

SEÇİLEN BİR YAPI SİSTEMİNDE
TAŞIMA GÜCÜ VE ELASTİK HESAP

Duygu ŞENER /

Anadolu Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Bilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ
olarak Hazırlanmıştır.

Danışman : Doç. Sacit OĞUZ

Şubat - 1989

TEŞEKKÜR

Yüksek Lisans çalışmam sırasında beni yönlendiren ve yakın desteğini esirgemeyen sayın hocam Doç.Sacit OĞUZ'a teşekkürü bir borç bilirim.

Duygu ŞENER

Duygu ŞENER'in YOKSEK LİSANS tezi olarak hazırladığı
"SEÇİLEN BİR YAPI SİSTEMİNDE TAŞIMA GÜCÜ VE ELASTİK HESAP" başlıklı
bu çalışma jürimizce lisansüstü yönetmeliğinin ilgili maddeleri
uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

10.4.1989

Üye : Doç. Saadet Ögün

Üye : Prof. Ömer Fırat Akgün

Üye : Doç. Zümrüt Orsulu

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
gün ve 110/15..... sayılı kararıyla onaylanmıştır.

24 NİSAN 1989

Prof. Dr. Rüstem KAYA

Enstitü Müdürü

Ö Z E T

Yapıyı oluşturan elemanların kesitleri çeşitli yük kombinasyonlarına göre yapılan yapısal çözümleme sonucu bulunan en elverişsiz iç etkiler dikkate alınarak boyutlandırılır ve donatı hesabı yapılır. Kesit hesabı, taşıma gücü veya emniyet gerilmeleri yöntemi ile yapılır.

Bu çalışmanın amacı; bu iki yöntemin birbirlerine yaklaştığı ve uzaklaştığı noktaları belirlemek ve yöntemlerin başlangıçtaki kabuller yönünden, yükler yönünden, beton sınıfları yönünden ve donatı oranları yönünden karşılaştırmasını yapmaktır.

Bu çalışmada seçilen yapı sistemi üç katlı, üç açıklıklı bir çerçevedir. Bu yapı çerçevesinin gerekli koşullara uyularak boyutlandırıldığı kabul edilmiştir.

Yapının statik hesabı açı metoduyla bilgisayarda çözülmüştür. Hem taşıma gücü, hem de elastik yöntemle kesit hesapları yapılacağından, sistem hareketli yük'e göre, zati yük'e göre, hareketli yük + zati yük'e göre ve deprem kuvvetlerine göre ayrı ayrı çözülmüştür.

Çözümünden elde edilen statik değerlere göre taşıma gücü ve elastik yöntemle donatı hesapları yapılmış, çıkan sonuçlar birbirleriyle karşılaştırılmıştır.

SUMMARY

The cross section dimensions and steel areas of the members are sized and calculated as regards the most inconvenient internal effects. They are found as a result of structural analysis that is made from various load combinations.

The cross section calculation is made by Ultimate Strength Design (USD) or Working Stress Design.

The aim of this work is to define the points of these two methods which are similar to or different from each other and to compare them in the respect of the beginning assumptions, loads, concrete categories and proportions of steel areas.

The construction system of this work was chosen as three stories and three spans frame. It is accepted that the frame of the construction is sized at the required conditions.

The design of this construction has been solved by the computer with respect to the displacement method. Also system has been solved one by one using different load combinations such as live load (LL), dead load (DL), live load + dead load and earthquake forces (E), so that the cross section calculation was going to be made both USD and elastic design.

Steel areas were calculated separately by USD and elastic design according to the numeric values of the final design and the results have been compared with each other.

İ Ç İ N D E K İ L E R

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	IV
SUMMARY	V
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	IX
GİRİŞ	1
BÖLÜM :1- BETONARME HESAP YÖNTEMLERİ VE BETON HAKKINDA GENEL BİLGİLER	4
1.1. Taşıma Gücü Yöntemi	4
1.1.1. Yapı Güvenliği	4
1.1.1.1. Genel	4
1.1.1.2. Yük ve Malzeme Katsayıları.....	4
1.1.2. Taşıma Gücü-Basit eğilme, Eksenel - Basınc, Bileşik Eğilme	9
1.1.2.1. Temel ilkeler ve Varsayımlar...	9
1.1.2.2. Genel Çözüm (Dikdörtgen Basınc Dağılımına Göre).....	11
1.1.2.3. Eksenel Basınc	13
1.1.2.4. Eksenel Çekme	13
1.1.2.5. Basit Eğilme	14
1.2. Emniyet Gerilmelerine Göre Kesit Hesabı	22
1.2.1. Genel Çözüm	22
1.2.2. Eksenel Basınc veya Çekme	22
1.2.2.1. Eksenel Basınc	22
1.2.2.2. Eksenel Çekme	25
1.2.3. Basit Eğilme	25
1.2.4. Bileşik Eğilme	26
1.2.4.1. Genel	26
1.2.4.2. Narinlik Etkisi	27

	<u>Sayfa</u>
1.3. Beton	28
1.3.1. Beton Sınıfları ve Beton Basınç Dayanımı	28
1.3.2. Betonun Çekme Dayanımı	28
1.3.3. Betonun Elastisite Modülü,Poisson Oranı ve Genleşme Katsayısı	29
1.4. Beton Kalitesinin Denetimi	29
BÖLÜM :2. SEÇİLEN BİR SİSTEMİN STATİK HESABI VE MOMENT	
DIYAGRAMLAR	31
2.1. Hareketli Yük (P) Yükleme Halı	35
2.2. Zati Yük (g) Yükleme Halı	36
2.3. Hareketli + Zati Yük Yükleme Halı.....	37
2.4. Deprem Kuvvetleri.....	41
2.5. Sonuç Moment Çizelgeleri	38
BÖLÜM: 3. BETONARME SİSTEMLERİN KESİTLERİNDEKİ STATİK DEĞERLERE	
GÖRE DAVRANIŞLARI	44
3.1. Durum Ia	44
3.2. Durum Ib	45
3.3. Durum IIa	46
3.4. Durum IIb	46
3.4.1. Elastik Yöntem Hesapları	46
3.4.1.1. Elastik Yöntem Kiriş Hesapları..	47
3.4.1.2. Elastik Yöntem Kolon Hesapları..	50
3.4.2. Taşıma Gücü Yöntemiyle Kesit Hesapları...	54
3.4.2.1. Kiriş Hesapları.....	54
3.4.2.2. Kolon Hesapları	57
3.5. Sınır Değerlerin İncelenmesi	64
3.5.1. Dengeli Donatı Yüzdesi (ρ_b).....	64

	<u>Sayfa</u>
3.5.2. Maksimum Donatı Yüzdesi (f_{max})	65
3.5.3. Şehim Hesabı Gerektirmeyen Donatı Yüzdesi Sınırı (f_{def})	65
3.5.4. Yeniden Dağılım (f_{red})	66
SONUÇ	70
KAYNAKLAR DİZİNİ	76

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
A	Alan
Ac	Beton Alanı
Acc	Derinliği "a" ile sınırlanan beton basınç alanı
Ao	Etriye veya fret çubuğunun kesit alanı
Asw	Kesitteki toplam etriye kesit alanı
As	Çekme donatısı alanı
bw	Tablalı kirişlerde gövde genişliği
Cm	Narinlik etkisi ile ilgili katsayı
c	Pas payı, beton örtüsü (çekme donatısı için)
d	Faydalı yükseklik
d'	Beton Basınç yüzünden basınç donatısı ağırlık merkezine olan uzaklık
E	Elastisite modülü
Ec	28 günlük elastisite modülü
EcD	3 günlük elastisite modülü
Es	Çelik elastisite modülü, 2.10^5 N/mm^2
e	Eksantriklik (Dış Merkezlik)
Fk	Karakteristik yük etkisi
Fd	Hesap yükü
Fm	Ortalama yük
f	Malzeme dayanımı
fc	Betonun ortalama basınç dayanımı (28 günlük silindir)

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
V_c	Beton tarafından taşınan kesme kuvveti
V_r	Kesme kuvveti altında kesitin taşıma gücü
W	Rüzgar yükü
α	Katsayı. Düğüm noktasındaki kolon eğilme rijitlikleri toplamının, kiriş eğilme rijitlikleri toplamına oranı
β	Moment büyükte katsayısı
δ_m	Malzeme katsayısı
δ_f	Yük katsayısı
δ_{mc}	Betona uygulanan malzeme katsayısı
δ_{ms}	Çeliğe uygulanan malzeme katsayısı
E	Birim boy değişimi
ρ	Çekme donatısı oranı
ρ_b	Denge li donatı oranı
σ_c	Betondaki gerilme (basınç)
σ_{co}	Yük uygulandığı anda, betondaki gerilme (basınç)
σ_s	Çekme donatısındaki gerilme
σ	Standart sapma
ψ	Katsayı
τ	Kayma gerilmesi
Σ	Toplam

<u>Şimgeler</u>	<u>Açıklama</u>
fck	28 günlük betonun silindir basınç dayanımı (karakteristik dayanım)
fcd	Hesapta kullanılacak beton basınç dayanımı
fctk	Betonun çekme dayanımı (Karakteristik dayanım)
fctd	Hesapta kullanılacak beton çekme dayanımı
fyk	Donatı çeliğinin akma dayanımı
fyd	Hesapta kullanılacak çelik akma dayanımı
fywd	Hesapta kullanılacak etriye veya fret akma dayanımı
Gc	28 günlük betonun koyma modülü
Ic	Brüt beton kesitinin ağırlık merkezine göre eylemsizlik momenti
Kc	Kolon eğilme rijitliği
k	Katsayı kolon burkulma boyu için katsayı
k_1	Beton basınç bloğu derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı (dikdörtgen dağılımı için)
Md	Hesapta kullanılacak eğilme momenti
M_{max}	β katsayı ile büyütülmüş kolon uç momenti
No	Eksenel basınç altındaki taşıma gücü (Nr)
Nd	Hesapta kullanılacak eksenel kuvvet
ΣN	Kattaki kolonlara etkiyen eksenel kuvvetlerin toplamı
Rk	Karakteristik dayanım
Rm	Ortalama dayanım Sönme ile ilgili bir katsayı

G İ R İ Ő

Betonarme bir yapı döşeme plâğı, kirişler, kolonlar ve temel somelleri ile bđluŐur. Bđyle bir yapıda elemanların taŐıdđđı iŐletme yđklerinin birbirlerine aktararak temel zemine intikali sağlanır.

Betonarme yapıların yapısal çđzđmlene ve kesit hesabında temel amaç, yapının kullanım sđresince kullanım amacına uygun davranmasını kabul edilebilir bir olasılıkla sağlamaktır.

Yapı ve yapı elemanlarının tasarımı yapım ve kullanım sđresi içinde yapıya etkiyebilecek tđm yđk ve Şekil deđiŐtirmeler dikkate alınarak, belirli bir gđvenliđi sağlayacak ve kullanılabilirliği bozmayacak biçimde olmalıdır.

Betonarme yapılarda, tđm hesap yđntemleri ve bu yđntemlerle elde edilen sonuçların geçerliliği, projede öngörđlen malzeme dayanımlarının sağlanması ile mümkündür. Bu sađlanamadđđı takdirde bđtđn sonuçlar geçerliliğini kaybeder.

Yapının projelendirilmesinde dđŐ kuvvetlerden oluşan kesit tesirlerinin hesabı, yapısal davranışın doğrusal elastik olduğu varsayımına dayanan veya doğrusal olmayan bir yđntemle yapılabilir.

DđŐ yđkler etkisi altında, kesit tesirlerinin hesabında çokça kullanılan elastik hesap yđntemleri kuvvet, açı, cross, kani, bđro yđntemleridir. Son yıllarda elektronik hesap makinalarının geliŐmesi sonlu elemanlar ve başka yđntemleri de kullanılır hale getirmiŐtir. Burada yđntemler üzerinde durulmayacaktır.

Henüz betonarme yapıların lineer olmayan bir yöntemle hesabı tam anlamıyla uygulamaya girmemiştir. Ancak, herhangi bir yapının plastik analiz yöntemleriyle hesabı (çelik yapılar) yönetmeliklere girmiştir. (TS 4161 Ekim 1985)

Betonarme yapılar için TS 500 tarafından lineer olmayan bir yöntem ile hesap yapılması önerilmektedir.

Hesaplanan kesit tesirlerine göre boyutlandırma elastik veya taşıma gücü yöntemleriyle yapılabilmektedir.

Elastik hesap yöntemi, kesit tesirlerinin etkisi altındaki elemanların lineer elastik davrandığı kabulü ile yapılan boyutlandırma olup, elemanlar mukavemetin kuralları uygulanır. Bu uygulamada gerilmelerin lineer değiştiği kavramı geçerlidir.

Taşıma gücü yönteminde kesitte oluşan gerilmelerin lineer olmadığı, kabul edilen plastik davranışa göre parabolik veya benzeri bir kanuna uyduğu varsayılarak hesap yapılır.

Yapının statik hesabının yapılabilmesi için kesitlerin ağırlık ve eylemsizlik momentlerinin önceden bilinmesi gerekir. Ancak, bu her zaman mümkün olmayabilir. Bu mahzurun ortadan kaldırılabilmesi için bir ön boyutlandırma yapılmalıdır. Ön boyutlandırma özellikle kolonlar için gereklidir. Mesken ve benzeri inşaatlarda döşeme kalınlıkları ve kirişler için bir çok kriter mevcuttur. Burada ön boyutlandırma üzerinde durulmayacaktır. Seçilen yapı çerçevesinin gerekli koşullara uyularak boyutlandırıldığı kabul edilmiştir.

Bu çalışma üç bölümden oluşmaktadır.

Birinci bölümde, boyutlandırma problemleri, elastik ve taşıma gücünde açıklanabilmesi için, yöntemler özetlenmiştir. (TS 500'e göre)

İkinci bölümde, seçilen yapı sisteminin özellikleri statik çözümü ve moment diyogramları verilmiştir.

Üçüncü bölümde, betonarme sistemlerin kesitlerindeki statik değerlerine göre davranışları incelenmiş ve seçtiğimiz çerçevenin statik değerlerine göre elastik hesap yöntemi ve taşıma gücü yöntemiyle betonarme hesapları yapılmıştır.

Sonuç bölümünde ise iki yöntemin hesap sonuçları karşılaştırılmış, sonuçlar üzerinde yorum yapılmıştır.

1. BETONARME HESAP YÖNTEMLERİ VE BETON HAKKINDA GENEL BİLGİLER :⁽¹⁾

1.1. Taşıma Gücü Yöntemi :

1.2. Emniyet Gerilmeleri Yöntemi

1.1.1. Yapı Güvenliği

1.1.1.1. Genel

Yapıya etkileyen yüklerin ve gerçek dayanımın hesaplardaki varsayımlardan değişik olabileceği gözönünde bulundurularak, yük etkileri (yük, moment, kesme kuvveti, normal kuvvet vb) belirli bir katsayısı ile büyütülmeli, dayanım ise küçültülmelidir.

Yük Katsayıları :

γ_f : Yapı ömrüne ve bu süre içinde yükün göstereceği istatistiksel değişime bağlı olarak hesaplanır.

γ_m : Dayanım katsayısı yapıdaki gerçek dayanımın, hesaplarda varsayılan dayanımdan düşük olma olasılığına göre saptanır.

Sağlanan Yapı Güvenliği :

$$\frac{R_k}{\gamma_m} \geq F_k \gamma_m \text{ olarak belirlenir.} \quad (1.1)$$

R_k = Yapının karakteristik dayanımı.

F_k = Yük etkisi (TS 498 belirlenen yükler)

1.1.1.2. Yük ve Malzeme Katsayıları :

Hesap yükü F_d , yük etkisinin bir yük katsayısı ile çarpılmış halidir.

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k \quad (1.2)$$

Yük katsayıları yapıya etkileyen yüklerin özelliklerine göre değişir.

Değişik tür yüklerin birarada etkidikleri durumlarda yük kombinasyonları yalnız düşey yükler için;

$$1,4 G + 1,6 Q \quad (1.3)$$

$$1,0 G + 1,2 Q + 1,2 T$$

Rüzgar yükünün söz konusu olduğu durumlarda;

$$1,0 G + 1,3 Q + 1,3 W \quad (1.4)$$

$$1,4 G + 1,6 Q$$

$$0,9 G + 1,3 W$$

Deprem söz konusu olduğu durumlarda;

$$1,0 G + 1,0 Q + 1,0 E$$

$$1,4 G + 1,6 Q$$

$$0,9 G + 1,0 E \quad (1.5)$$

Yatay toprak basıncı söz konusu olduğu durumlarda ilgili bağlantıya 1,6 H eklenir.

Malzemenin karakteristik dayanımı, istatistiksel verilere dayanılarak belirlenen ve bu değerden daha düşük değerler elde edilmesi belirli bir olasılıkla mümkün olan dayanımdır.

Karakteristik beton dayanımı, projede öngörülen değerdir.

Beton Sınıfı	fck,karakteristik silindirik,basınç dayanımı kgf/cm ² (N/mm ²)	Eşdeğer Küp Basınç Dayanımı Kgf/cm ² (N/mm ²)	fctk,karakteristik çekme dayanımı Kgf/cm ² (N/mm ²)	Ec (28 günlük) Kgf/cm ²
BS14(C14)	140(14)	160(16)	13 (1,3)	261500
BS16(C16)	160(16)	200(20)	14 (1,4)	270000
BS20(C20)	200(20)	250(25)	16 (1,6)	285000
BS25(C25)	250(25)	300(30)	18 (1,8)	302500
BS30(C30)	300(30)	350(35)	19 (1,9)	318000
BS35(C35)	350(35)	400(40)	21 (2,1)	332000
BS40(C40)	400(40)	450(45)	22 (2,2)	345500
BS45(C45)	450(45)	500(50)	23(2,3)	359500
BS50(C50)	500(50)	550(55)	25 (2,5)	369500

NOT: BS14, BS16, BS20 ve BS25 normal beton, diğerleri yüksek dayanımlı beton olarak tanımlanır.

ÇİZELGE: 1.1

Karakteristik dayanımı temel alan beton sınıfları.

Donatı çeliğinin karakteristik dayanımı ise, o çelik sınıfı için aşağıdaki çizelgede verilen minimum akma sınırı olarak alınabilir. Hesaplarda kullanılacak malzeme hesap dayanımı belirli bir malzeme katsayısına bölünerek elde edilir. Beton için; -

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} \text{ (basınç)} \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_m} \text{ (çekme)} \quad (1.6)$$

Çelik için :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}} \quad (1.7)$$

Çizelge 1.2: (Malzeme Hesap Dayanımları)

Çizelge 1.3: (Beton Çelik Çubukları)

	Hesap Dayanımları								
	N/mm ² (kg/cm ²)								
	BS14 (C14)	BS16 (C16)	BS20 (C20)	BS25 (C25)	BS30 (C30)	BS35 (C35)	BS40 (C40)	BS45 (C45)	BS50 (C50)
f_{cd}	9,5 (95)	11 (110)	13 (130)	17 (170)	20 (200)	23 (230)	27 (270)	30 (300)	33 (330)
f_{ctd}	0,85 (8,5)	0,90 (9,0)	1,00 (10,0)	1,15 (11,5)	1,25 (12,5)	1,35 (13,5)	1,45 (14,5)	1,55 (15,5)	1,65 (16,5)
f_{yd} (S220)	191 (1910)	191 (1910)	191 (1910)	191 (1910)	191 (1910)	191 (1910)	191 (1910)	191 (1910)	191 (1910)
f_{yd} (S420)	365 (3650)	365 (3650)	365 (3650)	365 (3650)	365 (3650)	365 (3650)	365 (3650)	365 (3650)	365 (3650)
f_{yd} (S500)	435 (4350)	435 (4350)	435 (4350)	435 (4350)	435 (4350)	435 (4350)	435 (4350)	435 (4350)	435 (4350)

ÇİZELGE : 12

Beton sınıflarına göre malzemenin hesap dayanımları.

ÜRÜN		Beton Çelik Çubukları				Beton Çelik Hasırları						
TÜRLER		—				Kaynaklı			Kelepçeli			
TIPLER		Düz (D)	Nervürlü (N)		Düz (D)	Profilli (P)		Nervürlü (N)				
SINIFLAR		Doğal Sertlikte (a)				Soğukta İşlem Görmüş (b)						
SEMBOL		1 (a)	III (a)	III (b)		IV (bs)	IV (bk)	IV (bs)	IV (bk)	IV (bs)	IV (bk)	IV (bs)
1	Akma çapı \varnothing (mm)	5—28	5—28	5—12	11—28	4—12	4—12	4—12	4—12	4—12	6—12	14—16
2	Minimum akma sınırı ¹⁾ (f_{yk}) veya ($f_{0,2}$) kgf/cm ² (N/mm ²)	2300 (220)	4200 (420)	4300 (420)	—	5000 (500)	5000 (500)	5000 (500)	5000 (500)	5000 (500)	5000 (500)	5000 (500)
3	Maksimum akma sınırı ($f_{y\max}$) kgf/cm ² (N/mm ²)	3200 (320)	5700 (570)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	Minimum çekme dayanımı ²⁾ (f_{td})	3400 (340)	5000 (500)	5000 (500)	—	5500 (550)	5500 (550)	5500 (550)	5500 (550)	5500 (550)	5500 (550)	5500 (550)
5	Kaynak şekli ³⁾	A	A	A ND	A E ND	A ND	A ND	A ND	A ND	A ND	A ND	—
6	Minimum birim kopma uzaması ⁴⁾ (%)	10	13	10	—	8	5	8	5	8	5	8

- 1 — Akma sınırı, deney aygıtında uzamanın sürmesi ne kadar yükün artmadığı veya azaldığı ilk gerilme değeri olarak tanımlanmalıdır (f_{yk}). Özellikle soğukta işlem görmüş çubuklarda, bu sınıra belirtilen şekilde belirlenme olanığı bulunmadığından, % 0,2 kalıcı uzamaya karşı olarak saptanacak değer ($f_{0,2}$) olarak belirlenmesi yeterlidir. Gerilmelerin hesabında akma çapı kullanılmalıdır.
- 2 — Doğal sertlikteki çubuklarda, minimum çekme dayanımı deneysel olarak saptanan akma sınırının en az 1,20 katı olmalıdır.
- 3 — A: Yakma alın kaynağı, E: Elektrik ark kaynağı, ND: Nokta Kaynağı, Nokta Direnç Kaynağı, yalnız gerekli denetim ve kalite kontrolünün sağlandığı işletmelerde yapılmalıdır.
- 4 — Minimum birim kopma uzaması deneyi, çeneler arasındaki serbest uzunluğu en az $10 \varnothing$ olan bir deney numunesi üzerinde TS 138'de belirtildiği şekilde yapılmalıdır. Akma sınırı belirgin olmayan soğukta işlem görmüş deney numunelerinde en az 10 enine veya eğimli nervür kapsayan serbest uzunluklar üzerinde deney yapılmalıdır.
- 5 — Çelik hasırlarda kullanılan IV çeliği, IV_(bs) ve IV_(bk) olmak üzere ikiye ayrılır. Çizelge 3-1 de verilen kopma uzamalarından anlaşılacağı gibi, IV_(bs) daha düşük bir çeliktir.

Çizelge : 1.3

Beton çelik çubukları ve çelik hasırları, sınıflandırma ve özellikleri.

1.1.2. Taşıma Gücü- Basit Eğilme, Eksenel Basınc, Bileşik Eğilme

1.1.2.1. Temel ilkeler ve Varsayımlar : (TS-500)

Yapısal çözümleme öngörülen yük katsayıları ve yük kombinasyonları saptandıktan sonra yapısal çözümleme ilkelerine göre yapılır. Bu çözümleme sonunda elde edilen kesit zorlamaları;

Beton için :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} \quad (\text{basınc}) \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{mc}} \quad (\text{çekme}) \quad (1.6)$$

Çelik için :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}} \quad (1.7)$$

Beton ve çelik için tanımlanan hesap dayanımları temel alınarak, kesit boyutlandırılır ve donatı hesaplanır.

Taşıma gücüne göre kesit hesabı, iç ve dış kuvvetler için yazılan denge denklemleri ile gerekli sayıda uygunluk denklemlerinden yararlanılarak yapılır.

Taşıma gücüne göre boyutlandırılan ve donatısı hesaplanan kesit öngörülen yükler altında oluşacak zorlamaları güvenle taşıyabilecektir. Ancak, sözkonusu elemanın kullanım yükleri altında kabul edilebilir sınırlar ötesinde çatlama ve şekil değiştirme gösterip göstermeyeceği ayrıca kontrol edilir.

Taşıma gücü hesabı için gerekli denge ve uygunluk denklemleri, aşağıda sıralanan varsayımlara dayandırılır.

- Şekil değişiminden önce düzlem olan kesit kesit değişimden sonra da düzlem kalır. Aderons tamdır, yani donatı çubuğunun birim boy değişimi, komşu beton lifin boy değişimi ile özdeştir.

- Taşıma gücüne erişildiğinde tarafsız eksene en uzak beton basınçlı lifindeki kısalma $\epsilon_{cu} = 0,003$ varsayılmıştır.

- Donatı çeliğinin gerilme-birim boy değişimi ilişkisi elastoplastik varsayılacaktır. Başka bir deyişle donatı çeliğindeki gerilme aşağıdaki bağıntıdan hesaplanmalıdır.

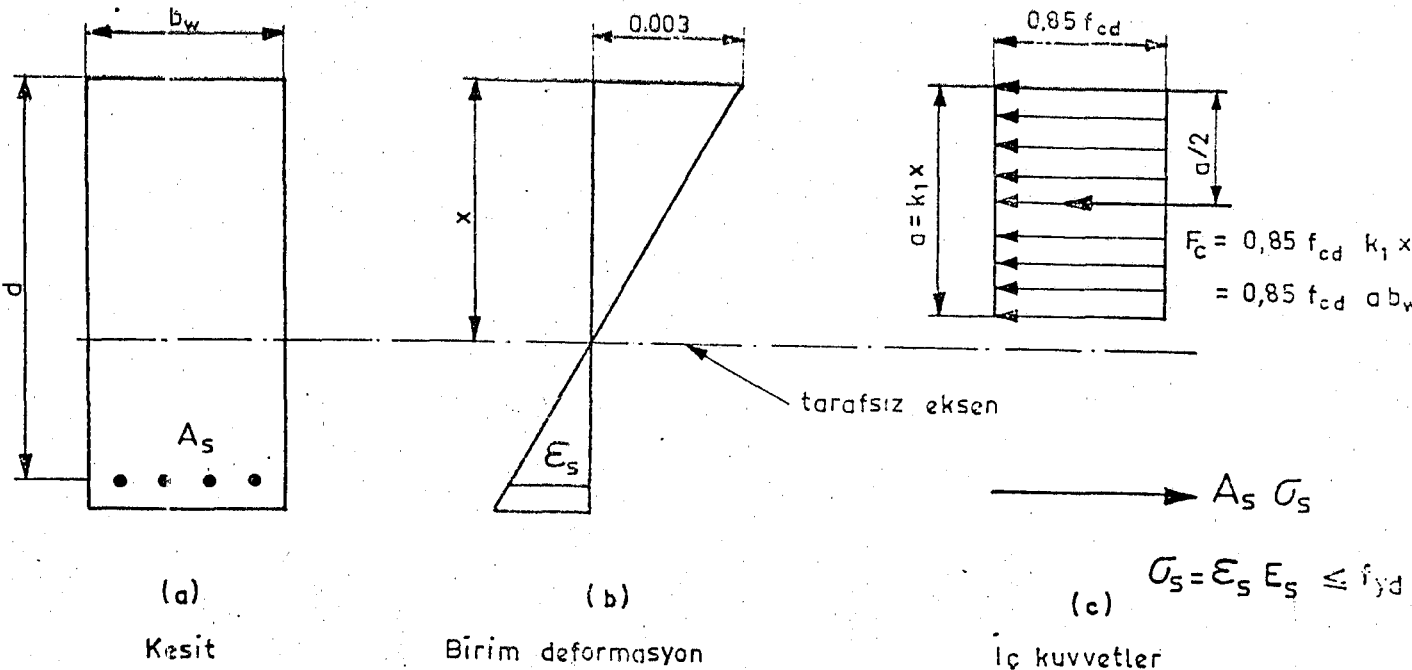
$$Q_s = \epsilon_s \cdot E_s \leq f_{yd}$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad (E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}^2) \quad (1.8)$$

- Betonun çekme dayanımı ihmal edilmelidir.

- Betonarme kesit taşıma gücüne ulaştığında gerilmeler birim şekil değiştirme ile orantılı değildir. Beton basınç bölgesindeki gerilme dağılımı için geçerliliği deneysel verilerle kanıtlanmış herhangi bir dağılım kullanılabilir. Hesaplarda kolaylık sağlamak amacı ile bu dağılım Şekil 1.1'de gösterilen dikdörtgen varsayılabilir.

- Donatı çeliğinin birim uzaması % 10 ile sınırlanmıştır.



Şekil : 1.1

1.1.2.2. Genel Çözüm (Dikdörtgen Basınç Dağılımına göre)

Herhangi bir geometriye sahip ve donatısı değişik yüzeylerde dağıtılmış bir kesitin taşıma gücünü hesaplamak için iki denge ve yeterli sayıda uygunluk denklemi yeterlidir. Şekil 1.2'den yararlanılarak aşağıdaki denge ve uygunluk denklemleri yazılabilir.

Denge Denklemleri : (Basınç gerilmeleri (+) alınmalıdır.)

$$N_r = 0,85 f_{cd} \cdot A_{cc} + \sum_{i=1}^n A_{s_i} \cdot \sigma_{s_i} \quad (1.9)$$

$$M_r = N(e) = 0,85 f_{cd} A_{cc} (x_p - \bar{x}) + \sum_{i=1}^n A_{s_i} \sigma_{s_i} x_i \quad (1.10)$$

Uygunluk Denklemleri (Kısıma ve basınç (+))

$$\frac{0,003}{x} = \frac{E s_i}{x - x_p - x_i} \quad (1.11)$$

$$\sigma_{s_i} = 0,003 E_s \left(1 - k_1 \frac{x_p - x_i}{a} \right) f_{yd} \quad (1.12)$$

x_i = Donatının kesit ağırlık merkezinden uzaklığı

Ağırlık merkezinin aşağısında (çekme bölgesi) kalan donatı için v_i (-) alınmalıdır.

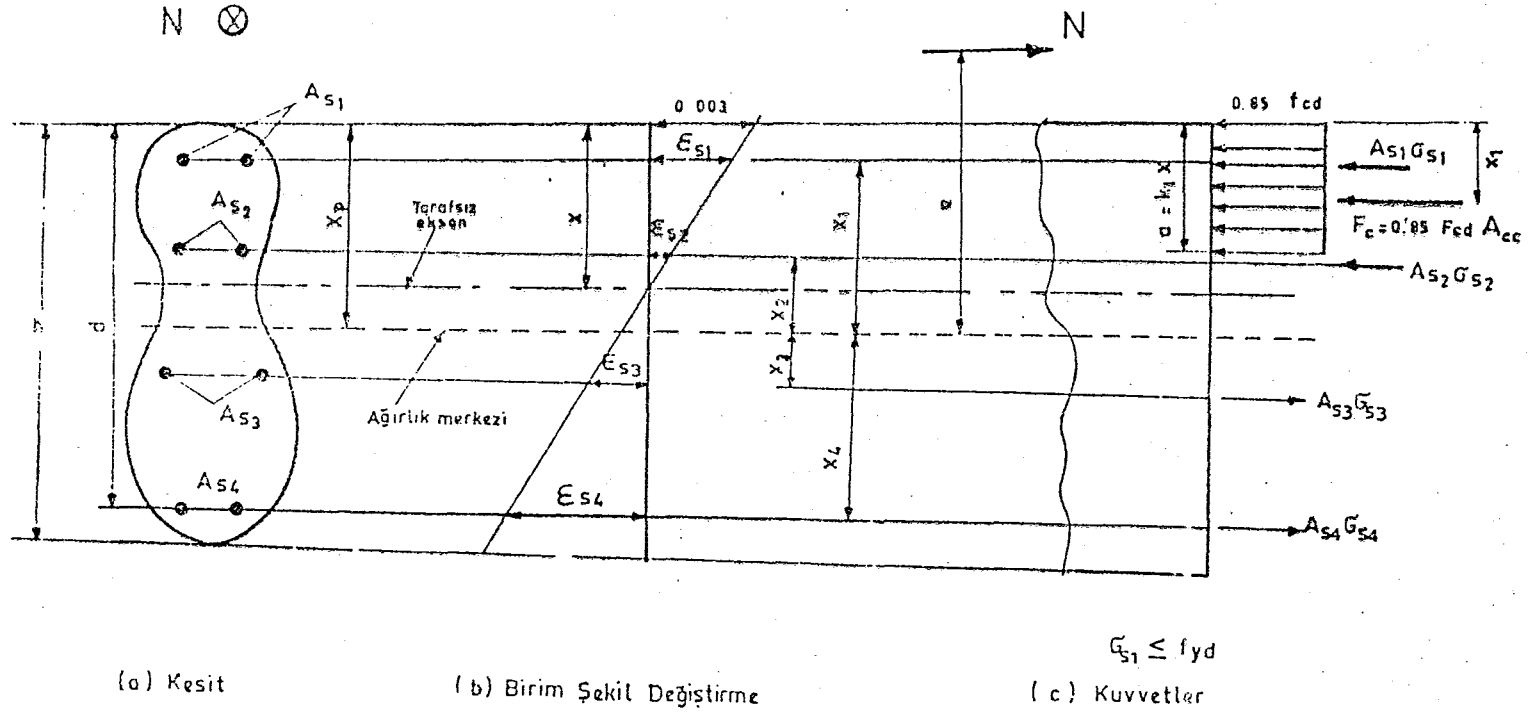
A_{cc} = Derinliği "a" ile sınırlanan beton kesitin alanı

\bar{x} = Acc alanı ağırlık merkezinin tarafsız eksene en uzak beton basınç lifine uzaklığı

n = Donatı düzeyli sayısı (Şekil 8.2'de n=4)

σ_s = Donatıdaki gerilme Basınç gerilmesi (+) alınmalıdır.

Denklemler 9,10, 11 basit eğilme, salt aksenal kuvvet veya bileşik eğilme ile zorlanan herhangi bir kesitin taşıma gücünü hesaplamak için yeterlidir.



(a) Kesit

(b) Birim Şekil Değişirme

(c) Kuvvetler
 $\sigma_{S1} \leq f_{yd}$

Şekil 1.2

Herhangi bir geometriye sahip ve donatısı değişik yüzeylerde dağıtılmış bir kesit.

1.1.2.3. Eksenel Basınç

Eksenel yük taşıyan yapı elemanlarının salt eksenel basınç taşıyor gibi boyutlandırılmasına izin verilmez. Eksenel basınç altındaki elemanlar bileşik eğilme konusunda sözü edilen en küçük dış merkezlik dikkate alınarak, o bölümdeki kurallara göre hesaplanıp detaylandırılır.

Betonarme elemanlarının salt eksenel basınca göre hesaplanmasına izin verilmese de, bir sınır durumu olarak elemanların taşıma gücünü belirlemek gerekebilir. Eleman basit etriyeli de olsa fretli de olsa taşıma gücü aynı bağıntıdan hesaplanmalıdır.

$$N_o = N_r = \varphi (0,85 f_{cd} A_c + f_{yd} A_{st}) \quad (1.13)$$

Bu bağıntının fretli kolonlar içinde geçerli olabilmesi için fret oranının "sınır fret" oranı olarak tanımlanandan az olmaması gerekir.

Sınır fret oranı :

$$f_s = 0,45 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \left[\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right] \quad (1.14)$$

$$f_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} = \frac{\pi D A_o}{S.A_{ck}} \quad (1.15)$$

A_c : Burut beton alanı, A_{ck} göbek alanı, A_o fret çubuğunun kesit alanı, D göbek çapı, s fret adım uzaklığı f_{ywk} fret çubuğunun hesap dayanımı φ katsayısı etriyeli kolonlar için 1.0 daha süreklilik bir davranış gösteren fretli kolonlar için 1.1. alınır.

1.1.2.4. Eksenel Çekme

Eksenel çekme altındaki elemanların taşıma gücü, beton katkısı dikkate alınmaksızın, aşağıdaki denklemden hesaplanmalıdır.

$$N_r = A_{st} \cdot f_{yd} \quad (1.16)$$

1.1.2.5. Basit Eğilme (TS 500)

Genel

Herhangibir kesit geometrisine sahip ve donatısı değişik düzeylere dağıtılmış bir kirişin taşıma gücü bağıntı 9,10,12'den N=0 varsayılarak hesaplanmalıdır. Basit donatılı dikdörtgen kesitler tablalı kesitler ve çift donatılı dikdörtgen kesitler için basitleştirilmiş bağıntılar aşağıda verilmiştir.

Basit Donatılı Dikdörtgen Kesitler

Basit Donatılı dikdörtgen kesitin taşıma gücü aşağıdaki bağıntılardan herhangi biriyle hesaplanabilir.

$$M_r = A_s f_{yd} (Jd) = A_s f_{yd} (d - a/2) \quad (1.17)$$

$$M_r = A_s f_{yd} \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right) d$$

veya

$$k = \frac{bwd^2}{M_r} = \frac{1}{\rho f_{yd} \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right)}$$

Basit donatılı dikdörtgen kesitlerde betondaki basıncı ezilmesi ile donatı çeliğinin akmasının aynı anda oluştu. Sınır durumu belirleyen "dengeli donat" yüzdesi şu bağıntıdan hesaplanır.

$$\rho_b = \rho_{b1} = \frac{0,85 \cdot k1 \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{0,003 E_s}{0,003 E_s + f_{yd}}\right) \quad (1.18)$$

E_s : Çeliğin elastisitic modülü. $2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$ ($2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$)

Dengeli moment için de aşağıdaki bağıntı geçerlidir.

$$K_b = \frac{bwd^2}{M_{rb}} = \frac{1}{\rho_b f_{yd} \left(1 - 0,59 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right)} \quad (1.19)$$

Çift Donatılı Dikdörtgen Kesitler

Çift donatılı dikdörtgen kesitler 9,10,11 ve 12 genel bağıntılardan yararlanarak aşağıdaki üç bağıntı elde edilir.

./..

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$0,85 f_{cd} b w \cdot a + A' s \sigma_s' - A s f_{yd} = 0 \quad (1.20)$$

$$M_r = 0,85 f_{cd} b w a (d-a/2) + A' s \sigma_s' (d-d') \quad \sigma_s = +f_{yd} \text{ alınır.} \quad (1.21)$$

$$\tau_s = 0,003 (E_s) \frac{a-k_1 d}{a} f_{yd} \quad (1.22)$$

$$(f-f') \quad 0,85 k_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(-\frac{d'}{d}\right) \frac{0,003 E_s}{0,993 E_s - f_{yd}} \quad (1.23)$$

(1.23)deki koşulun sağlandığı durumlarda (1.22)ye gerek kalmaz.

Çift donatılı dikdörtgen kesitlerde dengeli donatı yüzdesi f_b aşağıdaki ifadeden elde edilmelidir.

$$f_b = f_{b1} + f' \frac{\sigma_s' b'}{f_{yd}} \quad (1.24)$$

$\sigma_s b'$ Dengeli duruma göre hesaplanan basınç donatısındaki gerilmedir.

Bağıntı (1.23)'deki koşulun sağlandığı durumlarda dengeli donatı yüzdesi daha basite indirgenerek;

$$f_b = f_{b1} + f' \text{ olarak gösterilebilir.}$$

Tablalı Kesitler

Beton basınç gerilmesi dağılımı tabla derinliğine eşit veya daha küçük olduğu durumlarda ($a < h_f$) kesitin taşıma gücü $b w$ yerine tabla genişliği b konarak :

$$K = \frac{b d^2}{M_r} = \frac{1}{f f_{yd} (1 - 0,59 f \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}})} \text{ hesaplanır.}$$

$a > h_f$ olduğu durumlarda, tablalı kesitin taşıma gücü aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır.

$$0,85 f_{cd} [(abw + b-bw)h_f - A s \cdot f_{yd}] = 0 \quad (1.25)$$

$$M_r = 0,85 f_{cd} [abw (d-a/2) + (b-bw)h_f (d-h_f/2)] \quad (1.26)$$

Dikdörtgen kesitler için tanımlanan K için

$$K = \frac{b d^2}{M_r} \quad (1.27)$$

Tablalı kesitlerdeki dengeli donatı yüzdesi aşağıda verilen bağıntıdan hesaplanabilir.

$$p_b = \left[(p_{b_1} + 0,85 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{b}{bw} - 1 \right) hf/d \right] \quad (1.28)$$

1.1.2.6. Bileşik Eğilme

Eğilme ve aksenal basınç altındaki elemanların taşıma gücü temel ilke ve varsayımlardan yararlanarak yazılan denge ve uygunluk denklemlerinden hesaplanmalıdır. Kesit hesaplarında temel alınacak moment, yapısal çözümlemeden elde edilen moment narinlik etkisine göre artırılarak bulunur.

Yapısal çözümlemeden elde edilen moment aşağıda verilen en küçük dış merkezliğe göre hesaplanacak momentten az olmalıdır.

$$\begin{aligned} \text{Fretli kolonlar için} \quad e &\geq 0,05 h \text{ veya} & e < 2,5 \text{ cm} \\ &e > 0,1 h \text{ veya} & e < 2,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

h : Kolon dış çapı, eğilme yönündeki kolon boyutu

Kolonlardaki hesap aksenal yükü aşağıdaki bağıntıyı sağlamalıdır.

$$N_d \leq 0,6 f_{ck} \cdot A_c$$

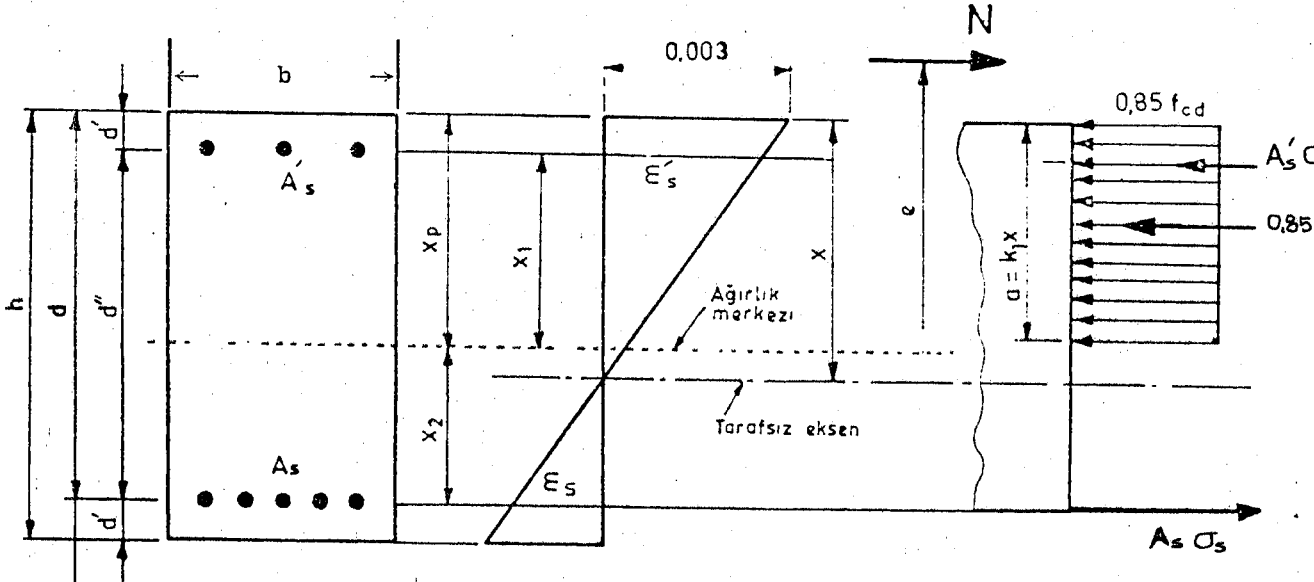
a) Kesit dayanımı için genel çözüm

Herhangibir kesit geometrisine sahip ve donatısı değişik düzeylere dağıtılmış bir kesitin taşıma gücü 9, 10 ve 12 bağıntılarından yararlanılarak bulunur. Aşağıda sözkonusu denge ve uygunluk bağıntıları özel bir durum olan dikdörtgen kesitler için ve dikdörtgen basınç dağılımı için verilmiştir.

b) Dikdörtgen Kesitler

Yalnız iki yüzünde donatısı bulunan dikdörtgen kesitler için (9), (10) ve (12) bağıntıları

$x_p = \frac{h}{2} = \frac{d'' + 2 d'}{2}$ varsayımı ile basitleştirilerek aşağıdaki gibi yazılabilir.



$$x_1 = \frac{d''}{2}$$

$$x_2 = \frac{d''}{2}$$

Şekil: 1.3

Denge Denklemleri

$$N_r = 0,35 f_{cd} \cdot ab + A_s' \sigma_s' + A_s \sigma_s \quad (1.29)$$

$$M_r = 0,85 f_{cd} ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s' \sigma_s' \left(\frac{d''}{2} \right) + A_s \sigma_s \left(\frac{d''}{2} \right) \quad (1.30)$$

A's: Momentin basınç oluşturduğu yüzdeki donatı alanıdır.

Donatıdaki gerilmelerin çekme olduğu durumlarda bu gerilmeler

(-) olarak ifade edilmelidir.

Uygunluk Denklemleri :

$$\sigma_s = 0,003 E_s \left(\frac{a - k_1 d}{a} \right) \leq f_{yd} \quad (1.31)$$

$$\sigma_s' = 0,003 E_s \left(\frac{a - k_1 d'}{a} \right) \leq f_{yd} \quad (1.32)$$

iki yüzdeki donatının eşit olduğu durumlarda $A_s = A_s'$ alınmalıdır.

c) iki Doğrultudaki Bileşik Eğilme

iki doğrultuda bileşik eğilme altındaki kesitlerin yukarıda belirtilen ilke ve varsayımlar temel alınarak hesaplanmalıdır. Hesaplarda sözü edilen ilke ve varsayımları sağlayan, deneysel sonuçlarla uyum gösteren herhangi bir yöntem kullanılabilir. /...

Dikdörtgen kesitlerin yaklaşık hesabı için aşağıdaki bağıntı kullanılır. Bağıntı ancak $N_{xy} \geq 0, N_0$ olduğu durumlar için geçerlidir. Bu koşul sağlanmıyorsa eksenel yük ihmal edilerek kesit yalnız eğilme momentine göre hesaplanabilir.

$$\frac{1}{N_{xy}} = \frac{1}{N_y} + \frac{1}{N_x} - \frac{1}{N_0} \quad (1.33)$$

Denklemdaki N_0 , $M = 0$ için kesitin taşıma gücü, N_y ve N_x bir doğrultuda bileşik eğilme altındaki taşıma güçleri, N_{xy} ise iki doğrultuda bileşik eğilme altında taşıma gücüdür.

d) Narinlik Etkisi

Genel Yöntem

Eksenel basınç ile birlikte eğilmeye çalışan betonarme elemanların boyutlandırılıp donatılmasında elemanın şekil değiştirmesi sonucu oluşacak ikinci mertebe momentleri de dikkate alınmalıdır.

Şekil değiştirmelerin hesabı elastik olmayan gerçek davranışa göre yapılmalı, yapılmadığı takdirde doğrusal elastik varsayımlara dayanan bir analiz sonucu bulunan momentin, "yaklaşık yöntem" olarak tanımlanan yöntemle göre büyütülmesi gerekmektedir.

Yaklaşık yöntem (Moment büyütme yöntemi)

Kolon boyunca en kesitin ve eksenel yükün sabit olduğu elemanlara uygulanabilir.

Narinlik oranı $\frac{k-1}{i} > 100$ olduğu durumlarda bu yöntem uygulanmaz.

Şekil değiştirme nedeni ile oluşan ikinci mertebe momentinin, çer-
cevenin yanal yer değiştirme yapısı, yapmaması ile yakın ilişkisi vardır.
Taşıyıcı sistem yanal yer değiştirmeyi önleyici elemanlarla (perde duvar
gibi) rijitleştirilmiş ise ve aşağıdaki koşul sağlanmışsa yanal yer de-
ğiştirme yapmadığı kabul edilir.

$$\begin{aligned} n > 4 \quad \text{için} \quad H \sqrt{\frac{\sum Nd}{\sum E C I_c}} &\leq 0,6 \\ 1 \leq n < 4 \quad \text{için} \quad H \sqrt{\frac{\sum Nd}{\sum E C I_c}} &\leq 0,2 + 0,1 n \end{aligned} \quad (1.34)$$

H : Temel üstünden ölçülen yapı yüksekliği

$\sum Nd$: Yapıdaki düşey yüklerin toplamı

$\sum E C I_c$: Kolonlar hariç bütün düşey rijit elemanların brüt kesitlerinin
eğilme rijitliklerinin toplamı.

n : Katsayısı

Kolon etkili boyu, kolon boyunun "k" katsayısı ile çarpılmasından
elde edilir. "k" Katsayısı kolon uç noktalarında bulunan eğilme elemanla-
rının rijitliğinin, kolon rijitliğine oranına bağlıdır.

Yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş kolonlarda $k=1$, önlenmemiş kolon-
larda $k \gg 1$ 'dir.

$$\alpha = \frac{\sum \frac{I}{l} (\text{Kolon})}{\sum \frac{I}{l} (\text{Kiriş})} \quad (1.35)$$

Şekildeki α_A ve α_B alt ve üst düğüm noktalarındaki görelî
(relatif) rijitliklerdir.

Bu bağıntı uygulanırken, kolonlar için brüt eylemsizlik momentleri
kirişler için ise çatlamış kesit eylemsizlik momentleri temel alınmalıdır.

Yanal yer değiştirme yapması önlenmiş kolonlar için aşağıdaki koşul sağlandığı durumlarda narinlik etkisi ihmal edilebilir.

$$\frac{k_1}{j} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (M_2 > M_1) \quad (1.36)$$

M_1 ve M_2 her yök kombinözonu için yapısal çözümlmeden elde edilen kolon uç momentleridir.

Yanal yer değiştirme yapması önlenmemiş kolonlarda aşağıdaki koşul sağlanıyorsa narinlik ihmal edilebilir.

$$\frac{k_1}{j} \leq 22 \quad (1.37)$$

Basınç elemanlarının hesabı, doğrusal elastik yapısal çözümlleme sonucunda bulunan aksenal kuvvet ve bu çözümlmeden elde edilen uç momentin β katsayısı ile büyütölmüş değeri temel alınarak yapılır. Bağıntı (36) ve (37)'de belirlenen koşulların sağlandığı durumlarda $\beta = 1,0$ alınmalıdır.

$$\text{Hesap momenti : } M_{\max} = \beta (M_2) \quad (1.38)$$

$$\beta = \frac{C_m}{1 - \frac{N_d}{N_k}} \geq 1,0 \quad (1.39)$$

$$N_k = \frac{\pi^2 (EI)}{(k_1)^2} \quad (1.40)$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2,5} \left(\frac{1}{1 + R_m} \right) \quad (1.41)$$

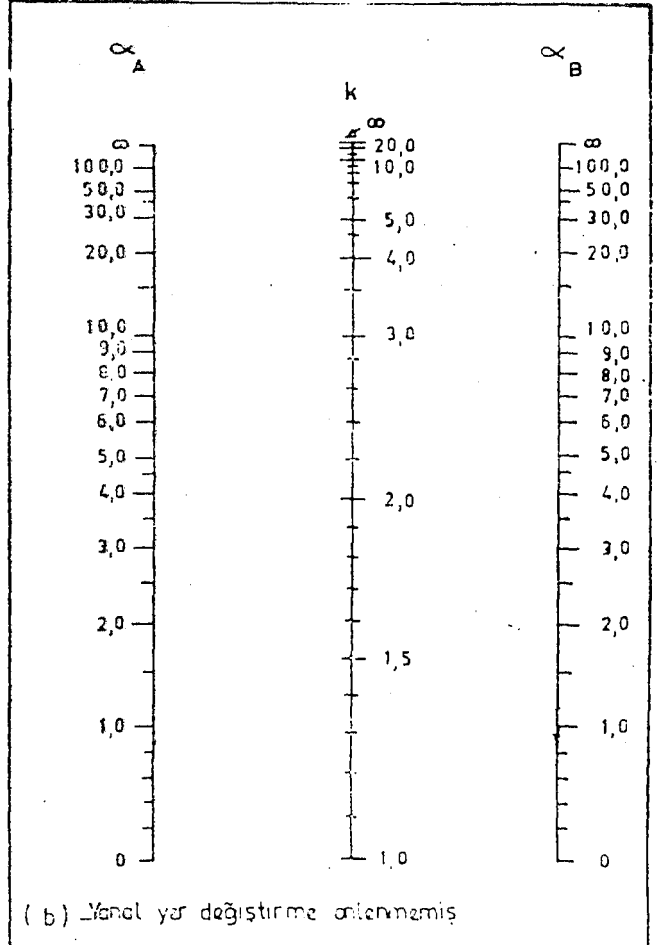
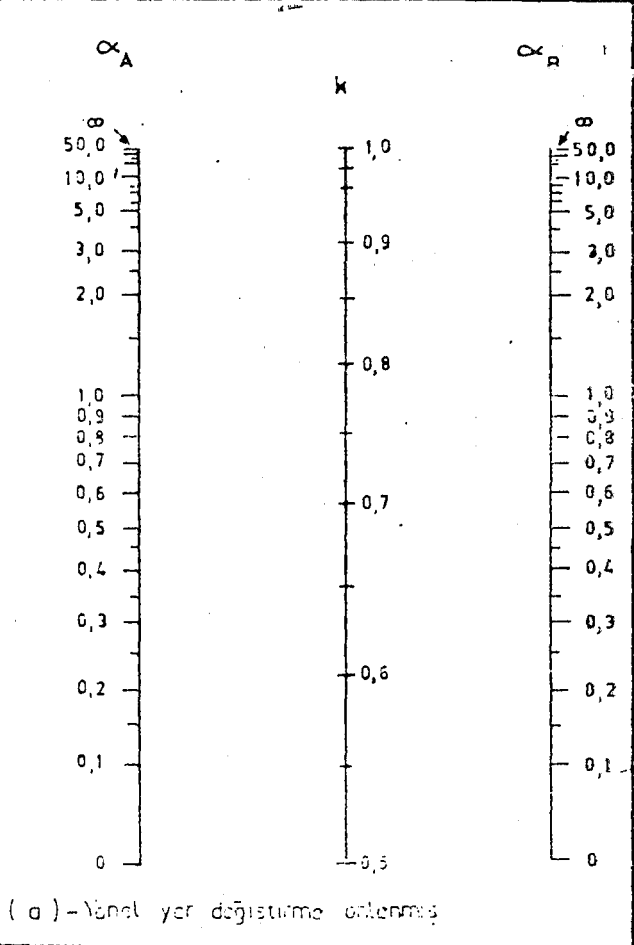
$E_c I_c$: Brüt beton kesitinin eğilme rijitliği

R_m : Basınç elemanına etkiyen kalıcı aksenal yükün toplam aksenal yüke oranıdır.

Yanal ötelenme önlenmişse

$$C_m = \left(0,6 + 0,4 \frac{M_{d1}}{M_{d2}} \right) \geq 0,4 \quad (1.42)$$

Yanal ötelenme önlenmemişse β tüm kat kolonları için aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır. ./...



ŞEKİL : 1.4

Etkili çubuk boyu için K değerleri nomogrami

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{\sum Nd}{\sum Nk}} \quad (1.43)$$

Nd : Kottaki basınç elemanlarının taşıdığı toplam eksenel yük

Nk : Toplam kritik burkulma yükü

1.2.Emniyet Gerilmelerine Göre Kesit Hesabı

1.2.1. Genel Çözüm

Betonarme kesitlerin hesabında beton ve çeliğin doğrusal elastik davrandıkları varsayılarak elastite teorisi uygulanabilir.(TS.500)Homojen kesit elde edebilmek amacı ile çeliğin eşdeğer beton alanına dönüştürülmesinde elastite modülleri oranı $n = E_s/E_c = 15$ alınmalıdır.

Emniyet gerilmeleri yöntemi ile hesap yapılırken standart veya yönetmeliklerde öngörülen yükler aynen kullanılır.

Yük katsayısı ile çarpılmaz.

Bu yöntem uygulandığında, betona dönüştürülmüş eşdeğer kesit alanı temel alınarak hesaplanan gerilmeler çizelgedeki değerleri geçmemelidir.

1.2.2. Eksenel Basınç veya Çekme (TS.500)

1.2.2.1. Eksenel Basınç

Yük taşıyan yapı elemanlarının salt eksenel basınç taşıyor gibi boyutlandırılmasına izin verilmez.

Eksenel basınç ve eğilme altındaki betonarme elemanlarının boyutlandırılıp donatılmasında temel alınacak moment, yapısal çözümlemeden elde edilen moment narinlik etkisine göre çoğaltılarak bulunur.

Hesap Momenti = β (M2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Yapı Elemanı ve Zorlanma Biçimi	Kullanıldığı Bölge	Çelik Sınıfına Göre Emniyet Gerilmeleri $\sigma_s = \text{kgf/cm}^2$			Beton Sınıfına Göre Emniyet Gerilmeleri, $\sigma_c = \text{kgf/cm}^2$							Satır No.
		S 220 (BÇ- I)	S 420 (BÇ- III)	S 500 (BÇ- IV)	BS 14	BS 16	BS 20	BS 25	BS 30	BS 35	BS 40	
— A — Eğilme Momenti ile Zorlanan Plak ve Dik dörtgen Kesitli Kirişler	Eğilmeye Çalışan Dikdört- gen kesitler (Doşemo ve kirişler):											
	a) Plaklar (çift yönlü), d = 8 cm	1400	2200	2400	50	60	70	90	110	125	145	1
	b) Plaklar (çift yönlü), d = 11 cm	1400	2200	2400	60	70	80	100	130	140	160	2
— B — Eğilme Momenti ile Zorlanan Tab- la Kirişler ve Dişli Doşemeler	c) Kirişler	1400	2200	2400	60	70	80	100	120	140	160	3
	a) Tabladaki gerilmeler dikkate alınıyorsa (alınmı- yorsa A daki gerilmeler geçerlidir)	1400	2200	2400	50	60	70	90	110	125	145	4
	b) Negatif moment bölge- leri	1400	2200	2400	70	80	90	110	130	150	170	5
— C — Eğilme ve Normal Kuvvetle Zorlanan Elementar	a) Dikdörtgen kesit, bir ek- senli eğilme	1400	2000	2000	70	80	90	110	130	150	170	6
	b) Dikdörtgen kesit, iki ek- senli eğilme	1400	2000	2000	80	90	100	120	140	160	180	7
	c) Tabla kesit (tabladaki gerilmeler dikkate alın- dığı anda)	1400	2000	2000	60	70	80	100	120	140	160	8

Çizelge : 1.4

Emniyet Gerilmeleri

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
— D — Eğilme Kayması	a) Plaklarda zımbalamaya karşı	—	—	—	5,0	5,3	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	9
	b) Eğilme ve kesme ile zorlanan elemanlarda kayma donatısı hesapla gösterilmezse	—	—	—	4,5	4,7	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	10
	c) İzin verilen en büyük kayma gerilmesi (Kayma donatısı hesaba katılmaksızın)	—	—	—	13,0	14,0	16,0	20,0	24,0	28,0	32,0	11
— E — Burulma	a) Burulma donatısı hesapla gösterilmezse	—	—	—	5,5	5,7	6,0	7,0	7,5	8,0	8,5	12
	b) İzin verilen en büyük kayma gerilmesi (kayma donatısı hesaba katılmaksızın)	—	—	—	13,0	14,0	16,0	20,0	24,0	28,0	32,0	13
— F — Burulma ve Kesme	a) Burulma donatısı hesapla gösterilmezse	—	—	—	4,5	4,7	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	14
	$\tau_1 / \tau_s \leq 1,0$ ise	—	—	—	5,5	5,7	6,0	7,0	7,5	8,0	8,5	15
	b) İzin verilen en büyük kayma gerilmesi.	—	—	—	13,0	14,0	16,0	20,0	24,0	28,0	32,0	16
— G — Aderans (Konum II için)	a) Düz yüzeyli çubuklar için aderans gerilmesi	—	—	—	5	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	17
	b) Nervürlü çubuklar için aderans gerilmesi.	—	—	—	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	18

Çizelge : 1.4'ün Devamı

M_2 : Çözümleme sonucu bulunan kolon uç momentlerinden büyük olanıdır. β nin hesabı taşıma gücü narinlik konusuna göre yapılmalıdır. N_d ve βN_d analiz sonucu elde edilen aksenal yükün 1,4 ile çarpılması ile bulunur.

Eksenel basınca göre kesit hesabına izin verilmesede, bir sınır durum olarak bu elemanların taşıyabileceği en büyük emniyetli yük aşağıdaki bağıntıdan hesaplanabilir.

$$N_0 = \psi \left(\frac{f_{ck}}{3} A_c + \frac{f_{yk}}{3} A_{st} \right) \quad 2.1$$

A_c : Burut beton alanı

A_{st} : Kesitteki toplam donatı alanı

ψ Ertiyeli kolonlar için 1,0, fretli kolonlar için ise 1,1 alınmalıdır. Bu bağıntının fretli kolonlarda kullanılabilmesi için fret yüzdesinin taşıma gücü Eksenel basınç bahsinde geçen :

$$f = 0,45 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \left[\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right] \quad \text{değerden az olmaması gerekir.}$$

1.2.2.2. Eksenel Çekme

Eksenel çekme altındaki elemanların güvenle taşıyabilecekleri yük, beton katkısı ihmal edilerek aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır.

$$N = A_{st} \cdot \sigma_s \quad 2.2$$

Çeliğin emniyet gerilmesi σ_s Çizelge Bölüm c'den alınır.

1.2.3. Basit Eğilme

Basit eğilme altındaki kesitlerin hesabı, elastisite teorisine göre ve bu teoride belirlenen ilke ve varsayımlar temel alınarak yapılmıştır. Kesit hesabında uzama ve kısalmaların tarafsız eksene olan uzaklıkla orantılı olduğu ve gerilmelerin elastik sınır içinde kaldığı varsayılmıştır. Ayrıca, betondaki çekme gerilmeleri ihmal edilerek, kesitteki

tüm çekme gerilmelerinin donatı tarafından alındığı varsayılmalıdır.

Tarafsız eksenin yeri saptanırken, çeliğin eşdeğer beton alanına dönüştürülmesiyle ($n = \frac{E_s}{E_c} - 15$) elde edilen homojen kesit ele alınmalıdır.

Yukarıda sıralanan ilke ve varsayımlara göre yapılan hesap sonucu elde edilen beton ve çelik gerilmelerinin "Elastik Yöntem Emniyet Gerilmeleri" çizelgesi A veya B bölümünde belirlenen emniyet gerilmelerini geçmesine izin verilmemelidir.

1.2.4. Birleşik Eğilme

1.2.4.1. Genel

Birleşik eğilme ile zorlanan elemanların kesit hesabı da basit eğilme de sözü edilen ilke ve varsayımlara göre yapılır. Kullanılacak emniyet gerilmeleri Emniyet Gerilmeleri Çizelgesinin C bölümünde verilmiştir.

Yapısal çözümleme sonucu elde edilen moment aşağıda belirlenen değerlerden az ise hesap momenti, eksenel yükün aşağıda gösterilen en az dış merkezlik ile çarpılması ile elde edilir.

Fretli kolonlar için en küçük dış merkezlik 0,95 h veya 2,5 cm

Etriyeli kolonlar için en küçük dış merkezlik 0,10 h veya 2,5 cm

Kesit hesabında temel alınacak moment, yapısal çözümlemeden elde edilen moment, narinlik etkisine göre artırılarak bulunmalıdır.

Yapısal çözümlemeden (en elverişsiz yükleme durumlarına göre) elde edilen normal kuvvet ve moment altında kesitte çekme gerilmesi oluşmadığı veya oluşan en büyük çekme gerilmesinin en büyük basınç gerilmesine oranının 1/4'ü geçmediği durumlarda beton çatlamamış varsayılarak

./...

betondaki çekme gerilmeleride hesapta dikkate alınır. Gerilmelerin oranı 1/4'ü geçtiği durumlarda kesit çatlamış varsayılır ve betondaki çekme gerilmeleri yok sayılır.

1.2.4.2. Narinlik Etkisi

Eksenel basınç ve eğilme altındaki betonarme elemanların boyutlandırılıp donatılmasında temel alınacak moment, yapısal çözümlemeden elde edilen moment narinlik etkisine göre çoğaltılarak bulunur.

$$\text{Hesap Momenti} = \beta (M_2) \quad (2.3)$$

M_2 , çözümleme sonucu bulunan kolon uç momentlerinden büyük olanıdır. Büyütme katsayısı β nın hesabı Madde 11.2.6 (d)ye göre yapılmalıdır. Bağlantı (1.29) ve (1.43) deki N_d ve ϵN_d analiz sonucu elde edilen eksenal yükün 1.4 ile çarpılması ile bulunur.

1.3. Beton⁽¹⁾

1.3.1. Beton Sınıfları ve Beton Basınç Dayanımı

Betonun tanımlanması ve sınıflandırılması basınç dayanımına göre yapılır. Basınç dayanımı taban çapı 15 cm ve yüksekliği 30 cm olan suda $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ sıcaklıkta saklanmış, 28 günlük standart deney silindirelerinden elde edilir. Karakteristik beton dayanımı f_{ck} denenecek numunelerden basınç dayanımları, bu değerden düşük olma olasılığı % 10 olduğu değerdir. Basınç dayanımı $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$ 'lük küp deneylerinden de elde edilebilir. Dayanımın küp deneyleri ile bulunduğu durumlarda f_{ck} Çizelge 1.1'den alınmalıdır.

1.3.2. Betonun Çekme Dayanımı :

Betonun çekme dayanımı, eksenel çekme deneylerinden elde edilen değerdir. f_{ctm} deneylerden elde edilen ortalama çekme dayanımı, f_{ctk} ise karakteristik çekme dayanımıdır. Karakteristik çekme dayanımı denenecek eksenel çekme numunelerinin bu değerden düşük olma olasılığı %10 olan değerdir.

Betonun karakteristik çekme dayanımı aşağıdaki bağıntılardan hesaplanabilir.

$$f_{ctk} = 0,35 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 1,1 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Kgf/cm}^2$$

Çeşitli beton sınıfları için bu denklemden elde edilen değerler Çizelge 1.1'de verilmiştir.

Betonun çekme dayanımı eğilme ve yarma deneylerinden de elde edilebilir. Bu tür deneylerden elde edilen sonuçlar temel alınarak, f_{ctk} aşağıda gösterildiği gibi hesaplanabilir.

$$f_{ctk} = \frac{\text{Silindir yarma deneyinden elde edilen çekme dayanımı}}{1,5}$$

$$f_{ctk} = \frac{\text{Eğilme deneyinden elde edilen çekme dayanımı}}{2}$$

1.3.3. Betonun Elastisite Modülü, Poisson Oranı ve Genleşme Katsayısı

a) Elastisite Modülü

Normal ağırlıktaki beton için j günlük betonun elastisite modülü aşağıdaki bağıntıdan hesaplanabilir.

$$E_{cj} = 3250 \sqrt{f_{ckj}} + 14000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cj} = 10270 \sqrt{f_{ckj}} + 140000 \text{ kgf/cm}^2$$

f_{ckj} , j günlük betonun karakteristik basınç dayanımıdır.

Çok ani yüklemeler için, bu değerler % 10 arttırılmalıdır.

b) Poisson Oranı

Beton Poisson oranı 0,20 kabul edilmelidir.

c) Kayma Modülü

Betonun kayma modülü elastisite modülünün bir fonksiyonudur.

G_{cj} yaklaşık olarak aşağıdaki bağıntıdan hesaplanabilir.

$$G_{cj} = 0,40 E_{cj}$$

d) Genleşme Katsayısı

Hesaplarda betonun genleşme katsayısı $t = 10^{-5} \text{ mm/mm/C}^{\circ}$ varsayılmalıdır.

1.4. Beton Kalitesinin Denetimi (1)

Projede öngörülen beton basınç dayanımı (karakteristik dayanım) f_{ck} olduğuna göre, beton karışım hesaplarında temel alınacak olan ortalama dayanım f_{cm} , standard sapmanın bilindiği durumlarda aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır.

$$f_{cm} = f_{ck} \times 1,28 \bar{\sigma}$$

(1) TS 500

Standart sapmanın bilinmediği veya kestirilemediği durumlarda ise, f_{cm} yaklaşık olarak, f_{ck} belirli bir miktar arttırılarak bulunabilir.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f$$

Δf , BS14 ve BS16 için 4 N/mm^2 (40 kgf/cm^2) BS20 BS25 ve BS30 için 6 N/mm^2 (60 kgf/cm^2), daha yüksek dayanımlar için ise 8 N/mm^2 (80 kgf/cm^2) alınmalıdır.

Deney sonuçlarının değerlendirilmesinde betonun kabul edilebilmesi için aşağıdaki koşulların sağlanması gerekir.

$$f_{cm} \gg (f_{ck} + 3 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{cm} \gg (f_{ck} + 30 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$f_{cm} \gg (f_{ck} - 3 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{cm} \gg (f_{ck} - 30 \text{ kgf/cm}^2)$$

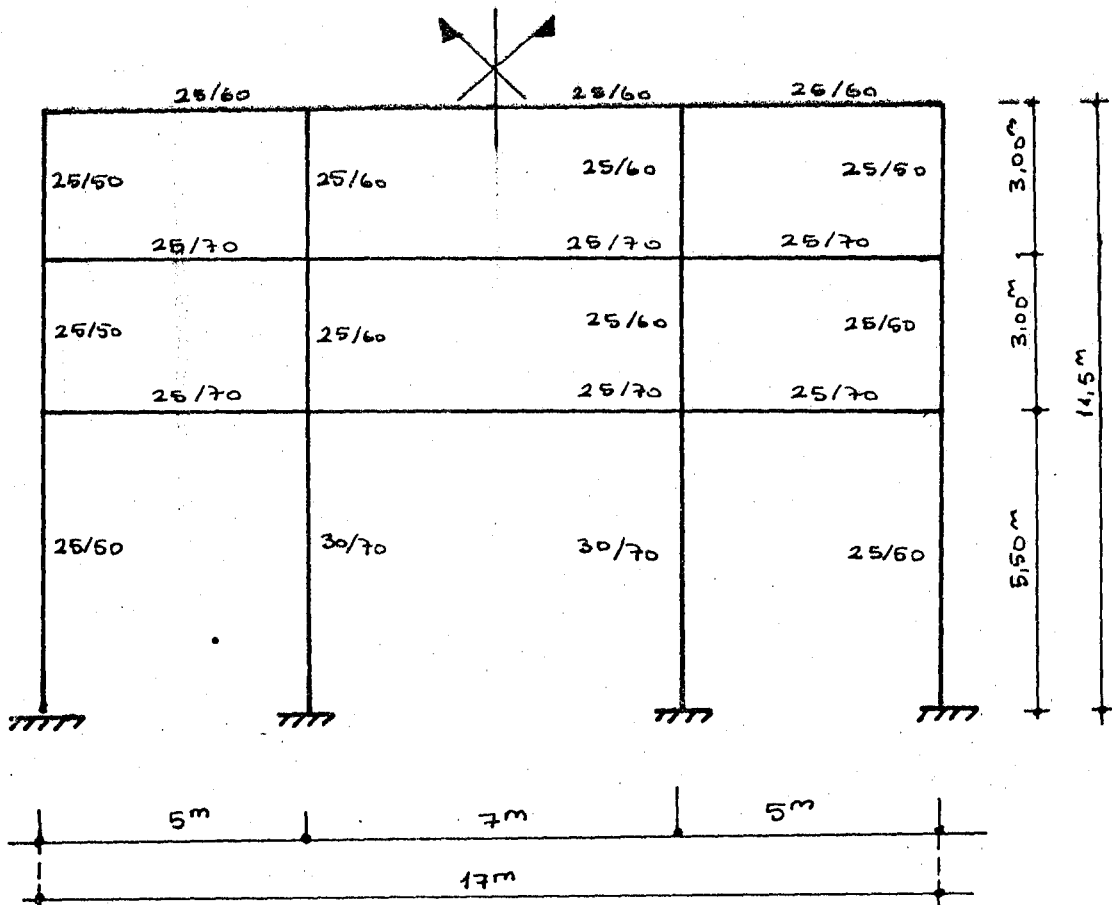
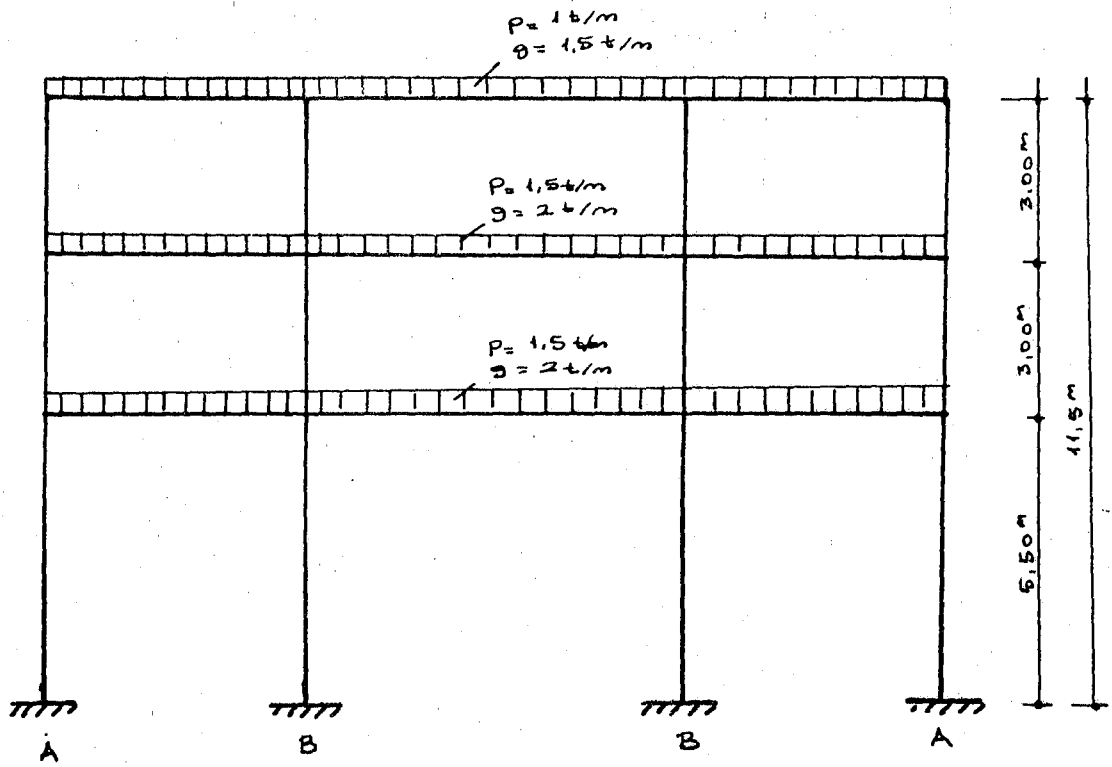
Burada f_{cm} en az üç numunenin ortalama basınç dayanımı f_{cm} ise numunelerden elde edilen en düşük basınç dayanımıdır.

Şantiyede, beton karışım hesaplarında kullanılacak dayanım ve şantiyenin standart sapmasına göre belirlenir.

Nitelik deneylerinden elde edilen sonuçlar, yukarıda belirlenen koşulları sağlamıyorsa, yapının veya sözkonusu elemanların yük taşıma kapasiteleri düşük beton dayanımına göre yeniden kontrol edilir. Kontrol sonunda yapı ve eleman dayanımında önemli azalmalar saptanıyorsa, önlem alınması gerekir.

BÖLÜM : II

2. SEÇİLEN BİR SİSTEMİN STATİK HESABI VE MOMENT
 DİYAGRAMLARI



DEPREM HESABI

2^o Deprem Bölgesi $C_0 = 0,08$

$$2,5 \cdot 17 + 3,5 \cdot 17 + 3,5 \cdot 17 = 161,50 \text{ Ton}$$

$$W_i = G_i + nP_i$$

$$F = c \cdot W$$

$$c = C_0 \alpha \beta \gamma$$

$\alpha = 1$ (Deprem zemin katsayısı)

$\beta = 1$ (Bina önem katsayısı)

$\gamma = 1$ (Dinamik katsayı)

T 0,5 saniye için $\gamma = 1$

T 0,5 saniye için $\gamma = \frac{0,5}{T} < 0,3$

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{D}} \text{ Saniye}$$

H = Binanın temel tabanından yüksekliği

D = Bina genişliği

H = 17 mt

$$T = \frac{0,09 \cdot 17}{\sqrt{17}} = 0,25$$

T = 0,25 < 0,5 $\gamma = 1$

$$c = C_0 \alpha \beta \gamma = 0,08 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,008$$

n = 0,50

$$W_i = G_i + nP_i$$

$$G_3 = 17 \cdot 1,5 = 25,5$$

$$W_3 = 25,5 + 0,5 \cdot 17 = 34$$

$$P_3 = 17 \cdot 1 = 17$$

$$W_2 = 34 + 0,5 \cdot 25,5 = 46,75$$

$$G_2 = 17 \cdot 2 = 34$$

$$W_1 = 34 + 0,5 \cdot 25,5 = 46,75$$

$$P_2 = 17 \cdot 1,5 = 25,5$$

$$G_1 = 17 \cdot 2 = 34$$

$$\Sigma W = 127,5$$

$$P_1 = 17 \cdot 1,5 = 25,5$$

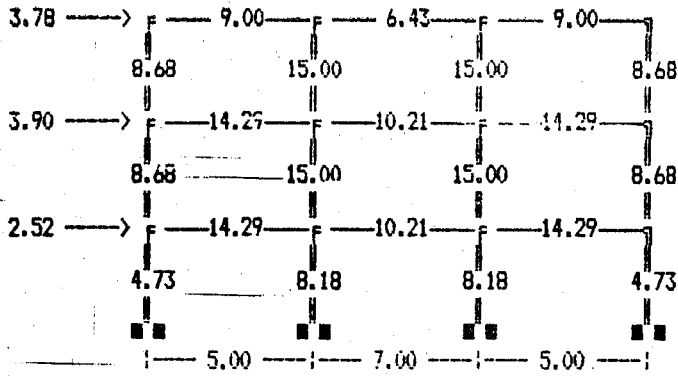
$$F = c \cdot w$$

$$F = 0,08 \cdot 127,5 = 10,2 \text{ Ton}$$

KAT	hi(m)	wi(ton)	W _i h _i	F _i = $\frac{F \cdot w_i h_i}{\sum W_i h_i}$
3	11,5	42,5	489,75	3,78
2	8,5	59,5	505,75	3,90
1	5,5	59,5	327,3	2,52
$\sum W_i = 161,5$ $\sum W_i h_i = 1322,8$				$\sum F_i = 10,2$

$$\frac{H}{D} = \frac{11,5}{17} = 0,68 < 3 \quad \text{olduğundan } F_t = 0 \text{ alındı.}$$

CERCEVESI



** KOLON UC MOMENTLERI **

3.KAT	Must=	-1.19	-2.05	-2.05	-1.19
	Malt=	-0.90	-1.53	-1.54	-0.90
2.KAT	Must=	-2.45	-4.20	-4.21	-2.45
	Malt=	-1.79	-3.07	-3.07	-1.80
1.KAT	Must=	-4.78	-8.25	-8.25	-4.78
	Malt=	-5.51	-9.51	-9.51	-5.51

** KIRIS UC MOMENTLERI **

3.KAT	1.19	1.19	0.85	0.85	1.19	1.19
2.KAT	3.34	3.35	2.40	2.39	3.34	3.34
1.KAT	6.58	6.59	4.72	4.72	6.58	6.58

P. Yoklmesi:

DRNEK-1

KAT SAYISI= 3 ACIKLIK SAYISI= 3

KAT YUKSEKLIKLERI

- 1 . KAT = 5.50
2 . KAT = 3.00
3 . KAT = 3.00

ACIKLIKLAR

- 1 .ACIKLIK = 5.00
2 .ACIKLIK = 7.00
3 .ACIKLIK = 5.00

KOLON RIJITLIKLERI

	1.KOL.	2.KOL.	3.KOL.	4.KOL.
1 . KAT	4.73	8.18	8.18	4.73
2 . KAT	8.68	15.00	15.00	8.68
3 . KAT	8.68	15.00	15.00	8.68

KIRIS RIJITLIKLERI

	1.AC	2.AC	3.AC
1 . KAT	14.29	10.21	14.29
2 . KAT	14.29	10.21	14.29
3 . KAT	9.00	6.43	9.00

SISTEM KONSOLSUZ

YUK DEGERLERI

KAT	AC	A	P	ACIKLAMA
1	1	----	1.5	DUZGUN YAYILI
	2	----	1.5	DUZGUN YAYILI
	3	----	1.5	DUZGUN YAYILI
2	1	----	1.5	DUZGUN YAYILI
	2	----	1.5	DUZGUN YAYILI
	3	----	1.5	DUZGUN YAYILI
3	1	----	1	DUZGUN YAYILI
	2	----	1	DUZGUN YAYILI
	3	----	1	DUZGUN YAYILI

KOLON UC MOMENTLERI

	1.KOL.	2.KOL.	3.KOL.	4.KOL.	
3 .KAT	Mu	1.06	1.00	-1.00	-1.06
	Ma	0.96	0.91	-0.91	-0.96
2 .KAT	Mu	0.96	0.91	-0.91	-0.96
	Ma	1.07	1.01	-1.01	-1.07
1 .KAT	Mu	0.42	0.40	-0.40	-0.42
	Ma	0.21	0.20	-0.20	-0.21

ACIKLIK DEGERLERI

KAT=	ACIKLIK	Msol	Qsol	Msag	Qsag	X	maxM
1	ACIKLIK 1	-1.49	3.15	4.47	4.35	2.00	1.82
	ACIKLIK 2	-5.87	5.25	5.87	5.25	3.50	3.31
	ACIKLIK 3	-4.47	4.35	1.49	3.15	3.00	1.82
2	ACIKLIK 1	-1.92	3.31	4.12	4.19	2.25	1.73
	ACIKLIK 2	-5.94	5.25	5.94	5.25	3.50	3.25
	ACIKLIK 3	-4.12	4.19	1.92	3.31	2.75	1.73
3	ACIKLIK 1	-1.06	2.13	2.92	2.87	2.25	1.19
	ACIKLIK 2	-3.93	3.50	3.93	3.50	3.50	2.20
	ACIKLIK 3	-2.92	2.87	1.06	2.13	2.75	1.19

KOLON EKSENEL KUVVETLERI

	1.KOL.	2.KOL.	3.KOL.	4.KOL.
3 .Kat	2.13	6.37	6.37	2.13
2 .Kat	5.44	15.81	15.81	5.44
1 .Kat	8.59	25.41	25.41	8.59

KOLON KESICI KUVVETLERI

	1.KOL.	2.KOL.	3.KOL.	4.KOL.
3 .KAT	-0.67	-0.64	0.64	0.67
2 .KAT	-0.68	-0.64	0.64	0.68
1 .KAT	-0.12	-0.11	0.11	0.12

KAT YUKSEKLİKLERİ

1 . KAT	= 5.50
2 . KAT	= 3.00
3 . KAT	= 3.00

ACIKLIKLAR

1 .ACIKLIK	= 5.00
2 .ACIKLIK	= 7.00
3 .ACIKLIK	= 5.00

KOLON RIJITLİKLERİ

	1.KOL.	2.KOL.	3.KOL.	4.KOL.
1 . KAT	4.73	8.18	8.18	4.73
2 . KAT	8.68	15.00	15.00	8.68
3 . KAT	8.68	15.00	15.00	8.68

KIRIS RIJITLİKLERİ

	1 .AC	2 .AC	3 .AC
1 . KAT	14.29	10.21	14.29
2 . KAT	14.29	10.21	14.29
3 . KAT	9.00	6.43	9.00

SISTEM KONSOLSUZ

YUK DEGERLERİ

KAT	AC	A	P	ACIKLAMA
1	1	----	2	DUZGUN YAYILI
	2	----	2	DUZGUN YAYILI
	3	----	2	DUZGUN YAYILI
2	1	----	2	DUZGUN YAYILI
	2	----	2	DUZGUN YAYILI
	3	----	2	DUZGUN YAYILI
3	1	----	1.5	DUZGUN YAYILI
	2	----	1.5	DUZGUN YAYILI
	3	----	1.5	DUZGUN YAYILI

KOLON UC MOMENTLERİ

	1.KOL.	2.KOL.	3.KOL.	4.KOL.	
3 .KAT	Mu	1.56	1.47	-1.47	-1.56
	Ma	1.34	1.27	-1.27	-1.34
2 .KAT	Mu	1.27	1.20	-1.20	-1.27
	Ma	1.41	1.34	-1.34	-1.41
1 .KAT	Mu	0.57	0.54	-0.54	-0.57
	Ma	0.28	0.27	-0.27	-0.28

ACIKLIK DEGERLERİ

KAT=	ACIKLIK	Msol	Qsol	Msag	Qsag	X	maxM
1	ACIKLIK 1	-1.98	4.20	5.96	5.80	2.00	2.43
	ACIKLIK 2	-7.83	7.00	7.83	7.00	3.50	4.42
	ACIKLIK 3	-5.96	5.80	1.98	4.20	3.00	2.43
2	ACIKLIK 1	-2.60	4.43	5.46	5.57	2.25	2.30
	ACIKLIK 2	-7.93	7.00	7.93	7.00	3.50	4.32
	ACIKLIK 3	-5.46	5.57	2.60	4.43	2.75	2.30
3	ACIKLIK 1	-1.56	3.18	4.41	4.32	2.00	1.80
	ACIKLIK 2	-5.89	5.25	5.89	5.25	3.50	3.30
	ACIKLIK 3	-4.41	4.32	1.56	3.18	3.00	1.80

KOLON EKSENEL KUVVETLERİ

	1 .KOL.	2 .KOL.	3 .KOL.	4 .KOL.
3 .Kat	3.18	9.57	9.57	3.18
2 .kat	7.61	22.14	22.14	7.61
1 .Kat	11.81	34.94	34.94	11.81

KOLON KESICI KUVVETLERİ

	1 .KOL.	2 .KOL.	3 .KOL.	4 .KOL.
3 .KAT	-0.97	-0.91	0.91	0.97
2 .KAT	-0.89	-0.85	0.85	0.89
1 .KAT	-0.15	-0.15	0.15	0.15

HESAP SONU

KAT YUKSEKLİKLERİ

- 1 . KAT = 5.50
2 . KAT = 3.00
3 . KAT = 3.00

ACIKLIKLAR

- 1 .ACIKLIK = 5.00
2 .ACIKLIK = 7.00
3 .ACIKLIK = 5.00

KOLON RIJITLİKLERİ

1.KOL. 2.KOL. 3.KOL. 4.KOL.

- 1 . KAT 4.73 8.18 8.18 4.73
2 . KAT 8.68 15.00 15.00 8.68
3 . KAT 8.68 15.00 15.00 8.68

KIRIS RIJITLİKLERİ

1 .AC 2 .AC 3 .AC

- 1 . KAT 14.29 10.21 14.29
2 . KAT 14.29 10.21 14.29
3 . KAT 9.00 6.43 9.00

SISTEM KONSOLSUZ

YUK DEGERLERİ

KAT	AC	A	P	ACIKLAMA
1	1	-----	3.5	DUZGUN YAYILI
	2	-----	3.5	DUZGUN YAYILI
	3	-----	3.5	DUZGUN YAYILI
2	1	-----	3.5	DUZGUN YAYILI
	2	-----	3.5	DUZGUN YAYILI
	3	-----	3.5	DUZGUN YAYILI
3	1	-----	2.5	DUZGUN YAYILI
	2	-----	2.5	DUZGUN YAYILI
	3	-----	2.5	DUZGUN YAYILI

KOLON UC MOMENTLERİ

1.KOL. 2.KOL. 3.KOL. 4.KOL.

- 3 .KAT Mu 2.62 2.43 -2.48 -2.62
Ma 2.30 2.18 -2.18 -2.30
2 .KAT Mu 2.23 2.11 -2.11 -2.23
Ma 2.48 2.34 -2.34 -2.48
1 .KAT Mu 0.99 0.94 -0.94 -0.99
Ma 0.50 0.47 -0.47 -0.50

ACIKLIK DEGERLERİ

KAT=	ACIKLIK	Msol	Qsol	Msag	Qsag	X	maxM
1	ACIKLIK 1	-3.47	7.36	10.43	10.14	2.00	4.24
	ACIKLIK 2	-13.71	12.25	13.71	12.25	3.50	7.73
	ACIKLIK 3	-10.43	10.14	3.47	7.36	3.00	4.24
2	ACIKLIK 1	-4.53	7.74	9.57	9.76	2.25	4.03
	ACIKLIK 2	-13.86	12.25	13.86	12.25	3.50	7.57
	ACIKLIK 3	-9.57	9.76	4.53	7.74	2.75	4.03
3	ACIKLIK 1	-2.62	5.31	7.33	7.19	2.00	2.99
	ACIKLIK 2	-9.81	8.75	9.81	8.75	3.50	5.50
	ACIKLIK 3	-7.33	7.19	2.62	5.31	3.00	2.99

KOLON EKSENEL KUVVETLERİ

1 .KOL. 2 .KOL. 3 .KOL. 4 .KOL.

- 3 .Kat 5.31 15.94 15.94 5.31
2 .Kat 13.05 37.95 37.95 13.05
1 .Kat 20.41 60.34 60.34 20.41

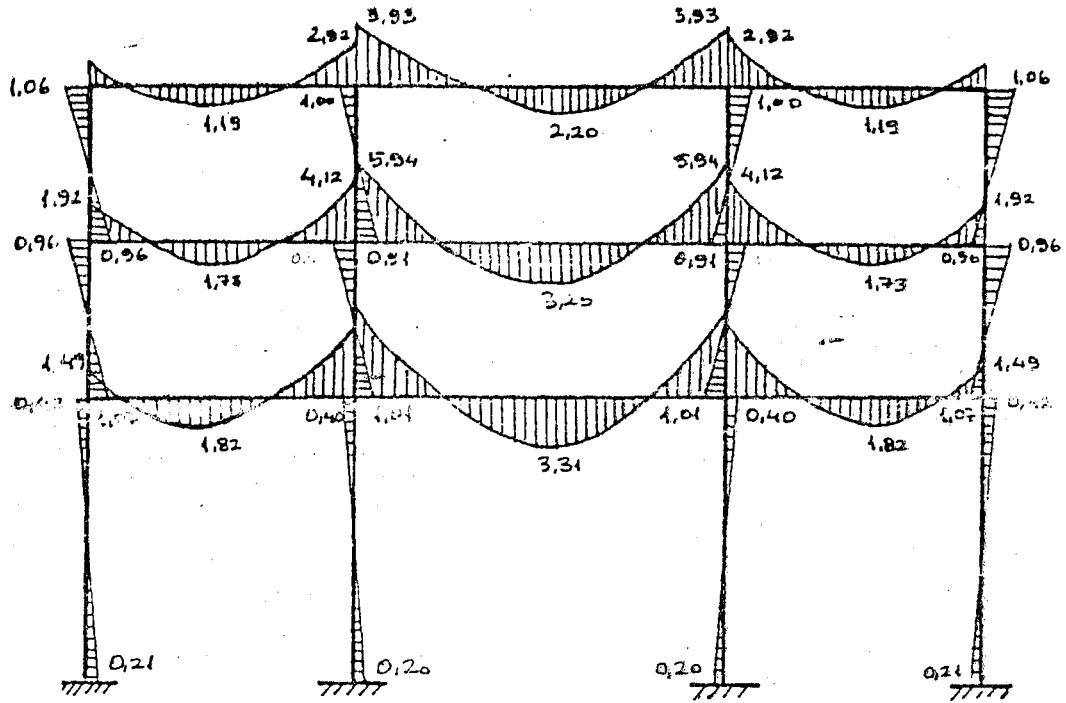
KOLON KESICI KUVVETLERİ

1 .KOL. 2 .KOL. 3 .KOL. 4 .KOL.

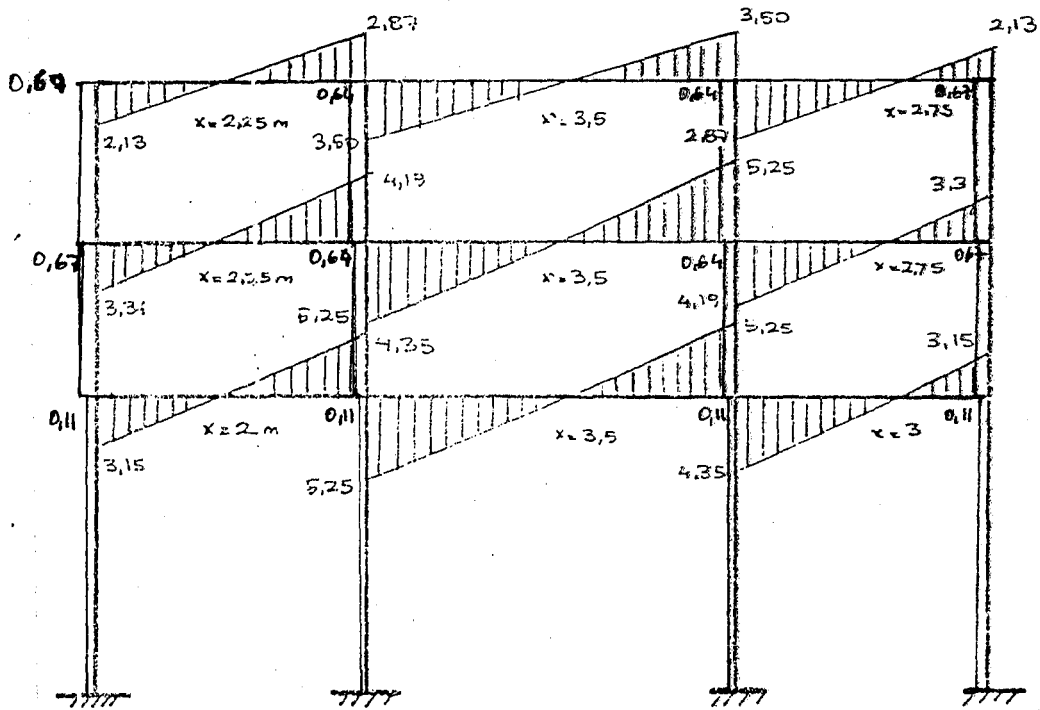
- 3 .KAT -1.64 -1.55 1.55 1.64
2 .KAT -1.57 -1.49 1.49 1.57
1 .KAT -0.27 -0.26 0.26 0.27

HESAP SONU

HAREKETLİ YÜK [P] YÜKLENESİ HALİNDE :

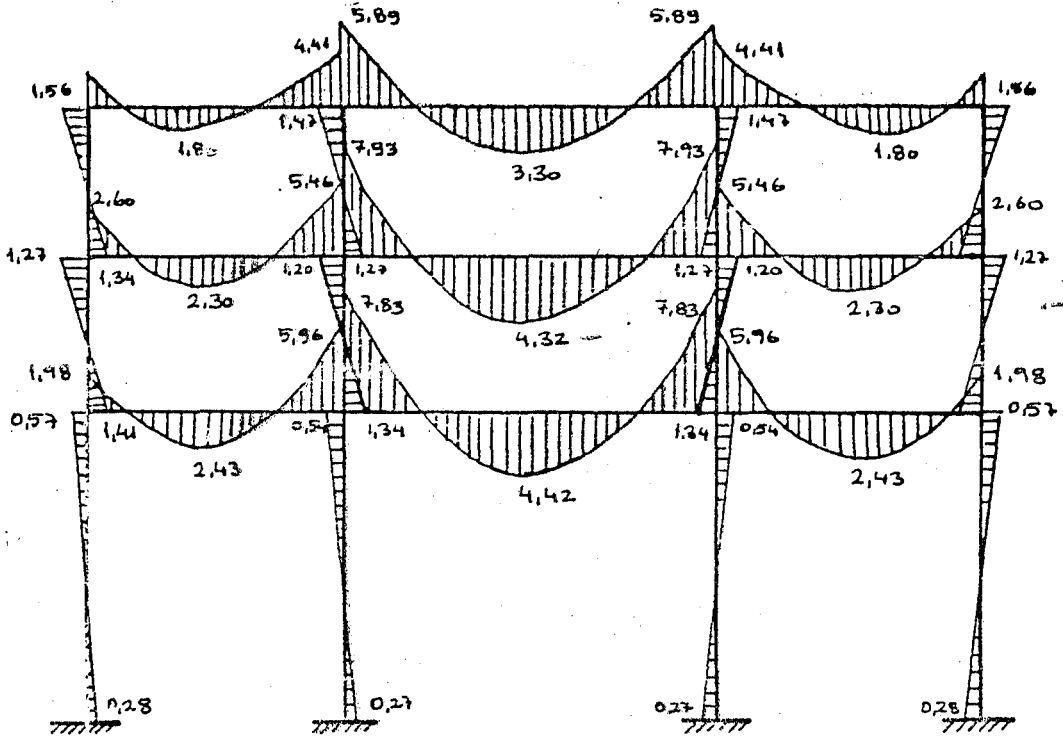


Moment Diyagramı [kNm]

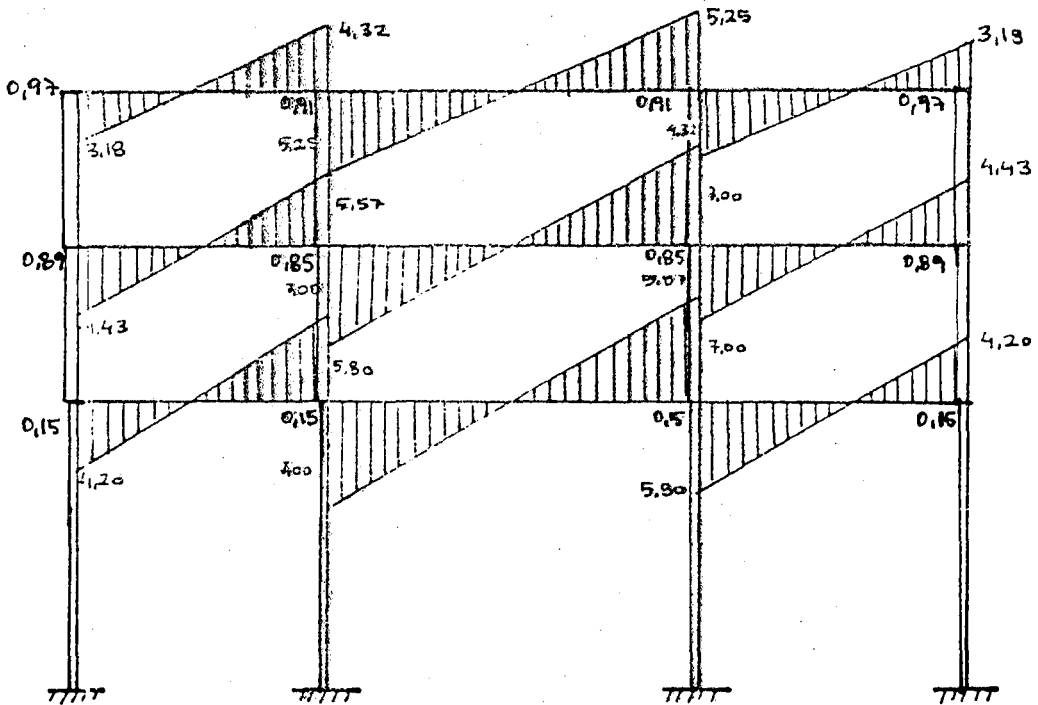


Kesme Kuvveti Diyagramı [ton]

ZATI YÜK [9] YÜKLEMESİ HALİNDE

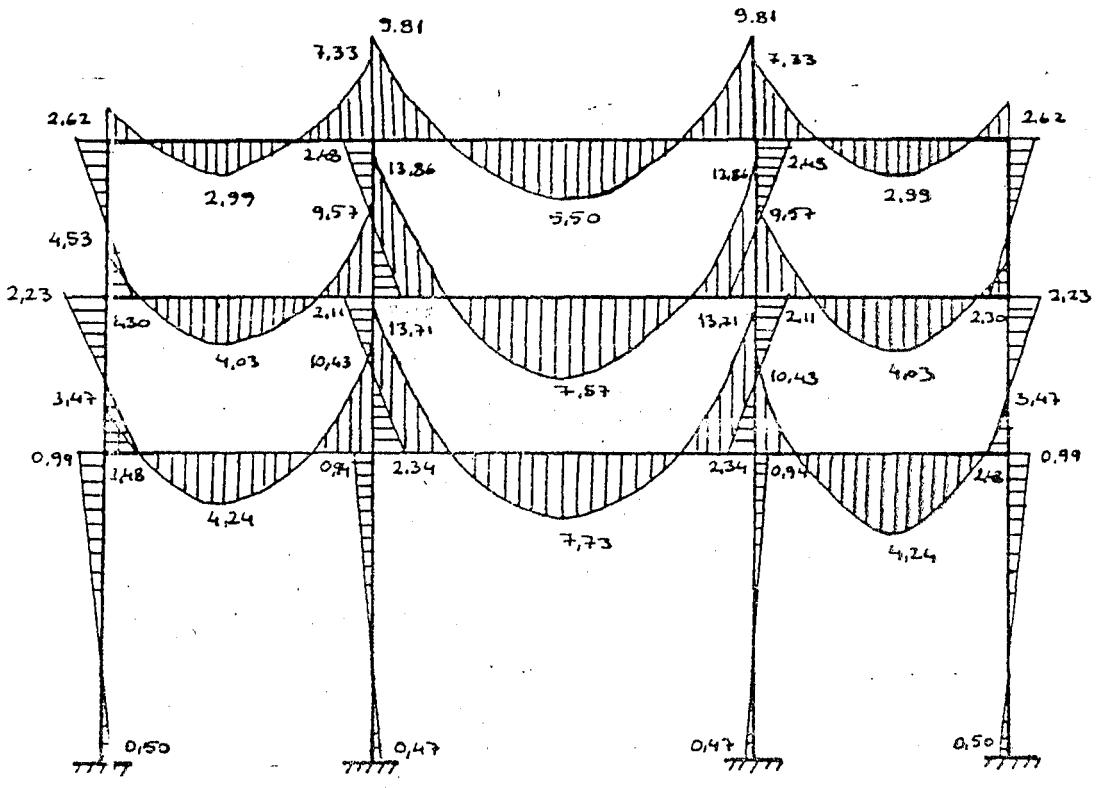


Moment Diyagramı [tm]

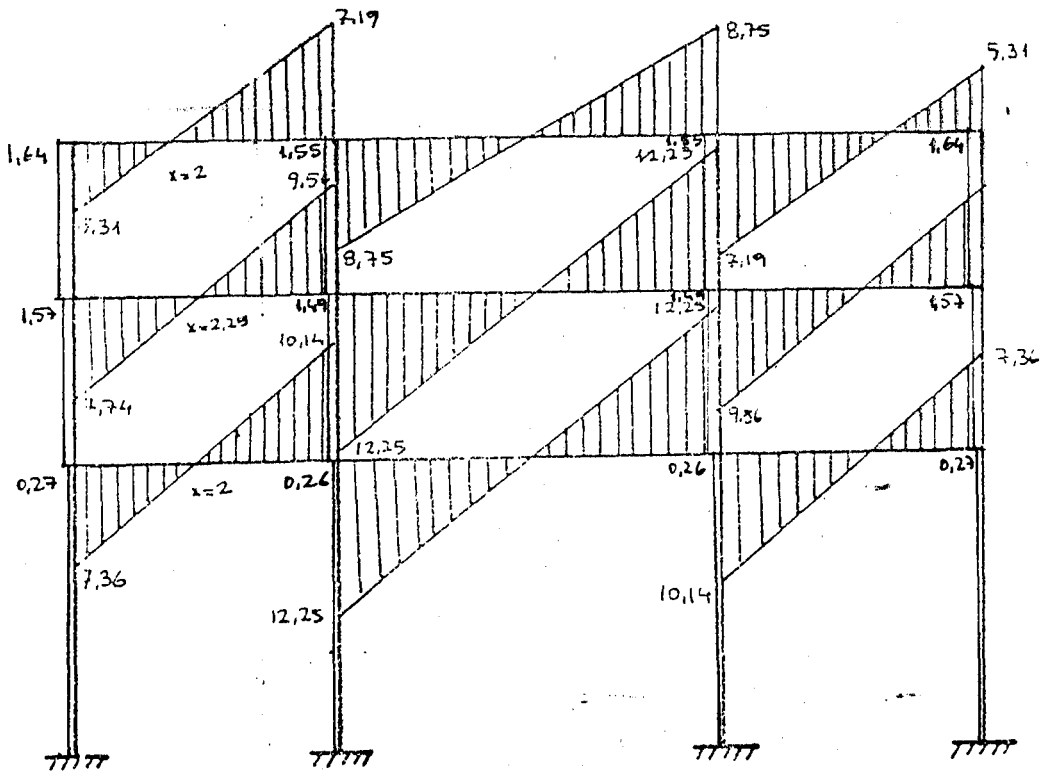


Kesme Kuvveti Diyagramı [ton]

HAREKETLİ YÜK [P] + ZATI YÜK [Q] YÜKLEMESİ HALİNDE;

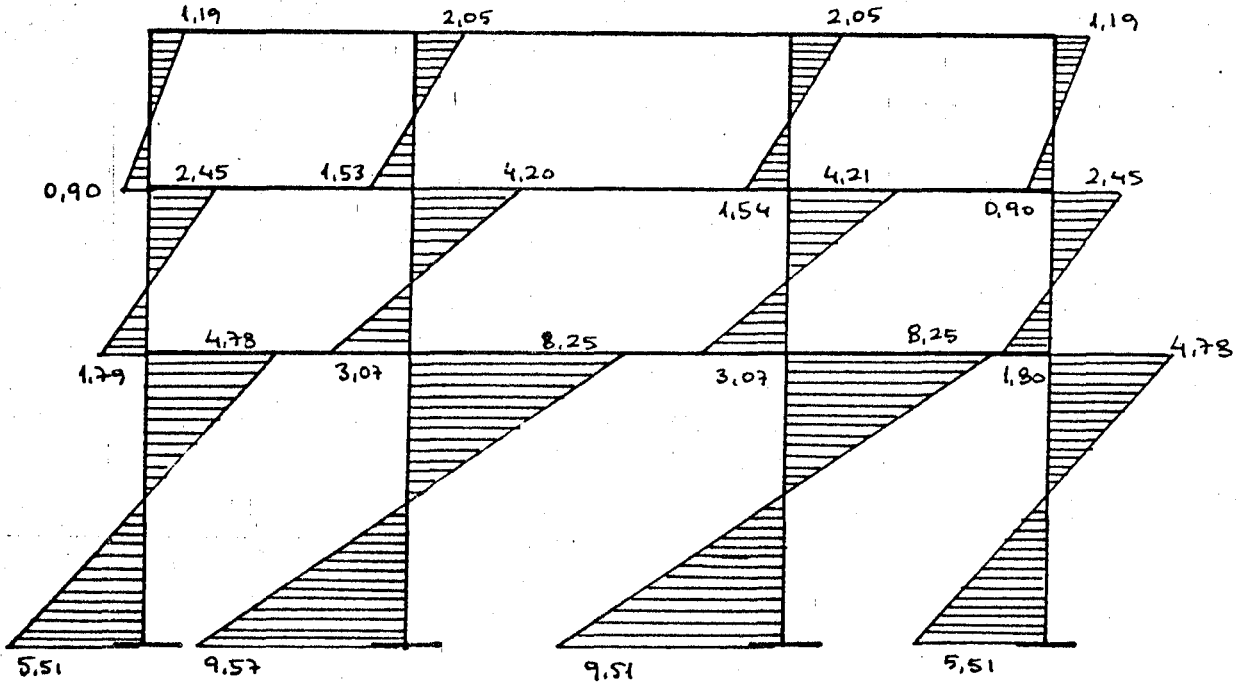


Moment Diyagramı [tm]

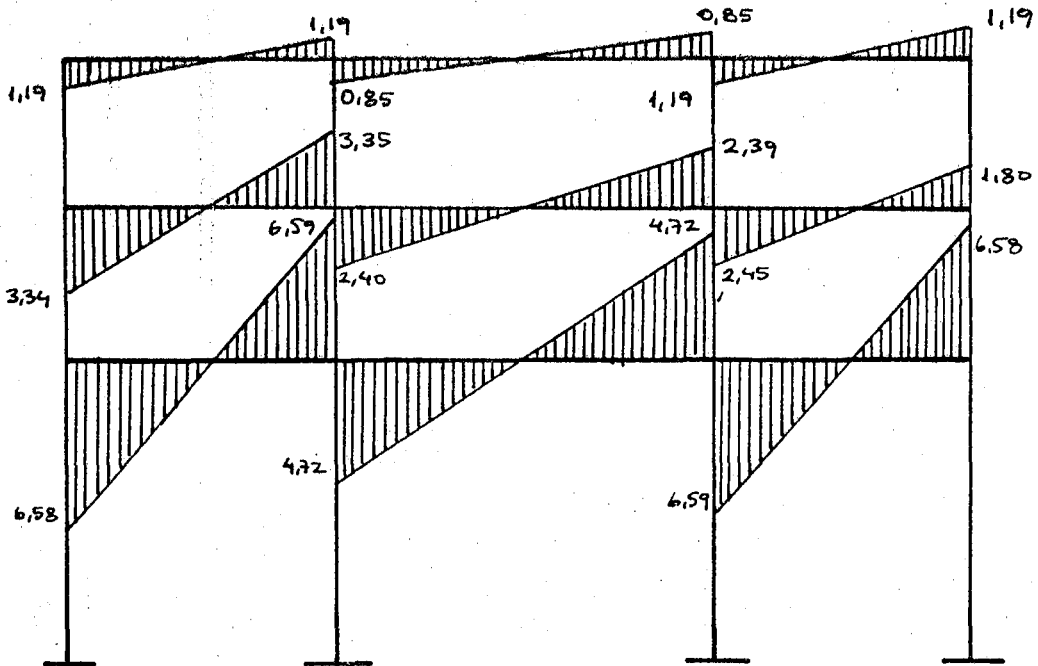


Kesme Kuvveti Diyagramı [ton]

DEPREM KUVVETLERİ ETKİSİNDE KOLON UÇ MOMENTLERİ



DEPREM KUVVETLERİ ETKİSİNDE KIRIŞ UÇ MOMENTLERİ



3
1—2

No.	DÜŞEY YÜKLER ALTINDAKİ MESNET MOMENT DEĞERLERİ			YATAY YOK DEPREM	MAX. MOM.	MIN M.	1,4 Mg	1,6 Mp	1,4Mg+1,6Mp
	Zati Yük Mg	Hareketli Yük MP	Toplam Yük Mp + Mg	$\pm M_D$	Mp+Mg+MD	Mp+Mg-M _D			
A z1 Kolon	0,57	0,42	0,99	4,78	5,77	-3,79	0,79	0,67	1,46
A z2 Kolon	1,41	1,07	2,48	1,79	4,93	0,03	1,97	1,71	3,68
A z3	1,98	1,49	3,47	6,58	10,05	3,11	2,77	2,38	5,15
A 11 Kolon	1,27	0,96	2,23	2,45	4,93	0,03	1,97	1,71	3,68
A 12 Kolon	1,34	0,96	2,30	0,90	3,81	1,43	2,18	1,69	3,87
A 13	2,60	1,92	4,53	3,34	7,87	1,19	3,64	3,07	6,71
A 21 Kolon	1,56	1,06	2,62	1,19	3,81	1,43	2,18	1,69	3,87
A 22	1,56	1,06	2,62	1,19	3,81	1,43	2,18	1,69	3,87
B z1 Kolon	0,54	0,40	0,94	8,25	10,45	7,31	0,76	0,64	1,40
B z2 Kolon	1,34	1,01	2,34	3,07	6,54	1,86	1,88	1,62	3,50
B z3	7,83	5,87	13,71	6,59	20,3	7,12	10,96	9,39	20,85
B 11 Kolon	1,20	0,91	2,11	4,20	6,54	1,86	1,88	1,62	3,50
B 12 Kolon	1,27	0,91	2,18	1,53	4,53	0,43	2,05	1,6	3,65
B 13	7,93	5,94	13,86	2,40	16,26	11,46	11,10	9,50	20,6
B 21 Kolon	1,47	1,00	2,48	2,05	4,53	0,43	2,05	1,6	3,65
B 22	5,89	3,93	9,81	1,19	11,00	8,62	8,25	6,29	14,54

NOT: A ve B Aksı, ilk indis katı, ikinci indis momentin etkidiği kiriş veya kolonu ifade etmektedir.

		Zati Yük Mg (Max a)	Hareketli Yük Mg (Max a)	Mp + Mq (tm)	1,4 Mg (tm)	1,6 Mp (tm)	1,4 Mg+1,6Mp
Zemin	1.Açık	2,43	1,82	4,25	3,4	2,91	6,31
	2.Açık	4,42	3,31	7,73	6,19	5,29	11,48
1	1.Açık	2,30	1,73	4,03	3,22	2,77	6,00
	2.Açık	4,32	3,25	7,57	6,05	5,2	11,30
2	1.Açık	1,80	1,19	2,99	2,52	1,90	4,42
	2.Açık	3,30	2,20	5,50	4,62	3,52	8,14

ÇİZELGE : 2.2

BÖLÜM : III

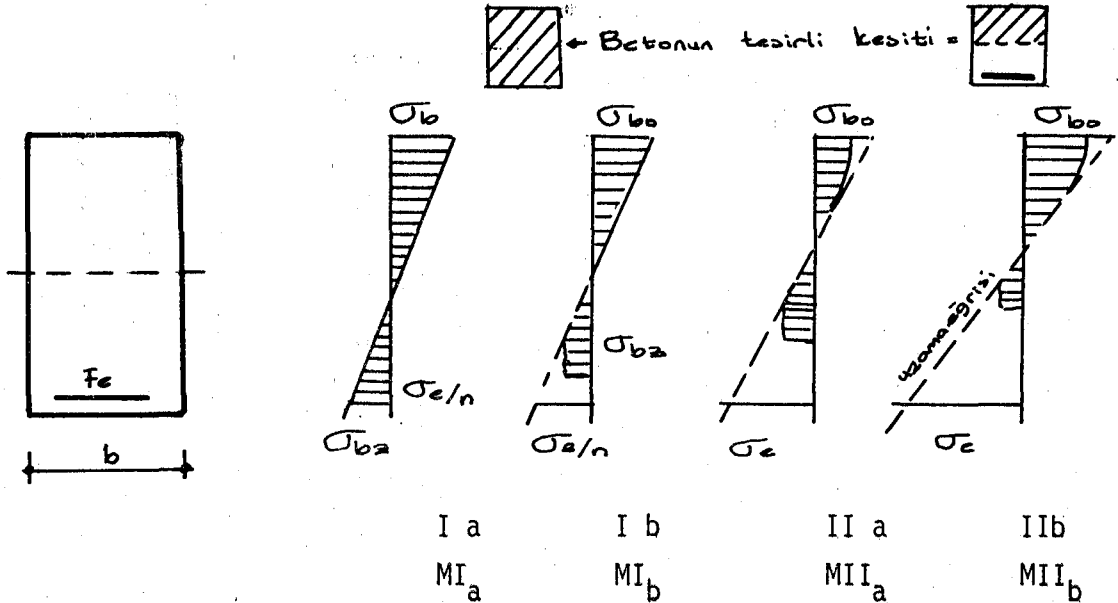
3. BETONARME SİSTEMLERİN KESİTLERİNDEKİ STATİK DEĞERLERE GÖRE DAVRANIŞLARI VE ELASTİK HESAP VE TAŞIMA GÜCÜNE GÖRE YAPILAN KESİT HESAPLARI :

3.1. Betonarme Sistemlerin Kesitlerindeki Statik Değerlere Göre Davranışları : (2)

Hipotezler

- Betonla çelik birlikte davranıyor.
- Gerilme olayı : σ
- Genleşme Olayı : ϵ

Betonla çeliğin birlikte davranışlarını gösteren " σ - ϵ " grafiğine yükleme hızı, yükleme süresi, kesit şekli, betonarme kesitteki beton basınç bölgesinin yüksekliği, beton ve çeliğin kaliteleri gibi birçok faktörler tesir eder.



Şekil 2.1

3.1. Durum I a :

Eğilmeye çalışan kesitlerde yükün giderek artmasına göre, gerilme durumları giderek değişmektedir.

(2) Özışık, Gündüz, Betonarme (Yapı-El Kitabı)

Homojen bünyeli kesitlerde başlangıç gerilmeleri tarafsız eksenin her iki tarafında gerilme ve şekil değişimleri ($\sigma = \epsilon$) lineerdir.

Gerilmelerin küçük olması halinde homojen olmayan kesitlere bir örnek olarak betonarme kesit incelendiğinde, beton, çekme gerilmeleri henüz limit çekme gerilmelerini aşmamışsa çekme ve basınç bölgesindeki gerilmeler ϵ 'larla orantılı olarak değişmektedir.

Bernoulli hipotezide geçerlidir ve aşağıdaki bağıntılar Hook ve Bernoulli hipotezleri birlikte ele alınarak gerçekleştirilebilir.

$$T = \epsilon \cdot E \quad (\text{Hooke Kanunu})$$

Jatalet momenti veya W mukavemet momentleri kullanılarak σ_b betonun çekme, σ_b beton basınç gerilmeleri ile bunlara bağlı olarak çelik ve beton şekil değişimlerinin eşitliğinden faydalanılarak bu durumda geçerli olan $\epsilon_c = \epsilon_b$ yazılır ve

$$\frac{\sigma_e}{E_e} = \frac{\sigma_b}{E_b} \quad \text{ile} \quad \sigma_e = \sigma_b \cdot \frac{E_e}{E_b} \quad \text{bağıntıları kullanılarak,}$$

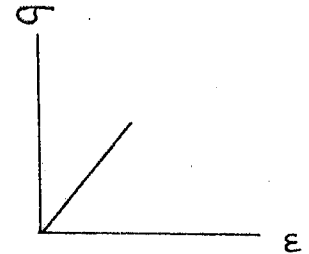
$$n = \frac{E_e}{E_b} \quad \text{ile} \quad \sigma_e = n \sigma_b \quad \text{çelik gerilmeleri hesaplanır.}$$

Bu durumda Elastisite modülleri ve gerilme oranları aynıdır.

3.2. Durum I b :

Sisteme etkiyen kuvvet ve yüklerin artması halinde evvele çekme muntıkasındaki elastisite modülü süratle küçülür. (3) Basınç muntıkasındaki elastisite modülü ise şeklinden de anlaşılacağı üzere henüz sabit değerdedir. Bu sebepten;

$$\sigma = \epsilon E \quad E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad \text{sabit değeriyle}$$



Bunun neticesi olarak Durum I b hali için basınç muntıkasında değişiklik göstermez.

Ancak, çekme muntikasında betonun çekme gerilmesi sınırına kadar devam eder.

I a durumuna göre tarafsız eksen biraz daha yükselir.

3.3. Durum II a

Statik etkilerin artması ve çekme gerilmesinin aşılması halinde artık Hook ve Bernaulli hipotezlerinin müştereken var olması düşünülemez. Bu durumda beton gerilmeleri betonun basınç bölgesindeki " $\sigma - \epsilon$ " doğrultusundan ayrılmaya başlar ve çekme gerilmelerinin pratik olarak tamamen donatı tarafından karşılandığı düşünülür.

Bu hal TS 500 ile şartnamelere bağlanmış olan betonun parabolik $\sigma - \epsilon$ eğrisine geçişi temsil eder ve genel düşüncede beton gerilmelerinin ve çelik gerilmelerinin akma geçişinin dengelenmesini öngörmektedir.

3.4. Durum II b

Yükleri artmış sistemin kesitindeki çekme ve basınç gerilmelerinin aynı anda akma geçişi endişe vericidir. Bu sebepten aşağıda açıklanan iki değişik şıktan birisi kabul edilerek hesap edilebilir.

3.4.1. Basınç gerilmelerinin akma başlangıcında sabit tutulması

Bu halde çelik gerilmeleri akma içindedir ve akmanın tehlikeli hallerini önlemek için belli bir emniyet katsayısıyla bütün statik değerler değiştirilir. Bu davranış şekli bugüne kadar Elastik yöntem diye bilinen hesaplamaların esasını teşkil eder. (1)

3.4.2. Çekme gerilmelerinin akma başlangıcında sabit tutulması

Bu durumda beton gerilmeleri gittikçe artacak ve $\sigma - \epsilon$ eğrisi kurulum anındaki gerçek değerini bulacaktır. (1)

3.4.1. Elastik Yöntem Hesapları

3.4.1.1. Elastik Yöntem Kiriş Hesapları

3.4.1.2. Elastik Yöntem Kolon Hesapları

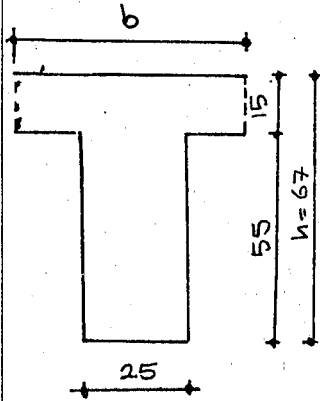
3.4.1.1. Elastik Yöntem Kiriş Hesapları

a) Açıklıklarda Hesap

Orta Açıklık

Tablalı kesit $b_0 = 25$ $d_0 = 70$ cm $h = 70 - 3 = 67$ cm $M = 757$ TCM

$$\text{Max tabla genişliği } b_{\text{max}} = 60 + \frac{a}{\sqrt{1 + 25 \left(\frac{a}{5}\right)^2}} = 25 + \frac{400}{\sqrt{1 + 25 \left(\frac{400}{420}\right)^2}}$$



$$b_{\text{max}} = 107 \text{ cm.}$$

$$\phi = \frac{d}{h} = 15/67 = 0,22$$

$$i_j = 0,784$$

$$i_4 = 251$$

$$i_6 = 197$$

$$\text{Çalışan Tabla Genişliği} = \frac{16 M}{k^2} = \frac{197 \times 757}{67^2} = 33$$

$$33 \text{ cm} < 107 \text{ cm.}$$

$$F_e = \frac{1,3 M}{h} = 0,784 \times 757 / 67 = 8,85 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı 6 $\emptyset 14$ 2P + 4 düz (9,24 cm²)

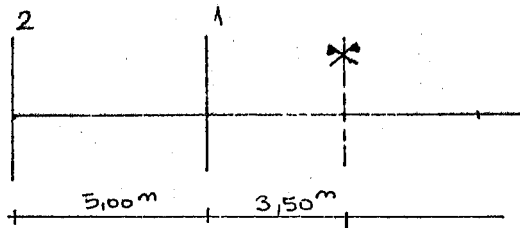
$$F_{\text{emin}} = b \cdot d \times 0,005 = 8,75 \text{ cm}^2$$

Kenar Açıklık :

$$M = 4,03 \text{ TM} < 757 \text{ TCM}$$

Kullanılan Donatı 6 $\emptyset 14$ = Femin

b) Mesnetlerde Hesap



(1) nolu mesnet $b_0 = 25$ $d_0 = 70$ $M = 13,86$ TM Dikdörtgen kesit

$$Q = 10,14 \text{ Ton} \quad \Delta M = 10,14 \times \frac{0,60}{2} = 3,10 \text{ TM}$$

./...

$$M_{net} = M - \Delta M = 13,86 - 3 = 10,86 \text{ TM}$$

$$K_2 = h \sqrt{\frac{b_0}{M}} = 67 \sqrt{\frac{25}{1086}} = 10,16 \quad \sigma_b = 58 \text{ kg/cm}^2$$
$$k_3 = 0,820$$

$$F_e = K_3 \cdot M / h = 0,82 \times 1086 / 67 = 13,30 \text{ cm}^2 \text{ donatı ÜSTTE}$$

$$F_e \text{ mevcut} = 2\emptyset 14_{\text{montaj}} + 2\emptyset 14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$F_e \text{ ilâve} : 13,30 - 9,24 = 4,06 \text{ cm}^2 \text{ Seçilen } 3 \emptyset 14$$

(2) Kenar mesnet $b_0 = 25$ $d_0 = 70$ $M = 453 \text{ TCM}$

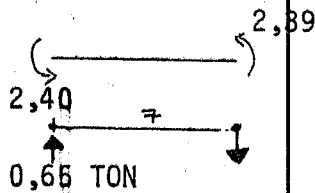
$$F_{emin} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$F_e \text{ mevcut} = 2\emptyset 14 \text{ Montaj} + 2\emptyset 14 \text{ pliye} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$F_e \text{ ilave} = 8,75 - 6,16 = 2,59 \text{ cm}^2 \text{ Seçilen } 2\emptyset 14 (3,08 \text{ cm}^2)$$

Kiriş mesnetlerinin ilave DEPREM MOM.GÜRE TAHKIKI

(1) nolü mesnet $M_z = 10,86 \text{ TM}$



$$\Delta M_d = 0,65 \times 0,30 = 0,20 \text{ TM}$$

$$M_{net_d} = 2,40 - 0,20 = 2,20 \text{ TM}$$

$$M_h = (M_z + M_d) / 1,33 =$$

$$(10,86 + 2,20) / 1,33 = 9,80 \text{ TM}$$

$$M_d < M_z$$

$$9,80 \text{ TM} / 10,86 \text{ TM}$$

(2) Nolü Mesnet

$$M_z = 4,53 \text{ TM}$$

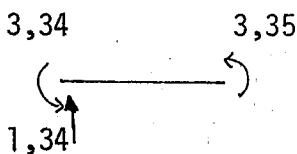
$$\Delta M = 7,74 \times 0,30 = 2,30$$

$$M_{h_z} = 4,53 - 2,30 = 2,23 \text{ TM}$$

$$M_D = 3,34 \text{ TM}$$

$$\Delta M = 1,34 \times 0,3 = 0,40 \text{ TM}$$

$$M_{h_d} = 3,34 - 0,40 = 2,96 \text{ TM}$$



$$\sum M_z + M_d = 2,23 + 2,96 = 5,19 \text{ TM} / 1,33 = 3,90 \text{ TM}$$

./..

$$K_2 = 67 \sqrt{\frac{25}{390}} = 16,96 \quad K_3 = 0,781$$
$$\sigma_b = 32 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = 0,781 \times 390 / 67 = 4,54 \text{ cm}^2$$

$$F_{emin} = 0,005 \times 70 \times 25 = 8,75 \text{ cm}^2$$

NOT: 1.Kat kirişleri hesaplanmıştır.

c) Kayma Tahkikleri

Orta Açıklık

$$\text{Max } Q = 12,25 \text{ Ton}$$

$$\tau_{\text{max}} = T_{\text{max}} / b_o z = 12250 / 25.0,90.0,67 = 8,12 \text{ Kg/cm}^2$$
$$6 \text{ Kg/cm}^2 / 8,12 / 16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H = \frac{T_{\text{max}} L}{4z} = \frac{12,25.7}{4.0,9.67} = 35,5 \text{ TM.}$$

$$F_k = 35,5 / 1,40 = 25,3 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \emptyset 14 \text{ pilye } \sqrt{2} F_s = \sqrt{2} .2.1,54 = 4,36 \text{ cm}^2$$

$$F_B = 25,3 \text{ cm}^2 - 4,36 = 20,94 \text{ cm}^2 \quad 21\emptyset 8 \text{ Etr.}$$
$$\emptyset 8 / 17,50 \text{ cm}$$

Kenar Açıklık

$$\text{Max } Q = 9,76 \text{ TON}$$

$$\tau_{\text{Max}} = T_{\text{max}} / b_o z = 9760 / 25.0,90.67 = 6,47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H = \frac{T_{\text{max}}}{4z} = \frac{9,76.5}{4.0,9.67} = 20,23 \text{ TM}$$

$$F_k = 20,23 / 1,40 = 14,45 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \emptyset 14 \text{ Pilye } \sqrt{2} F_s = \sqrt{2} .2.1,54 = 4,36 \text{ cm}^2$$

$$F_B = 14,45 - 4,36 = 10 \text{ cm}^2 \quad 10\emptyset 8 \text{ Etriye}$$

./..

3.4.1.2. Elastik Yöntem Kolon Hesapları :

B. Aksı Kolonları	N (ton)	Boyut	M _{dep}	M _{zati}
3.Kat	31,88 ton	25x60	2,05	2,48
2.Kat	75,90 ton	25x60	4,20	2,34
1.Kat	120,74 ton	30x70	9,51	0,94

1.KAT

$$N = 120,74 \text{ Ton}$$

$$F_b = 1500 \text{ cm}^2 \quad h_k = 5,50 \text{ mt}$$

Malzeme B 160 / S t 1

$$\lambda = 550/25 = 22 > 15 \text{ Burulma var.}$$

$$M = 0,0068 \quad \sigma_i = 54 \text{ kg/cm}^2 = 22 \quad w = 1,176$$

$$F_b = \frac{w \cdot N}{\sigma_i} = 1,176 \cdot 120740/54 = 2694 > 1500$$

$$B 160 \quad M_{\max} = 0,03 \quad \sigma_i = 74,4$$

$$F_b = 1,176 \cdot 120740/74,4 = 1908,47 > 1500$$

Kesit büyütülürse

$$30 \times 70 = 2100 \quad = 5,50/30 = 18 \quad w = 1,048$$

$$M = 0,014 \text{ seçilirse } \sigma_i = 60,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1,048 \cdot 120740/60,3 = 2098 < 2100$$

$$F_e = 0,014 \cdot 2100 = 29,4 \text{ cm}^2$$

Seçilen 8Ø22 (30,41)

Ø8/ 20 Etriye

Aynı kolonda Deprem hali için hesap

$$N = 120,74 = 121 \text{ ton}$$

$$M_x = 9,51 \text{ tm (Deprem)}$$

$$\text{Malzeme B 160 / S t 1 } (\sigma_b / \sigma_e) = 70 / 1400$$

$$P/d = 0,10 \quad (P=7)$$

$$N = wN \quad (\text{Burkulma olduğundan})$$

$$\epsilon = 951 / Nd = 951 / 1,048 \cdot 121,70 = 0,11$$

$$\sigma_o = N/b.d = 127 \cdot 10^3 / 30.70.1,33 = 45,47$$

(Tablo 101)

$$M = 0,004$$

Min. Donatı

$$Fe + Fe' = 0,01 \cdot 30.70 = 21 \quad 8 \text{ } \emptyset 18$$

TS 500'de Öngörülen Elastik Yöntemle B Aksı 1. Kat Kolon Hesabı

$$N = 120,74 \sim 121 \text{ ton}$$

$$M_z = 0,94 \text{ tm}$$

$$M_D = 9,51 \text{ tm}$$

2 Nolu Kolon

$$\alpha_A = 0 \quad \alpha_B = 1,26 \quad k = 1,20$$

$$lk = 1,20 \cdot 5,5 = 6,60 \text{ mt} \quad i = 0,30 \cdot h = 0,30 \cdot 70 = 21$$

$$\frac{lk}{i} = 660 / 21 = 31,43 \quad 22 \quad \beta \text{ Artma Katsayısı hesaplanarak}$$

$$1 \text{ Nolu Kolon} : N_z = N_g + N_p = 23,60 + 17,20 = 40,80$$

$$R_m = \frac{23,60}{40,80} = 0,58$$

$$E_c = 2,6 \cdot 10^6 \text{ t./m}^2 \quad I_c = 0,0026 \text{ m}^2$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2,5} \cdot \frac{1}{1+R_m} = \frac{2,6 \cdot 10^6}{2,5} \cdot 0,0026 \cdot \frac{1}{1+0,58} = 1711 \text{ tm}^2$$

$$\alpha_A = 0 \quad \alpha_B = 0,66 \Rightarrow k = 1,10$$

$$lk = 1,10 \cdot 5,5 = 6,05$$

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{lk^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1711}{6,05^2} = 461 \text{ ton}$$

$$2 \text{ Nolu Kolon} : N_z = N_g + N_p = 70 + 51 = 121 \text{ ton}$$

$$R_m = \frac{70}{121} = 0,58 \quad lk = 6,6$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2,5} \cdot \frac{1}{1+R_m} = \frac{2,6 \cdot 10^6}{2,5} \cdot 0,0086 \frac{1}{1+0,58} = 5661 \text{ tm}^2$$

$$N_k = \pi^2 \cdot 5661 / 6 \cdot 60^2 = 1283 \text{ Ton}$$

$$\Sigma Nd = (40,80 + 121) \cdot 2 = 323,6$$

$$\Sigma Nd = 1,4 \cdot 323,6 = 453 \text{ ton}$$

$$\Sigma Nk = (461 + 1283) \cdot 2 = 3488 \text{ ton}$$

β Moment artırma katsayısı

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma Nd}{\Sigma Nk}} = \frac{1}{1 - \frac{1,4 \cdot 323,6}{3488}} = 1,15 \quad 1,4 \cdot \Sigma Nd = 1,4 \cdot 323,6$$

Tek Kolon için

$$\beta = \frac{C_m}{1 - \frac{N_d}{N_k}} = \frac{1}{1 - \frac{1,4 \cdot 121}{1283}} = 1,15 \quad 1,4 N_d = 1,4 \cdot 121$$

$\beta = 1,15$ kabul edildi.

$$\Sigma M = (0,94) \cdot 1,15 = 1,08 \text{ tm}$$

$$\Sigma N = 121 \text{ ton}$$

BEPREM HALİ

$$\Sigma M = (9,57 + 0,94) \cdot 1,15 = 12 \text{ tm}$$

$$\Sigma N = 121 \text{ ton}$$

Malzeme B 160/ st 1 (σ_b / σ_e) = 70/ 1400

$$p/d = 0,10 \quad P=7 \quad = 5,5/30 = 18 \quad w=1,048$$

$$N = wN = 127$$

$$\epsilon = 1200 / N \cdot d = 1200 / 127 \cdot 70 = 0,13$$

$$T_o = N / b \cdot d = 127 \cdot 10^3 / 3070 \cdot 1,33 = 45,47 \quad \text{Tablo 101} \rightarrow M=0,004$$

DÜŞEY YÜKLER HALİ

$$p/d = 0,10 \quad P=7$$

$$\epsilon = 94 / 127 \cdot 70 = 0,10$$

$$\sigma_o = N / b \cdot d = 127 \cdot 10^3 / 30 \cdot 70 = 60$$

$\epsilon = 0,01 / 0,02$ olduğundan
eksenel basınca göre hesap
yapılacak

./..

Eksenel Basınç'a göre

$$N = 121 \text{ ton}$$

$$M = 0,016 \quad \sigma_i = 62,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1,048 \cdot 121 / 62,1 = 2041 / 2100 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 0,016 \cdot 2041 = 33 \text{ cm}^2$$

$$8 \text{ } \emptyset 24 \text{ (36 cm}^2\text{)}$$

$$8 \text{ } \emptyset 20 \text{ Etriye}$$

2. KAT

$$N = 75,90 \text{ ton}$$

$$F_b = 25 \cdot 60 = 1500 \text{ ton}$$

$$h_k = 3 \quad = h_k/b = 300/25 = 12 < 15 \text{ Burkulma yok}$$

$$M = 0,01 \quad \sigma_i = 56,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 75900 / 56,8 = 1336,27 < 1500$$

$$F_e = 0,01 \cdot 1336,27 = 13,36 \text{ cm}^2 \quad \text{Seçilen}$$

$$6 \text{ } \emptyset 18 \text{ (15,26)}$$

$$\emptyset 6 / 20 \text{ Etriye}$$

Eğilme gözönünde bulundurulursa

$$\epsilon = (2,34 + 4,20) / 75,90 \cdot 60 = 0,14$$

$$\sigma_0 = 75,90 \cdot 10^3 / 25 \cdot 60 \cdot 1,33 = 38$$

$$M = 0,004^{(5)}$$

Feminimum donatı seçilir.

3. KAT

$$N = 31,88 \text{ ton}$$

$$F_b = 25 \times 60 = 1500 \text{ cm}^2 \quad h_k = 3 \text{ mt.}$$

$$\text{Malzeme B 160 / S 41} \quad (\sigma_b^* / \sigma_e^* = 48,880)$$

(5) Paçacı Mehmet, Statik Betonarme Proje Nasıl Yapılır

./..

$$\lambda = hk/b = 300/25 = 12 < 15 \text{ Burkulma yok}$$

$$M = 0,01 \quad \sigma_i = 56,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 31880/56,8 = 561,27 \text{ cm}^2 < 1500 \text{ cm}^2$$

$$F_e = M.F_b = 0,01.561 = 5,61 \text{ cm}^2 \text{ kesit küçültebilir.}$$

$$4 \text{ } \emptyset 14 (6,16)$$

$$\emptyset 6/20 \text{ Etriye}$$

3.4.2.1. Taşıma Gücü Yöntemiyle Kiriş Hesapları

a) Açıklıklarda Hesap

Orta Açıklık

-Düşey yükler altında TABLAH KESİT

$$1,6 Q + 1,46 = 1,4 \times 4,32 + 1,6 \times 3,25 = 11,30 \text{ TM}$$

$$b = b_w + \frac{1}{5} l_p = 25 + \frac{1}{5} \times 420 = 109 \text{ cm}$$

$$l_p = 420 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{b_w} = \frac{109}{25} = 4,36 \quad \frac{hf}{d} = \frac{t}{d} = \frac{15}{67} = 0,22$$

$$k_{fcd} = \frac{bd^2}{M_d} \cdot f_{cd} = \frac{109 \times 67^2}{1130} \times 0,093 = 40 \rightarrow J = 0,97 \quad (4)$$

$$A_s = \frac{M_d}{F_{yd}(J)d} = \frac{1130}{1,91 \times 0,97 \times 67} = 910 \text{ cm}^2$$

$$C_{14 \text{ min}} = 0,0063 \quad A_s 10,55 \quad \text{Seçilen } 6\emptyset 14 (9,24 \text{ cm}^2)$$

Kenar Açıklık

- Düşey Yükler altında TABLALI

$$M \text{ hesap} = 1,4 \times 2,30 + 1,60 \times 1,73 = 6,00 \text{ TM} < 11,30 \text{ TM} \text{ +Femin'den dolayı}$$

$$\text{Kullanılan } A_s = 6\emptyset 14$$

$$2p + 4 d$$

b) Mesnetlerde Hesap

(1) Nolu Mesnet

- Düşey yükler altında

$$M_h = 1,4 \times 7,93 + 1,60 \times 5,94 = 20,60 \text{ TM}$$

$$Q_h = 1,40 \times 5,80 + 1,60 \times 4,35 = 1500 \text{ ton}$$

$$\Delta M = 15 \times 0,30 = 4,50 \text{ TM}$$

$$M_h = 20,60 - 4,50 = 16,10 \text{ TM}$$

$$M_{\text{Deprem}} = 7,93 + 5,94 + 2,40 = 16,27 \text{ TM} < 20,60 \text{ TM}$$

$$M_h = 16,10 \text{ TM}$$

$$d = 67 \text{ cm} \quad K = \frac{bwd^2}{M_d} = \frac{25 \times 67^2}{1610} = 70 > K_L = 53 \text{ cm}^2/\text{t}$$

$$L = 7,00$$

$$J = 0,86 \quad A_s = \frac{M_d}{f_{yd(j)}d} = \frac{1610}{1,91 \times 0,86 \times 67} = 14,63 \text{ cm}^2$$

$$M = 1610 \text{ TCM}$$

$$F_e \text{ mevcut} = 2\emptyset 14 \text{ mont} + 2\emptyset 14 \text{ p} + 2\emptyset 14 \text{ p} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$F_e \text{ ilave} = 14,63 - 9,24 = 5,39 \text{ cm}^2$$

Seçilen 4 \emptyset 14 (6,16 cm²)

(2) Nolu Kenar Mesnet

$$M_k = 1,4 \times 2,60 + 1,60 \times 1,92 = 6,71 \text{ TM.}$$

$$M_k = 3,34 + 2,60 + 1,92 = 7,86 \text{ tm}$$

$$1 \text{ G} + 1 \text{ Q} + 1 \text{ E}$$

$$A_s = \frac{786}{1,91 \times 0,86 \times 67} = 7,14 \text{ cm}^2$$

$$F_{\text{min}} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$F_e \text{ Mevcut} = 2\emptyset 14 \text{ i} + 2\emptyset 14 \text{ D} = 4\emptyset 14$$

$$F_e \text{ ilave} = 8,75 - 6,16 = 2,59 \text{ cm}^2 \quad \text{Seçilen } 2\emptyset 14$$

./..

c) Kayma Tahkikleri

Orta Açıklık Q

$$Q_n = 1,4 \cdot 7 + 1,60 \cdot 5,25 = 18,20 \text{ Ton}$$

$$Q_n = 18,20 \text{ Ton} = V_d$$

$$V_{c_r} = 0,65 \text{ fctd. bw.d} = 0,65 \cdot 25 \cdot 67 \cdot 8,5 = 9,25 \text{ ton}$$

$$V_{\max} = 0,25 \text{ fcd "x"} = 93 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 67 = 38,90 \text{ Ton}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0,5 V_c}{F_{ywd} (d)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{18,2 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 9,25}{1,91 \cdot 67} = 0,113$$

$$\text{etri. } \emptyset 8 \text{ } A_{sw} = 1 \text{ cm}^2$$

$$S = 8,85 \text{ cm}$$

$$\text{etr. } \emptyset 10 \text{ } A_{sw} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

Seçilen $\emptyset 10/15$

Kenar Açıklık

$$Q_n = 1,4 \cdot 5,57 + 1,60 \cdot 4,19 = 14,50 \text{ Ton}$$

$$Q_n = 14,50 = V_d$$

$$V_{c_r} = 0,65 \text{ fctd.bw.d} = 0,65 \cdot 25 \cdot 67 \cdot 8,5 = 9,25 \text{ Ton}$$

$$V_{\max} = 0,25 \text{ fcd "x"} = 93 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 67 = 38,90 \text{ Ton}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0,5 v_c}{F_{ywd} (d)}$$

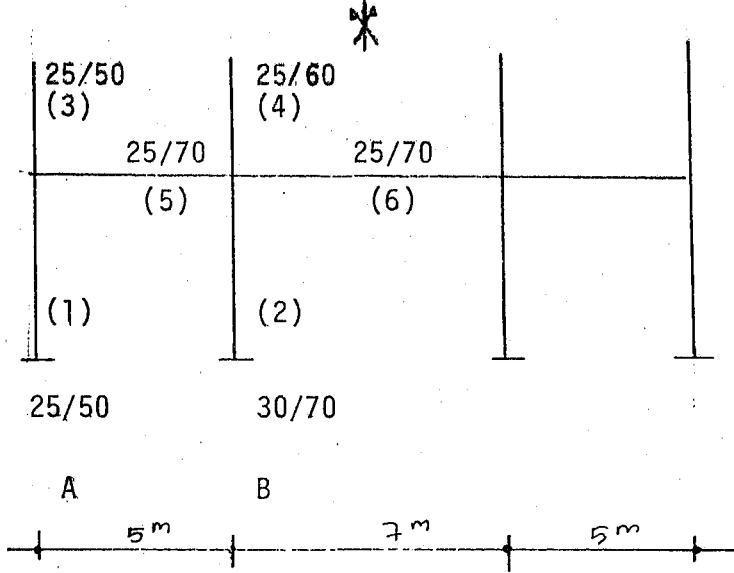
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{14,50 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 9,25}{1,91 \cdot 67} = 0,084 \text{ Etr. } \emptyset 8, A_{sw} = 1 \text{ cm}^2$$

$$S = 11,90 \text{ cm.}$$

./..

3.4.2.2. Taşıma Gücü Yöntemiyle Kolon Hesapları

Kolon (2) Donatı Hesabı



$$\begin{aligned} Jk_{1-3} &= 2,5 \cdot 5^3 / 12 = 26 \text{ dm}^4 & J/L_1 &= 0,47 \text{ dm}^4 / \text{dm} \\ Jk_{5-6} &= 2,5 \cdot 7^3 / 12 = 71 \text{ dm}^4 & J/L_3 &= 0,87 \text{ " } \\ Jk_2 &= 3 \cdot 7^3 / 12 = 86 \text{ dm}^4 & J/L_5 &= 1,42 \text{ " } \\ Jk_4 &= 2,5 \cdot 6^3 / 12 = 45 \text{ dm}^4 & J/L_6 &= 1,01 \text{ " } \\ & & J/L_2 &= 1,56 \text{ " } \\ & & J/L_4 &= 1,5 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\alpha_A = 0 \quad \alpha_B = \frac{1,56 + 1,5}{1,42 + 1,01} = 1,26$$

$$K = 1,20$$

$$1k = 1,20 \cdot 5,5 = 6,60 \text{ mt} \quad i = 0,30 \text{ h} = 0,30 \cdot 70 = 21$$

$$\frac{1k}{i} = 660/21 = 31,43 > 22 \quad \beta \text{ (Artma katsayısı hesaplanacak)}$$

$$1 \text{ Nolu Kolon} \quad N_g = 23,60 \text{ ton} \quad N_p = 17,20 \text{ ton}$$

./...

$$R_m = \frac{1,40 \cdot 23,60}{1,40 \cdot 23,60 + 1,6 \cdot 17,20} = 0,55$$

$$E_c = 2,6 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \rightarrow C 14$$

$$I_c = 0,0026 \text{ dm}^4$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2,5} \times \frac{1}{1 + R_m} = \frac{2,6 \cdot 10^6}{2,5} \cdot 0,0026 \cdot \frac{1}{1 + 0,55} = 1746 \text{ tm}^2$$

1 Nolu Kolon

$$\alpha_A = 0 \quad \alpha_B = \frac{0,47 + 0,47}{1,42} = 0,66$$

$$k = 1,10 \quad l_k = 1,10 \cdot 5,5 = 6,05 \text{ m}$$

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1746}{6,05^2} = 471 \text{ ton}$$

2 Nolu Kolon

$$N_g = 70 \text{ ton} \quad N_p = 51 \text{ ton}$$

$$R_m = \frac{1,40 \cdot 70}{1,40 \cdot 70 + 1,6 \cdot 51} = 0,55$$

$$l_k = 6,60 \text{ mt}$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2,5} \cdot \frac{1}{1 + R_m} = \frac{2,6 \cdot 10^6}{2,5} \cdot 0,0086 \cdot \frac{1}{1 + 0,55} = 5770 \text{ tm}^2$$

$$N_k = \pi^2 \cdot 5770 / 6,60^2 = 1307 \text{ ton}$$

$$\Sigma N_g = (23,60 + 70) \cdot 2 = 188 \text{ ton}$$

$$\Sigma N_p = (17,20 + 51) \cdot 2 = 136 \text{ ton}$$

$$1,4 \times 188 + 1,6 \cdot 136 = 481$$

$$\Sigma N_k = (471 + 1307) \cdot 2 = 3556 \text{ ton}$$

β Moment artırma katsayısı

$$\beta = \frac{1,00}{1 - \frac{\Sigma N_d}{\Sigma N_k}} = \frac{1}{1 - \frac{481}{3556}} = 1,15 (1)$$

./...

TEK KOLON İÇİN

$$\beta = \frac{C_m}{1 - \frac{N_d}{N_k}} = \frac{1}{1 - \frac{1,4 \cdot 70 + 1,6 \cdot 51}{1307}} = 1,20 \quad (2)$$

$\beta = 1,20$ kabul edildi.

Düsey Yükler için :

$M_d = 0,54$ $M_p = 0,40$

$N_d = 70 \text{ ton}$ $N_p = 51 \text{ ton}$

$\Sigma M_h = (1,40 \cdot 0,54 + 1,6 \cdot 0,40) 1,20 = 1,70 \text{ TM}$

$\Sigma N_h = 1,40 \cdot 70 + 1,6 \cdot 51 = 180 \text{ ton}$

$$\frac{M}{bh^2 f_{cd}} = \frac{1,70 \cdot 10^5}{30 \cdot 70^2 \cdot 93} = 0,012$$

$$\frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{180 \cdot 10^3}{30 \cdot 70 \cdot 93} = 0,92 \quad m = f_{yd}/f_{cd} = 1910/93$$

$m = 20,53$

$f_{tm} = 0,30$

$\rho = \frac{0,30}{20,53} = 0,014$

$F_e = 30 \cdot 70 \cdot 0,014 = 29,4 \text{ cm}^2$
 $8 \text{ } \phi 22$

DEPREM HALİ

$M_E = 9,57 \text{ TM}$



$\Sigma M_h = (0,54 + 0,40 + 9,57) 1,20 = 12,62 \text{ TM}$

$\Sigma N_h = 70 + 51 = 121 \text{ Ton}$

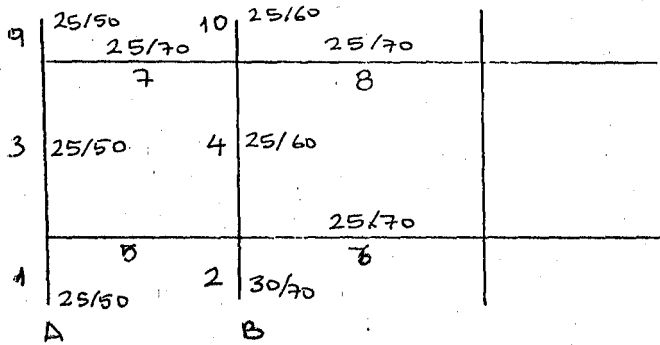
$$\frac{M}{bh^2 f_{cd}} = \frac{12,62 \cdot 10^5}{30 \cdot 70^2 \cdot 93} = 0,09$$

$f_{tm} = 0,25$

$\rho = 0,012$

$$\frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{121000}{3070 \cdot 93} = 0,61$$

Kolon (4) Donatı Hesabı



$$Jk_{1-3-9} = 2,5 \cdot 5^3 / 12 = 26 \text{ dm}^4$$

$$J/L_1 = 0,47$$

$$J/L_{3-9} = 0,87$$

$$Jk_{5-6-7-8} = 2,5 \cdot 7^3 / 12 = 71 \text{ dm}^4$$

$$J/L_{5-7} = 1,42$$

$$J/L_{6-8} = 1,01$$

$$Jk_{10-4} = 2,5 \cdot 6^3 / 12 = 45 \text{ dm}^4$$

$$J/L_{10-4} = 1,50$$

$$Jk_2 = 3,7^3 / 12 = 86 \text{ ''}$$

$$J/L_2 = 1,56$$

4 Nolu Kolon

$$\alpha_A = \frac{1,56 + 150}{1,42 + 1,01} = 1,26$$

$$\alpha_B = \frac{1,50 + 1,50}{1,42 + 1,01} = 1,23$$

$$k = 1,40$$

$$l_k = 1,40 \cdot 3 = 4,20 \text{ mt}$$

$$i = 0,30 \quad h = 0,30 \cdot 60 = 18$$

$$\frac{l_k}{i} = 420/18 = 23,33 > 22$$

$\beta =$ (Artırma katsayısı hesaplanacak)

3 Nolu Kolon

4 Nolu Kolon

$$N_p = 10,88$$

$$N_p = 31,62$$

$$N_g = 15,22$$

$$M_g = 44,28$$

$$R_m = \frac{1,40 \cdot 15,22}{1,40 \cdot 15,22 + 1,6 \cdot 10,88} = 0,55$$

$$E_c = 2,6 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \rightarrow C14$$

$$I_c = 0,0087 \text{ dm}^4$$

./..

$$EI = \frac{E_c I_c}{2,5} \cdot \frac{1}{1 + R_m} = \frac{2,6 \cdot 10^6 \cdot 0,0026}{2,5} \cdot \frac{1}{1 + 0,55} = 1746 \text{ tm}^2$$

$$\alpha_A = \frac{0,47 + 0,87}{1,42} = 0,94 \quad \alpha_B = \frac{0,87 + 0,87}{1,42} = 1,23$$

$$k = 1,32 \quad 1k = 1,32 \cdot 3 = 3,96 \text{ m}$$

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{1k^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1746}{3,96^2} = 1099$$

4 Nolu Kolon

$$N_p = 31,62$$

$$N_g = 44,28$$

$$R_m = \frac{1,40 \cdot 44,28}{1,40 \cdot 44,28 + 1,60 \cdot 31,62} = 0,55 \quad 1k = 4,20$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2,5} \cdot \frac{1}{1 + R_m} = \frac{2,6 \cdot 10^6}{2,5} \cdot 0,0045 \cdot \frac{1}{1 + 0,55} = 3019 \text{ tm}^2$$

$$N_k = \frac{\pi^2 \cdot 3019}{4,20^2} = 1689$$

$$\Sigma N_g = (15,22 + 44,28) \cdot 2 = 119$$

$$\Sigma N_p = (10,88 + 31,62) \cdot 2 = 85$$

$$1,4 \cdot 119 + 1,6 \cdot 85 = 303 \text{ ton}$$

$$\Sigma N_k = 1099 + 1689 = 2788 \text{ ton}$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_d}{\Sigma N_k}} = \frac{1}{1 - \frac{303}{2788}} \approx 1,12 \quad (1)$$

TEK KOLON İÇİN

$$\beta = \frac{C_m}{1 - \frac{N_d}{N_k}} = \frac{1}{1 - \frac{1,4 \cdot 44,28 + 1,6 \cdot 31,62}{1689}} = 1,07 \quad (2)$$

$\beta = 1,12$ Kabul edildi.

./...

Düŕey Yüklér için :

$$M_d = 1,34 \quad M_p = 1,01$$

$$N_d = 44,28 \quad N_p = 31,62$$

$$\Sigma M_h = (1,40 \cdot 1,34 + 1,6 \cdot 1,01) \cdot 1,12 = 3,50 \text{ tm}$$

$$\Sigma N_h = 1,40 \cdot 44,28 + 1,6 \cdot 31,62 = 113 \text{ ton}$$

$$\frac{M}{bh^2 f_{cd}} = \frac{3,50 \cdot 10^5}{2560^2 \cdot 93} = 0,04$$

$$\frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{113 \cdot 10^3}{25 \cdot 60 \cdot 93} = 0,81$$

$$P_{tm} = 0,1$$

$$m = f_{yd} / f_{cd} = 1910 / 93 = 20,53$$

$$p_t = \frac{0,10}{20,53} = 0,005$$

Deprem Hali

$$M_E = 4,20 \text{ tm}$$

$$\Sigma M_h = (1,34 + 1,01 + 4,20) \cdot 1,12 = 7,34 \text{ tm}$$

$$\Sigma N_h = 44,28 + 31,62 = 75,90 \text{ ton}$$

$$\frac{M}{bh^2 f_{cd}} = \frac{7,34 \cdot 10^5}{2560^2 \cdot 93} = 0,09$$

$$\frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{75,90 \cdot 10^3}{25 \cdot 60 \cdot 93} = 0,54$$

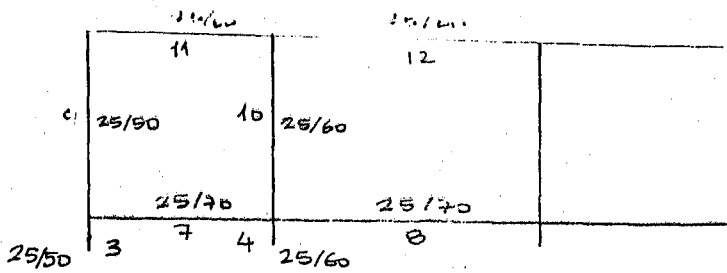
$$f_{tm} = 0,1$$

$$f_t = \frac{0,10}{20,53} = 0,005$$

$$F_{emin} = 25 \cdot 60 \cdot 0,01 = 15 \text{ cm}^2$$

Seçilen 6Ø 18 (15,26 cm²)

Kolon (10) Donatı Hesabı :



$$Jk_{3-9} = 26 \text{ dm}^4$$

$$J/L_{3-9} = 0,87$$

$$Jk_{7-8} = 71 \text{ dm}^4$$

$$J/L_7 = 1,42$$

$$J/L_3 = 1,01$$

$$Jk_{4-10-11-12} = 45 \text{ dm}^4$$

$$J/L_{4-10} = 1,50$$

$$J/L_{11} = 0,9$$

$$J/L_{12} = 0,64$$

$$\alpha_A = \frac{1,50 + 1,50}{1,42 + 1,01} = 1,23$$

$$\alpha_B = \frac{1,50}{0,9 + 0,64} = 0,97$$

$$k = 1,32$$

$$ik = 1,32 \cdot 3 = 3,96 \text{ mt}$$

$$i = 0,30 \cdot 60 = 18$$

$$\frac{ik}{i} = 396/18 = 22 \leq 22$$

$$\beta_1 = 1 \text{ alınır.}$$

$$10 \text{ No.lu kolon} : N_g = 19,14 \quad N_p = 12,74$$

$$M_g = 1,47 \quad M_p = 1,00$$

$$M_{\text{dep}} = 2,05 \text{ tm}$$

$$\Sigma M_h = 1,40 \cdot 1,47 + 1,60 \cdot 1 = 3,66 \text{ tm}$$

$$\Sigma N_h = 1,40 \cdot 19,14 + 1,60 \cdot 12,74 = 47,20 \text{ ton}$$

$$\frac{M}{bh^2 f_{cd}} = \frac{3,66 \cdot 10^5}{2560^2 \cdot 93} = 0,04$$

$$\frac{N}{bdf_{cd}} = \frac{47,20 \cdot 10^3}{25.60 \cdot 93} = 0,34$$

$$f_{tm} = 0,1$$

$$f = 0,1 / 20,53 = 0,005$$

./...

Deprem Hali

$$ME = 2,05 \text{ tm}$$

$$\Sigma M_h = 1,47 + 1,00 + 2,05 = 4,52 \text{ ton m}$$

$$\Sigma N_h = 19,14 + 12,74 = 31,88 \text{ ton}$$

$$\frac{M}{bh^2 f_{cd}} = \frac{4,52 \cdot 10^5}{25 \cdot 60^2 \cdot 93} = 0,05$$

$$\frac{N}{bdf_{cd}} = \frac{31,88 \cdot 10^3}{25 \cdot 60 \cdot 93} = 0,23 \quad \begin{array}{l} f_{tm} = 0,01 \\ f = 0,005 \end{array}$$

$$F_{\min} = 25 \times 60 \cdot 0,01 = 15 \text{ cm}^2 \quad \text{Seçilen } 6\emptyset 18 \text{ (15,26 cm}^2\text{)}$$

3.5. Sınır Değerlerin İncelenmesi⁽⁶⁾

3.5.1. f_b : Dengeli Donatı Yüzdesi

Taşıma gücüne donatının akmaması ve betonun ezilmesi aynı anda oluşarak ulaşılır. Bu durumla ilgili birim deformasyon dağılımına dengeli birim deformasyon dağılımı denir.

f_b dengeli donatı yüzdesi olup, dengeli durumla ilgili bir büyüklüktür.

Bir kiriş kesitinin kırılma biçiminin belirlenmesinde dengeli donatı yüzdesi (f_b) ya da dengeli donatı göstergesi (w_b) ölçüt olarak kullanılır.

(6) Altay Gündüz, BETONARME, Taşıma Gücü İlkesine

$f < f_b (W, W_b)$ ise kiriş taşıma gücünü çekme kırılmasıyla kaybeder. (Normal donatılı kiriş)

$f > f_b$ ise kiriş, taşıma gücünü basınç kırılmasıyla kaybeder. (Kuvvetli donatılı kiriş)

$$f = f_b = 0,85 k_1 (f_{cd} / f_{yd}) (600 / (f_{yd} + 600))$$

$$W_b = W_b = f_b f_{yd} / f_{cd} = 0,85 k_1 (600 / (f_{yd} + 600))$$

$$k_1 = 0,85 \quad C 14 \text{ için}$$

3.5.2. f_{max} : Düktil davranışın gerçekleşmesi için aşılmaması gereken üst sınırdır.

Kırılmanın çekmeyle oluşması için kirişlerdeki donatı yüzdesi dengeli değer belirlenmiş bir yüzdesiyle sınırlandırılır.

$$f_{max} = 0,85 f_b$$

3.5.3. f_{def} : Sehimi hesabı gerektirmeyen donatı yüzdesi sınırı

kesitlerin boyutlandırılması, donatı yüzdesi f_{max} değerine eşit alınarak yapılırsa, boyutlar alışagelmemiş olanlardan oldukça küçük bulunur. Bu yüzden sehimler istenen sınırları aşabilir. Bu durumda sehimi hesabı yapılması gerekir. Bir yapıda her kiriş için sehimi hesabı yapılması pratik olmaz. Sehimi hesabı yapılması istenmiyorsa f_{def} sınır yüzdesi; ölçüt alınmalı ve boyutlandırma $f < f_{def}$ olacak biçimde yapılmalı, başka bir deyişle $W < W_{def}$ karşılığı hesap katsayıları kullanılmalıdır.

$$f_{def} = 0,235 (f_{cd} / f_{yd})$$

Zorunlu bir durum varsa, kesit, $\rho_{def} < \rho < \rho_{max}$ olarak boyutlandırılabilir, ancak bu durumda sehim hesabı yapılması gerekmektedir.

3.5.4. ρ_{red} : Yeniden dağılım ve deprem etkisini sınırlama.

Deprem etkisinin ve yeniden dağılımın sözkonusu olduğu durumlarda, düktiliteyi artırmak amacıyla, kesitteki donatı yüzdesi ρ_{max} dan daha küçük bir yüzdeyle (ρ_{red}) sınırlanır.

Bu sınır yüzdesi : Tek donatılı kiriş için :

$$\rho_{red} = 0,60 \bar{\rho}_b$$

3.5.5. ρ_{min} : Donatı minimum yüzdesi

Kırılmanın ilk çatlamayla gevrek bir biçimde oluşmaması için çekme donatısı yüzdesi şu bağıntıyla belirlenen değerden az olmamalıdır.

$$\rho_{min} = 1,2 / f_{yd} \quad (f_{yd} \text{ N/mm}^2)$$

Çeşitli donatı ve beton sınıfları için, hesaplanan donatı göstergesine göre ρ_b , ρ_{max} , ρ_{def} , ρ_{red} , ρ_{min} değerleri hesaplanmış ve tablolastırılmıştır. (*)

Çalışmamızda kullandığımız C14 betonu bu tablolarda mevcut değildir.

C14 betonu için bu değerler bulunmuş, yaptığımız hesapların bu sınır şartlarını sağladığı görülmüştür.

(*) Altay Gündüz, BETONARME, Taşıma gücü ilkesine göre hesap.

Tablo :1		Tek donatılı dikdörtgen kesitler Hesap katsayıları ve donatı yüzdeleri için dengeli değerler							
Donatı	Beton	f_{yd}	f_{cd}	$w_b = \bar{w}_b$	k_{xb}	k_{ob}	k_{zb}	k_{mb}	$\rho_b = \bar{\rho}_b$
S 220	C 14	191	9,5	0,548	0,762	0,647	0,677	3,52	0,0272
S 420	C 14	365	9,5	0,449	0,624	0,530	0,735	3,14	0,0117
S 500	C 14	435	9,5	0,419	0,582	0,494	0,753	2,99	0,0091

ÇİZELGE : 3.1

Tablo :2		Tek donatılı dikdörtgen kesitler $\rho_{max} = 0,85 \rho_b$ sınırı için hesap katsayıları (f_{yd} , f_{cd} ve k_m N/mm ²)							
Donatı	Beton	f_{yd}	f_{cd}	w_{max}	k_x	k_a	k_z	k_m	ρ_{max}
S220	C14	191	9,5	0,466	0,648	0,550	0,725	3,21	0,0231
S420	C14	365	9,5	0,382	0,531	0,451	0,775	2,81	0,0099
S500	C14	435	9,5	0,356	0,495	0,420	0,790	2,67	0,0077

ÇİZELGE : 3.2

Tablo :3		Tek donatılı dikdörtgen kesitler $f_{def} = 0,235 (f_{cd}/f_{yd})$ sınırı için hesap kat- sayıları (f_{yd} , f_{cd} ve k_m N/mm ²)							
Donatı	Beton	f_{yd}	f_{cd}	w_{def}	k_x	k_a	k_z	k_m	ρ_{def}
S220	C14	191	9,5	0,235	0,327	0,277	0,861	1,92	0,0117
S420	C14	365	9,5	0,235	0,327	0,277	0,861	1,92	0,0061
S500	C14	435	9,5	0,235	0,327	0,277	0,861	1,92	0,0051

ÇİZELGE : 3.3

Tablo : 4		Tek donatılı dikdörtgen kesitler $f_{red} = 0,60$ f_b sınırı için hesap katsayıları							
Donatı	Beton	f_{yd}	f_{cd}	w_{red}	k_x	k_a	k_z	k_m	f_{red}
S 220	C14	191	9,5	0,329	0,457	0,388	0,806	2,52	0,0164
S420	C14	365	9,5	0,270	0,375	0,319	0,841	2,16	0,0070
S500	C14	435	9,5	0,252	0,350	0,297	0,851	2,04	0,0059

ÇİZELGE : 3.4

Hesap katsayıları ve donatı yüzdeleri aşağıdaki bağıntılardan hesaplanmıştır.

$$K_x = 1,39 w$$

$$k_a = 1,18 w$$

$$k_z = 1,059 w$$

$$k_m = f_{cd}.w (1-0,59 w)$$

$$f = w.f_{cd} / f_{yd}$$

Orta Açıklık	M(tm)	Fe(Hesap) cm ²	Fe (Seçilen) cm ²	f	Not
Elastik Hesap	7,57	8,85	9,24	0,0053	$\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$
Taşıma Gücü	11,30	9,10	9,24	0,0053	$f < f_{def} = 0,0117$

ÇİZELGE 3.5

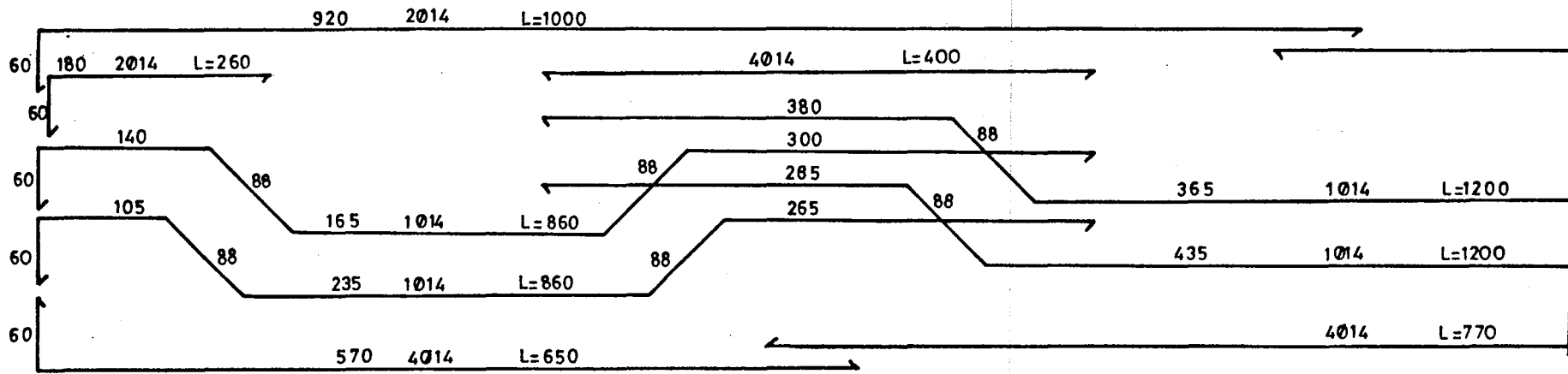
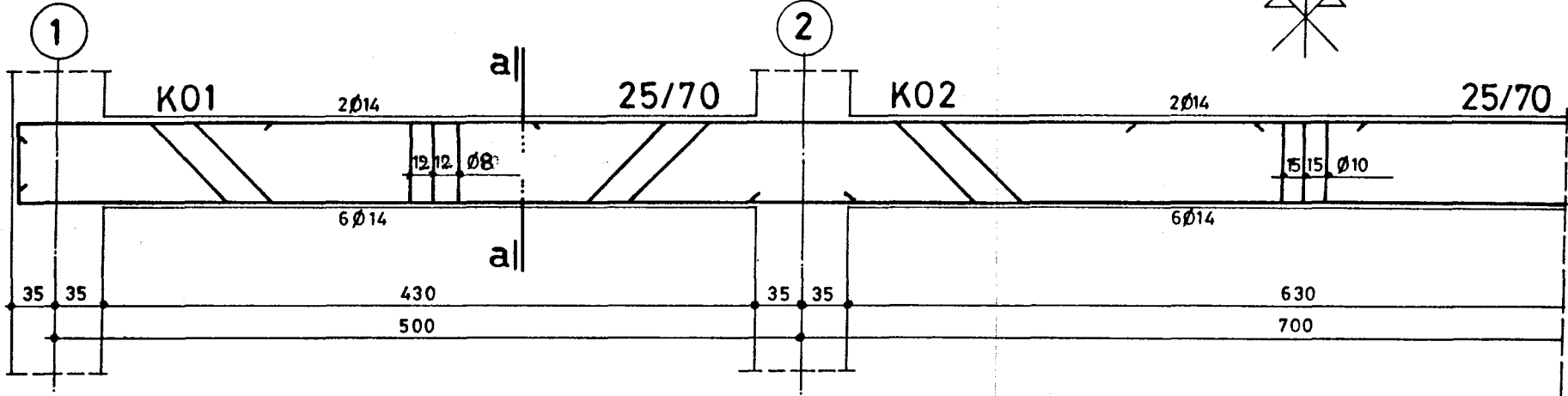
Kenar Açıklık	M(tm)	Fe(cm ²)	f	Not
Elastik Hesap	4,03	9,24	0,0053	$\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$
Taşıma Gücü	6,00	9,24	0,0053	$f < f_{def} = 0,0117$

ÇİZELGE 3.6

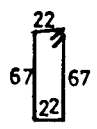
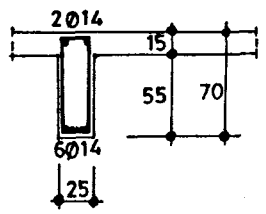
Orta Mesnet	M(tm)	Fe(Hesap) cm ²	Fe(Seçilen) cm ²	f	Not
Elastik Hesap	13,86	13,30	13,86	0,0079	$\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$
Taşıma Gücü	20,60	14,63	15,40	0,0088	$f < f_{def} = 0,0117$

ÇİZELGE 3.7

Kenar Mesnet	M(tm)	Fe(cm ²)	f	Not
Elastik Hesap	3,90	9,24	0,0053	$\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$
Taşıma Gücü	7,86	9,24	0,0053	$f < f_{def} = 0,0117$



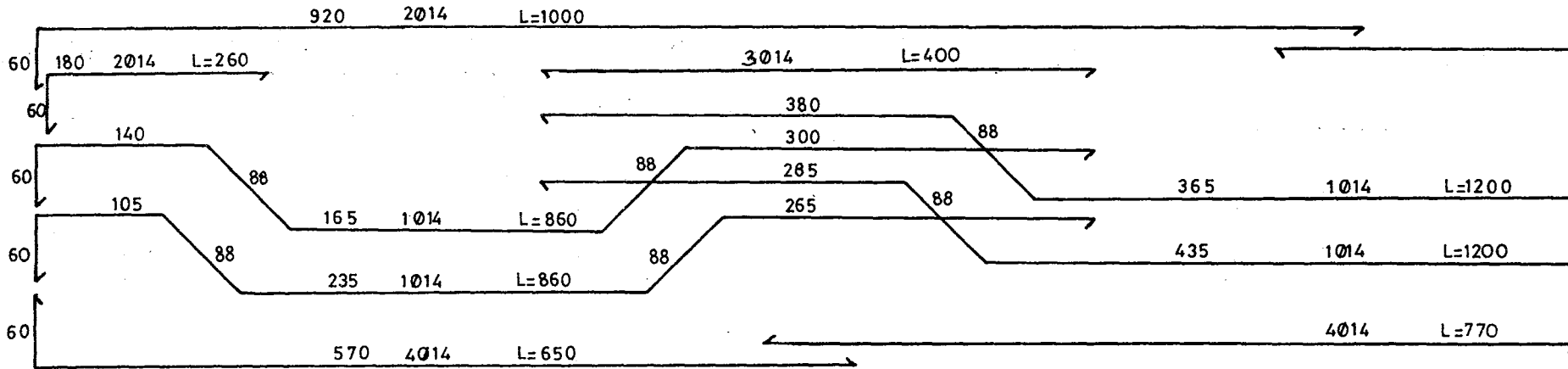
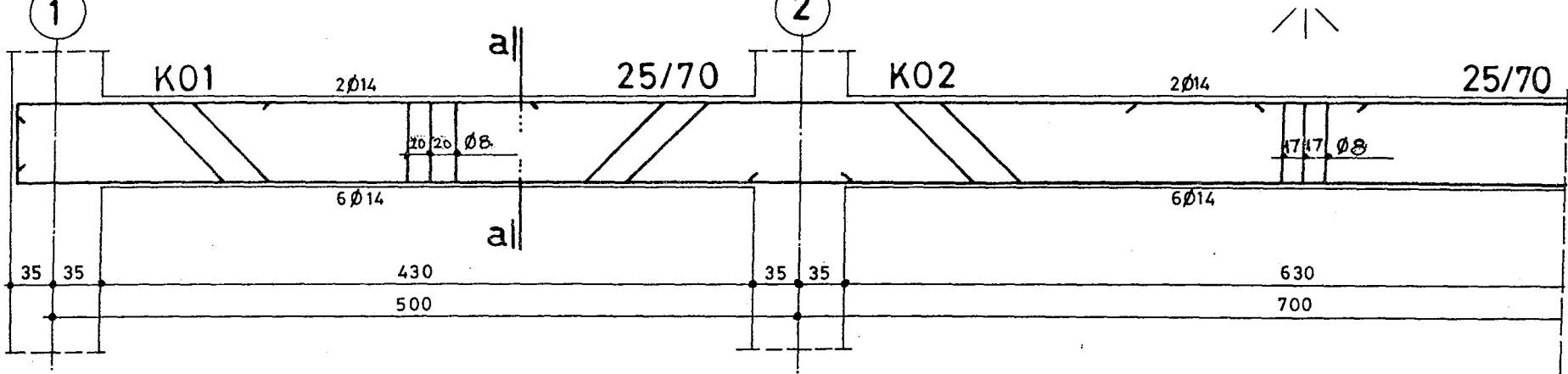
a — a



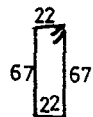
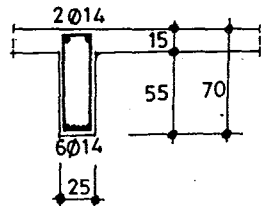
L = 195
Etr = Ø8 / 12

Taşıma Gücü

690



a — a



L=195
Etr= Ø8/20

Elastik Yöntem

S O N U Ç

YÖNTEMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

1) YÜKLER YÖNÖNDEN

Taşıma Gücü yönteminde, yük yönetmeliklerinde öngörülen yükler , karakteristik değer olarak alınarak, türlerine göre uygun yük katsayıları ile çarpılırlar. Bu katsayılar çeşitli yük kombinasyonlarına göre değiştirilmektedir.

Emniyet gerilmelerinde ise böyle bir şey sözkonusu değildir.

Kesit hesabı yapılırken, kombinasyonlardan elde edilen en elverişsiz zorlama temel alınır.

2) GERÇEĞE UYGUNLUK VE AMAÇLARI YÖNÖNDEN

Herhangi bir mekanik problemini çözümünde izlenen yol sırasıyla denge koşullarının sağlanması, uygunluk koşullarının sağlanması ve malzemeler için σ - ϵ ilişkilerinin belirlenmesidir. Denge ve uygunluk şartlarının sağlanması malzeme özelliklerinden bağımsızdır. Betonarme problemlerini diğer malzeme problemlerinden değişik kılan σ - ϵ ilişkisinin belirlenmesinin zorluğudur. Bu belirleme için çelik ve betonun σ - ϵ özelliklerinin bilinmesi gerekir. Çelik için bu oldukça kolay olmasına karşın, beton için oldukça zordur. Çünkü betonun σ - ϵ ilişkisini birçok değişken etkilediğinden tek ve seni bir σ - ϵ eğrisi önermek zordur.

Çeliğin σ - ϵ ilişkisi elasto-plastik varsayılabilir. Buna göre donatı çeliği akma gerilmesine ulaşınca kadar doğrusal elastik, bu noktadan sonra plastik bir malzeme gibi davranacaktır. σ - ϵ eğrisinin

doğrusal-elastik olan bu bölümünün eğimide çeliğin elastisite modülüdür. ($E_s : 2.10^6 \text{ kgf/cm}^2$)

Betonun gerilme - birim deformasyon eğrisinin düşük gerilmeler altında eğimi çok az değiştiğinden eğrinin bu bölümü doğrusal ve bu doğrunun eğimi elastisite modülü olarak kabul edilebilir.

Beton düşük gerilmelere maruz ise, başlangıç modülü kullanılarak gerçekçi sonuçlar alınabilir. Bu durumda, elastik hesap yöntemiyle hesap yapmanın bir sakıncası yoktur.

Nitekim çözdüğümüz örnekte elastik hesap yönteminin verdiği hesap sonuçları ile, taşıma gücü yönteminin verdiği hesap sonuçları birbirinden az farklı çıkmıştır.

Ancak, bu farkın büyük gerilmeler altındaki betonarme elemanlarda artacağı kesindir. Çünkü, emniyet gerilmeleri yönteminde elastisite modülünün, sabit olduğu varsayılmaktadır. Betonun elastisite modülünün (zamana, yükgeçmişine, malzeme dayanımı, kesit geometrisi vs.) çeşitli etkiler altında büyük çapta değiştiği bilinmektedir. Emniyet gerilmeleri yönteminde, donatı alanı modüller oran olarak bilinen $n = \frac{E_s}{E_c}$ ile çarpılarak, eşdeğer beton alanına çevrilir. 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 yönetmeliklerde belirlenmiş "emniyet gerilmelerini" aşmamasıdır.

Hesaplarda temel alınan modüler oranın (n) paydasında yer alan beton elastisite modülü özellikle sünme ve birçok değişkenin etkisiyle verilen değer yarısına, hatta üçte birine kadar azalma olasılığı deneylerle kanıtlanmıştır. Modüler oran (n= 15) sabit alınarak bulunan gerilmelerin ne denli gerçekçi olduğu düşündürücüdür. Halbuki bu yöntem gerilme hesabına dayanmaktadır.

Taşıma gücü yönteminin amacı, kesitin güç tükenme anındaki kapasitesinin hesabıdır. Yapılan deneyler betonarmede gerilmelerin hesaplanmasının çok zor olduğunu ancak taşıma güçlerinin oldukça gerçekçi olarak hesaplanabileceğini kanıtlamıştır. Bu yöntem de gerilme hesabı yoktur. Kesit hesabı için geliştirilen bu yöntemde çözüme giderken yazılacak denge ve uygunluk denklemleri, emniyet gerilmelerinde kullanılanlarla aynıdır. Aradaki tek fark taşıma gücü yönteminde, malzeme davranışının doğrusal elastik kabul edilmemesidir.

Betonun çekme dayanımı ihmal edilir ve basınç bölgesinde dağılım, aksenal basınç deneylerinden elde edilen $\sigma - \epsilon$ eğrisi gibi olduğu varsayılır. Ancak bilindiği gibi $\sigma - \epsilon$ eğrisini birçok değişken etkimektedir. Tek ve kesin bir eğirin önerilmesi olanaksızdır. TS 500-de basınç bölgesindeki gerilme dağılımı için geçerliliği deneysel verilerle kanıtlanmış herhangi bir dağılıma izin verilmektedir. (Bölüm I)

Yapılan teorik çalışmalar, herhangi bir gerilme dağılımının ($\sigma - \epsilon$ eğrisi) aynı alan ve ağırlık merkezini verecek bir eşdeğer dikdörtgenle değiştirilebileceği kanıtlanmıştır.

Karmaşık bir davranışı olan Betonarmede deneysel araştırmalar çok önemlidir. Deneysel araştırma sonuçları, betonarmenin davranışı yönünden bilgi verdiği için yönetmelik ve hesapları yönlendirmede önemli rol oynamaktadırlar.

3) BETON SINIFLARI YÖNÜNDEN

Beton eskiden beri dayanıma göre sınıflandırılmıştır. Eski TS 500, Alman Yönetmeliğine uygun olarak, 28 günlük en az basınç dayanımı temel alınarak, beton B160, B225, B300 olarak sınıflandırılıyordu. Yeni TS 500'de CEB'ye paralel olarak, beton, 28 günlük silindirik dayanımı temel olarak sınıflandırılır. Burada sözü edilen dayanım, elastik yöntemde olduğu gibi en az dayanım değil, "karakteristik" dayanımdır. Karakteristik dayanım 1.Bölümde anlatıldığı üzere, σ_c dayanımdan düşük değerlerin elde edilmesi belirli bir olasılıkla mümkün olan dayanımdır. Taşıma gücünde beton sınıfları C veya BS olarak ifade edilmektedir.

4) KAYMA GÜVENLİĞİ YÖNÜNDEN

Her iki yöntemde de dayanım hesabı kayma gerilmeleri esas alınarak yapılır. Betonarme yapının emniyeti açısından esas önemli olan kayma gerilmelerinin oluşturduğu asal çekme ve basınç gerilmelemdir.

Çekme dayanımına erişmiş beton çatlamış olacaktır. Bu durumda homojenlik söz konusu değildir.

Bu durumu dikkate alan Taşıma Gücü'yle yapılan hesaptaki kayma donatısı Elastik yöntemle hesaplanan kayma donatısından daha sık aralıklı

çıkıştır. Çatlak genişliklerini en alt düzeyde tutma açısından bu önemlidir.

Kayma güvenliği yönünden, taşıma gücü daha emniyetlidir.

5) KOLON HESABI YÖNÜNDEN

iki yöntemde de beton veya çeliğin kırılma yükleri esas alındığından sonuçlar genellikle birbirinin aynı çıkmaktadır. Yaptığımız hesapta da bulduğumuz donatı yüzdeleri aynı çıkmıştır.

Elastik yöntemde yüklerin artırılması ve donatının ezilmesi sınırına gelinmesi durumu için hesap yapılır.

Bu durumda donatının gerilmelerinin tamamından yararlanılmış ve nispeten beton kesiti büyük tutulmuş olur ve evvelden beri yapılan süper pozuyonla kolonun kırılma yükü;

$$N_k = K_b F_b + T_{ep} \cdot f_e \text{ formülüyle bulunmaktadır.}$$

N_k = Betonun kırılma anında taşıdığı yük

K_b = Betonun kırılma mukavemeti

T_{ep} = Kırılma anında betonla aynı kısalmayı yapan çeliğin gerilmesi.

Taşıma gücünde de yüklerin artırılmasıyla betonun ezilmesi duruma gelinmesi hali sözkonusudur.

Yapılan deneylerde, aksenal yük sıfırdan başlayarak belirli basamaklarla artırıldığında, donatı ve betonda oluşan gerilmelerin elastisite teorisinden elde edilen sonuçlardan farklı olmadığı görülmüştür. Ancak, yük belirli bir aşamada sabit tutulduğu takdirde, zamana bağlı deformasyonlar nedeni ile gerilmeler önemli ölçüde değişmekte ve hesaplanan gerilmeler elastisite teorisinden elde edilen sonuçlarla uyuşmamaktadır. ./..

Emniyet Gerilmeleri yöntemi basit bir yöntemdir. Diğer Yapı Malzemeleri için geçerli olan ve çok iyi bilinen elastisite teorisine dayanması, yöntemin uzun yıllar ve halen kullanılmasında başlıca rolü oynamıştır.

Taşıma gücü yöntemi ise gerçek davranışı esas aldığından daha karmaşıktır.

Hangi yöntem kullanılırsa kullanılsın, bütün yöntemlerde karmaşık beton davranışı idealize edilmeye çalışılmıştır. Ayrıca, yapıda kullanılan beton ve çeliğin dayanımları ve yapıya etkileyen yükler öngörülenden çok farklı olabileceği unutulmamalıdır. Yapılan istatistiksel çalışmalar, yapıların büyük bir çoğundaki beton dayanımının öngörülenin yarısı veya daha az olduğunu göstermektedir. Bu durum iyileştirilmedikçe hesaplara harcanan zaman boşa gidecektir.

KAYNAKLAR DİZİNİ

1. Türk Standartları Enstitüsü, 1984, TS 500, Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, 755
2. Özışık, Gündüz, Betonarme (Yapı-EI Kitabı) Birsen Yayınevi,4105
3. F.Dısçinger, Betonarme İnşaat, Sayfa 50
4. Ersoy, Uğur, 1987, Betonarme, Temel ilkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Evrim Basım- Yayım, Dağıtım, 641 S
5. Paçacı, Mehmet, 1986, Statik Betonarme Proje Nasıl Yapılır, İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara Şubesi Yayınları, 4655
6. Gündüz, Altay, 1980, Betonarme, Taşıma Gücü ilkesine Göre Hesap, 1535.