0.36			
4. (O+O+O+O)	-0.03	-0.36			
5. (O+O+O+O)	-0.03	-0.36			
6. (O+O+O+O)	-0.03	-0.36			
7. (O+O+O+O)	-0.03	-0.36			
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem+25	0.01	0.01	0.01	0.01	
Y-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Rüzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Rüzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Rüzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Rüzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk:	Mac.	üstMsag altMsag
Mdüz. (tm)	-0.09	-0.09	(0.54m)	2.43	0.00
max M (tm)	0.22	-0.22		2.14	0.00
İcd (kg/cm ²)	200.00	200.00	200.00	200.00	0.00
As (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm ²)	2.61	1.30	1.01	2.61	1.30
DONATI: 2ø12(mon.)+1ø12(sag üst ila.)					
2ø12(düz)+ ø8/15/8(etriye)					

KB09 KIRISI



Bw/D= 25/ 30	I= 9	J= 0	Tabla :	B1/D1= 26/ 12cm	B2/D2= 26/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)	
1. (G+G+G+G)	1.94	0.00	2.48	-1.15	
2. (O+O+O+O)	-0.70	0.00	0.82	-0.39	
3. (O+O+O+O)	-0.67	0.00			
4. (O+O+O+O)	-0.67	0.00			
5. (O+O+O+O)	-0.67	0.00			
6. (O+O+O+O)	-0.67	0.00			
7. (O+O+O+O)	-0.67	0.00			
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Deprem+25	0.01	0.00	0.00	0.00	
X-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Deprem-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Rüzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Rüzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00	
X-Rüzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y-Rüzgar-25	0.00	0.00	0.00	0.00	
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk:	Mac.	üstMsag altMsag
Mdüz. (tm)	-1.10	0.00	(2.15m)	0.00	0.00
max M (tm)	3.83	0.00		0.00	0.00
İcd (kg/cm ²)	200.00	0.00	200.00	0.00	0.00
As (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm ²)	2.90	1.45	1.88	0.00	0.00
DONATI: 2ø12(mon.)					
2ø12(düz)+ ø8/15/8(etriye)					

KELİM KIRISI

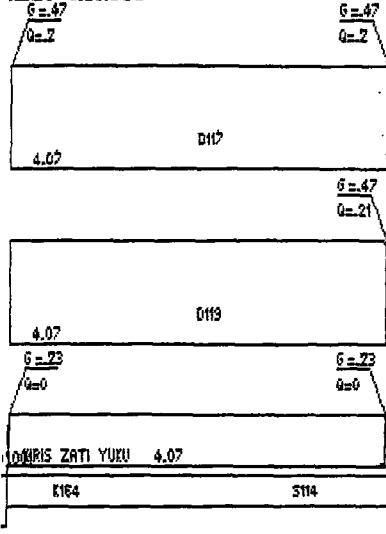


Bw/D= 25/ 30 I= 0 J= 93 Tabla : B1/D1= 26/ 12cm B2/D2= 26/ 12cm

KOMBİNASYON Sol M (tm) Sağ M (tm) Sol yd (t) Sağ yd (t)

1. (G+G+G+G)	0.00	-1.94	1.15	-2.28
2. (O+O+O+O)	0.00	-1.70	1.39	-1.81
3. (O+O+O+O)	0.00	-1.03		
4. (O+O+O+O)	0.00	-1.67		
5. (O+O+O+O)	0.00	-1.01		
6. (O+O+O+O)	0.00	-1.66		
7. (O+O+O+O)	0.00	-1.71		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem-25	0.00	0.00		
Y-Deprem+25	0.00	0.00		
Y-Deprem-25	0.00	0.00		
X-Rüzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar-25	0.00	0.00		
Y-Rüzgar+25	0.00	0.00		
Y-Rüzgar-25	0.00	0.00		
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk:	1.78
Mdüz (tm)	0.00	0.00	Mac.	2.13 cm ²
max M (tm)	0.00	0.00	(1.37m)	1.10
İCQ (kg/cm ²)	0.00	0.00	200.00	200.00
İCQ (kg/cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
AS (cm ²)	0.00	0.00	1.87	2.91
DONATI: 2ø12(mon.)+1ø12(sag üst.ila.)				1.46
2ø12(duz)+ ø8/15/8(etriye)				

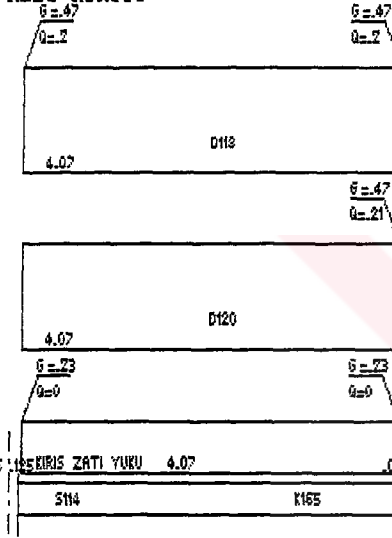
KB19 KIRISI



Bw/D= 25/ 30 I= 0 J= 37 Tabla : B1/D1= 33/ 12cm B2/D2= 33/ 12cm

KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)
1. (G+G+G)	0.00	-2.88	1.79	-3.01
2. (Q+Q+Q)	0.00	-1.03	.64	-1.07
3. (G+Q+Q)	0.00	-1.12		
4. (Q+G+Q)	0.00	-1.03		
5. (Q+Q+G)	0.00	-1.03		
6. (G+Q+G)	0.00	-1.12		
7. (Q+Q+Q)	0.00	-1.11		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
Fk:	2.03		3.29 cm ²	
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Mac.	üstMsag altMsag
Mdüz. (tm)	0.00	0.00	(1.55m)	0.00
max M (tm)	0.00	0.00	2.76	-5.80
İcd (kg/cm ²)	0.00	0.00	200.00	200.00
As (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm ²)	0.00	0.00	2.84	5.65
DONATI:	2ø12(mon.)+1ø12(sag üst ila.)			
	2ø12(düz)+1ø12(pilye)+1ø12(sag alt ila.)+ ø8/15/8(etriye)			

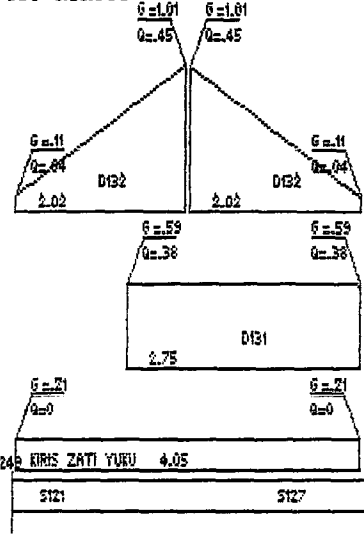
KB20 KIRISI



Bw/D= 25/ 30 I= 37 J= 0 Tabla : B1/D1= 33/ 12cm B2/D2= 33/ 12cm

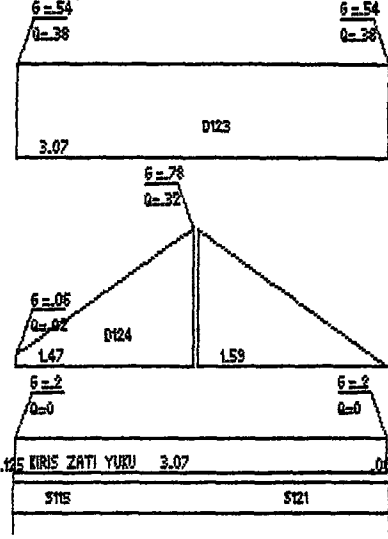
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t)	SagVd (t)
1. (G+G+G)	2.88	0.00	3.01	-1.79
2. (Q+Q+Q)	1.03	0.00	1.08	-0.64
3. (G+Q+Q)	.92	0.00		
4. (Q+G+Q)	.12	0.00		
5. (Q+Q+G)	1.01	0.00		
6. (G+Q+G)	1.10	0.00		
7. (Q+Q+Q)	.96	0.00		
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Deprem	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
Y-Rüzgar	0.00	0.00	0.00	0.00
Fk:	3.34		1.97 cm ²	
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Mac.	üstMsag altMsag
Mdüz. (tm)	-74	0.00	(2.69m)	0.00
max M (tm)	5.68	0.00	2.80	0.00
İcd (kg/cm ²)	200.00	0.00	200.00	0.00
As (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm ²)	5.50	2.75	2.88	0.00
DONATI:	2ø12(mon.)			
	2ø12(düz)+1ø12(pilye)+ ø8/15/8(etriye)			

339 KIRISI



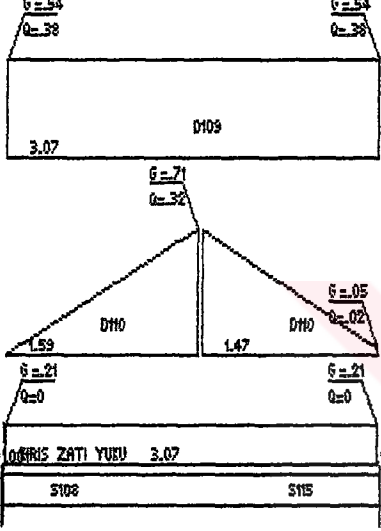
Bw/D= 25/ 30	I= 23	J= 41	Tabla : B1/D1= 24/ 14cm B2/D2= 24/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t) SagVd (t)
1. (G+G+G+G)	1.56	-1.83	1.97 -2.86
2. (O+O+O+O)	-0.68	-0.80	.79 -1.29
3. (O+O+O+O)	-1.11	-0.01	
4. (O+O+O+O)	-1.57	-0.80	
5. (O+O+O+O)	-2.76	-0.83	
6. (O+O+O+O)	-0.06	-0.02	
7. (O+O+O+O)	-0.71	-0.76	
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00 0.00
X-Deprem+35	0.00	0.00	0.00 0.00
X-Deprem-35	0.00	0.00	
Y-Deprem+35	0.00	0.00	
Y-Deprem-35	-0.01	-0.01	
X-Rużgar+35	0.00	0.00	0.00 0.00
X-Rużgar-35	0.00	0.00	
Y-Rużgar+35	0.00	0.00	
Y-Rużgar-35	0.00	0.00	
BETONARME SONUCLAR :	üstMsol	altMsol	Fk: 2.73 2.56 cm²
Mcuz. (tm)	-3.50	0.00	(2.22m)
max M (tm)	-3.32	0.00	-3.88
rcq (kg/cm²)	200.00	0.00	200.00
AS (cm²)	0.00	0.00	0.00
AS (cm²)	3.00	1.50	3.44
DONATI: 2φ12(mon.)+1φ12(sol üst ila.)+1φ12(sag üst ila.)			
2φ16(düz)+ φ8/15/8(etriye)			

B40 KIRISI



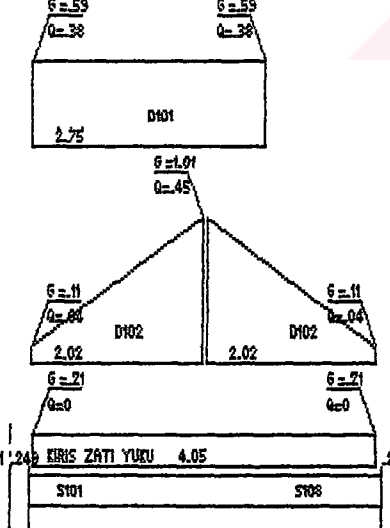
Bw/D= 25/ 30	I= 11	J= 23	Tabla : B1/D1= 18/ 12cm B2/D2= 18/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t) SagVd (t)
1. (G+G+G+G)	1.53	-1.53	1.76 -1.80
2. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	.84 -1.84
3. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
4. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
5. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
6. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
7. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00 0.00
X-Deprem	0.00	0.00	0.00 0.00
Y-Deprem	0.00	0.00	0.00 0.00
X-Rüzgar	0.00	0.00	0.00 0.00
Y-Rüzgar	0.00	0.00	0.00 0.00
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol altMsol	Fk:	Mac. üstMsag altMsag
Mdüz (tm)	2.48 0.00	(1.96m)	2.48 0.00
max M (tm)	2.61 0.00		2.87 0.00
İcđ (kg/cm ²)	200.00 0.00		200.00 0.00
As (cm ²)	0.00 0.00		0.00 0.00
AS (cm ²)	2.61 1.30		1.40 2.61 1.30
DONATI: 2ø12(mon.)+1ø12(sol üst ila.)			
2ø12(düz)+ ø8/15/8(etriye)			

B41 KIRISI



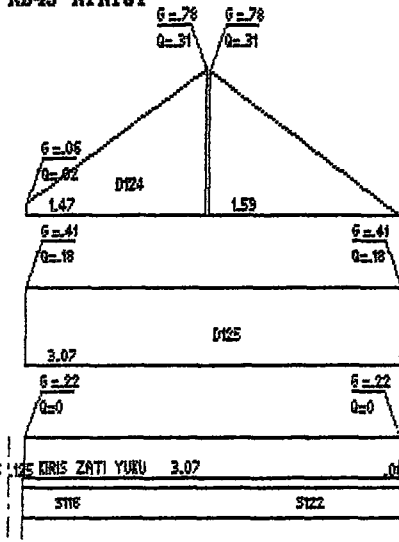
Bw/D= 25/ 30	I= 4	J= 11	Tabla : B1/D1= 18/ 12cm B2/D2= 18/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t) SagVd (t)
1. (G+G+G+G)	1.53	-1.53	1.76 -1.80
2. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	.84 -1.84
3. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
4. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
5. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
6. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
7. (0+0+0+0)	1.53	-1.53	
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00 0.00
X-Deprem	0.00	0.00	0.00 0.00
Y-Deprem	0.00	0.00	0.00 0.00
X-Rüzgar	0.00	0.00	0.00 0.00
Y-Rüzgar	0.00	0.00	0.00 0.00
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol altMsol	Fk:	Mac. üstMsag altMsag
Mdüz (tm)	2.48 0.00	(1.96m)	2.48 0.00
max M (tm)	2.61 0.00		2.87 0.00
İcđ (kg/cm ²)	200.00 0.00		200.00 0.00
As (cm ²)	0.00 0.00		0.00 0.00
AS (cm ²)	2.61 1.30		1.36 2.61 1.30
DONATI: 2ø12(mon.)+1ø12(sol üst ila.)			
2ø12(düz)+ ø8/15/8(etriye)			

B42 KIRISI



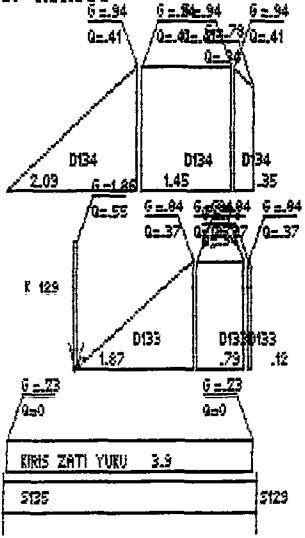
Bw/D= 25/ 30	I= 1	J= 4	Tabla : B1/D1= 24/ 14cm B2/D2= 24/ 12cm
KOMBİNASYON	SolM (tm)	SagM (tm)	SolVd (t) SagVd (t)
1. (G+G+G+G)	1.82	-1.82	2.85 -1.98
2. (0+0+0+0)	1.82	-1.82	1.28 -1.80
3. (0+0+0+0)	1.82	-1.82	
4. (0+0+0+0)	1.82	-1.82	
5. (0+0+0+0)	1.82	-1.82	
6. (0+0+0+0)	1.82	-1.82	
7. (0+0+0+0)	1.82	-1.82	
Zemin itkisi	0.00	0.00	0.00 0.00
X-Deprem	0.00	0.00	0.00 0.00
Y-Deprem	0.00	0.00	0.00 0.00
X-Rüzgar	0.00	0.00	0.00 0.00
Y-Rüzgar	0.00	0.00	0.00 0.00
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol altMsol	Fk:	Mac. üstMsag altMsag
Mdüz (tm)	3.75 0.00	(2.11m)	3.50 0.00
max M (tm)	3.86 0.00		3.40 0.00
İcđ (kg/cm ²)	200.00 0.00		200.00 0.00
As (cm ²)	0.00 0.00		0.00 0.00
AS (cm ²)	3.32 1.68		3.44 3.09 1.54
DONATI: 2ø12(mon.)+1ø12(sol üst ila.)			
2ø16(düz)+ ø8/15/8(etriye)			

KB43 KIRISI



Bw/D= 25/ 30	I= 22	J= 40	Tabla : B1/D1= 18/ 12cm	B2/D2= 18/ 12cm
KOMBİNASYON	Sol M (tm)	Sag M (tm)	Sol Vd (t)	Sag Vd (t)
1. (G+G+G+G)	1.04	-1.98	1.84	-1.57
2. (0+0+0+0)	-0.77	-0.33	0.57	-0.53
3. (0+0+0+0)	-0.06	0.00		
4. (0+0+0+0)	-0.30	-0.34		
5. (0+0+0+0)	-0.40	-0.30		
6. (0+0+0+0)	-0.29	-0.24		
7. (0+0+0+0)	-0.05	-0.03		
Zemin etkisi	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem+25	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Deprem-25	0.00	0.00		
Y-Deprem+25	0.00	0.00		
Y-Deprem-25	-0.01	-0.01		
X-Ruzgar+25	0.00	0.00	0.00	0.00
X-Ruzgar-25	0.00	0.00		
Y-Ruzgar+25	0.00	0.00		
Y-Ruzgar-25	0.00	0.00		
BETONARME SONUÇLAR :	üstMsol	altMsol	Fk: 2.00	2.00 cm ²
Mdüz. (tm)	2.40	0.00		
max M (tm)	2.40	0.00	(1.66m)	Mac -1.38
İcp (kg/cm ²)	200.00	0.00	200.00	200.00
AS (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
AS (cm ²)	2.61	1.30	1.22	2.61
DONATI: 2φ12(mon.)+1φ12(sol üst ila.)+1φ12(sag üst ila.)				
2φ12(düz)+ φ8/15/8(etriye)				

KB47 KIRISI



Bw/D= 25/ 30 I= 38 J= 64 Tabla : B1/D1= 23/ 12cm B2/D2= 23/ 12cm

KOMBINASYON SolM (tm) SagM (tm) SolVd (t) SagVd (t)

1. (G+G+G+G) 4.64 -3.57 3.31 -3.70

2. (O+O+O+O) 1.46 -2.13 1.03 -1.41

3. (O+O+O+O) 1.46 -2.13

4. (O+O+O+O) 1.46 -2.13

5. (O+O+O+O) 1.46 -2.13

6. (O+O+O+O) 1.46 -2.13

7. (O+O+O+O) 1.46 -2.13

Zemin itkisi 0.00 0.00 0.00 0.00

X-Deprem 0.00 0.00 0.00 0.00

X-Deprem 0.00 0.00 0.00 0.00

Y-Deprem 0.00 0.00 0.00 0.00

Y-Deprem 0.00 0.00 0.00 0.00

X-Ruzgar 0.00 0.00 0.00 0.00

X-Ruzgar 0.00 0.00 0.00 0.00

Y-Ruzgar 0.00 0.00 0.00 0.00

Y-Ruzgar 0.00 0.00 0.00 0.00

BETONARME SONUCLAR : üstMsol altMsol Mac. üstMsag altMsag

Mcuz. (tm) : -3.77 0.00 (2.55m) 6.43 0.00

max M (tm) : 8.87 0.00 2.42 -11.20 0.00

fcq (kg/cm²) : 200.00 0.00 200.00 200.00 0.00

As (cm²) : 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

As (cm²) : 5.68 2.84 2.48 5.29 2.64

DONATI: 2012(mon.)+6020(sol üst ila.)+1016(sag üst ila.)

2012(düz)+1012(pilye)+4018(sol alt ila.)+1012(sag alt ila.)+ 08/15/8(etriye)

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

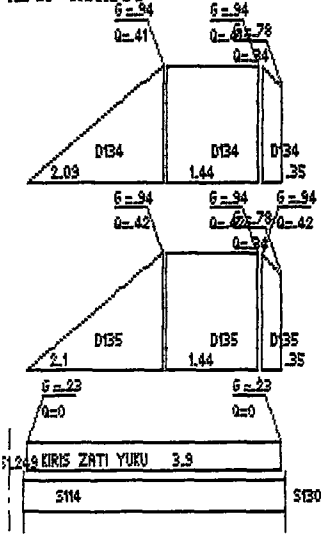
1.743.000

1.743.000

1.743.000

1.743.000

KB49 KIRISI



Bw/D= 25/ 30 I= 37 J= 62 Tabla : B1/D1= 23/ 12cm B2/D2= 23/ 12cm

KOMBINASYON SolM (tm) SagM (tm) SolVd (t) SagVd (t)

1. (G+G+G+G) 6.96 -2.78 2.39 -3.84

2. (0+0+0+0) 2.54 -2.27 .86 -1.51

3. (0+0+0+0) .01 .01

4. (0+0+0+0) 2.52 -2.28

5. (0+0+0+0) 2.52 -2.28

6. (0+0+0+0) 2.52 -2.28

7. (0+0+0+0) .02 .02

Zemin itkisi 0.00 0.00 0.00 0.00

X-Deprem 0.00 0.00 0.00 0.00

Y-Deprem 0.00 0.00 0.00 0.00

Z-Deprem 0.00 0.00 0.00 0.00

X-Ruzgar 0.00 0.00 0.00 0.00

Y-Ruzgar 0.00 0.00 0.00 0.00

Z-Ruzgar 0.00 0.00 0.00 0.00

BETONARME SONUCLAR : üstMsol altMsol Mac üstMsag altMsag

Mduz (tm) : -8.92 0.00 (4.19m) 6.65 0.00

max M (tm) : 13.80 0.00 2.48 -11.75 0.00

fcd (kg/cm²) : 200.00 0.00 200.00 200.00 0.00

As (cm²) : 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

As (cm²) : 5.42 2.71 2.55 5.69 2.84

DONATI: 2ø12(mon.)+1ø18(sol üst ila.)+1ø18(sag üst ila.)

2ø12(duz)+1ø12(pilye)+1ø12(sol alt ila.)+1ø12(sag alt ila.)+ ø8/15/8(etriye)

KOS.ST4 YAPISI BETON/KALIP METRAJİ

	Beton (m3)	Kalip (m ²)	Asmolen (m3)
--	---------------	----------------------------	-----------------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	38.07	349.10	

.kat Toplam	111.90	936.34	0.00
-------------	--------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	37.73	346.86	

.kat Toplam	111.56	934.10	0.00
-------------	--------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	37.11	342.38	

.kat Toplam	110.95	929.62	0.00
-------------	--------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	36.78	340.14	

.kat Toplam	110.61	927.38	0.00
-------------	--------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	36.69	339.58	

.kat Toplam	110.53	926.82	0.00
-------------	--------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	36.16	336.78	

.kat Toplam	109.99	924.02	0.00
-------------	--------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	36.08	336.22	

.kat Toplam	109.91	923.46	0.00
-------------	--------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	36.08	336.22	

.kat Toplam	109.91	923.46	0.00
-------------	--------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	33.44	313.77	

.kat Toplam	107.27	901.01	0.00
-------------	--------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	
.kat Kolon	25.97	250.60	

.kat Toplam	99.80	837.84	0.00
-------------	-------	--------	------

.kat Doseme	48.59	398.14	0.00
.kat Kiriş	25.24	189.10	

11 .kat Kolon	25.83	249.48	
11 .kat Toplam	99.66	836.72	0.00
12 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
12 .kat Kiris	25.24	189.10	
12 .kat Kolon	25.69	248.92	
12 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
13 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
13 .kat Kiris	25.24	189.10	
13 .kat Kolon	25.69	248.92	
13 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
14 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
14 .kat Kiris	25.24	189.10	
14 .kat Kolon	25.69	248.92	
14 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
15 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
15 .kat Kiris	25.24	189.10	
15 .kat Kolon	25.69	248.92	
15 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
16 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
16 .kat Kiris	25.24	189.10	
16 .kat Kolon	25.69	248.92	
16 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
17 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
17 .kat Kiris	25.24	189.10	
17 .kat Kolon	25.69	248.92	
17 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
18 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
18 .kat Kiris	25.24	189.10	
18 .kat Kolon	25.69	248.92	
18 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
19 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
19 .kat Kiris	25.24	189.10	
19 .kat Kolon	25.69	248.92	
19 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
20 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
20 .kat Kiris	25.24	189.10	
20 .kat Kolon	25.69	248.92	
20 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
21 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
21 .kat Kiris	25.24	189.10	
21 .kat Kolon	25.69	248.92	
21 .kat Toplam	99.52	836.16	0.00
22 .kat Doseme	48.59	398.14	0.00
22 .kat Kiris	25.24	189.10	

kat Kolon	25.69	189.10	248.92
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00
kat Doseme	48.59	398.14	0.00
kat Kiris	25.24	189.10	
kat Kolon	25.69	248.92	
kat Toplam	99.52	836.16	0.00

KOS.ST4 YAPISI DONATI METRAJİ

	φ 8 kg	φ 10 kg	φ 12 kg	φ 16 kg	φ 18 kg	φ 20 kg
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	613.7	0.0	1011.6	94.7	150.5	210.0
Kolon	1041.7	0.0	2087.4	0.0	2071.0	3267.1
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	787.0	241.3	1107.2	348.0	382.1	652.4
Kolon	1034.4	0.0	850.2	0.0	1840.9	3480.1
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

3	Kiris	787.0	241.3	1090.5	365.4	392.8	668.2
3	Kolon	1123.7	0.0	882.1	0.0	1725.9	3142.8
4	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	Kiris	787.0	241.3	1082.2	374.9	365.7	715.5
4	Kolon	1145.8	0.0	882.1	0.0	1668.3	2840.9
5	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	Kiris	787.0	241.3	1081.4	439.1	390.4	664.2
5	Kolon	1144.0	0.0	882.1	0.0	1654.0	2521.3
6	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	Kiris	787.0	241.3	1067.3	440.3	431.3	652.4
6	Kolon	1138.4	0.0	882.1	0.0	1812.2	1935.4
7	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	Kiris	787.0	241.3	1084.9	386.6	400.2	753.5
7	Kolon	1146.2	0.0	882.1	0.0	2977.1	443.9
8	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Kiris	787.0	241.3	1088.4	375.4	458.3	733.2
8	Kolon	1136.6	0.0	882.1	0.0	2948.4	159.8
9	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	Kiris	787.0	241.3	1095.3	406.4	493.6	679.9
9	Kolon	1080.0	0.0	799.0	0.0	2646.3	0.0
10	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	Kiris	787.0	241.3	1113.0	398.2	369.3	827.8
10	Kolon	851.1	0.0	549.7	0.0	1840.9	159.8
11	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	Kiris	787.0	241.3	1130.0	340.9	435.8	840.5
11	Kolon	846.7	0.0	549.7	0.0	1740.3	142.0
12	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	Kiris	787.0	241.3	1168.2	343.5	523.8	728.8
12	Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1840.9	0.0
13	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	Kiris	787.0	241.3	1200.4	317.0	521.3	739.6
13	Kolon	859.1	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
14	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	Kiris	787.0	241.3	1202.8	316.4	404.6	894.6
14	Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
15	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	Kiris	787.0	241.3	1206.5	311.6	450.3	874.7
15	Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
16	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	Kiris	778.8	254.2	1182.5	354.1	437.8	877.9
16	Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
17	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17	Kiris	754.0	292.9	1182.2	356.5	432.4	898.4
17	Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
18	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	Kiris	754.0	292.9	1209.3	316.9	447.1	905.0
18	Kolon	859.1	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
19	Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	Kiris	754.0	292.9	1211.5	301.8	471.4	927.2
19	Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0

Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	754.0	292.9	1138.4	393.1	485.5	917.2
Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	754.0	292.9	1108.0	436.2	445.6	971.3
Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	754.0	292.9	1105.3	445.4	436.5	982.5
Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	754.0	292.9	1103.4	454.3	436.5	982.5
Kolon	859.1	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	754.0	292.9	1135.0	426.4	427.5	989.9
Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	754.0	292.9	1143.7	418.6	422.5	996.0
Kolon	859.1	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	754.0	292.9	1162.2	399.2	422.5	996.0
Kolon	859.1	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	744.0	306.5	1162.2	399.2	431.6	988.6
Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1812.2	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	754.0	292.9	1162.2	399.2	431.6	988.6
Kolon	859.1	0.0	549.7	0.0	1869.7	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	714.1	355.3	1092.7	481.3	448.4	999.6
Kolon	850.3	0.0	549.7	0.0	1869.7	0.0
Doseme	3229.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kiris	754.0	292.9	1101.0	473.6	478.8	858.8
Kolon	859.1	0.0	549.7	0.0	1984.8	0.0

KIKOS.ST4 YAPISI KESIF OZETI

z	birim fiyat tarifi	birim fiyat	miktar	tutari
.043/1	DEMIRLI B225 BETONU	100,000,000.	3083.01 m3	308,300,900,000.
.011	DUZ YUZEYLI BETONARME KALIBI	2,000,000.	25887.86 m2	51,775,718,750.
.014	8-12 mm NERVURLU BETONARME DEMIRI	800,000,000.	210.01 tn	168,009,360,000.
.015	14-26 mm NERVURLU BETONARME DEMIRI	800,000,000.	124.82 tn	99,856,960,000.
	NAKLIYE % 10			62,794,293,250.
	TOPLAM			690,737,232,000.
	KDV % 15			103,610,584,800.
	TOPLAM			794,347,816,800.
	AYLIK ARTIS % 8 x 6			381,286,952,064.
	TOPLAM			1,175,634,768,864.