

BETONARME ÇERÇEVE SİSTEMLERİN YATAY YÜK
ETKİSİ ALTINDA DÜKTİLİTELERİNİN ARAŞTIRILMASI

Nevzat KIRAÇ

Anadolu Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Bilim Dalında
DOKTORA TEZİ
Olarak Hazırlanmıştır.

Danışman : Prof. Ruhi AYDIN

EKİM - 1990

Nevzat Kırac'ın DOKTORA TEZİ olarak hazırladığı
"Betonarme Çerçeve Sistemlerin Yatay Yük Etkisi Altında Düktilitelerinin
Araştırılması" başlıklı bu çalışma, jürimizce Lisansüstü Yönetmeliğinin
ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

9 / 11 / 1990

Üye : Prof. Ruhi AYDIN

Üye : Prof. Dr. Tanvir WASTİ

Üye : Doç. Dr. Ahmet TOPÇU

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 28 1990
.../.../... gün ve
...261./ 1..... sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Rüstem Kaya
Enstitü Müdürü

ÖZET**BETONARME ÇERÇEVE SİSTEMLERİN YATAY YÜK ETKİSİ ALTINDA
DÜKTİLİTELERİNİN ARAŞTIRILMASI**

Deprem bölgelerinde yapılacak yapılarda, o bölgede olması muhtemel en şiddetli depremde yapının kalıcı hasara uğraması, fakat yıkılmaması özelliğine sahip olması istenir. Bu özelliği yapıya sağlayan en önemli yapısal özellik, sistemin plastik deformasyon yapma özelliği veya bir başka deyişle düktilitesidir. Tek tek yapı elemanlarının düktilitesi deneysel ve analitik yollarla oldukça geniş ölçekte araştırılmıştır. Elemanlardan oluşan yapının sahip olduğu düktilitenin araştırılması deneysel çalışmalar için yüksek maliyet faktörünü, analitik çalışmalar için ise hesap güçlüklerini kapsar. Ancak yukarıda bahsedilen yapı/deprem ilişkisi için aranan düktilite özelliğinin tüm yapıya ait olması tabiidir. Bundan başka statik eşdeğer deprem yükü ile hesap yapılmasına izin veren "Deprem Yönetmelikleri" nde elastik yapı çözümlemesi için öngörülen yüklerin hesabının, yapıya etki etmesi muhtemel yükün kabul edilen düktilite oranına bölünerek, yapıldığı da bilinir.

Bu çalışmada betonarme yapıların düktilitesinin hesabı ve düktiliteye etki eden yapısal faktörlerin araştırılması yapılmıştır.

ABSTRACT**STUDYING THE DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE FRAMES UNDER LATERAL LOAD**

When a structure is built in the areas subjected to earthquakes it is desired that the structure should be able to resist major earthquakes without collapse but with some structural and nonstructural damage.

This structural behavior is provided by having a structure capable of deforming in a plastic manner, in other words, by the ductility of the structure. The ductility of structural members has been investigated experimentally and analytically on an extensive scale. Studying the ductility of the structure formed by the individual members includes the high cost factors for experimental work and the calculation difficulties for analytical work. It is obvious that the required ductile behavior should be related to the whole structure due to the structure-earthquake relation mentioned above. Building codes that allow the calculations to be done by equivalent static seismic loading also allow the loads required for linear elastic structural analysis to be found by dividing the probable structural load by the assumed structural ductility.

In this study, the calculation of reinforced concrete structures and the investigation of structural factors which affect the ductility have been presented.

T E Ő E K K Ü R

Çalışmalarım süresince değerli fikir ve yardımları ile beni yönlendiren değerli hocam Prof. Ruhi AYDIN'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Bu arada değerli eşime gösterdiği sabır ve her türlü manevi katkıları için teşekkür ederim.

Ayrıca çalışmam süresince idari kolaylıklar gösteren Anadolu Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi ve İnşaat Bölümü yetkililerine şükranlarımı sunuyorum.

Nevzat KIRAÇ
ESKİŞEHİR, Ekim 1990

İ Ç İ N D E K İ L E R

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	iv
ABSTRACT	v
TEŞEKKÜR	vi
ŞEKİLLER DİZİNİ	ix
SEMBOLLER	xi
1. BETONARME DAVRANIŞI VE DÜKTİLİTE	1
1.1. Beton ve Çelikte $\sigma - \epsilon$ Eğrileri ve Analitik Modeller	2
1.2. Betonarme Kesitlerdeki Moment Eğrilik İlişkisi	9
1.2.1. Bir elemanın eğriliği	9
1.2.2. Analitik olarak moment-eğrilik ilişkisinin tayin edilmesi	13
1.3. Sistem Elemanlarının Şekil Değiştirmeleri	16
1.4. Eğilme Çatlakları Arasındaki Beton Çekmesinin Eğriliğe Etkisi	17
2. ÇERÇEVELERİN PLASTİK ANALİZİ VE DÜKTİLİTESİ	20
2.1. Çerçevelerde Plastik Mafsal ve Mekanizma Oluşumu	21
2.1.1. Plastik mafsal	21
2.1.1. Çerçevelerde mekanizma oluşumu	21
2.2. Betonarmede Uyum	26
2.3. Düktilitenin Önemi	26
2.4. Betonarme Çerçeve Elemanlarının Düktilitesi	28
2.4.1. Sargısız kolon kesitlerin düktilitesi	28
2.4.2. Kolonlardaki sargı etkisi	29

İ Ç İ N D E K İ L E R (Devam)

	<u>Sayfa</u>
2.4.3. Sargısız kiriş kesitlerin düktilitesi	30
2.4.4. Kirişlerdeki sargı etkisi	34
3. BETONARME ÇERÇEVELERİN DÜKTİLİTE ANALİZİ	36
3.1. Betonarme Kesitlerin Moment-Eğrilik İlişkilerinin Elde Edilmesi	36
3.2. Kesit Eğilme Rijitliğinin ve Limit Momentlerinin Basitleştirilerek Hesabı	40
3.3. Betonarme Çerçevelerin Düktilitesinin Hesabı	40
3.4. Örnekler	41
4. SONUÇLAR	76
KAYNAKLAR	80
ÖZGEÇMİŞ	
Ek - 1 PLASTİ I programı akış diyagramı	83

Ş E K İ L L E R D İ Z İ N İ

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
1.1. Beton için genel halde verilmiş $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisi	2
1.2. DIN ve Avrupa Beton Komitesi $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisi	3
1.3. Çelikte $\sigma_s - \epsilon_s$ değişimi	3
1.4. Hognestad Modeli	5
1.5. Kent ve Park Modeli	6
1.6. Soliman ve Yu Modeli	7
1.7. Çelik için idealize edilmiş $\sigma_s - \epsilon_s$ eğrileri	9
1.8. Eğilme elemanı şekil değişimi	10
1.9. Tek donatılı kiriş kesiti için moment eğrilik ilişkisi ...	12
1.10. Çekme kırılmasında tek donatılı kesit için idealize edilmiş moment eğrilik ilişkileri	13
1.11. a. Çelik için seçilen $\sigma_s - \epsilon_s$ eğrisi	14
b. Beton için seçilen $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisi	14
c. B.A. kesit	14
d. Birim şekil değiştirme	14
e. Kesite etki eden kuvvetler	14
1.12. Analitik moment - eğrilik ilişkileri	15
1.13. M-K ilişkileri (Eksenel kuvvet düzeyine göre)	16
1.14. Elemanda eğilme şekil değişiminden meydana gelen sehim ...	17
1.15. Betonarme eğilme elemanında çatlak etkisi	18
2.1 . Tekil yük altında çerçevede oluşabilecek mekanizmalar	22
2.2 . Değişik eksenel yük seviyelerindeki kolon kesitleri için moment-eğrilik eğrileri	29
2.3 . Çift donatılı sargısız betonarme kesit	31
2.4 . Sargısız beton kirişler için K_u/K_y değişimi	33
2.5 . Sargısız beton kirişler için K_u/K_y değişimi	34
3.1 . M-K eğrileri	39
3.2 . Eğilme momenti eğrilik ilişkisinin basitleştirilmesi	40
3.3 . Plan ve seçilen çerçeve tipi	41

Ş E K İ L L E R D İ Z İ N İ (Devam)

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
3.4. Çerçeveye etki eden düşey yükler ve çerçeve eleman kesitleri	42
3.5. Kolon ve kiriş donatılarının işlenmesi	43
3.6. Çerçevenin adımlara göre moment diyagramları	46
3.7. Mafsallara uygulanan birim momentlerden oluşan moment diyagramları	48
3.8. Plan ve seçilen çerçeve tipi	56
3.9. Çerçeveye etki eden yükler	57
3.10. Kiriş donatılarının işlenmesi	58
3.11. Mafsal oluşumu (1. aşama)	60
3.12. Çerçeve eleman kesitleri	63
3.13. Mafsal oluşumu (2. aşama)	65
3.14. Mafsal oluşumu (3. aşama)	68
3.15. İlk ve son mafsal oluşumundaki deplasmanlar (3.aşama)	71
3.16. Mafsal oluşumu (4. aşama)	72
3.17. İlk ve son mafsal oluşumundaki deplasmanlar (4. aşama) ...	75

S E M B O L L E R

- σ_c : Betondaki gerilme (basınç)
 ϵ_c : beton birim boy değişimi
 f_c : Betondaki maksimum basınç gerilmesi
 ϵ_{co} : Maksimum gerilmeye tekabül eden birim boy değişimi
 ϵ_{cu} : Betondaki en büyük birim boy değişimi
 σ_s : Çekme donatısındaki gerilme
 f_y : Çeliğin akma sınırındaki gerilmesi
 ϵ_s : Çelik birim boy değişimi
 ϵ_{sy} : Donatı çeliği f_y gerilmesine ulaytığı andaki boy değişimi
 ϵ_{su} : Çelik kopma birim uzaması
 f_{ck} : 28 günlük betonun silindir basınç dayanımı
 ρ : Çekme donatısı oranı
 ρ_b : Dengeli donatı oranı
 ρ' : Basınç donatısı oranı
 E_c : Betonun elastisite modülü
 M : Eğilme momenti
 N : Eksenel kuvvet
 d : Faydalı yükseklik
 c : Tarafsız eksen derinliği
 ϵ_{ci} : En dış lifteki beton birim kısalması
 K_u : Kırılma anındaki eğrilik
 K_y : Akma anındaki eğrilik

S E M B O L L E R (Devam)

- E_s : Çeliğin elastisite modülü
 f_{yk} : Çeliğin kopma dayanımı
 A_s : Çekme donatısı alanı
 A_s' : Basınç donatısı alanı
 A_o : Etriye veya fret çubuğunun kesit alanı

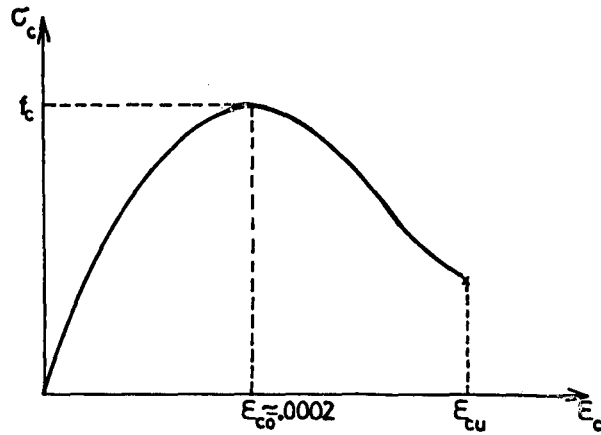
1. BETONARME DAVRANIŞI VE DÜKTİLİTE

Betonarme doğrusal elastik olmayan, gerilmeleri zamana ve yük geçişine bağlı oldukça karmaşık bir malzemedir. Bundan dolayı, betonarme yapılarda, sistemin çözümü için yapılan klasik varsayımların yanısıra, malzeme davranışı ile ilgili bazı varsayımların da yapılması zorunludur. Aslında son derece karmaşık olan malzemenin davranışını hesaplara yansıtmak kolay değildir. Davranışı etkileyen tüm değişkenlerin hesapta gözönünde bulundurulması, işlemleri son derece karmaşık duruma getirir ve pratik olmaktan çıkarır. Bu nedenle betonarme hesabında, daha az önemli değişkenler ihmal edilir, diğerleri için de basitleştirici varsayımlar yapılarak hesapların kolaylaştırılmasına çalışılır. Bu işlemler yapılırken en büyük sorun, sonunda elde edilen davranışın, gerçek davranıştan tamamen uzaklaşma olasılığıdır. İşte bu yüzden yapılan varsayım ve basitleştirmelerin doğru saptanması, ancak çözümün tüm aşamalarının ve sonuçlarının sağlam bir davranış bilgisine ve tecrübeye dayandırılması ile mümkün olabilir [1].

Betonarmede dayanım faktörü oldukça önemli bir yer tutmaktadır. Bu arada gözönüne alınması gereken en önemli faktörlerden biri de düktilitedir. Bir elemanın düktilitesi, kopma deformasyonunun akmadaki deformasyona oranı şeklinde tanımlanır. Göçme yüküne kadar yüklenmiş bir betonarme yapıda, yapının düktil anlamda davranışı çok önemlidir. Diğer bir deyişle düktil anlamda davranan bir betonarme yapıda ani kırılma çökmeleri önlenmiş olur. Yapı, göçme yüküne kadar yüklenmiş olağanüstü hallerde büyük deformasyonları alabilecek kapasitededir (Bak.Bölüm 2.3.).

1.1. Beton ve Çelikte $\sigma - \epsilon$ Eğrileri ve Analitik Modeller

Betonarme problemlerinin çözümü malzeme davranışı ne kadar gerçekçi modellenirse o kadar doğru olur. Betonun çekme dayanımı çok düşük olduğundan, genellikle hesaplarda dikkate alınmaz. Beton için önemli olan, basınç dayanımı, dolayısıyla basınç altındaki gerilme-birim şekil değiştirme ($\sigma_c - \epsilon_c$) ilişkisidir. Burada c indisi betonu ifade etmektedir. Betonun gerilme-birim şekil değiştirme özelliklerini birçok değişkenin etkilediği bilinmektedir. Bu değişkenlerin etkilerinden dolayı beton için tek ve kesin bir $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisini tanımlamak olanaksızdır [2]. Bu nedenle Şekil- 1.1. de gösterilen $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisi, betonun genel davranışı hakkında bir fikir vermektedir. Betonun yaşına, yükleme hızına, sargı durumuna göre değişik eğriler elde etmek mümkündür.

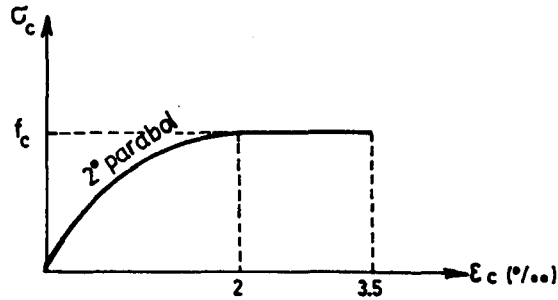


Şekil- 1.1: Beton için genel halde verilmiş $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisi.

ϵ_{c0} = Maksimum gerilmeye karşı gelen birim boy değişimi.

ϵ_{cu} = Betondaki en büyük birim boy değişimi.

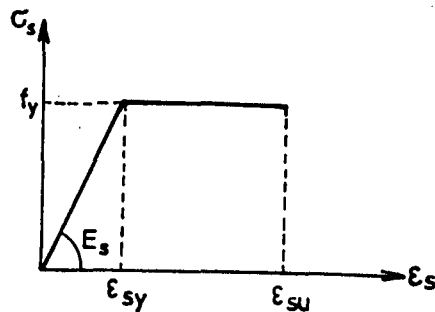
Beton için TS 500 [3] deneysel verilerle geçerliliği kanıtlanmış bir dikdörtgen blok öngörmekle beraber farklı dağılımlar alınmasına da izin vermektedir. DIN 1045 [4] ve Avrupa Beton Komitesi [5] Şekil-1.2 deki $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisini esas olarak alırlar.



Şekil-1.2: DIN ve Avrupa Beton Komitesi $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisi.

Burada f_c ile gösterilen değer değişik yönetmeliklerdeki beton hesap gerilmesini ifade eder. Şekil- 1.2'de ϵ_c 'nin maksimum değeri 3.5 ‰ olmasına karşın TS 500'de bu değer 3 ‰ olarak alınmıştır. Ancak hemen belirtilmelidir ki bu fark kesitlerin moment kapasitelerini fazla etkilemez [6]. Ayrıca Sargı etkisi gözönüne alındığında maksimum değer daha da büyümektedir.

Çelik çekme ve basınç altında benzer özellikler gösteren bir malzemedir. Çeliğin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi genelde çekme deneylerinden elde edilir. Çelik için idealize edilmiş gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 1.3'te gösterilmiştir. Şekilde s indisi çeliği ifade etmektedir.



Şekil-1.3: Çelikte $\sigma_s - \epsilon_s$ değişimi. ϵ_{sy} = akma birim uzaması, ϵ_{su} = kopma birim uzaması.

Çeliğin akma sınırındaki gerilmesi, "akma gerilmesi" veya "akma dayanımı" olarak adlandırılır ve y indisi ile ifade edilir. DIN 1045'te f_y değeri çelik akma gerilmesi olarak alınmasına rağmen TS 500'de 1.15 kat-sayısına bölünerek alınır. Ancak kontrollü bir üretim olan çelikte bir güvenlik katsayısı seçilmesinin uygun olup olmayacağı tartışılabilir. Bundan başka elastisite modüllerine ait kabuller de farklılık gösterir. TS 500 $E_s = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ kabul ederken DIN 1045 $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ olarak kabul eder.

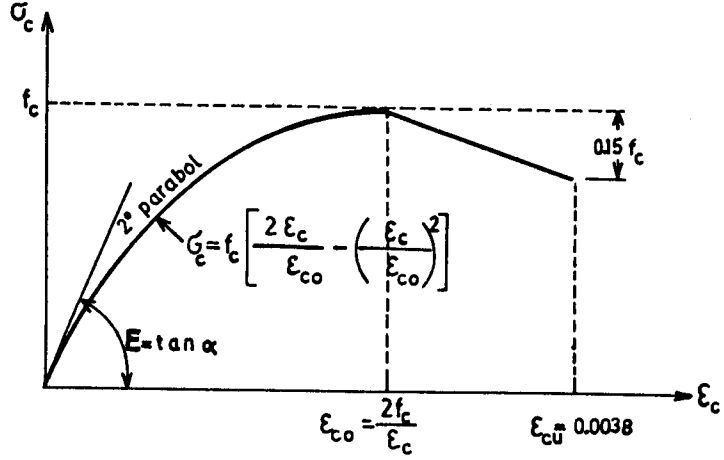
Betonarme kesitlerin davranışının tahmin edilebilmesi için, beton ve çeliğe ait uygun gerilme-birim şekil değiştirme ilişkilerine ihtiyaç vardır. Çözümlerdeki hata oranı büyük çapta varsayılan malzeme davranışının, yani $\sigma - \epsilon$ ilişkisinin doğruluğuna bağlıdır. Analitik çözümü kolaylaştırmak için, deneylerden elde edilen $\sigma - \epsilon$ eğrileri idealize edilip, basitleştirilerek kullanılırlar. Basitleştirilerek kullanılan bu $\sigma - \epsilon$ eğrileri "Analitik Model" olarak adlandırılırlar. Bu basitleştirmelere örnek olarak Şekil- 1.2 ve 1.3 gösterilebilir. Diğer analitik modellerden aşağıda bahsedilmiştir.

Betonun oldukça karmaşık bir yapısının olması ve mekanik özelliklerine çok sayıda faktörün etki etmesi araştırmacıların başlıca güçlüğüne meydana getirmiştir. Malzemenin davranışını açıklayabilmek için gerekli bilgiler gerçekte deneylerden elde edilmiş olup, bu deneylerde ancak belirli sayıda değişken gözönüne alınabilmıştır. Eğer malzeme özellikleri yeterince biliniyorsa, ancak o zaman yapıların davranışları iyi bir şekilde tahmin edilebilir.

a) Hognestad Modeli

Eksenel yüklü kolonların analizi ve tasarımı için daha rasyonel ve genel bir teori geliştirmek için Hognestad 1950 li yıllarda bir seri test yapmıştır. Sonuç olarak Şekil- 1.4 te gösterilen modeli ($\sigma_c - \epsilon_c$) sun-

muştur ve birçok araştırmacı tarafından bu model halen kabul edilmektedir [1, 7].



Şekil -1.4 : Hognestad Modeli

Modelde, $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisinin tepe noktasına kadar olan parçası ikinci derece parabol, düşüş parçası ise, doğrusal varsayılmıştır. Maksimum gerilme genelde beton silindir dayanımının % 85 i olarak alınır. ($f_c = 0.85 f_{ck}$). Modeldeki elastisite modülü E_c için Hognestad tarafından aşağıdaki denklem önerilmiştir.

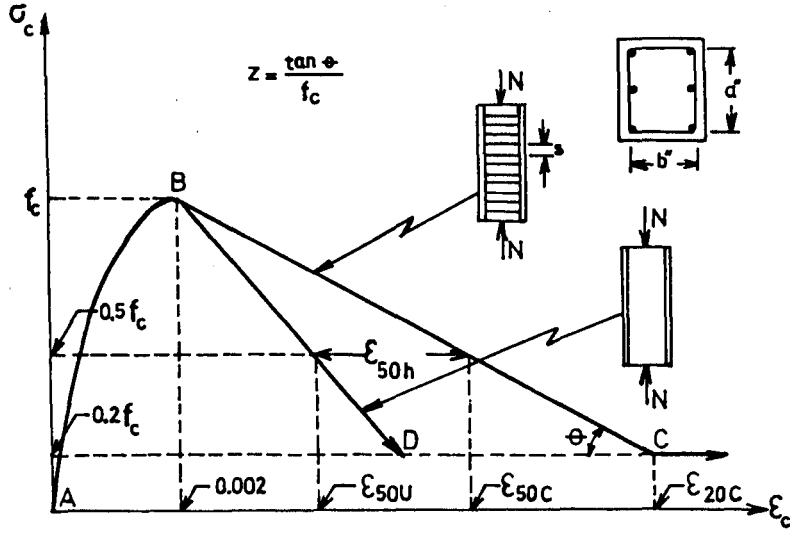
$$E_c = \tan \alpha = 12680 + 460 f_c \quad 1.1$$

Bu denklemde E_c ve f_c , MPa (N/mm^2) cinsinden ifade edilmelidir. Hognestad modelinde maksimum birim kısalma $\epsilon_{cu} = 0.0038$ ile sınırlandırıldığından sarılmış betonda güvenli bölgede kalır.

b) Kent ve Park Modeli

Kent ve Park'ın deneysel araştırmalarına dayanarak önerdikleri modeldeki $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisi Şekil- 1.5 te görülmektedir. Bu modelde eğri maksimum gerilmeye kadar, Hognestad modelindeki gibi ikinci derece parabol varsayılmıştır. Düşüş parçası için de biri sargısız ve diğeri de sargılı beton için olmak üzere iki ayrı doğru önerilmektedir. Maksimum

gerilme f_c genellikle beton silindir dayanımı olarak alınır, $f_c = f_{ck}$. Şekil- 1.5 te gösterilen model ve aşağıda verilen denklemler, dikdörtgen etriyelerin mukavemeti arttırmadığı varsayımına dayanırlar. Denklemlerdeki gerilmelerin birimi MPa (N/mm^2) alınmalıdır [8].



Şekil- 1.5 : Kent ve Park Modeli

A - B parçası:

$$\sigma_c = f_c \cdot \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad 1.2$$

B - D ve B - C parçası :

$$\sigma_c = f_c \cdot [1 - z(\epsilon_c - 0.002)] \quad 1.3$$

$$\epsilon_{50u} = \frac{0.021 + 0.002 f_c}{f_c - 7.0} \quad 1.4$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \cdot \frac{\sqrt{b'}}{s} \quad 1.5$$

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - 0.002} \quad 1.6$$

σ_c - beton gerilmesi

b'' - göbek betonun küçük boyutu (göbek alanı etriyenin içinde kalan alan)

s - etriye aralığı

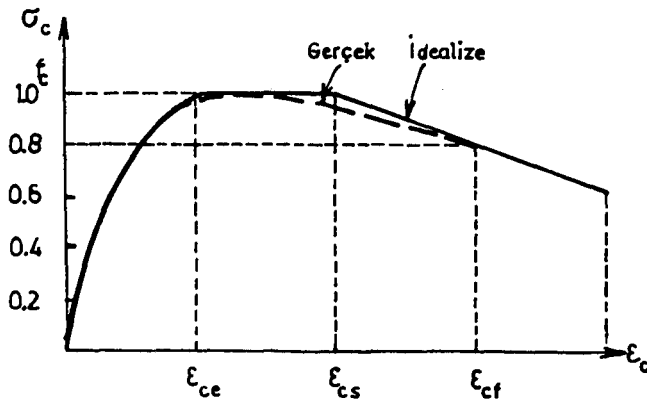
ρ_s - etriyenin hacimsel yüzdesi. Etriye hacminin s uzunluğundaki göbek hacmine oranı.

$$\rho_s = \frac{A_o (a'' + b'')^2}{s (a'') (b'')} \quad 1.7$$

a'' - Göbek betonunun büyük boyutu

c) Soliman ve Yu Modeli

Şekil 1.6 da görülen Soliman ve Yu Modeli bir parabolde ve iki doğrudan oluşur. Burada gerilmeler ve birim şekil değiştirmeler etriye alanına, etriye aralığına ve sargılı beton alanına bağlı olarak verilmiştir [9].



Şekil- 1.6: Soliman ve Yu Modeli

$$q = \left(1.4 \frac{A_{ck}}{A_c} - 0.45\right) \frac{A_o (s_o - s)}{A_o \cdot s + 0.0028 B \cdot s^2} \quad 1.8$$

$$f_c = 0.9 f_{ck} \cdot (1 + 0.05q) \quad 1.9$$

$$\epsilon_{ce} = 2 f_c / E \quad 1.10$$

$$\epsilon_{cs} = 0.0025(1 + q) \quad 1.11$$

$$\epsilon_{cf} = 0.0045(1 + 0.85q) \quad 1.12$$

A_o = Etriye kesit alanı

A_c = Beton alanı (basınçta)

A_{ck} = Etriye içinde kalan beton kesit alanı (çekirdek alanı)

B = b_1 veya $0.7d_1$ den büyüğü

b_1 = Sargılı beton kesitin genişliği

d_1 = Sargılı beton kesitin etkin derinliği

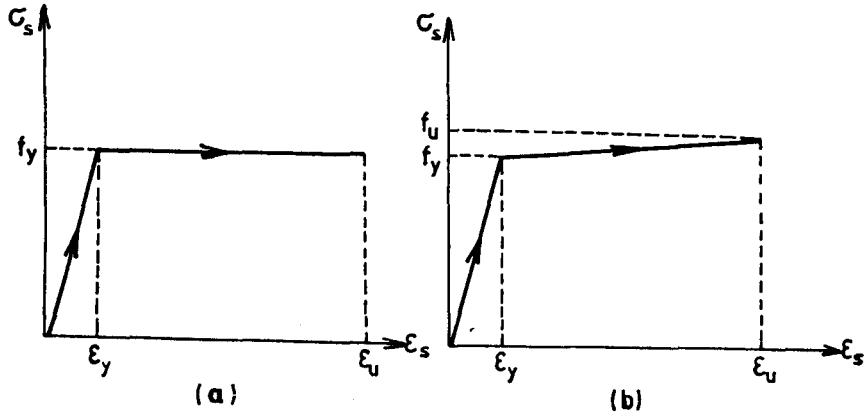
s = Etriye aralığı

s_o = Sargı betonunda etriyenin etkin olmadığı aralık

f_{ck} = Standart beton silindir mukavemeti

Bu üç $\sigma_s - \epsilon_c$ modelleri dışında bir çok model geliştirilmiştir. Örneğin Sargın ve Sheikh-Üzümeri modellerinde sargı etkisini göz önüne almışlardır.

Çelik için $\sigma_s - \epsilon_s$ eğrileri genelde tek eksenel yüklü testlerden elde edilirler. Donatı çeliği için iki basitleştirilmiş tipik gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi Şekil- 1.7 de gösterilmiştir. Şekil -1.7 (a) daki eğri sıcakta işlem görmüş çelik için monotonik uygulanan (aynı yönde, sürekli) eksenel çekme veya eksenel basınç altında elde edilen idealize edilmiş $\sigma_s - \epsilon_s$ ilişkisidir.



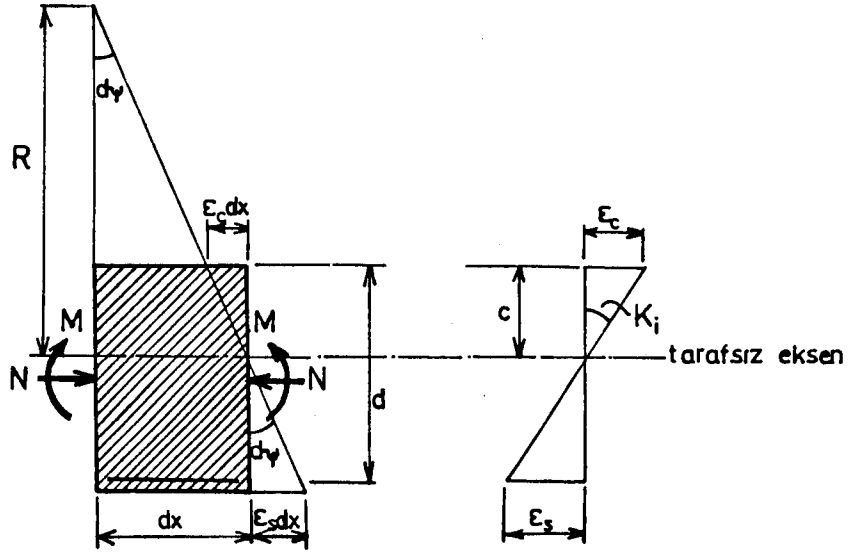
Şekil- 1.7: Çelik için idealize edilmiş σ_s - σ_s eğrileri.

Soğukta işlem görmüş çelik için idealize edilen eğri Şekil- 1.7(b) de gösterilmiş olup, eğrinin düz bölümü belirli bir eğimdeki doğruyla değiştirilmiştir. Burada amaç pekleşmenin de hesabakatlılmak istemesidir. Doğrunun eğimi kullanılan çeliğin özelliklerine göre deneysel olarak saptanır.

1.2. Betonarme Kesitlerdeki Moment Eğrilik İlişkisi

1.2.1. Bir elemanın eğriliği

Başlangıçta doğrusal olan eşit uç momentli ve aksenal yüke maruz betonarme bir eleman Şekil- 1.8 de gösterilmiştir. Eğrilik yarıçapı R , tarafsız eksenden ölçülmüştür. Tarafsız eksen derinliği c , basınç bölgesindeki beton dış lifindeki birim şekil değiştirme ϵ_c ve çekme bölgesindeki çeliğin birim uzaması ϵ_s eleman boyunca değişik değerler alacaklardır, çünkü beton çatlaklar arasında çekme alacaktır [8]. dx uzunluğunda bir eleman parçası gözönüne alındığında, beton çekme gerilmeleri dolayısıyla çatlakların yukarıda bahsedilen tarafsız eksenin kaymasına olan etkisi ihmal edilerek ve Şekil- 1.8 deki notasyon kullanılarak eleman uçları arasındaki dönme şöyle verilebilir.



Şekil- 1.8: Eğilme elemanı şekil değişimi

$$d\psi = \frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c dx}{c}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{d\psi}{dx} = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \quad 1.13$$

Burada $\frac{1}{R}$ elemanın eğriliğidir (elemanın birim uzunluğundaki dönme). Buna göre (1.13) Denklemi yeniden düzenlenecek olursa; K ile gösterilen eğrilik

$$K = \frac{\epsilon_c}{c} \quad 1.14$$

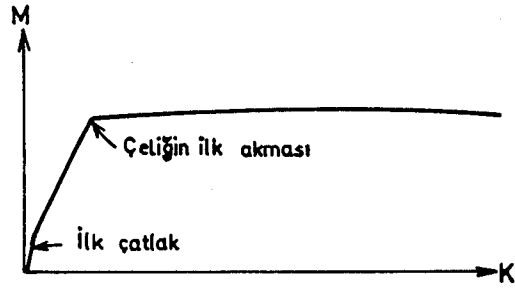
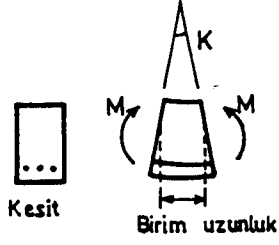
olur.

Betonarme bir kirişte eğilme momenti göçme momentine kadar arttırıldığında kritik kesitteki ölçülebilen birim deformasyonlara karşı gelen eğrilik Denklem (1.13) ten saptanabilir [8]. Böylece kesit için moment eğrilik ilişkileri deneysel olarak elde edilmiş olur. Şekil- 1.9 da çekme veya basınç kırılması oluşan tek donatılı kirişlerden alınan ölçümlere göre iki eğri verilmiştir. Başlangıçta her iki eğri doğrusal olup M ve K arasındaki ilişkiler bilinen klasik denklemle verilmiştir.

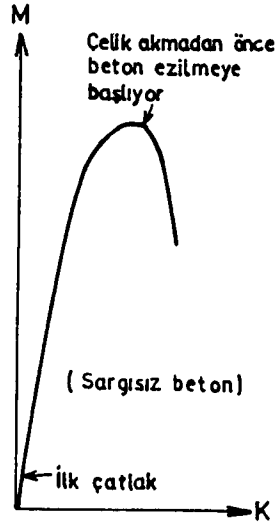
$$EI = \frac{M}{K} \quad 1.15$$

burada EI kesitin eğilme rijitliğidir.

Momentin artması sonucu oluşan beton çatlağı, kesit eğilme rijitliğini azaltır ve bu az donatılı betonarme kirişlerde, çok donatılı betonarme kirişlere oranla daha fazladır. Çatlamadan sonra kesitin davranışı gerçekte donatı miktarına bağlıdır. Az donatılı kirişlerde (Şekil- 1.9 a) çelik akma noktasına kadar yaklaşık doğrusal bir M-K eğrisi meydana gelir. Çelik aktıktan sonra eğilme momenti değeri hemen hemen hiç artmazken eğrilikte çok büyük artış oluşur. Çok donatılı kirişlerde ise ilk çatlaktan sonraki M-K ilişkisi doğrusal değildir, tepe noktasından sonra eğrilik fazla artmamakta moment değerinde ise düşme olmaktadır. Eğer beton kapalı ve sık etriyelerle sarılmamışsa çökme oldukça kırılğan olmaktadır. Çelik akmadan beton kırılmakta ve moment taşıma kapasitesinde ani bir düşüş meydana gelmektedir. Pratikte düktil davranışı sağlamak için kirişler her zaman denge altı ($\rho < \rho_b$) konumunda tasarlanırlar. Yönetmeliklerde de yalnızca "denge altı" kirişlere izin verilir. Servis yüklemesinde çoğu kirişte moment eğrilik ilişkileri akma noktasına kadar doğrusaldır ve aşağıda Şekil- 1.10 daki gibi idealize edilmiş M-K ilişkisi, bu yüzden az hata içeren basit eğriler olarak kabul edilebilirler.



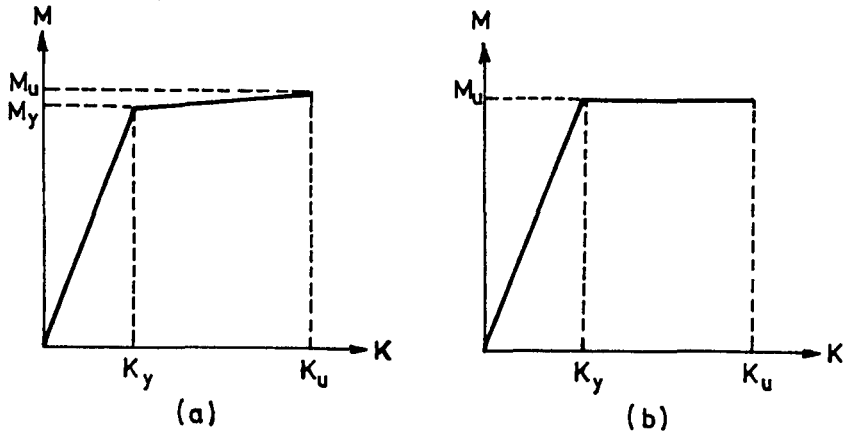
a) Kesit çekmede kırılıyor, $\rho < \rho_b$



b) Kesit basınçta kırılıyor $\rho > \rho_b$

Şekil- 1.9: Tek donatılı kiriş kesiti için moment eğrilik ilişkisi.

(ρ_b dengeli donatı oranıdır)



Şekil- 1.10: Çekme kırılmasında tek donatılı kesit için idealize edilmiş moment eğrilik ilişkileri.

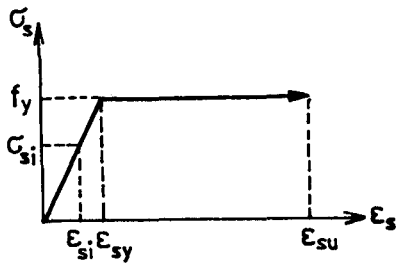
1.2.2. Analitik olarak moment-eğrilik ilişkisinin tayin edilmesi

Eğilme ve normal kuvvet tesirindeki betonarme kesitlerin moment-eğrilik ilişkisi, klasik mekanikteki eğilme teorisine ait kabullere dayanarak elde edilirler. Eğilmeden önce düzlem olan kesitlerin, eğilmeden sonra da düzlem kaldığı, beton ve çeliğin gerilme-birim şekil değiştirme eğrilerinin bilindiği kabul edilir. Servis yükleri altında betonun çatladığı ve tüm çekme gerilmelerinin donatı tarafından karşılandığı varsayılır.

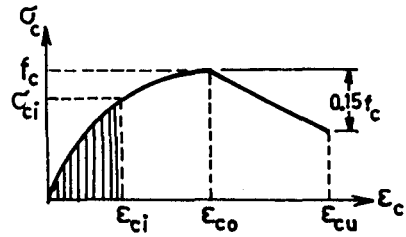
Çelik ve betonun $\sigma - \epsilon$ eğrileri için uygun modeller seçildikten sonra, belirli bir aksenal yük altındaki betonarme kesitin, moment-eğrilik ilişkisini oluşturan M-K değerlerini elde etmek için izlenecek yol şöyle olmalıdır: İlk önce en dış lifteki beton birim kısalması ϵ_c için ($0 = \epsilon_{cu}$ arasında) bir değer seçilir. Tarafsız eksen derinliği c için bir değer alınır. Dolayısıyla Şekil- 1.11 e de gösterilen birim şekil değiştirmeler (ϵ_{s1} ve ϵ_{s2}) belirlenir. Birim şekil değiştirmeler bilindiğine göre σ_c ve σ_s hesaplanır.

$$\sigma_{ci} = \epsilon_{si} \cdot E_s \leq f_y \quad 1.16$$

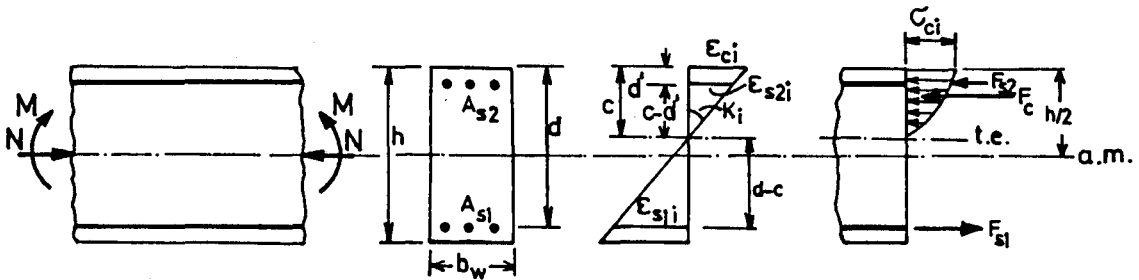
$$F_{si} = \sigma_{si} \cdot A_{si} \quad 1.17$$



a) Çelik için seçilen $\sigma_s - \epsilon_s$ eğrisi



b) Beton için seçilen $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisi



c) B.A. Kesit

d) birim şekil değıştirme

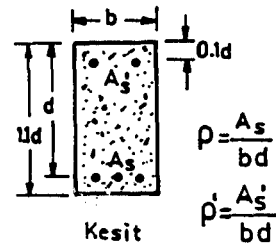
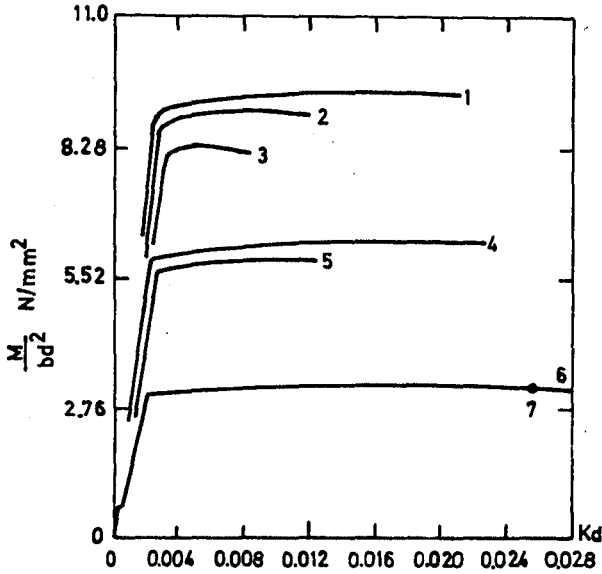
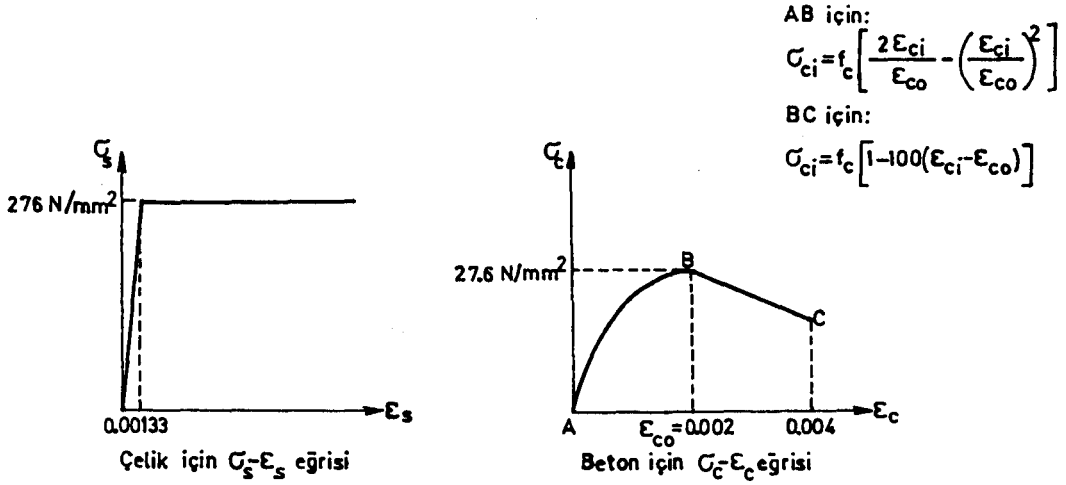
e) Kesite etki eden kuvvetler

Şekil- 1.11 Analitik moment-eğrilik ilişkisi için seçilen malzeme modelleri ve kesitteki birim şekil değıştirme ile kesite etki eden kuvvetler.

Beton basınç bileşkesi ve donatı kuvvetleri bulunur. $\Sigma F = N - F_c - F_{s2} + F_{s1} = 0$ denkleminde, kuvvet dengesinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Eğer kuvvet dengesi sağlanmıyorsa, $\Sigma F = 0$ sağlanıncaya kadar c için değerler seçilir. $\Sigma F = 0$ eşitliği sağlandıktan sonra kesitin ağırlık merkezi etrafında iç kuvvetlerin momenti alınır. Eğrilik, $K_1 = \frac{\epsilon_{ci}}{c}$ formülünden hesaplanır. Böylece seçilen ϵ_{ci} değeri için hesaplanan M_1 ve K_1 değerleri ile, $M-K$ eğrisinde bir nokta bulunmuş olur. $M-K$ eğrisini tanımlamak için ϵ_{ci} ve ϵ_{cu} değerine kadar belirli adımlarla artırılarak, her adım için M_1 ve K_1 değerleri hesaplanır.

Şekil- 1.12 de yukarıda tanımlanan metoda göre, dikdörtgen betonarme kesitler için elde edilmiş bazı analitik moment-eğrilik ilişkileri verilmiştir. Seçilen beton ve çelik modelleri ile kesit özellikleri şe-

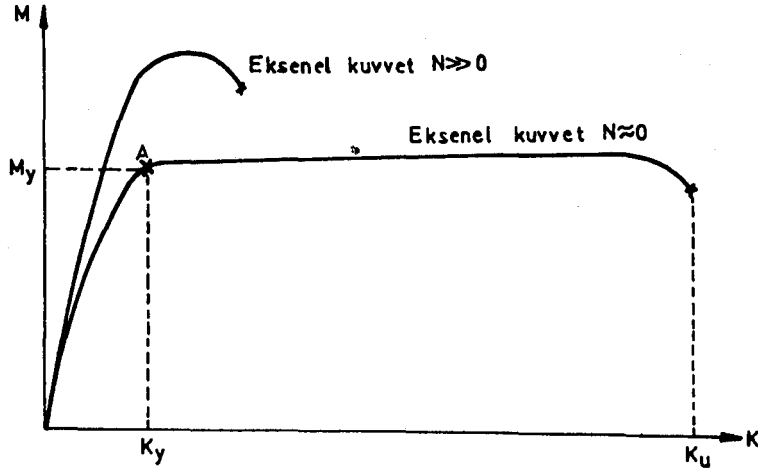
kilde görülmektedir. Eğrilerden görüldüğü gibi, verilen maksimum birim şekil değiştirme değeri için, ($\epsilon_{cu} = 0.004$) tek donatılı kirişlerde çekme donatısı arttırılınca duktilite azalmakta, basınç donatısı artırılınca duktilite etkin bir şekilde artmaktadır [8].



Kiriş	ρ	ρ'
1	0.0375	0.0250
2	0.0375	0.0125
3	0.0375	0
4	0.0250	0.0125
5	0.0250	0
6	0.0125	0.0125
7	0.0125	0

Şekil- 1.12: Analitik moment-eğrilik ilişkileri

Bileşik eğilme altındaki bir kesitin M-K ilişkisi, kesitteki eksenel yük düzeyine göre de değişir. Şekil- 1.13 te yüksek ve çok düşük düzeyde eksenel yükler altındaki M-K ilişkisi gösterilmiştir. Görüldüğü gibi eksenel yükün bulunması duktiliteyi azaltmaktadır.



Şekil- 1.13: M-K ilişkileri (Eksenel kuvvet düzeyine göre)

Sonuç olarak betonarme bir kesitin eğriliğinin donatı oranlarına, çelik ve beton kalitelerine, sargı durumuna, kesit şekline ve eksenel kuvvet düzeyine göre değişim gösterdiği söylenebilir [10].(Bak. Bölüm 2.4)

1.3. Sistem Elemanlarının Şekil Değişiklikleri

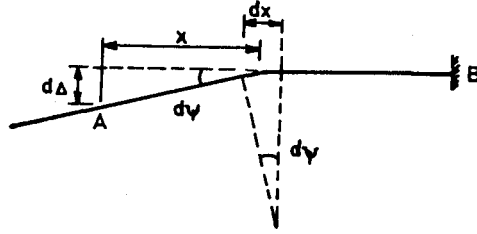
Eğrilikten şekil değişikliklerinin hesabı

Bir elemanın dönmesi, eğriliğin eleman boyunca integrasyonundan hesaplanabilir. Eğrilik, eleman birim boyundaki dönme olarak tanımlandığından Şekil- 1.14 te gösterilen elemanda A ve B noktaları arasındaki dönme 1.13 Denkleminden aşağıdaki formüle göre verilir.

$$\psi_{AB} = \int_A^B \frac{M}{K} \cdot dx$$

1.18

Şekil- 1.14 teki elemanda, dx eleman uzunluğu boyunca dψ dönmesinden



Şekil- 1.14: Elemanda eğilme şekil değişiminden meydana gelen sehim. oluşan şekil değiştirme gösterilmiştir. Eleman uçları arasındaki $d\psi$ dönmelerinden oluşan A noktasındaki $d\Delta$ sehimi,

$$d\Delta = x \cdot d\psi \quad \text{veya} \quad d\Delta = x \cdot K \cdot dx$$

şeklinde verilir. Buradan elemanın toplam uzunluğu boyunca eğrilikten dolayı oluşan A ve B noktaları arasındaki sehim Δ_{AB} ,

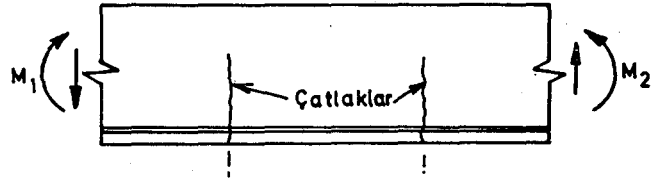
$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \cdot K \cdot dx \quad \text{şeklinde verilir.} \quad 1.19$$

Yukarıda verilen ψ_{AB} ve Δ_{AB} denklemleri, elemanların moment-eğrilik ilişkileri ve moment dağılımları bilindiğinde dönme ve sehim hesabında kullanılırlar. Bu iki denklemde de çatlaklar arasında betonun taşıdığı çekmeden dolayı oluşan rijitliğin artışı, kesme ve donatı aderansından oluşan diyagonal çekme çatlaklarının neden olduğu ilave şekil değişimleri ihmal edilmiştir.

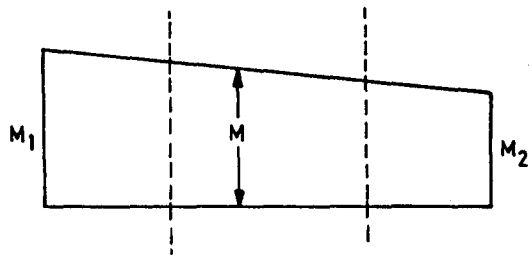
1.4. Eğilme Çatlakları Arasındaki Beton Çekmesinin Eğriliğe Etkisi

Şekil-1.15 te betonarme eğilme elemanından bir parça gösterilmiştir. Beton çekme gerilmesi aşıldığında elemanın belirli sahalarında çat-

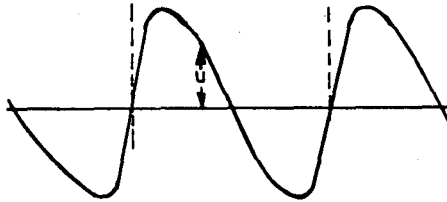
lamlar oluşur. Çatlamış kesitte bütün çekme donatı tarafından karşılanmaktadır.



a) Kiriş elemanı



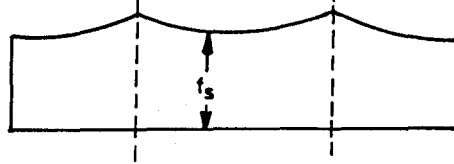
b) Eğilme momenti dağılımı



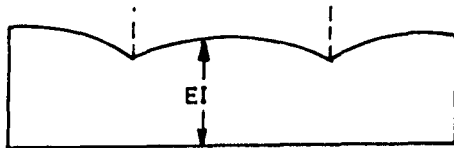
c) Aderans gerilmesi dağılımı



d) Beton çekme gerilmesi dağılımı



e) Çelik çekme gerilmesi dağılımı



f) Elastik bölgede eğilme rijitliği dağılımı

Şekil- 1.15: Betonarme eğilme elemanında çatlak etkisi [8].

Şekil- 1.15 c, d, e de çatlaklar arasındaki aderans gerilmesi ve çelik ile beton çekme gerilmelerinin idealize edilmiş dağılımları verilmiştir. Eleman iki çatlak arasında belirli bir çekme taşıyacağından, çatlaklar arasındaki eğilme rijitliği çatlakdakine oranla Şekil- 1.15 f de gösterildiği gibi daha büyük olacaktır. Eğilme rijitliğinin çatlaklar arasındaki bu dağılımı, şekil değiştirmelerin moment-eğrilik ilişkilerinden hassas bir şekilde tanımlanmalarını zorlaştırır. Elastik bölgede çatlak elemanların sehim hesabı için, eğilme rijitliğini tanımlamakta kullanılabilecek etkili atalet momenti, I_{ef} aşağıdaki formülle verilmiştir [8,11].

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] I_{cr}$$

$$M_{cr} = 1,3 f_{ctk} \frac{I_c}{y}$$

M_{cr} = İlk çatlak oluşumundaki moment

M_{max} = Sehimin hesaplandığı andaki maksimum moment

I_c = Brüt beton kesitinin ağırlık merkezine göre atalet momenti.

I_{cr} = Çatlamış kesitin atalet momenti

f_{ctk} = Betonun çekme dayanımı [3]

y = Brüt kesit tarafsız ekseninden (ağırlık merkezi) dış life olan uzaklık.

Bu formüle göre elde edilen eğilme rijitliği değeri, çatlamamış kesit değeri ile tam çatlamış kesit değeri arasındadır.

2. ÇERÇEVELERİN PLASTİK ANALİZİ VE DÜKTİLİTESİ

Betonarme bir çerçevede, kesitlerin moment-eğrilik ilişkileri biliniyorsa, statik denge denklemlerini ve uygunluk şartlarını kullanarak, yükün sıfırla maksimum arasında her safhası için çerçevenin eğilme momentleri, kesme ve normal kuvvetleri ile sehimleri tanımlanabilir. Buna rağmen moment-eğrilik eğrilerinin lineer olmamaları zorluğu doğuran sebeptir. Bundan dolayı genellikle yükün azar azar artırılması yöntemi uygulanır. Moment ve normal kuvvet tesirindeki kesitlerin, moment-eğrilik eğrilerinin yalnız kesitin geometrik ve malzeme özelliklerine ve donatısına bağlı olmayıp, normal kuvvetin seviyesine de bağlı olması zorluk teşkil eden nedenlerden biridir. Bu bağımlılıktan dolayı her bir yük artımında moment eğrileri yeniden düzenlenmelidir.

Rijitlik metoduna dayandırılmış bir doğrusal yaklaşım bilgisayar programı çerçevenin davranışını sıfırdan göçme yüküne kadar takip etmek için kullanılabilir. Bu uygulamada çerçevenin elemanları (genellikle girişlerde) farklı donatı değerlerini ayırt etmek üzere, kendi uzunlukları boyunca daha küçük elemanlara bölünür. Her yük şiddetinde eğilme rijitliği ($EI = M/K$), her bir elemanın eğilme momentine ve normal kuvvetine karşılık gelen, moment-eğrilik eğrisinden elde edilir. Yükün küçük değerleri için elemanlarda çatlak meydana gelmez ve hesaplarda geometrik atalet momentleri kullanılır. Çatlama momentine erişilip erişilmediğini anlamak için, her yük artırımında elemanlarda kontrol yapılır. Çatlama momentine erişildiğinde, elemanın eğilme rijitliği Bölüm 1.4 te ifade edilen çatlama kesitleri için eğilme rijitliğine göre yeniden hesaplanmalı ve çerçevede hesap tekrarlanmalıdır. Çatlama kadar olan davranış, hesapları fazla etkilemeyen bir parametre oluşu itibarıyla, hesaplara yansıtılmadı.

Yükün azar azar artırılması ve buna bağlı olarak eğilme rijitliklerinin her yük artırımına tekabül eden moment-eğrilik eğrilerinden düzenlenmeleri neticesinde, çerçevede ilk mafsallardan biri plastik moment kapasitesine erişmesi neticesinde oluşur ve diğer mafsallarda oluşumları-

da çerçeve mekanizma konumuna ulaşınca kadar devam eder. Mekanizma konumuna ulaşıldığında göçme yüküne ulaşılmış olur. Dolayısıyla artık çerçevede daha fazla yük taşınmaz ve mekanizmayı oluşturan yük göçme yükü olarak adlandırılır.

2.1. Çerçevelerde Plastik Mafsal ve Mekanizma Oluşumu

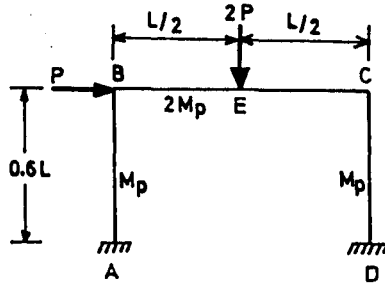
2.1.1. Plastik mafsal

Şekil- 1.13 te A olarak işaretlenen noktada, sabit moment altında eğrilik (birim dönme) hızla arttığından, bu davranış mafsal davranışına benzetilebilir. Klasik mafsalla Şekil- 1.13 te A noktasının bulunduğu eğri ile simgelenen davranış arasındaki tek fark, klasik mafsalda momentin sıfır olması, diğerinde ise, dönmenin sabit bir moment (M_p) altında olmasıdır. Böyle bir davranışın gözlemlendiği kesit, yine sabit moment altında eğriliğin hızla arttığı nokta, "plastik mafsal" olarak tanımlanır. Herhangi bir betonarme yapı elemanında bir noktada çekme donatısı aktığında, orada plastik mafsal oluşacak ve o kesit sabit moment altında serbestçe dönebilecektir. Bu özellikten dolayı, sistem henüz mekanizma konumuna ulaşmış ise artan yük altında taşıma gücüne erişmeyen diğer kesitlere moment aktarılır. Göçme, ancak yapıyı veya bir yapı elemanını mekanizmaya dönüştürecek sayıda plastik mafsal oluşuktan sonra meydana gelebilecektir.

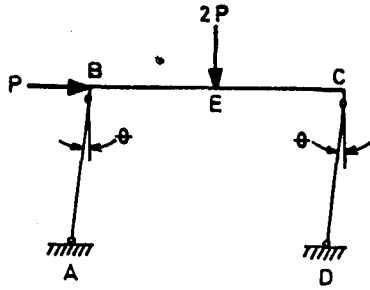
2.1.2. Çerçevelerde mekanizma oluşumu

Çerçevede oluşabilecek mekanizma türlerini açıklamak için, Şekil-2.1. de yükleme durumu gösterilmiş bir çerçeveyi ele alalım. Malzemenin ideal elasto plastik davranış gösterdiği ve elemanlardaki plastik moment kapasiteleri üzerinde aksenal kuvvet değişiminin etkili olmadığı kabulleri altında oluşabilecek mekanizma türleri şöyle sıralanabilir :

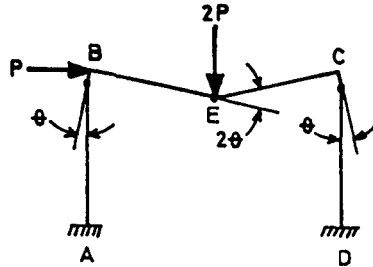
- a) Kolon mekanizması (Kayılma Mekanizması [13])
- b) Kiriş mekanizması
- c) Birleşik mekanizma



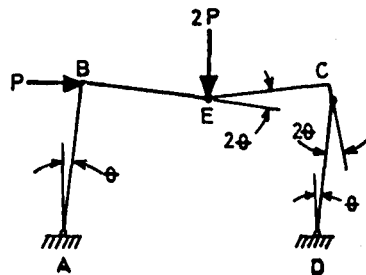
a) Çerçeve ve yükleme durumu



b) Kolon mekanizması



c) Kiriş mekanizması



d) Birleşik mekanizma

Şekil- 2.1. Tekil yük altında çerçevede oluşabilecek mekanizmalar [14]

a) Kolon mekanizması durumunda

Göçme anında;

$$\text{İç kuvvetlerin işi} = M_A \theta + M_B \theta + M_C \theta + M_D \theta = M_P (\theta + \theta + \theta + \theta) = 4M_P \theta$$

$$\text{Dış kuvvetlerin işi} = P \cdot 0,6 L \theta = 0,6 P L \theta$$

$$4M_P \theta = 0,6 P L \theta \rightarrow P = \frac{4}{0,6} \frac{M_P}{L} \rightarrow P = 6,67 \frac{M_P}{L} \text{ olur.}$$

b) Kiriş mekanizması durumunda

Göçme anında;

$$\text{İç kuvvetlerin işi} = M_B \theta + M_E \cdot 2\theta + M_C \theta = M_P \theta + 2M_P \cdot 2\theta + M_P \theta = 6M_P \theta$$

$$\text{Dış kuvvetlerin işi} = 2P \frac{L\theta}{2} = P L \theta$$

$$6M_P \theta = P L \theta \rightarrow P = 6 \frac{M_P}{L} \text{ olur.}$$

c) Birleşik mekanizma durumunda

Göçme anında;

$$\text{İç kuvvetlerin işi} = M_A \theta + M_E \cdot 2\theta + M_C \cdot 2\theta + M_D \theta = M_P \theta + 2M_P \cdot 2\theta + M_P \cdot 2\theta +$$

$$M_P \theta = 8M_P \theta$$

$$\text{Dış kuvvetlerin işi} = P (0,6 L \theta) + 2P \left(\frac{L\theta}{2} \right) = 0,6 P L \theta + P L \theta = 1,6 P L \theta$$

$$8M_P \theta = 1,6 P L \theta \rightarrow P = 8 \frac{M_P}{1,6 L} \rightarrow P = 5 \frac{M_P}{L} \text{ olur.}$$

Çerçevenin göçme yükü $P = 5 \frac{M_P}{L}$ olup, göçme mekanizmasında birleşik mekanizmadır. Burada denge denklemleri virtüel iş yöntemi ile momentler cinsinden yazılmıştır.

Plastik analizde göçme yükünün hesabında Virtüel İş Metodu yararlı bir araç olarak kullanılmıştır. Virtüel İş Metodunda yapının göçme yükü, göçme mekanizmasında iç kuvvetlerin oluşturduğu işin, dış kuvvetlerin oluşturduğu işe eşitlenmesinden elde edilir. Plastik analizde ayrıca alt sınır, üst sınır ve teklik teoremleride oldukça önemli yer tutmaktadır. Yapının göçme anına kadar taşınan yüklerin, yapının işletme yüklerine oranı emniyet katsayısı olarak adlandırılır. Alt sınır teoreminde emniyet katsayısı denge şartlarını sağlayan en büyük çarpandır. Üst sınır teoreminde ise, emniyet katsayısı kinematik şartları sağlayan en küçük çarpandır. Çökme anında bir yapı hem alt sınır, hem de üst sınır teoremlerine uyar, yani tek bir mekanizma meydana gelir ve M_p (mafsal momenti) hiçbir yerde aşılmaz. Bu durumu meydana getiren sadece bir yük değeri vardır ki bunada teklik teoremi denir [13, 14, 15].

Bilgisayar uygulamalarının yaygınlaşması sonucu analizin de bu yolla gerçekleştirilmesi yolu seçilmiştir. Wang Yöntemi [16] bu konuya iyi bir örnektir ve kısaca şöyle özetlenebilir : Verilen sistemde, sistemin herbir elemanının plastik moment kapasitesi bilindiğine göre sistem verilen yüklerin birim değeri için elastik davranışa göre çözülür. Elemanların plastik moment kapasiteleri, birim yükleme sonucunda elde edilen moment değerlerine bölünerek yük çarpanları bulunur. Bu yük çarpanları içinde en küçük olanı bu adım için yük çarpanı olarak alınır. Bu yük çarpanı birim yük için elde edilen moment değeriyle çarpılarak hesap sonu momentleri bulunur. Bu momentlerden biri plastik moment kapasitesine erişmiştir. Neticede mafsal oluşturulur ve yeni sistem mafsal gözönünde tutularak yeniden yükün birim değeri için analiz edilir. Herbir elemanın plastik moment kapasitesinden bir önceki adımda bulunan hesap sonu momentlerinin mutlak değerce farkı alınır. Bu fark bu adımda birim yükleme için hesaplanan moment değerlerine bölünerek yeni yük çarpanları oluşturulur. Bir önceki adımda olduğu gibi yine en küçük çarpan bu adım için yük çarpanı olarak seçilir ve sonucunda ikinci mafsal oluşturulur. Bu işleme, siste-

min mekanizma konumuna erişmesi için gerekli mafsallar elde edilinceye kadar devam edilir. Sonuç yük çarpanı da her adımdaki yük çarpanlarının toplamı olarak bulunur. Görüldüğü gibi yöntem sistem labil olunca-ya kadar ardışık çözüm esasına dayanmaktadır.

2.2. Betonarmede Uyum

Betonarme'nin öyle özellikleri vardır ki, bu özelliklerinden bazıları deprem kuvvetlerine dayanım kabiliyetini arttırır, bazıları azaltır. Başarılı bir tasarımcı avantajlı olanlarını en iyi şekilde kullanır, sınırcalı olanlarını ise en aza indirger. Betonarme yapıların en büyük avantajı bir döküm (monolitik) olmasıdır. Bu özellik sayesinde elemanlardan biri göçme konumuna erişmişse, yük diğer elemanlara aktarılır ve yapı ayakta kalır. Buna uyum veya yeniden dağılım denir. Sürekli eğilme elemanlarında, yapının doğrusal elastik davrandığı varsayımına dayanan bir çözümleme sonucu bulunan momentlerin en büyüğü (mesnet veya açıklık momenti) en fazla % 15 azaltılmasına betonarme yönetmeliklerince izin verilmiştir [3,4]. Ancak bu yapılırken sözkonusu açıklıktaki diğer momentlerde denge koşulunu sağlayacak biçimde değiştirilmelidir. En büyük momentin azaltılabilmesi için aşağıdaki koşulun sağlanması zorunludur [3].

$$\rho < 0.6 \rho_b \quad (2.1)$$

veya

$$(\rho - \rho') < 0.6 \rho_b \quad (2.2)$$

Dengeli donatı yüzdesi ρ_b ,

$$\rho_b = \frac{0.85 k_1 f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_{yd}} \right) \quad (2.3)$$

bağıntısından hesaplanmalıdır.

2.3. Düktilitenin Önemi

Betonarme yapılar düktil davranış hakim olacak şekilde tasarlanırsa, o zaman bir döküm özelliğinin getirdiği avantajlardan yararlanılabilir. Düktilite terimi çok geniş anlamda kullanılır. Buradaki anlamı, yapıdaki her bir elemanın etkin mukavemet kaybı olmaksızın şekil değiştirebilme

özelliğidir [12]. Betonarme yapı elemanlarında düktil davranış, eğilme-ye maruz elemanların aşırı yüklenmeleri durumunda akma özelliğine sahip olmaları olarak adlandırılır. Genelde donatı oranları, dengeli donatı oranının altında tutulur. Böylece büyük dönmeler oluşabilir ve kesitin basınç bölgesinde betonda ezilme olmaksızın etkin yük dağılımı elde edilir. Kırılma göçmeleri, düktil davranışın tersidir ve yapılarda bunlardan kaçınılmalıdır.

Düktil bir yapı yapmak için, çok dikkatli bir tasarım yapılmalıdır. Düktil ve kırılğan elemanları bir arada içeren bir yapı tasarlamak bazen gerekebilir. Uygun boyut ve rijitliği olan kırılğan elemanlar, deprem esnasında yapının yanal deplasmanını azaltmak için kullanılabilirler. Normal şiddette bir deprem gözönüne alındığında böyle bir yapının kırılğan elemanlarının tahrip olacağı tasarımcı tarafından öngörülür. Bundan dolayı, yapının tamamen çökmesini önlemek için, düktil elemanların tasarlamlarına ihtiyaç vardır.

Çok şiddetli depremlere hasar görmeden karşı koyabilecek yapıların tasarlanmasının ekonomik olmadığı aşikârdır. Bundan dolayı afet bölgesindeki yapılar için yönetmeliklerde şu kriter getirilmiştir.

a) Hafif depremlerde yapının taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanları hiçbir hasar görmemelidir.

b) Orta şiddetteki depremlerde yapının taşıyıcı elemanlarında önemli bir hasar olmamalıdır. Bu tür depremler altında taşıyıcı olmayan elemanların hasar görebileceği kabul edilmektedir.

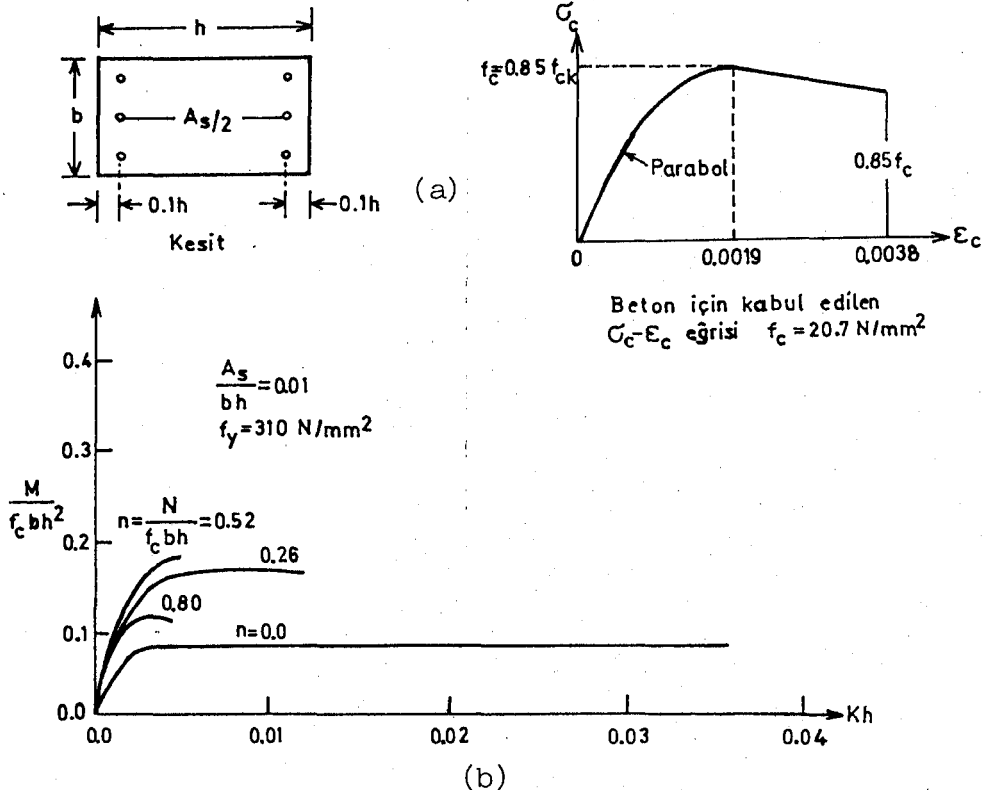
c) Ender görülen şiddetli depremlerde yapının taşıyıcı elemanlarında önemli hasarlar görülebileceği, belirli noktalarda donatının akma sınırına ulaşacağı ve böylece yapının elastik olmayan bir davranış göstereceği kabul edilmektedir. Böyle bir depreme maruz yapıdan beklenen, çökmenin oluşmaması ve can kaybının olmamasıdır.

2.4. Betonarme Çerçeve Elemanlarının Düktilitesi

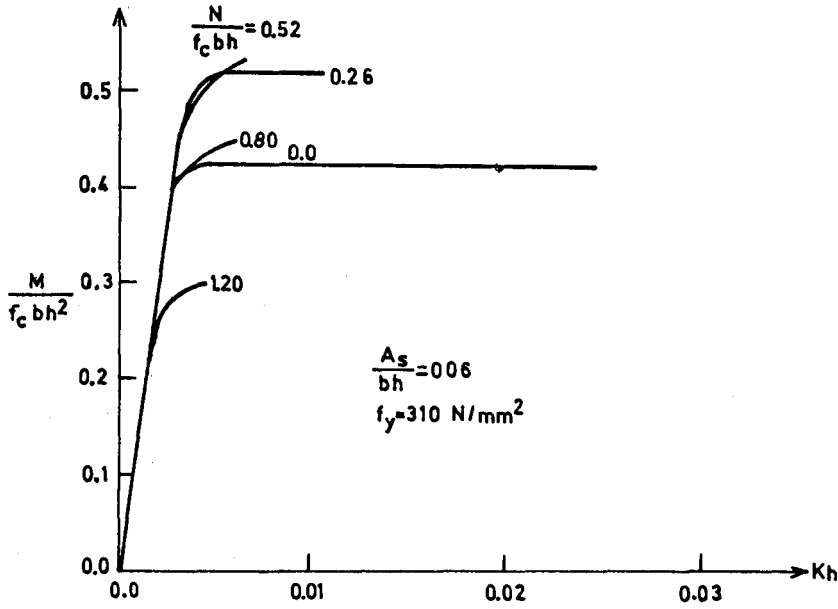
2.4.1. Sargısız kolon kesitlerin düktilitesi

Pfrang, Siess ve Sözen [18] yaptıkları araştırma sonucunda, kolon yükünü sabit tutarak eğilme momentini göçme momentine kadar artırıp sargısız kolonda moment-eğrilik eğrilerini elde etmişlerdir (Şekil- 2.2). Bu araştırmalar, değişik kesitlerde, değişik yük seviyelerinde yapılmıştır. Hesaplarda beton çekme gerilmesi ihmal edilmiş ve beton için maksimum birim şekil değiştirme $\epsilon_{cu} = 0.0038$ alınmıştır. Denge yükünden fazla yük seviyelerinde düktilitenin ihmal edilebileceğini, denge yükünden az yük seviyelerinde ise yük seviyesi azaldıkça düktilitenin arttığını vurgulamışlardır.

Normal seviyelerdeki kolon basınç yükleri için dahi sargısız kolon kesitleri gevrek bir davranış gösterdiğinden, ACI 318-77 [17] deprem bölgelerindeki düktil çerçevelerin kolon uçlarının sık etriyelerle sarılmasını önerir.



Şekil-2.2: Değişik aksenal yük seviyelerindeki kolon kesitleri için M-K eğrileri.



Şekil- 2.2: Değişik aksenal yük seviyelerindeki kolon kesitleri için moment-eğrilik eğrileri.

2.4.2. Kolonlardaki sargı etkisi

Pratikte betonarme elemanlarının çoğunda boyuna donatıyı çepeçevre saran, enine donatı bulundurulur. Enine donatı, sürekli helozon şeklinde fretlerden veya dikdörtgen şeklinde bireysel etriyelerden oluşur. Sürekli fret, boyuna donatının kesit içinde bir çember boyunca sıralandığı durumlarda, dikdörtgen etriye ise, boyuna donatının kesitte bir dikdörtgen çevresi boyunca dağıtıldığı durumlarda kullanılır. Her iki durumda da, enine donatı, içinde kalan ve göbek alanı olarak adlandırılan betonu sardığından, bu tür donatıya "sargı donatısı" da denir. Bu şekilde sarılmış betonun davranışı, sargısız beton davranışından farklıdır.

Sargılı betonlarda, beton basınç gerilmesinin düşük değerleri için, sargı donatısında herhangi bir gerilme oluşmaz, yani betonun davranışı sargısız beton davranışından farksızdır.

Sargı donatısının rijitliği, sargı donatısının geometrisine bağlıdır. Sürekli dairesel fretlerdeki deformasyon aksel rijitliğe, dikdörtgen etriyelerde ise, eğilme rijitliğine bağlıdır. Adım aralığı az bir fretin aksel rijitliği oldukça büyük olduğundan, deformasyon da az olacaktır. Richard [19] ve Iyengar [20,21] ve Şah [22] tarafından yapılan deneyler bu kanıyı kanıtlamakta ve dairesel fretle sarılmış betonun gerek dayanımının, gerekse sürekliliğinin önemli ölçüde arttığını göstermektedir. Ayrıca Roy ve Sözen [23] yaptıkları bir dizi deneyler sonucunda, fret sargılı betonda basınç mukavemetinin arttığı, kabuk betonun dökülmesi sonucunda mukavemet kaybının önlenildiği ve beton mukavemetinde önemli bir kayıp olmaksızın betonun deformasyon kapasitesinin arttığı göstermişlerdir. Dikdörtgen etriyelerle sarılan kesitlerde etkili basınç, ancak deformasyonun küçük olduğu köşelerde oluşur. Bundan dolayı dikdörtgen etriyenin frete oranla çok daha az etkili olduğu söylenebilir.

Özetlenecek olursa;

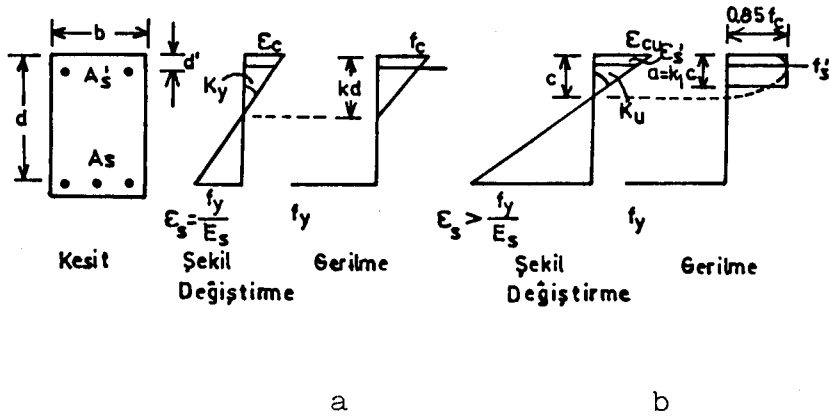
- Sargı donatılı betonun σ - ϵ ilişkisi, sargısız betonunkinden çok değişiktir. Sargı, süreklilik ve dayanımı arttırdığı gibi, maksimum gerilmeye karşılık olan ϵ_{co} , sargı ile büyümektedir.
- Fret en etkili sargı donatısıdır.
- Dikdörtgen etriye sürekliliği artırmakta, dayanım artışı ise, ancak etriye serbest açıklığını azaltmakla mümkün olmaktadır.
- Etriyenin aralığı azaldıkça sargı etkisi, dolayısıyla düktilite artmaktadır. Etriye çapının arttırılması aynı ölçüde olmasa bile davranışı olumlu yönde etkilemektedir [24, 25, 26].

2.4.3. Sargısız kiriş kesitlerinin düktilitesi

Pratik şartlarda sargısız kiriş çok ender olmasına rağmen burada ilk önce beton sargısız olarak gözönüne alınacaktır. Şekil-2.3a çift dona-

tılı bir kesitte çekme çeliğinin akma anını 2.3.b maksimum beton şekil değişimini göstermektedir. Çekme çeliğinin ilk akmasındaki eğrilik

$K = \frac{\epsilon_c}{kd}$ formülünden akmadaki şekil değişimi cinsinden bulunabilir.



Şekil- 2.3: Çift donatılı sargısız betonarme kesit

Beton için gerilme-şekil değiştirme eğrisi $0.7 f_c$ ye kadar takriben doğrusaldır, dolayısıyla eğer beton gerilmesi bu değeri geçmiyorsa çelik akma mukavemetine eriştiğinde, tarafsız eksen derinliği elastik teori formülünü kullanarak hesap edilebilir. Tarafsız eksen derinliği kd tanımlandıktan sonra, çelik ve beton kuvvetlerinin şiddetleri bulunabilir. İlk akmada moment ve eğrilik şöyle verilir [8].

$$k = \left[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2\left(\rho + \frac{\rho' d'}{d}\right) n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') n \quad 2.4$$

$$M_y = A_s f_y j d \quad 2.5$$

$$K_y = \frac{f_y / E_s}{d(1-k)} \quad 2.6$$

Burada;

A_s = Çekme çeliği alanı

A_s' = Basınç çeliği alanı

b = Kesit genişliği

d = Çekme çeliği etkin derinliği

d' = Pas payı

E_c = Beton elastisite modülü

E_s = Çelik elastisite modülü

f_y = Çelik akma gerilmesi

$n = E_s/E_c$

$\rho = A_s/bd$ ve $\rho' = A_s'/bd$ dir.

Eğer betondaki gerilme $0.7 f_c$ den büyükse, çekme çeliğinin ilk akma-sında tarafsız eksen derinliği beton için gerçek gerilme-şekil değiştirme eğrisi kullanılarak hesap edilebilir.

Basınç çeliği aktığında maksimum eğrilik ve moment hesaplanır.

$$a = \frac{A_s f_y - A_s' f_1}{0.85 f_c b} \quad 2.7$$

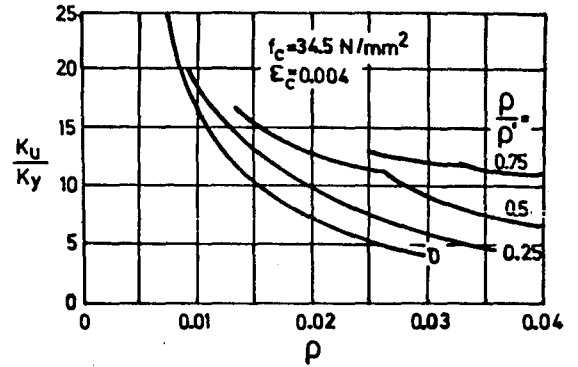
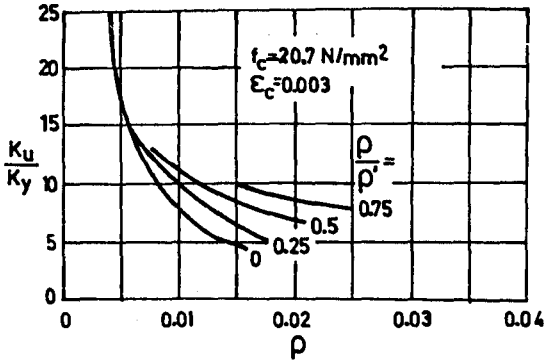
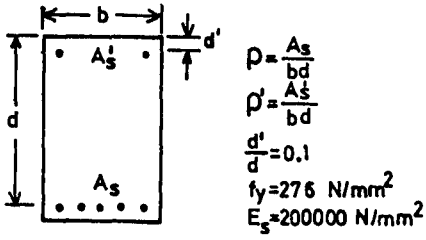
$$M_u = 0.85 f_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \quad 2.8$$

$$K_u = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_c k_1}{a} \quad 2.9$$

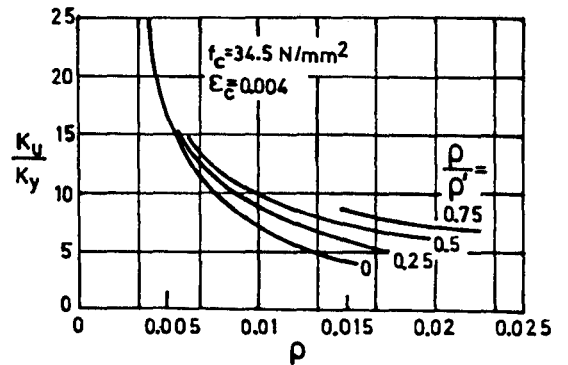
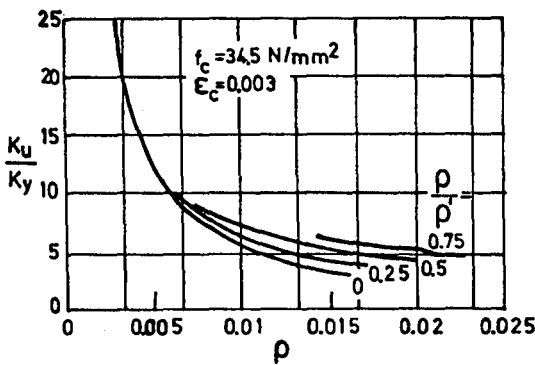
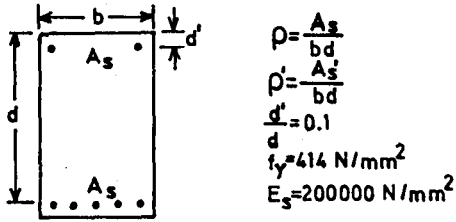
K_u/K_y oranı kesitin eğrilik düktilitesi ölçüsünü verir, bu oran 2.6 ve 2.9 denklemlerinden verilebilir.

$$\frac{K_u}{K_y} = \frac{\epsilon_c}{f_y/E_s} \frac{d(1 - k)}{a/k_1} \quad 2.10$$

2.10 denklemi çift donatılı kesitlerin eğrilik düktilitesini genel halde tanımlamak için kullanılabilir. Bu denklemin analitik çözüm sonucuna göre, f_y ve f_c kombinasyonları için ve $\epsilon_c = 0.03$ ve $\epsilon_c = 0.004$ için K_u/K_y oranları Şekil- 2.4 ve 2.5 te verilmiştir.



Şekil- 2.4: Sargısız beton kirişler için $\frac{K_u}{K_y}$ değişimi.



Şekil- 2.5: sargısız beton kirişler için $\frac{K_u}{K_y}$ değişimi.

Bu diyagramların ışığı altında sonuç şöyle özetlenebilir :

1. Çekme çeliğindeki artış duktiliteyi azaltır.
2. Basınç çeliğindeki artış duktiliteyi arttırır.
3. Çelik akma mukavemetinin arttırılması duktiliteyi azaltır.
4. Beton mukavemetinin arttırılması duktiliteyi arttırır.
5. Beton birim şekil değiştirme kapasitesinin arttırılması duktiliteyi arttırır.

2.4.4. Kirişlerdeki sargı etkisi

Kirişlerde sargı etkisini açıklamak amacıyla bir çok deney yapılmıştır. Base ve Read [26] yaptıkları bir dizi test sonucunda, dikdörtgen

etriyeriyeli ve fret sargılı dikdörtgen kirişlerin davranışını şöyle açıklamışlardır. Testler değişik donatılı, aynı kesitli üç ayrı grupta yapılmıştır. İlk olarak Çekme Kırılması yani kırılmaya çeliğin hakim olduğu kirişler alınmış ve bunlar farklı dikdörtgen ve fretle sarılmıştır. Bunun sonunda moment kapasitesinde kırılmaya kadar geçen evrede etkin bir düşüş olmadığı ve kirişlerin büyük dönme kapasitesine sahip oldukları gözlenmiştir. İkinci grup olarak Dengeli Kırılma konumuna sahip olabilecek kirişler seçilmiştir. Burada da fretle ve sık dikdörtgen etriye ile sarılı kirişlerin duktilitelerinin de önemli artış kaydedilmiştir. Son grupta da Basınç Kırılmasının hakim olduğu kirişler incelenmiş ve burada da hem dayanımın ve hemde duktilitenin etkin bir şekilde arttığı gözlenmiştir.

3. BETONARME ÇERÇEVELERİN DÜKTİLİTE ANALİZİ

3.1. Betonarme Kesitlerin Moment-Eğrilik İlişkilerinin Elde Edilmesi

Bölüm 1.2.2. de analitik olarak elde edilme tarzı açıklanan moment-eğrilik ilişkisinin münferit kesitler için hesabında PLASTİ adı verilen bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

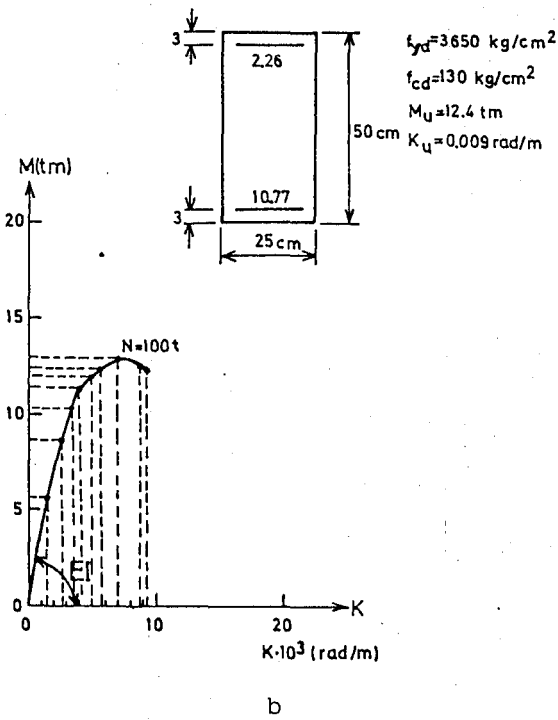
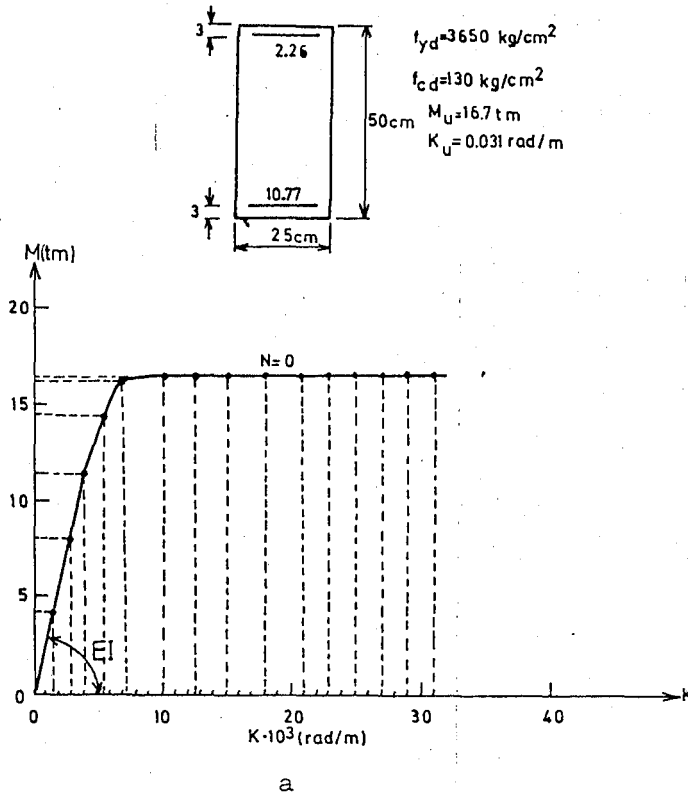
Bu programın geliştirilmesinde çelik için şekil 1.11a da gösterilen $\sigma_s - \epsilon_s$ değişimi, beton için ise DIN 1045 $\sigma_c - \epsilon_c$ değişimi (Şekil 1.2) kabul edilmiştir.

Donatı çeliğinde $f_y = f_{yd}$, betonda ise $f_c = f_{cd}$ olarak alınmıştır. Böylece hesap düktilite değerlerinin bulunması amaçlanmıştır.

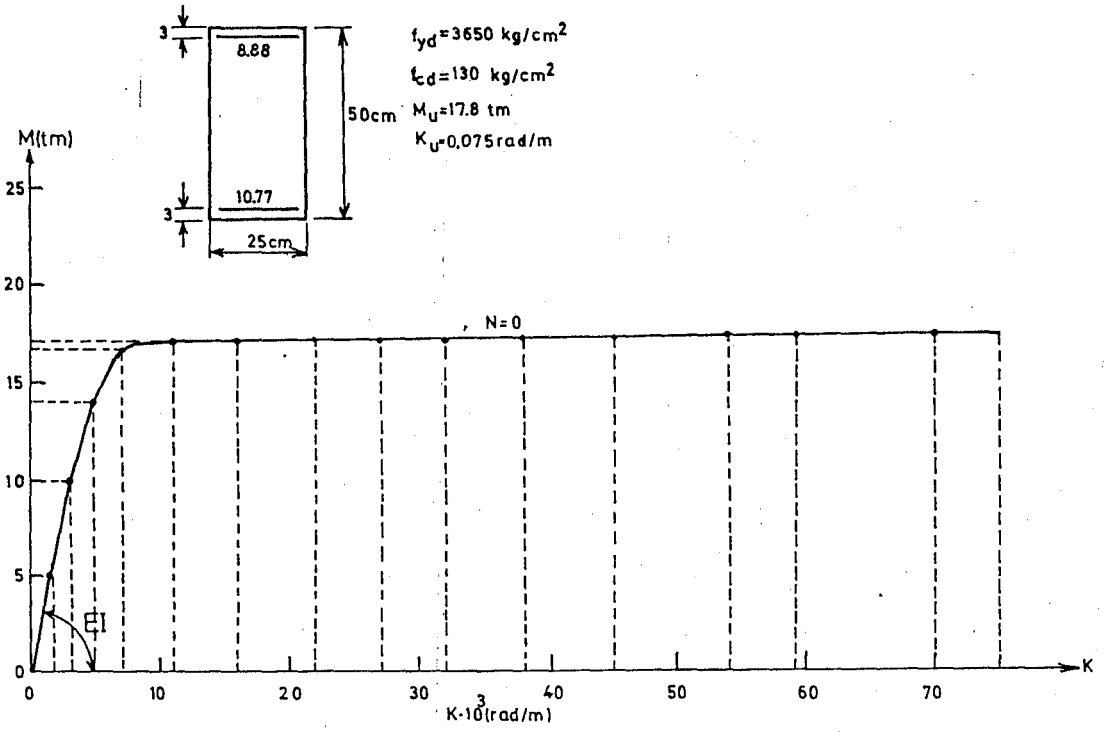
Programdan elde edilen M-K ilişkilerine eşit bir kaç örnek Şekil 3.1. a, b, c, d, e de sunulmaktadır.

Programda göz önüne alınan parametreler şunlardır :

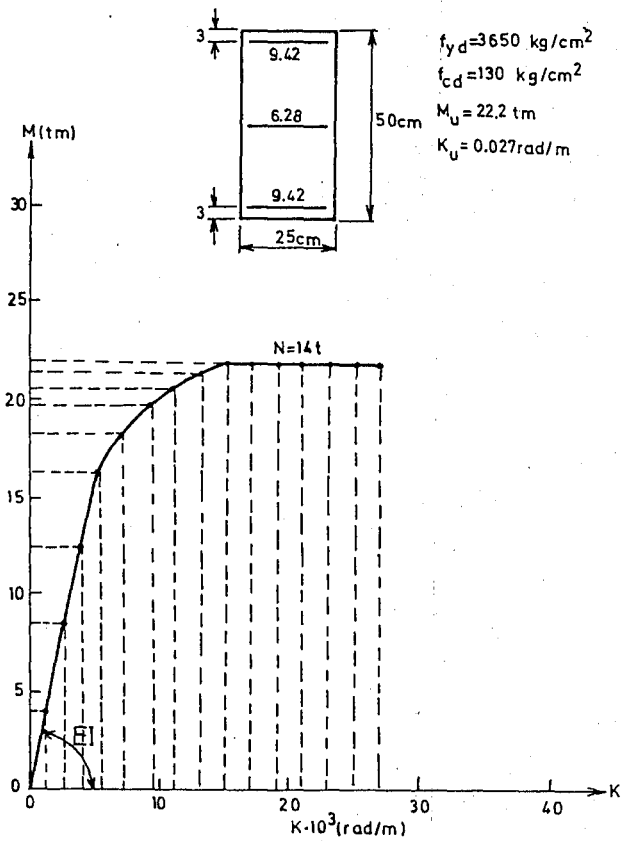
- 1- Aksenal kuvvet düzeyi,
- 2- Kesit geometrisi,
- 3- Çekme ve basınç donatısı miktarları,
- 4- Beton kalitesi, (f_{cd})
- 5- Çelik kalitesi, (f_{yd})



Şekil- 3.1: M-K eğrileri

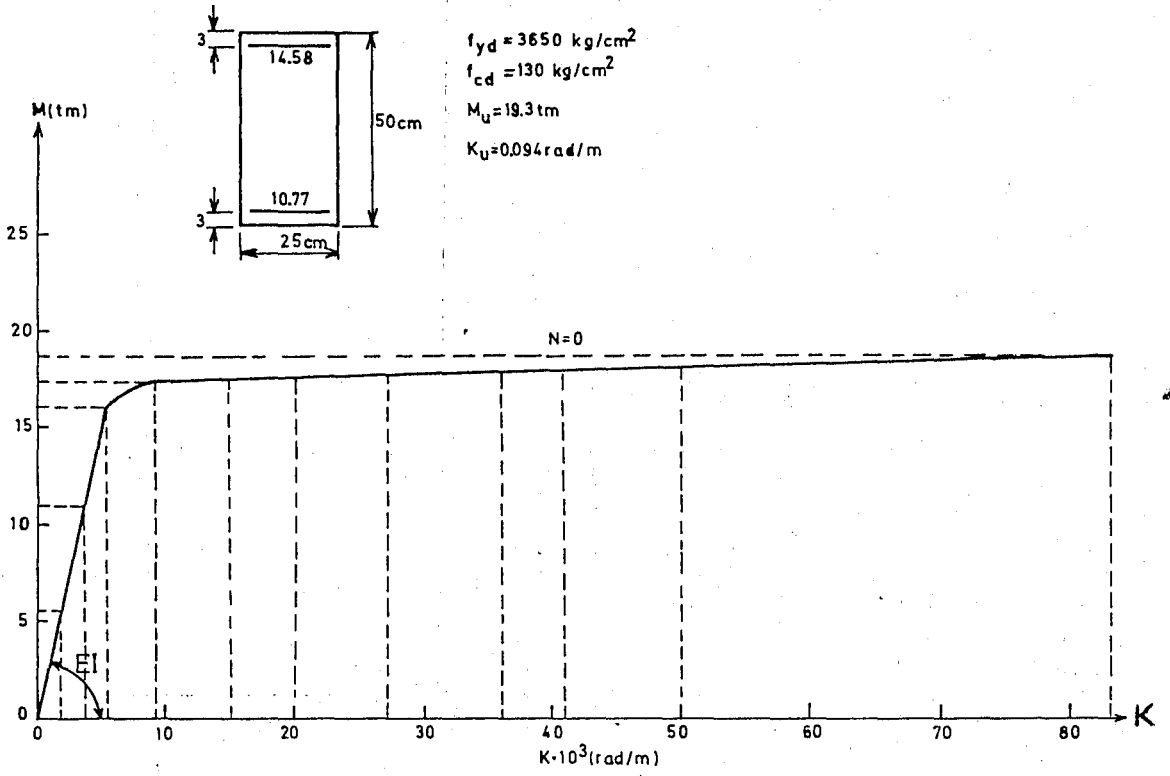


c



d

Şekil- 3.1: M-K eğrileri

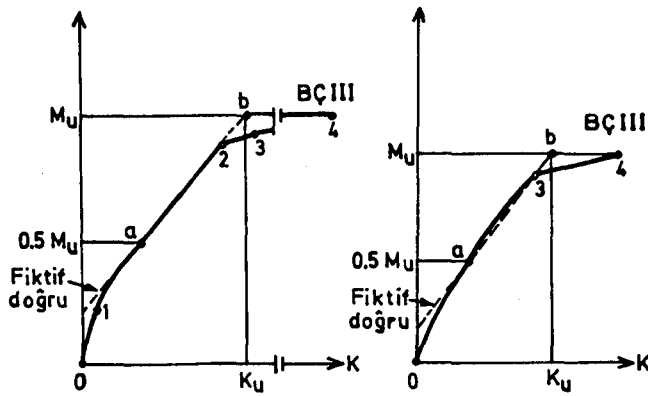


e

Şekil- 3.1: M-K eğrileri

3.2. Kesit Eğilme Rijitliğinin ve Limit Momentinin Basitleştirilerek Hesabı :

PLASTİ programı kullanılarak elde edilen moment eğrilik eğrileri çesitli çelik tipleri için davranışa uygun olarak kullanım kolaylığı ve güvenlik faktörü de gözönüne alınarak Şekil 3.2'de gösterildiği gibi basitleştirilebilirler [27, 28].



a) Küçük normal kuvvet,
kesit çatlıyor.

b) Büyük normal kuvvet,
kesit çatlamıyor.

1. Kesitin çatlaması
2. Çekme donatısının akması
3. Basınç donatısının akması
4. Sınır değer maksimum uzamalar

Şekil- 3.2: Eğilme momenti eğrilik ilişkisinin basitleştirilmesi.

PLASTİ programı bu basitleştirme göz önüne alınarak geliştirilmiş ve buradan EI ve Mu hesab edilmiştir. Program da PLASTİ 1 olarak adlandırılmıştır.

3.3. Betonarme Çerçevelerin Düktilitesinin Hesabı :

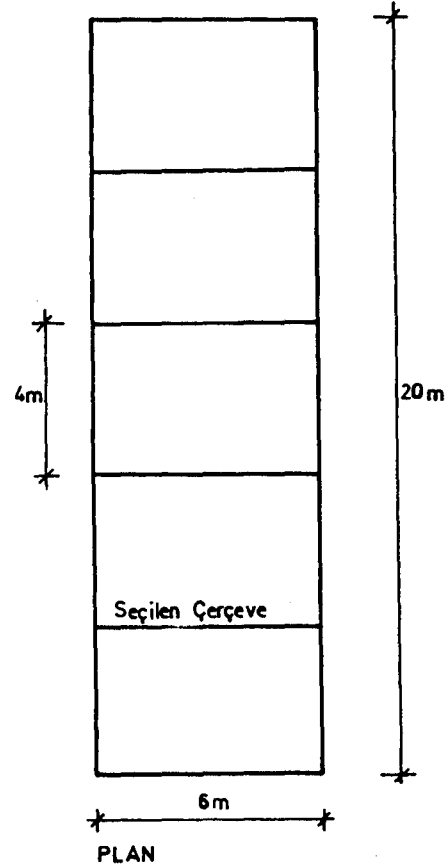
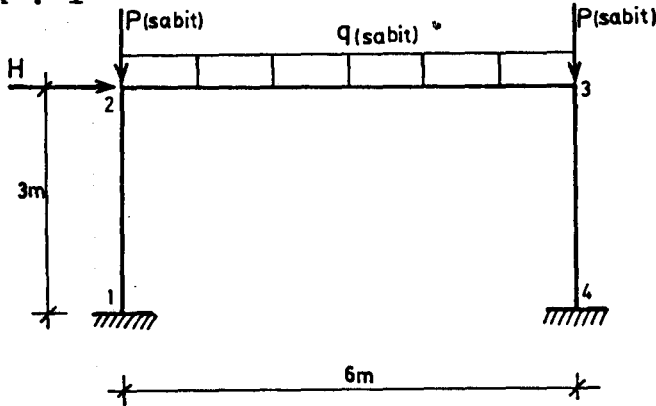
Düktilitesi araştırılacak çerçevenin tipi seçildikten sonra, statik ve betonarme hesaplar yapılır. PLASTİ 1 programı kullanılarak her bir elemanın sıfırdan başlayıp alabileceği tahmini maksimum eksenel yük düzeyi için her 1000 kg lık adımlar için elemanın EI ve Mu değerleri hesaplanır. Bundan sonra bu bilgiler ışığında çerçeve düşey yükler sabit kalırken, tedrici artan monotonik yanal yüklerle yüklenmeye başlanır. Bu arada

bütün elemanların limit duruma erişip erişmediği kontrol edilir. İlk limit duruma erişen elemanda ilk mafsall oluşmuştur. Geri gidilerek elemanın o adımdaki eksenel yük düzeyi için EI'ler düzeltilir ve hesap tekrarlanır. Bu suretle mafsall oluşturan yanal yük düzeyi daha hassas olarak belirlenir. Mafsall oluşuktan sonra çubuk tipi bir ucu rijit diğer ucu mafsallı çubuk tipine dönüşmüştür. Bu aşamada oluşan mafsall momenti dış yük olarak verilmelidir. Programda bunlar dikkate alınarak işleme çerçeve labil duruma geçinceye kadar devam edilir. Son mafsall oluşumundaki yanal kuvvetin ilk mafsall oluşumundaki yanal kuvvette oranı çerçevemizin duktilitesini verecektir.

3.4. Örnekler

Bir önceki bölümde sözü edilen programlar kullanılarak aşağıdaki değişik tipte çerçeveler ele alınmış ve çözülmüştür.

Örnek : 1

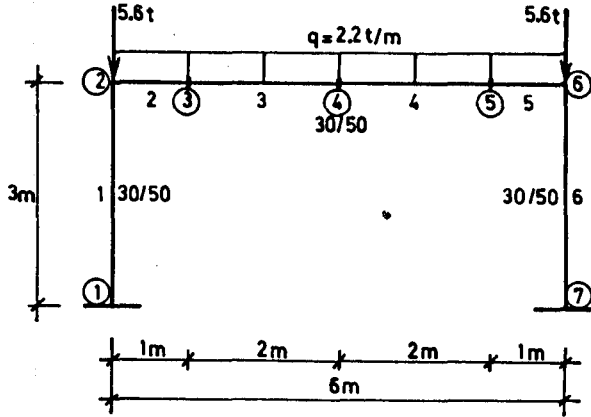


Malzeme : BÇ III $\rightarrow f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

BS 25 $\rightarrow f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Şekil- 3.3 : Plan ve seçilen çerçeve tipi.

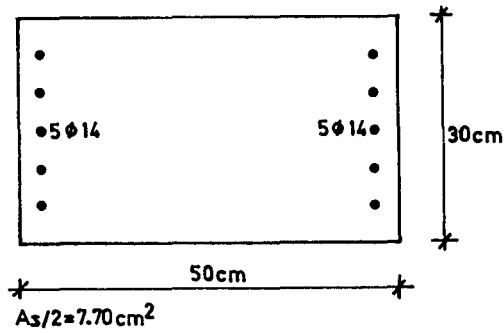
Yük analizi sonucunda çerçeveye etki eden düşey yükler ve seçilen kesitler Şekil- 3.4'de gösterilmiştir.

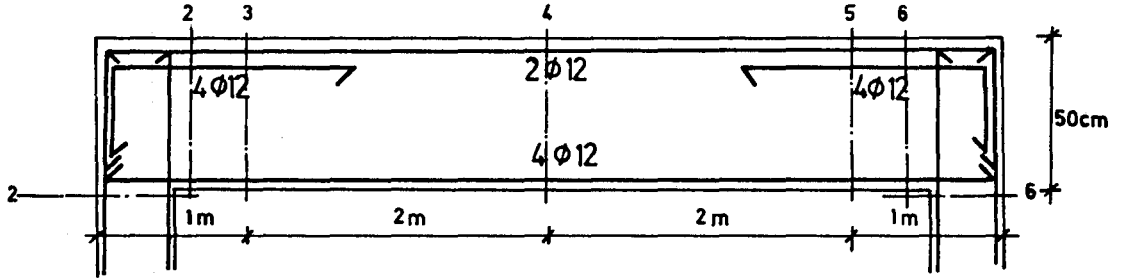


Şekil- 3.4 : Çerçeve geometrisi ve yükleri

Çerçevenin statik çözümü yapıldıktan sonra, betonarme hesabı yapılmış, kiriş ve kolonda donatılar bulunmuştur. Burada kiriş dört ayrı parça olarak düşünüldü.

Kolonda :



Kirişte :

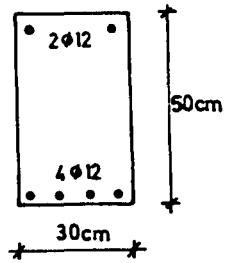
Şekil- 3.5 : Kolon ve kiriş donatılarının işlenmesi

Seçilen kolon-kiriş kesitleri ve donatıları (BS 25-BÇ III) için PLASTİ 1 programı kullanılarak farklı aksenal yük seviyelerinde elde edilen kesit eğilme rijitlikleri ve limit momentleri tablolar halinde aşağıda sunulmuştur (Bak. Böl. 3.3.).

Tablo : 1

30 / 50 KESITTE EGILME RIJ. VE LIMIT MOMENT HESABI

NORMAL KUVVET(kg)	EGILME RIJITLIGI(tm ²)	LIMIT MOMENT(tm)
0	1495.53	8.26
1000	1495.53	8.26
2000	1515.64	8.62
3000	1459.06	8.62
4000	1311.77	8.98
5000	1421.31	9.70
6000	1335.72	9.70
7000	1465.82	9.70
8000	1425.76	9.70
9000	1513.75	9.70
10000	1448.82	10.76
11000	1341.37	10.76
12000	1462.9	10.76
13000	1424.6	10.76
14000	1518.53	11.71
15000	1476.38	11.71

Kiriş açıklığında:

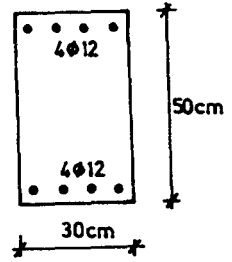
Malzeme : BÇ III
BS 25

Tablo : 2

30 / 50 KESITTE EĞİLME RIJ. VE LİMİT MOMENT HESABI

NORMAL KUVVET (kg)	EĞİLME RIJİTLİĞİ (t ^m ^2)	LİMİT MOMENT (t ^m)
0	1530.17	8.08
1000	1449.05	8.45
2000	1563.4	8.64
3000	1563.4	8.64
4000	1527.4	9.02
5000	1474.14	9.02
6000	1339.85	9.42
7000	1443.13	9.62
8000	1363.9	10.22
9000	1495	10.22
10000	1455.98	10.22
11000	1549.89	10.22
12000	1513.95	10.22
13000	1452.85	10.22
14000	1538.45	11.67
15000	1497.69	11.67

Kiriş mesnedinde :



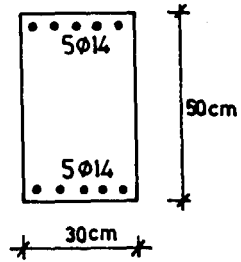
Malzeme : BÇ III
BS 25

Tablo : 3

30 / 50 KESITTE EĞİLME RIJ. VE LİMİT MOMENT HESABI

NORMAL KUVVET (kg)	EĞİLME RIJİTLİĞİ (t ^m ^2)	LİMİT MOMENT (t ^m)
0	2322.88	13.90
1000	2433.63	13.90
2000	2433.63	13.90
3000	2360.56	13.90
4000	2389.47	13.90
5000	2389.47	13.90
6000	2336.42	13.90
7000	2473.75	15.90
8000	2406.7	15.90
9000	2346.84	15.90
10000	2220.91	15.90
11000	2398.13	15.90
12000	2348.82	15.90
13000	2293.81	15.90
14000	2170.67	17.59
15000	2343.57	17.59

Kolonlarda:



Malzeme : BÇ III
BS 25

Bu ön hazırlıklardan sonra çerçeveye sabit düzey yük tedrici artan yanal yüke göre çözüldü. Yanal yük ilk mafsalsal oluşuncaya kadar tedricen arttırıldı. İlk mafsalsal oluşuktan sonra o kesite mafsalsal yerleştirilip, mafsalsal momenti de dış moment alınarak yanal yük arttırımına devam edildi. Sistemi labil yapan dört mafsalsal oluşunca hesaba son verildi.

Çerçevede mafsalsal oluşumu aşağıdaki sıra ile gözlenmiştir.

<u>Yanal yük (t)</u>	<u>Mafsalsal No</u>	<u>Mafsalsal yeri (Düğüm Nok. No)</u>
9.00	1	6
14.10	2	7
15.10	3	1
16.90	4	3

Çerçevede ilk mafsalsal oluşturulan yanal yük = 9.0^t

Çerçeveyi limit durumuna getiren yanal yük = 16.90^t

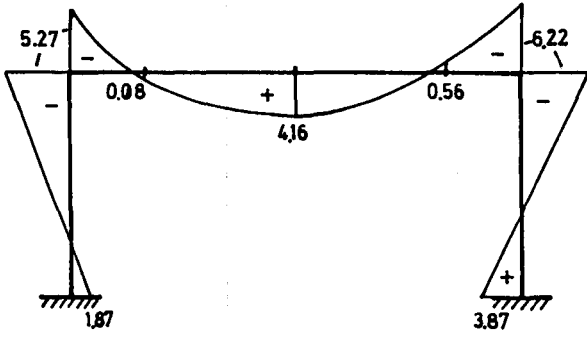
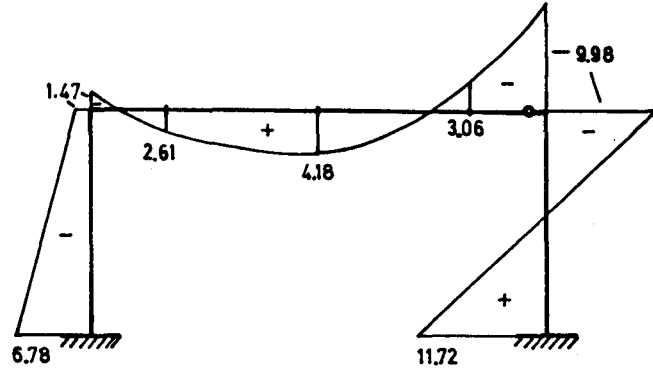
$$\text{Düktilite oranı} = \frac{16.90}{9.0} = 1.88$$

(Şayet mafsalsal kesitinde ilk akıma karşı gelen yanal yük hesaplanıp düktilite oranı bu yanal yüke göre hesaplanırsa;

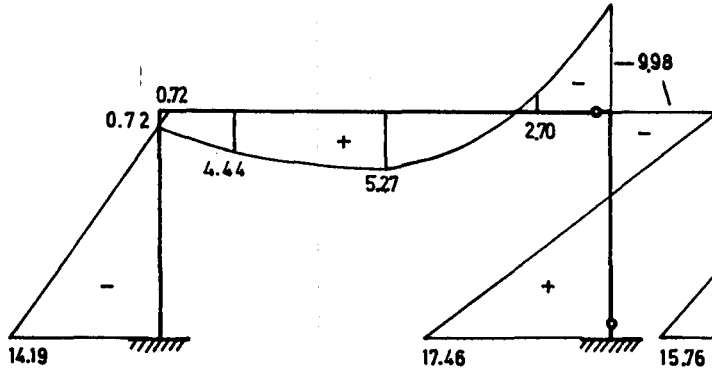
$$\text{Düktilite oranı} = \frac{16.90}{5.80} = 2.91 \text{ olurdu).}$$

Çerçevenin adımlara göre çizilen moment diyagramları Şekil- 3.6 da gösterilmektedir.

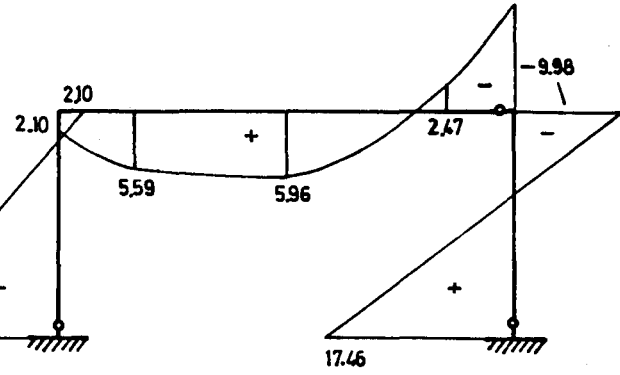
Mafsallarda meydana gelecek olan mafsalsal yüzlerinin karşılıklı dönmesinin kesite ait maksimum dönme kapasitesinden küçük olması gerekir. Aksi halde hesap sonunda oluştuğu gösterilen mafsallların görevlerini yapamadıkları sonucuna varılır. Bu nedenle kesite ait en son bulunan aksel yüküne göre moment eğrilik ilişkisinin limit değeri hesaplanır.

a) $P=1$ ton için M diyagramı

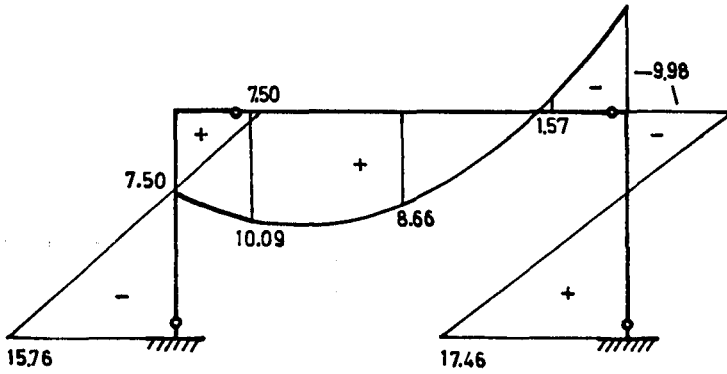
b) 1. mafsal oluşumundaki M



c) 2. mafsal oluşumundaki M



d) 3. mafsal oluşumundaki M



e) son mafsal oluşumundaki M

Şekil- 3.6: Çerçevenin adımlara göre moment diyagramları

Bulunan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

<u>Çubuk No</u>	<u>Eksenel yük (kg)</u>	<u>Limit eğrilik K(rad/m)</u>
1-2	9290	0.0875
2-6	9150	0.1
6-7	15100	0.0778

Yapılan deneyler sonucunda betonarme elemanlarda oluşan mafsalların boyları için bazı amprik değerler elde edilmiştir [8].

l_p plastik mafsalsal boyu kesitin bir yüzü için BAKER'e göre (Sargısız beton için).

$$l_p = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \left(\frac{Z}{d} \right)^{1/4} d \quad 3.1.$$

$$k_1 = 0.7$$

$$k_2 = 1 + 0.5 \frac{N_u}{N_o} \quad 3.2$$

$$N_o = (A_c \cdot f_{ck} + A_s f_{yk}) \quad 3.3$$

olduğuna göre ψ mafsalsal dönüş açısı

$$\psi = K \cdot l_p \text{ olmaktadır.}$$

Burada

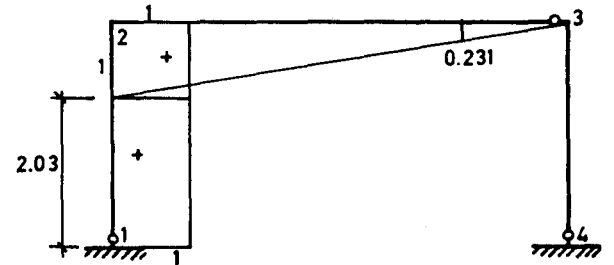
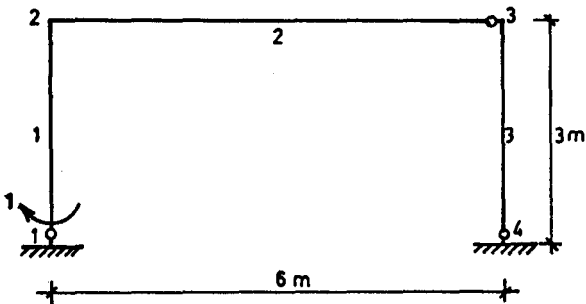
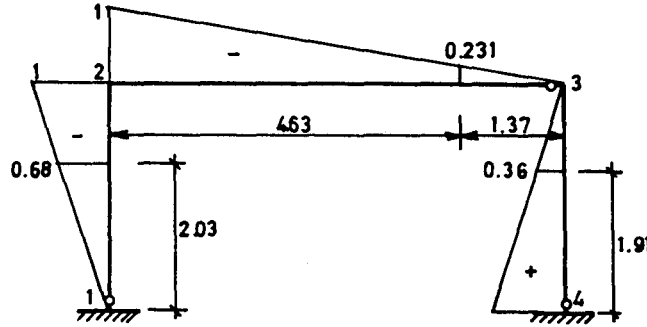
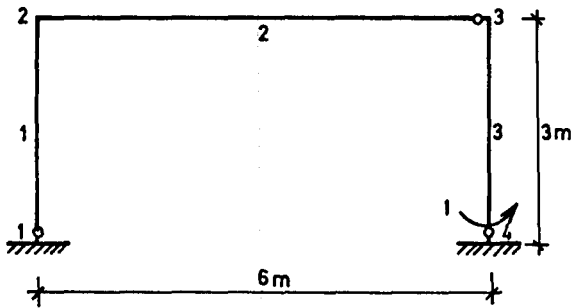
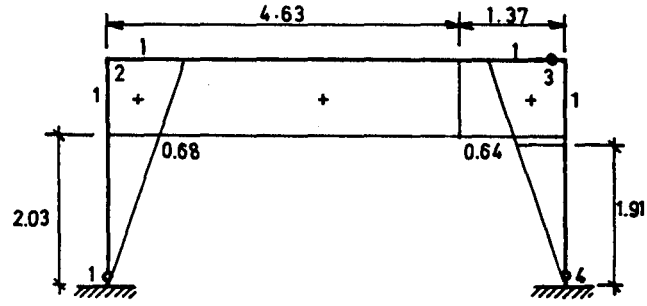
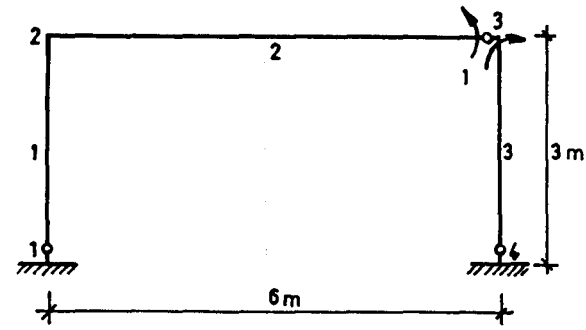
Z = mafsalsal kesitin momentin yön değiştirdiği kesite olan uzaklığı'dır.

Bu formüllere göre kolonlarda ve kirişte bulunan plastik mafsalsal boyları ve dönmeleri aşağıda verilmiştir.

Mafsal No	Mafsal yeri (Düğüm Noktası)	Plastik mafsal boyu(m)	Dönme(rad)
1	6	0.285	0.022
2	7	0.2605	0.026
3	1	0.287	0.025

Burada l_p boyları kesitlerin konumu nedeniyle tek yüz için hesaplanmıştır.

Virtüel iş yöntemi kullanılarak hesaplanan mafsallardaki karşılıklı dönüş açıları aşağıda gösterilmiştir.



Şekil- 3.7: Mafsallara uygulanan birim momentlerden oluşan moment diyagramları

1 ci mafsalda (kirişte)	=	0.0206 rad
2 ci mafsalda (kolonda)	=	0.01443 rad
3 cü mafsalda (kolonda)	=	0.01122 rad

Bulunan bu dönmeler amprik formüllerle bulunan dönmelerle kıyaslandığında güvenli tarafta kalındığı gözlenmektedir.

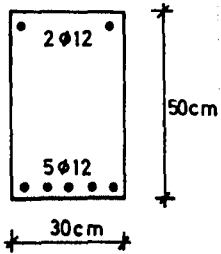
Çerçevenin serbest titreşim periyodu ise her mafsal oluşumu için şöyle bulunmuştur.

<u>Mafsalsal No</u>	<u>Mafsalsal yeri</u>	<u>Periyod (sn)</u>
1	6	0.32
2	7	0.39
3	1	0.50
4	3	1.27

Görüldüğü gibi çerçevede mafsalsal oluşumu sistemin serbest titreşim periyodunu büyötmektedir.

- İkinci aşamada aynı tip çerçeve ele alınmış, kiriş açıklığındaki çekme donatısı % 25 oranında arttırılmıştır. Yine PLASTİ 1 program kullanılarak farklı aksnel yük seviyelerinde, kesit eğilme rijitlikleri ve limit momentleri elde edilmiştir.

Kiriş kesit özellikleri :



Malzeme : BÇ III + $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

BS 25 + $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Hesap aynı şekilde tekrarlanmış ve mafsall oluşumu aşağıdaki sıra ile gözlenmiştir.

<u>Yanal yük (t)</u>	<u>Mafsall No.</u>	<u>Mafsall yeri (Düğüm Nok. No.)</u>
9.20	1	6
14.50	2	7
15.25	3	1
16.80	4	3

Çerçeve de ilk mafsall oluşturan yük = 9.20^t

Çerçeyeyi limit durumuna getiren yanal yük = 16.90^t

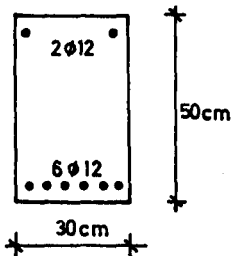
Düktilite oranı = $\frac{16.80}{9.20} = 1.83$ tür.

Çerçevenin serbest titreşim periyodu her mafsall oluşumu için şöyle bulunmuştur.

<u>Mafsall No.</u>	<u>Mafsall yeri</u>	<u>Periyod (sn)</u>
1	6	0.32
2	7	0.39
3	1	0.50
4	3	1.22

-Üçüncü aşamada çekme donatısı % 50 arttırılmış ve hesap aynı şekilde tekrarlanmışdır.

Kiriş kesit özellikleri :



Malzeme : BÇ III → $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

BS 25 → $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Çerçeve mafsalları oluşumu aşağıdaki gibi gözlenmiştir.

<u>Yanal yük (t)</u>	<u>Mafsalları No.</u>	<u>Mafsalları yeri (Düğüm Nok. No.)</u>
9.40	1	6
14.70	2	7
15.40	3	1
16.80	4	3

Çerçeve ilk mafsalları oluşturan yanal yük = 9.40^t

Çerçeve limit durumuna getiren yanal yük = 16.80^t

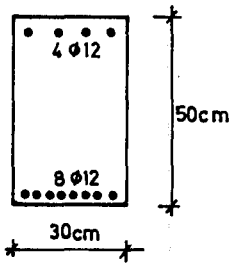
$$\text{Düktilite oranı} = \frac{16.80}{9.40} = 1.79 \text{ dur.}$$

Çerçevenin serbest titreşim periyodu her mafsalları oluşumu için şöyle bulunmuştur.

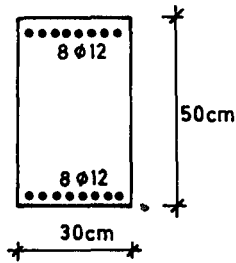
<u>Mafsalları No.</u>	<u>Mafsalları yeri</u>	<u>Periyod (sn)</u>
1	6	0.31
2	7	0.39
3	1	0.49
4	3	1.19

-Dördüncü aşamada çerçeve pürsantajı iki katı artırılarak ele alınmış ve bu durumda kesit donatılar aşağıdaki gibi bulunmuştur.

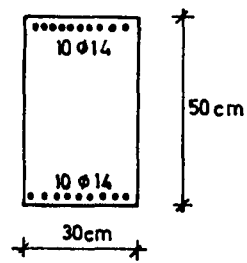
Kiriş açıklığında :



Kiriş mesnedinde :



Kolonlarda :



malzeme BÇ III - $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

BS 25 - $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ dir.

Çerçeve mafsals oluşumu aşağıdaki gibi gözlenmiştir.

<u>Yanal yük(t)</u>	<u>Mafsals No.</u>	<u>Mafsals yeri (Düğüm Nok. No.)</u>
27.70	1	6
27.85	2	7
29.30	3	1
32.80	4	3

Çerçevede ilk mafsals oluşturan yanal yük = 27.70^t

Çerçeveyi limit durumuna getiren yanal yük = 32.80^t

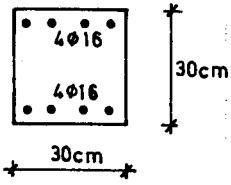
Düktilite oranı = $\frac{32.80}{27.70} = 1.18$ dir.

Çerçevenin serbest titreşim periyodu her mafsals oluşumu için şöyle bulunmuştur.

<u>Mafsals No.</u>	<u>Mafsals Yeri</u>	<u>Periyot (sn)</u>
1	6	0.23
2	7	0.29
3	1	0.37
4	3	0.95

-Beşinci aşamada, bu adımda kolonları 30/30 alınarak çözüldü. Kolonda donatı aşağıdaki gibi alınarak ve eğilme rijitliği ile limit moment buna göre hesaplandı. Kiriş donatısı birinci aşamadaki gibi seçilmiştir.

Kolonlarda :



Malzeme : BÇ III → $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

BS 25 → $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Çerçeve mafsall oluşumu aşağıdaki gibi gözlenmiştir.

<u>Yanal yük (t)</u>	<u>Mafsall No.</u>	<u>Mafsall yeri</u>
7.70	1	6
8.80	2	7
10.50	3	1
11.60	4	3

Çerçevede ilk mafsall oluşturan yanal yük = 7.70^t

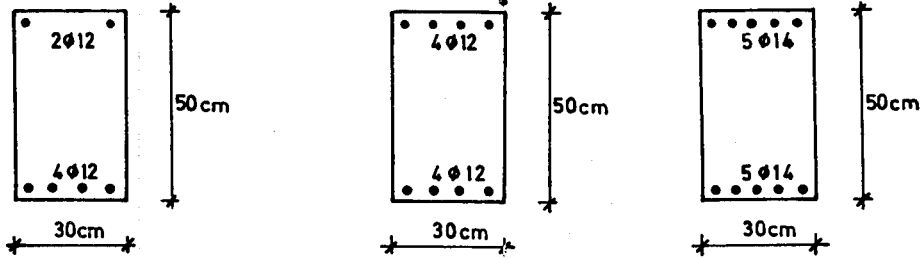
Çerçeveyi limit duruma getiren yanal yük = 11.60^t

Düktilite oranı = $\frac{11.60}{7.70} = 1.51$ dir.

Çerçevenin serbest titreşim periyodu her mafsall oluşumu için şöyle bulunmuştur.

<u>Mafsall No.</u>	<u>Mafsall Yeri</u>	<u>Periyod (sn)</u>
1	6	0.47
2	7	0.63
3	1	0.76
4	3	1.62

-Altıncı aşamada aynı tip çerçeve, beton kalitesi BS35 olarak alınarak çözüldü. BS35 betonu kesitler için eğilme rijitlikleri ve limit momentler bulundu.

Kiriş açıklığında :Kiriş mesnedinde :Kolonda :Malzeme: BÇ III → $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ BS 35 → $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$

Çerçeve mafsall oluşumu aşağıdaki gibi gözlenmiştir.

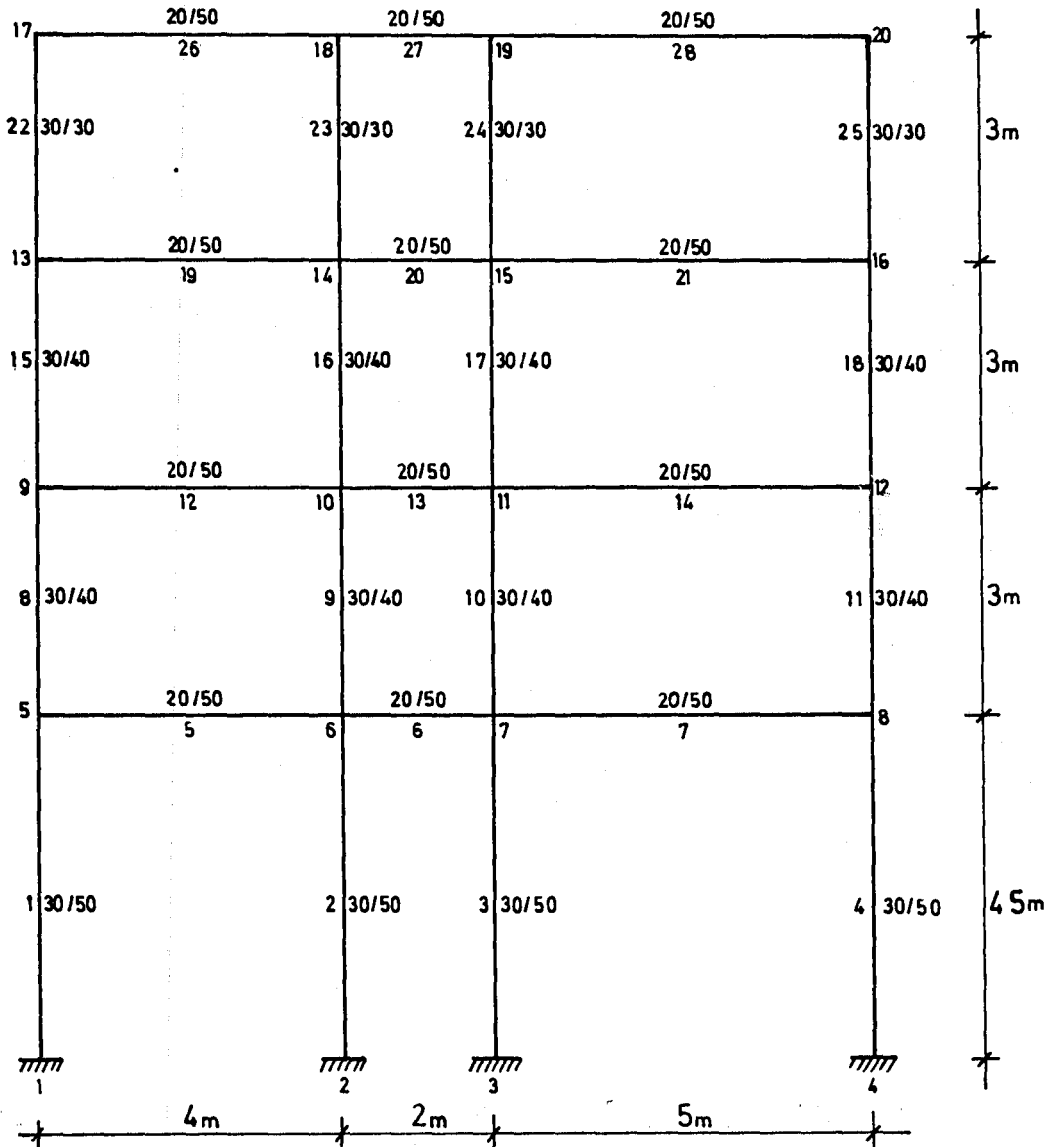
<u>Yanal yük (t)</u>	<u>Mafsall No.</u>	<u>Mafsall yeri</u>
7.50	1	6
12.60	2	7
14.30	3	1
16.00	4	3

Çerçevede ilk mafsall oluşturan yanal yük = 7.50^t .Çerçeveyi limit duruma getiren yanal yük = 16.00^t .Düktilite oranı = $\frac{16.0}{7.50} = 2.13$ tür.

Çerçevenin serbest titreşim periyodu her mafsall oluşumu için şöyle bulunmuştur.

<u>Mafsal No.</u>	<u>Mafsal yeri</u>	<u>Periyod (sn)</u>
1	6	0.30
2	7	0.37
3	1	0.47
4	3	1.19

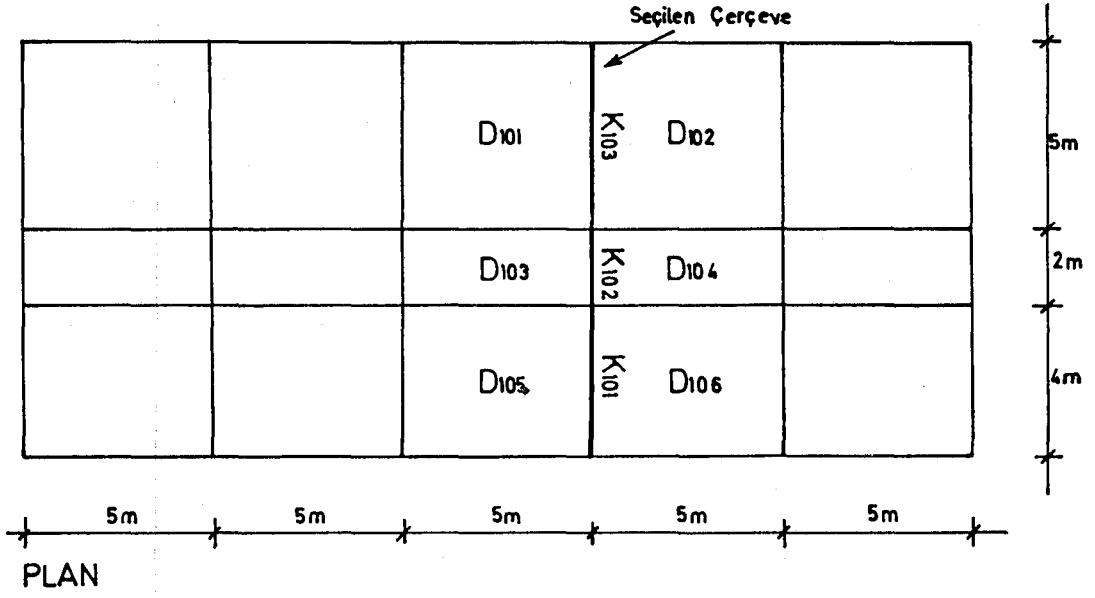
ÖRNEK : 2 Bu örnekte seçilen çerçeve ve plan aşağıda verilmiştir.



Malzeme : BÇ III $\rightarrow f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

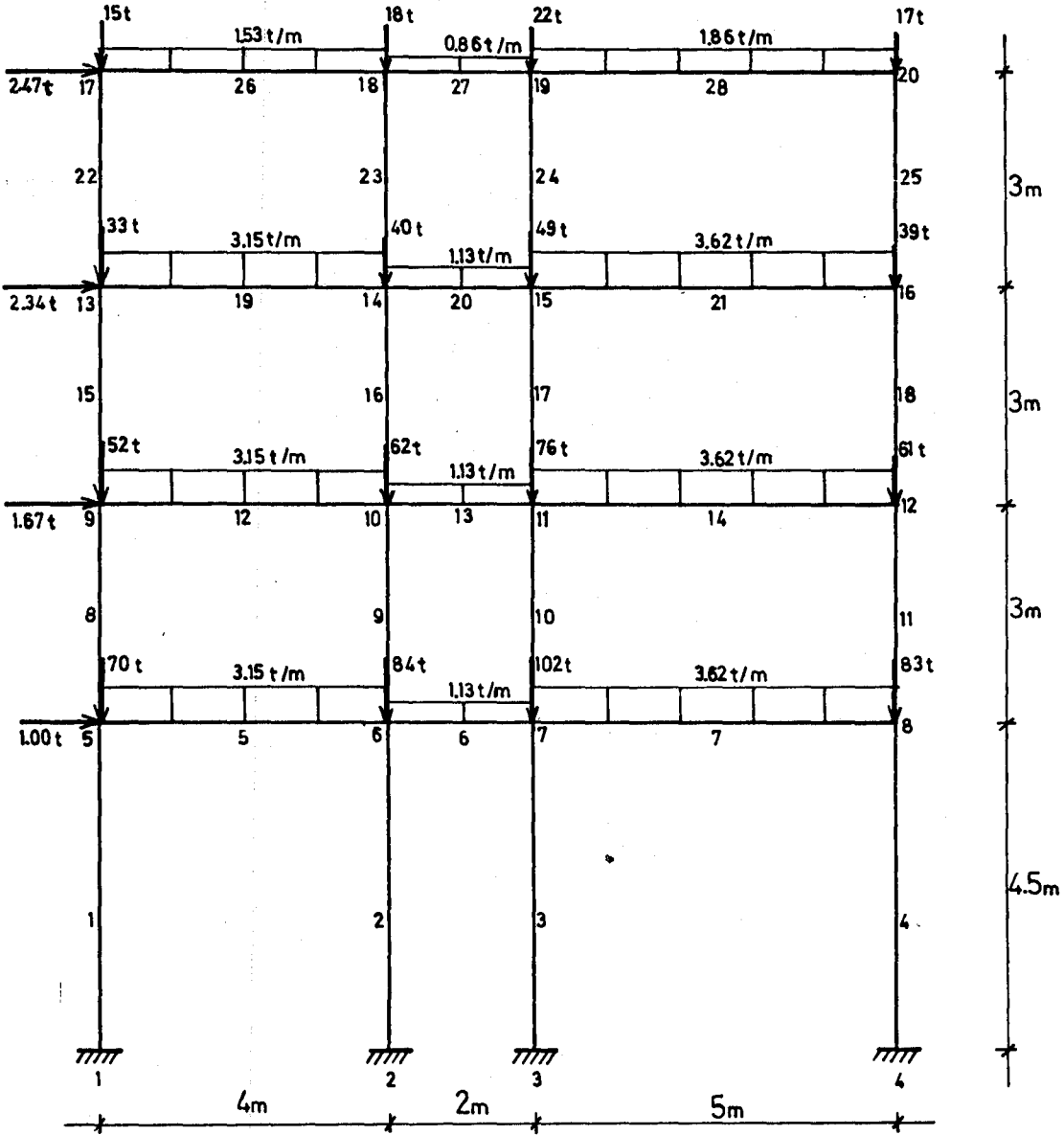
BS 25 $\rightarrow f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

$E = 3.025 \text{ e}6 \text{ kg/cm}^2$



Şekil- 3.8: Plan ve seçilen çerçeve tipi

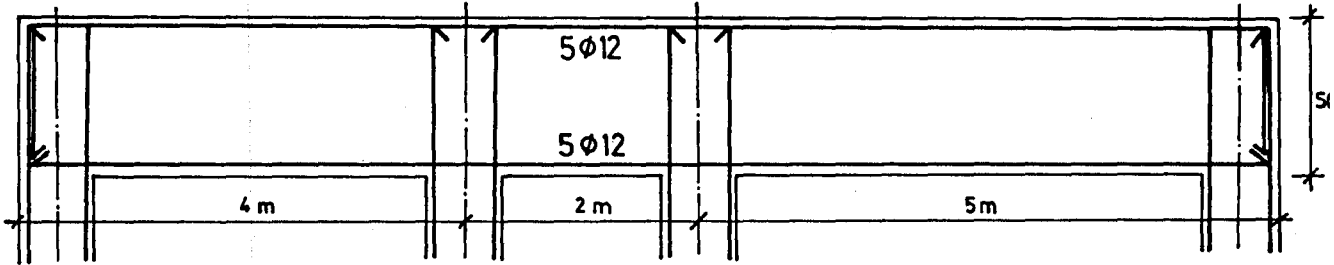
Yük analizi sonucunda çerçeveye etki eden düşey yükler aşağıda gösterilmiştir. Başlangıç yanal yükleri ise Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik [29]. esasları dahilinde hesaplanarak şekilde gösterilmiştir. Mafsal oluşumu incelenirken bu yanal yükler aynı oranda artırılarak hesaba devam edilmiştir.



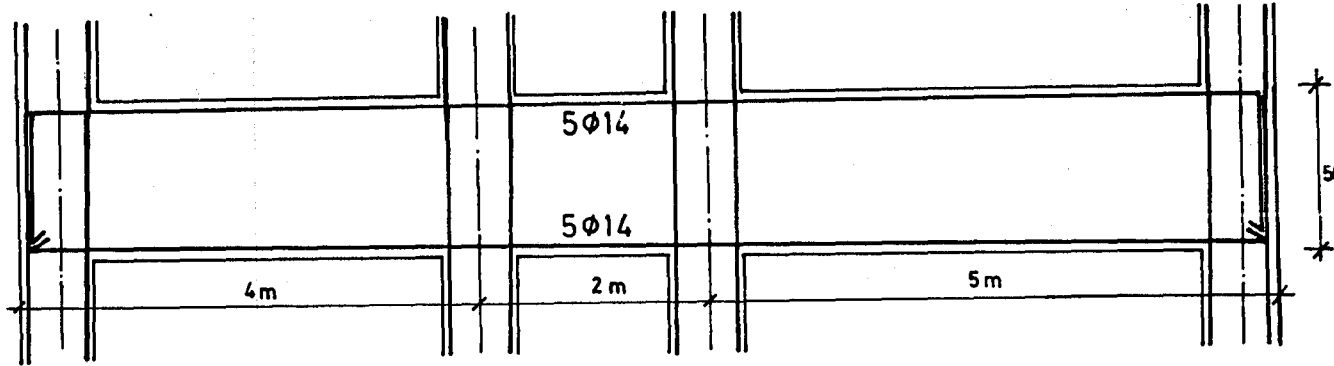
Şekil- 3.9: Çerçeveye etki eden yükler.

Çerçevenin bu yükler altında statik çözümü yapıldıktan sonra, betonarme hesabı yapılmış, kiriş ve kolonlarda donatılar bulunmuştur.

Kiriş Donatılarının İşlenmesi



a) En üst kat kirişleri



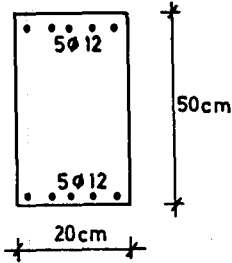
b) Ara kat kirişleri

Şekil- 3.10 : Kiriş donatılarının işlenmesi (düşey yüklerden)

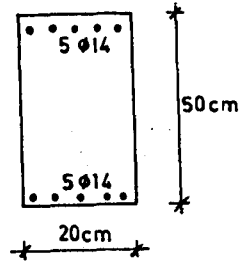
Kiriş ve kolon kesitleri ve donatıları :

Kirişlerde: Malzeme : BÇ III - 4200 kg/cm²

BS 25 250 kg/cm²

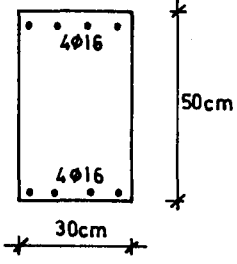


En üst katta

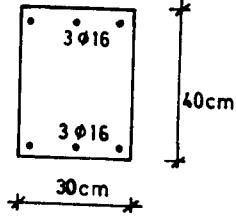


Ara katlarda

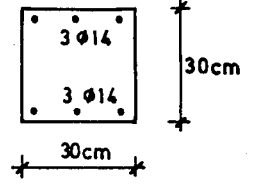
Kolonlarda: Malzeme : BÇ III - 4200 kg/cm²
BS 25 - 250 kg/cm²



Zemin katta



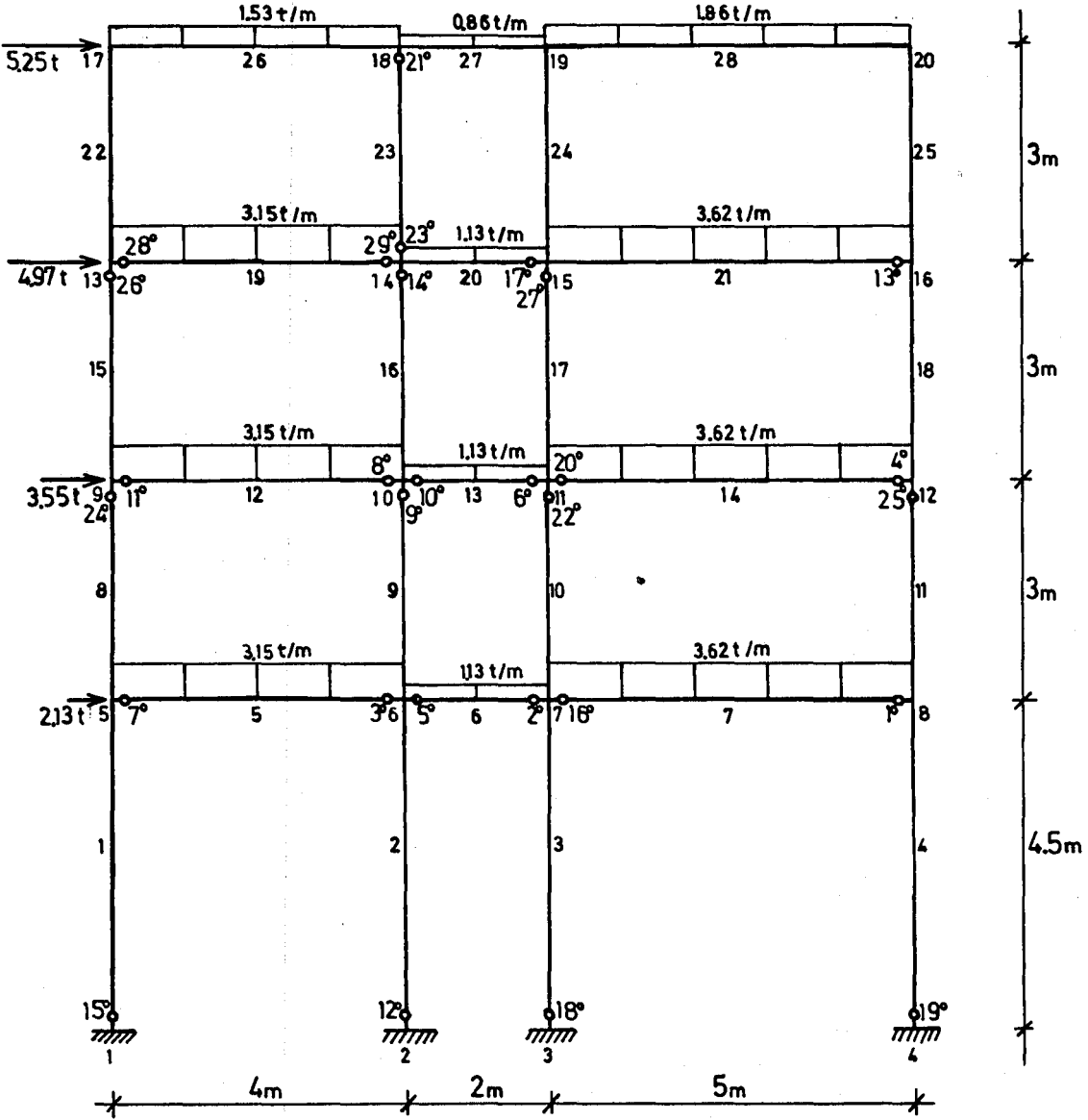
Ara katlarda



Üst katta

Yukarıda seçilen kolon-kiriş kesitleri ve donatıları (BS 25 - BÇ III) için PLASTİ 1 programı kullanılarak farklı aksenal yük seviyeleri için elde edilen kesit eğilme rijitlikleri ve limit momentleri örnek 1 deki gibi bulunmuştur.

Çerçeve mafsallı oluşumu aşağıdaki gibi gözlenmiştir.



Şekil- 3.11: Mafsallı oluşumu

Alt kata uygulanan

<u>Yanal yük (t)</u>	<u>Mafsal No.</u>	<u>Mafsal yeri</u>
2.13	1	8
2.35	2	7
2.77	3	12
2.84	4	6
3.18	5.6	11.6
3.95	7.8	5.7
4.01	9	10
4.23	10.11	10.10
4.44	12	16
4.52	3	14
4.60	14	2
4.67	15.16	9.1
4.72	17	15
4.94	18.19	18.14
5.00	20	3
5.02	21	4
5.10	22	11
5.18	23,24,25	9,11,13
5.21	26	15
5.27	27,28	17,13
5.31	29,30	12,19

Çerçevede ilk mafsalı oluşturan yanal yük = 2.13^t

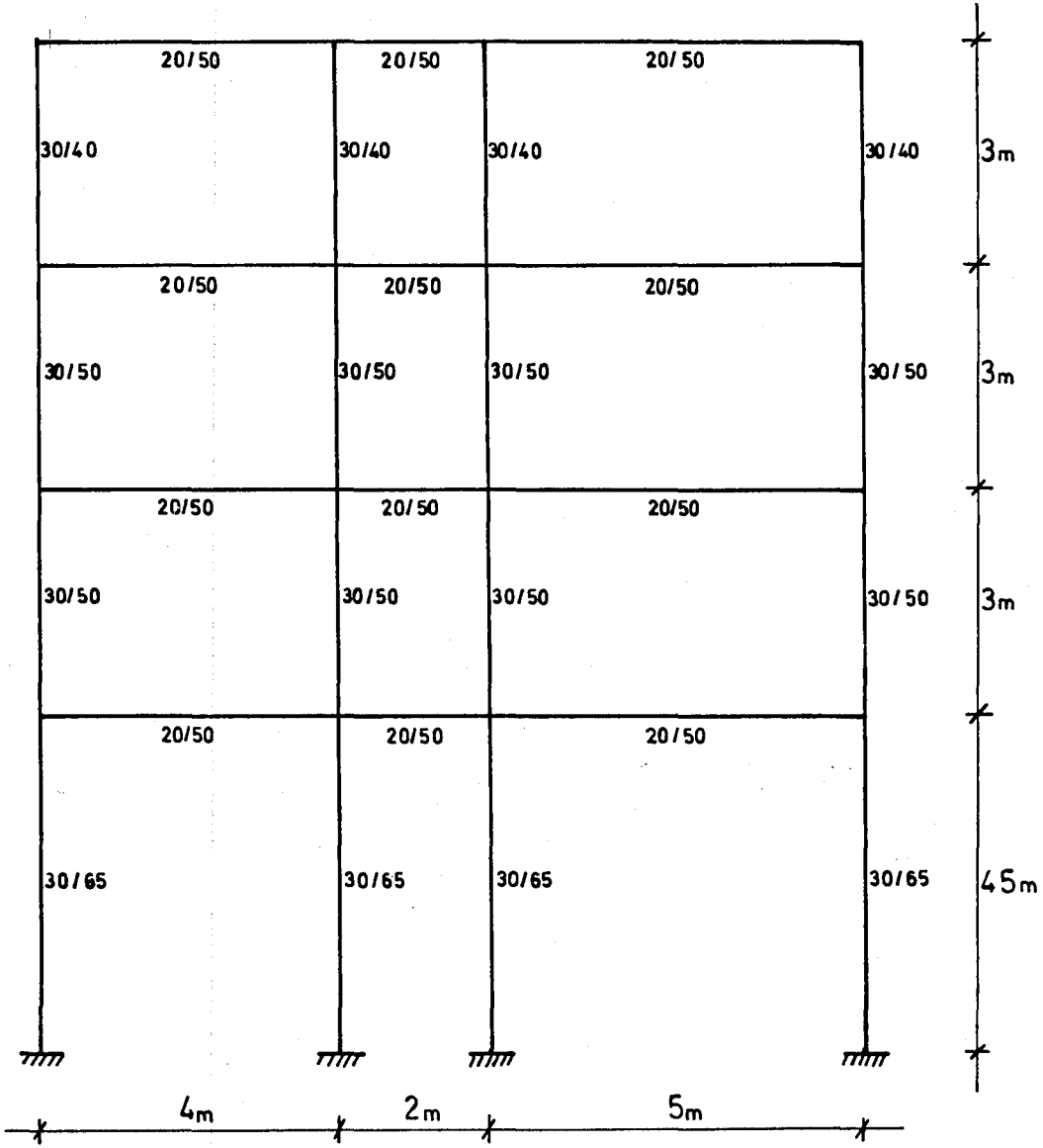
Çerçeveyi limit duruma getiren yanal yük = 5.31^t

$$\text{Düktilite oranı} = \frac{5.31}{2.13} = 2.49 \text{ dur.}$$

Çerçevenin serbest titreşim periyodu her mafsall oluşumu için aşağıdaki gibi bulunmuştur.

<u>Mafsall No.</u>	<u>Mafsall Yeri</u>	<u>Periyod (sn)</u>
1	8	1.70
2	7	1.75
3	12	1.83
4	6	1.88
5,6	11,6	2.37
7,8	5,7	2.78
9	10	2.87
10,11	10,10	3.13
12	16	3.17
13	14	3.27
14	2	3.48
15,16	9,1	4.19
17	15	4.28
18,19	18,14	4.356
20	3	5.16
21	4	9.07
22	11	11.85
23,24,25	9,11,13	15.88
26	15	22.66
27,28	17,13	23.88
29,30	12,19	-

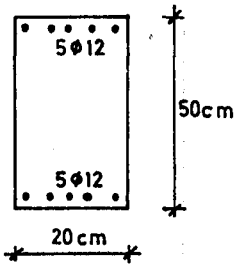
- İkinci aşamada aynı çerçeve kolon kesitleri büyütülerek ele alınmıştır. Kolon ve kiriş ebatları aşağıdaki gibidir.



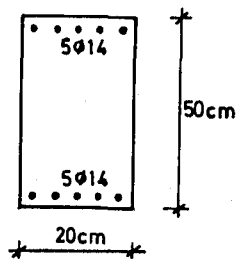
Şekil- 3.12: Çerçeve eleman kesitleri

Kiriş kesit özellikleri :

En üst katta



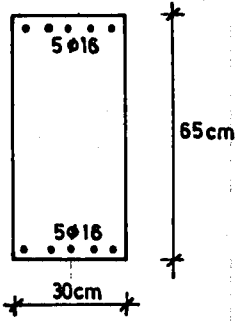
Ara katlarda



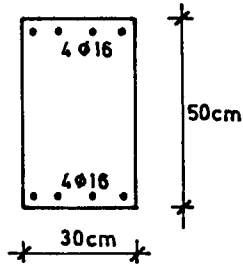
Malzeme : BÇ III $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 BS 25 $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Kolon kesit özellikleri :

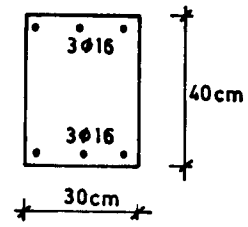
Zemin katta



Ara katlarda



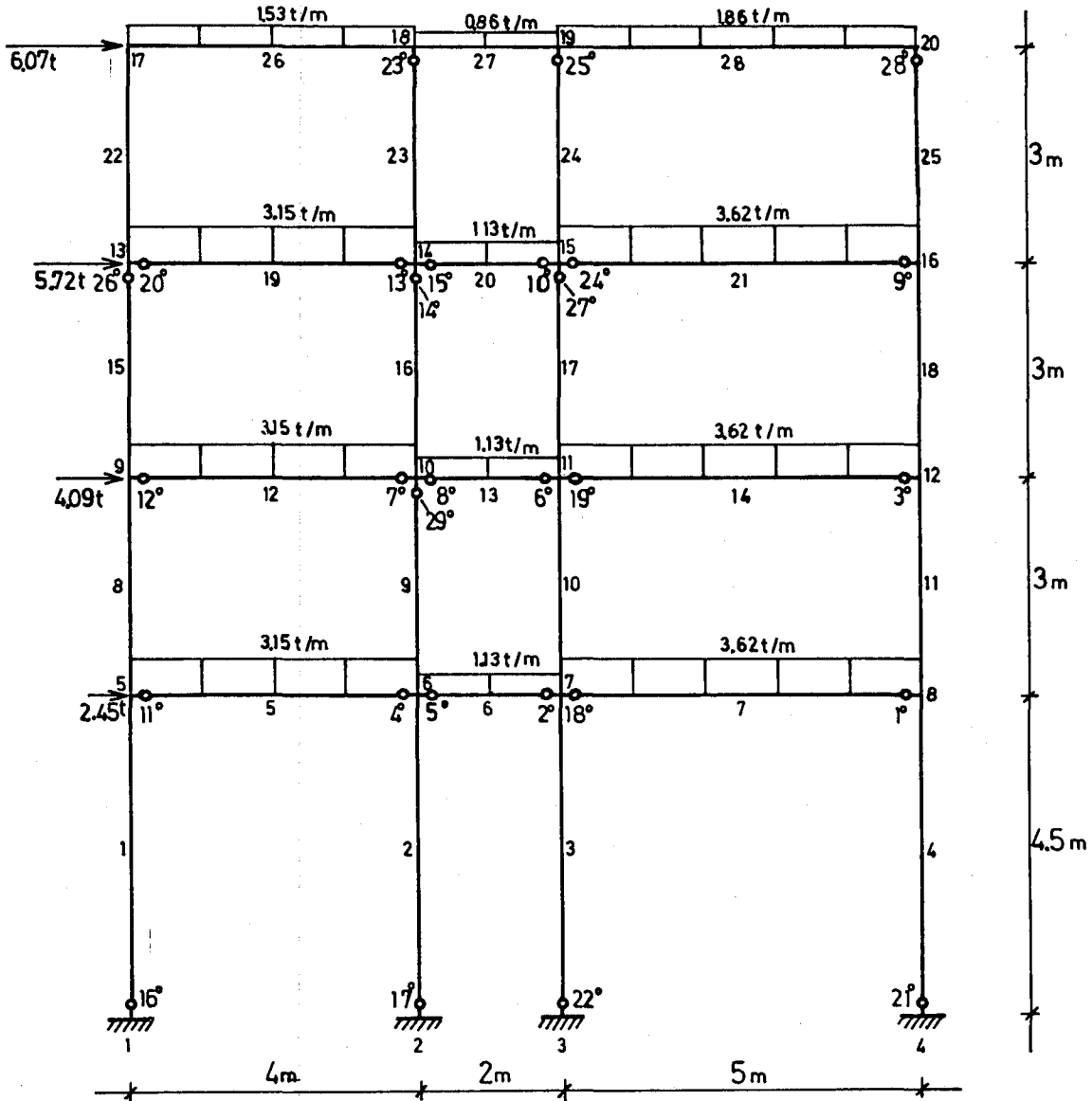
En üst katta



Malzeme : BÇ III $\rightarrow f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

BS 25 $\rightarrow f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Farklı aksenal yük seviyeleri için kesit eğilme rijitlikleri ve limit momentleri bulunduğundan sonra, çerçevede mafsallı oluşumu aşağıdaki gibi bulunmuştur.



Şekil- 3.13: Mafsall oluşumu

Alt kata uygulanan

<u>Yanal yük (t)</u>	<u>Mafsal No.</u>	<u>Mafsal yeri</u>
2.45	1	8
2.58	2	7
2.94	3	12
3.15	4	6
3.36	5	6
3.39	6	11
3.63	7	10
3.83	8	10
4.07	9	16
4.44	10,11	15,5
5.07	12	9
5.30	13	14
5.52	14	14
5.72	15	1
5.81	16	2
5.90	17	7
6.08	18	11
6.17	19,20	14,18
6.22	21	13
6.30	22	4
6.32	23	3
6.48	24	15
6.51	25	13
6.53	26	18
6.55	27,28	15,20
6.57	29	17

Çerçeve ilk mafsal oluşturan yük = 2.45^t

Çerçeveyi limit duruma getiren yanal yük = 6.57^t

Düktilite oranı $\frac{6.57}{2.45} = 2.68$

Çerçevenin serbest titreşim periyodu her mafsall oluşumu için şöyle bulunmuştur.

<u>Mafsall No.</u>	<u>Mafsall yeri</u>	<u>Periyod (sn)</u>
1	8	0.91
2	7	1.384
3	12	1.42
4	6	1.47
5	6	1.73
6	11	1.82
7	10	1.91
8	10	2.04
9	16	2.08
10,11	15,5	2.25
12	9	2.42
13	14	2.55
14	14	2.57
15	1	2.69
16	2	2.88
17	7	2.13
18	11	3.41
19,20	14,18	3.54
21	13	3.80
22	4	4.53
23	3	9.76
24	15	12.44
25	13	13.28
26	19	14.26
27,28	15,20	18.3
29	17	-

Alt kata uygulanan

<u>Yanal yük (t)</u>	<u>Mafsal No.</u>	<u>Mafsal yeri</u>
2.13	1	8
2.22	2	7
2.70	3,4	6,12
2.97	5	6
3.03	6	11
3.33	7	5
3.35	8	10
3.75	9,10	10,10
3.95	11	9
3.97	12	2
3.99	13	16
4.03	14	14
4.05	15	1
4.21	16,17	7,15
4.31	18,19,20,21,22	3,4,11,18,11
4.31	23,24,25,26	14,9,12,13

Çerçevede ilk mafsal oluşturan yanal yük = 2.13^t

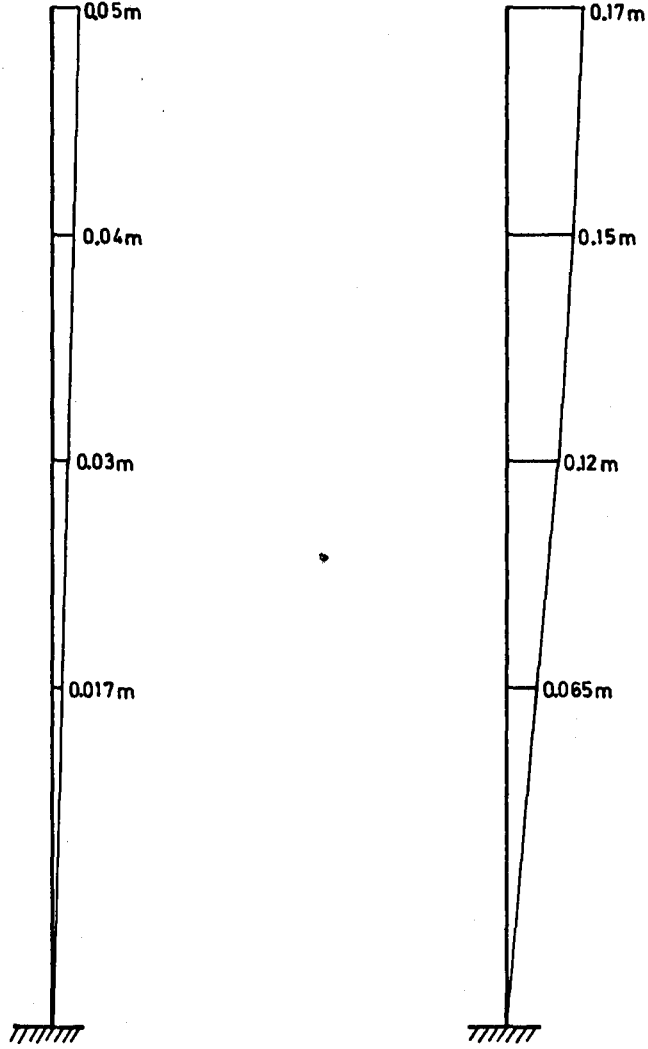
çerçeveyi limit duruma getiren yanal yük = 4.31^t

Düktilite oranı = 2.02 dir.

Çerçevenin serbest titreşim periyodu her mafsall oluşumu için şöyle bulunmuştur.

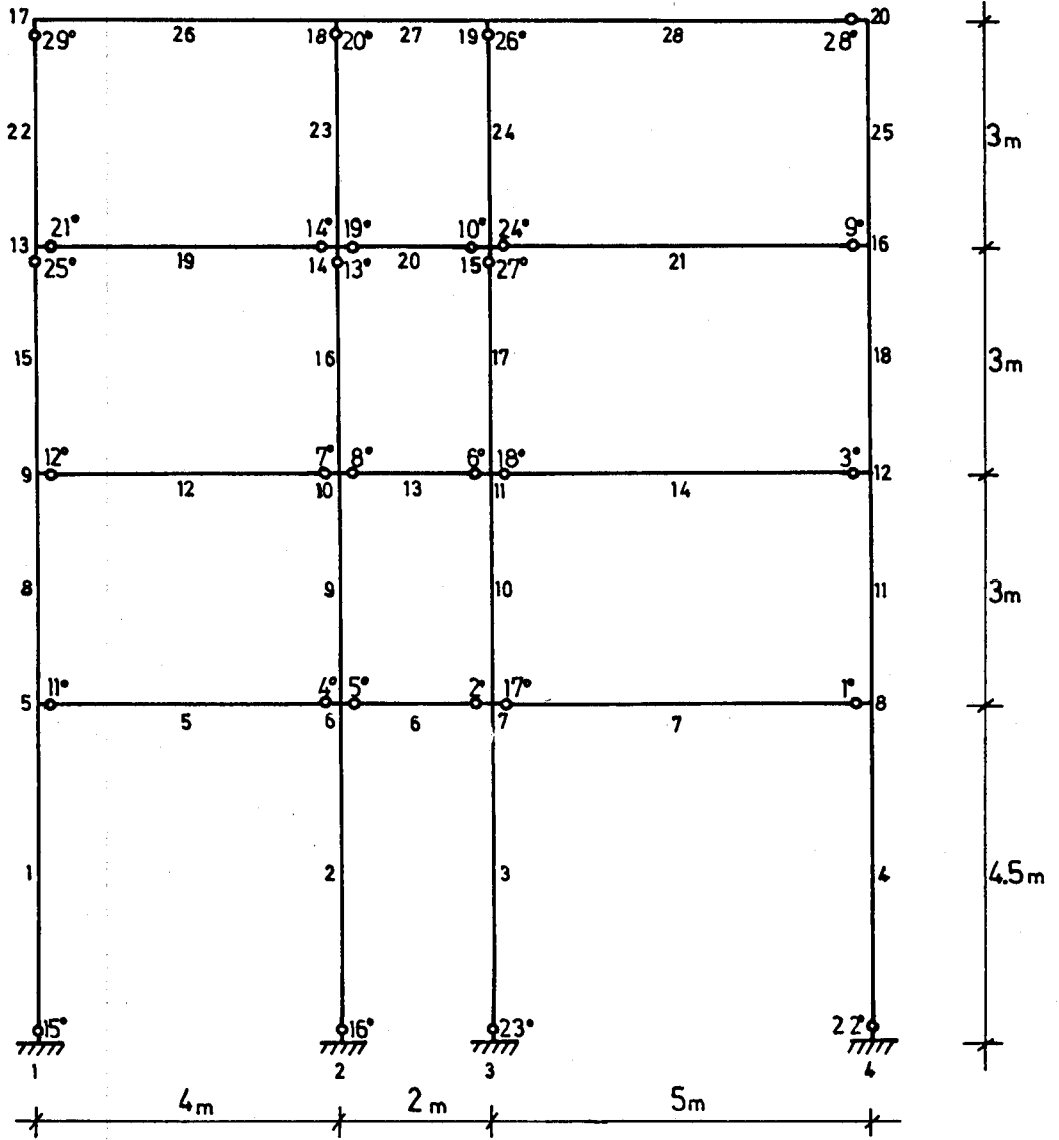
<u>Mafsall No.</u>	<u>Mafsall yeri</u>	<u>Periyod (sn)</u>
1	8	1.78
2	7	1.90
3,4	5,12	2.05
5	6	2.28
6	11	2.36
7	5	2.56
8	10	2.64
9,10	10,10	2.85
11	9	3.03
12	2	3.20
13	16	3.24
14	14	3.38
15	1	3.62
16,17	7,15	4.28
18,19,20,21,22	3,4,11,18,11	12.3
23,24,25,26	14,9,12,13	-

İlk ve son mafsall oluşumlarındaki deplasmanlar aşağıdaki gibidir.



Şekil- 3.15 : İlk ve son mafsall oluşumundaki deplasmanlar

-Dördüncü aşamada ikinci aşamada çözülen çerçeve 2.ci mertebe momentleri gözönüne alınarak çözülmüş ve mafsall oluşumu aşağıdaki gibi gözlenmiştir.



Şekil- 3.16 : Mafsall oluşumu

Alt kata uygulanan

<u>Yanal yük (t)</u>	<u>Mafsal No.</u>	<u>Mafsal yeri</u>
2.45	1	8
2.47	2	7
2.74	3	12
2.98	4	6
3.17	5	6
3.24	6	11
3.45	7	10
3.77	8	10
3.94	9	16
4.16	10,11	25,5
4.53	12	9
4.90	13	14
4.94	14	14
5.01	15	14
5.28	16,17	1,2
5.36	18	7
5.60	19,20	11,13
5.70	21	4
5.70	32	3
5.70	23	18
5.70	24	15
5.70	25,26,27,28,29	19,13,15,20,10

Çerçevede ilk mafsal oluşturan yanal yük = 2.45^t

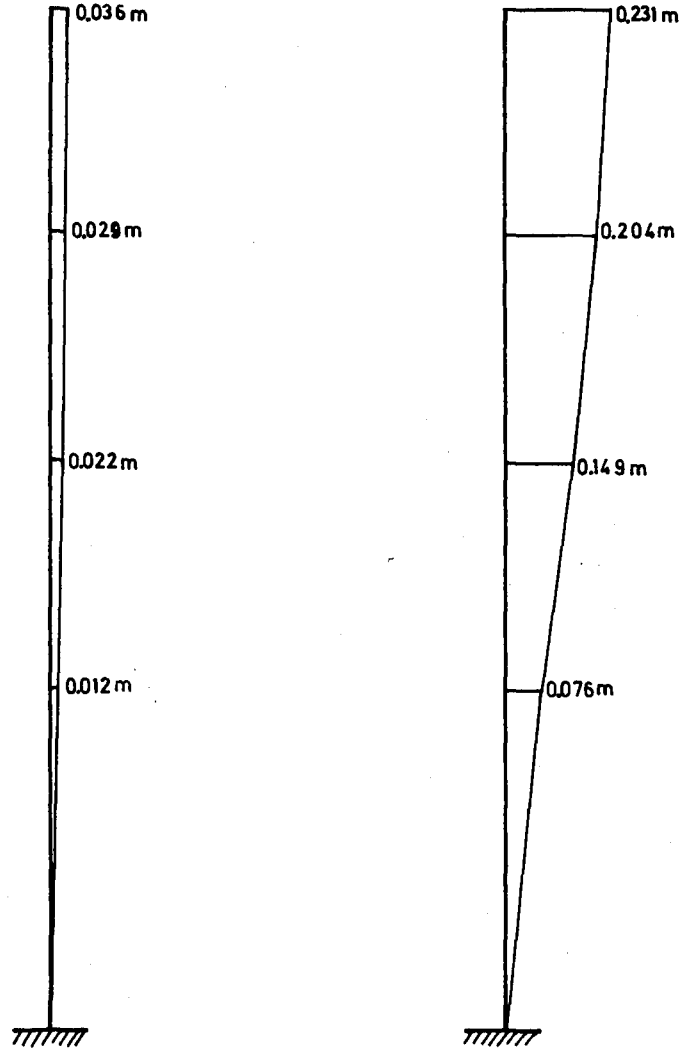
Çerçeveyi limit duruma getiren yanal yük = 5.70^t

$$\text{Düktilite oranı} = \frac{5.70}{2.45} = 2.23 \text{ tür.}$$

Çerçevenin serbest titreşim periyodu her mafsall oluşumu için şöyle bulunmuştur.

<u>Mafsall No.</u>	<u>Mafsall yeri</u>	<u>Periyod (sn)</u>
1	8	1.38
2	7	1.48
3	12	1.52
4	5	1.62
5	6	1.74
6	11	1.82
7	10	1.91
8	10	2.04
9	16	2.08
10,11	15,5	2.25
12	9	2.40
13	14	2.48
14	14	2.60
15	14	2.64
16,17	1,2	2.94
18	7	3.19
19,20	11,13	3.70
21	4	4.41
22	3	9.38
23	18	9.72
24	15	12.47
25,26,27,28,28	14,13,15,20,10	-

İlk ve son mafsalsal oluşumundaki deplasmanlar aşağıdaki gibidir.



Şekil- 3.17 : İlk ve son mafsalsal oluşumundaki deplasmanlar

4.SONUÇLAR

İlk adımda değişik eksenel yük seviyeleri için farklı özelliklere sahip betonarme kesitlerin eğilme rijitlikleri ve limit momentleri hesaplandı. Düktilitenin eksenel yük düzeyi ile ters orantılı olduğu, yani eksenel yükün artması düktiliteyi büyük ölçüde azalttığı görülmüştür. Bu sonuç literatürde bulunan sonuçlarla uyum içindedir.

Daha sonra yapı düktiliteleri araştırılmak üzere iki ayrı tip çerçeve ele alındı. Bu çerçevelerdeki farklı özelliklere sahip bütün kesitlerin eğilme rijitlikleri ve limit momentleri farklı eksenel yük seviyeleri için hesaplandı ve bulunan bu değerler analizlerimizde kullanılmıştır.

Seçilen çerçeveler değişik aşamalarda sabit düşey yükler ve tedrici artan yanal yüklere göre çözüldü. Diğer bir deyişle çerçeveler mekanizma konumuna getirildi. Her iki tip çerçeve için sonuçlar aşağıdaki tablolarda verilmiştir.

Tek katlı, tek açıklıklı çerçevede,

	İlk mafsâl oluşumundaki yanâl yük (ton)	Son mafsâl oluşumundaki yanâl yük (ton)	Düktilite oranı	İlk mafsâl oluşumundaki periyot (sn)	Son mafsâl oluşumundaki periyot (sn)	Açıklama
1. Aşama	9.00	16.90	1.88	0.32	1.27	-
2. Aşama	9.20	16.80	1.83	0.32	1.22	1. aşamada çerçeve giriş açıklık çekme donatısı % 25 arttırılmıştır.
3. Aşama	9.40	16.90	1.79	0.31	1.19	1. aşamadaki çerçeve giriş açıklığındaki çekme donatısı % 50 arttırılmıştır.
4. Aşama	27.70	32.80	1.18	0.23	0.95	1. aşamadaki çerçeve pürsantajı iki katı arttırıldı.
5. Aşama	7.70	11.60	1.51	0.47	1.62	1. aşamadaki çerçeve kolon ebatları düşürüldü. (30/30) ve kolon donatısı minimum pürsantaj.
6. Aşama	7.50	16.00	2.13	0.30	1.19	1. aşamadaki çerçevede beton kalitesi BS 35 olarak alındı ve çözüldü.

Çok katlı, çok açıklıklı çerçevede,

	İlk mafsâl oluşumundaki yanal yük (Alt kat için) (ton)	Son mafsâl oluşumundaki yanal yük (Alt kat için) (ton)	Düktilite oranı	İlk mafsâl oluşumundaki periyot (sn)	Son mafsâl oluşumundaki periyot (sn)	Açıklama
1.Aşama	2.13	5.31	2.49	1.70	≈23.88	-
2.Aşama	2.45	6.57	2.68	0.91	≈18.3	1. aşamadaki çerçeve kolonları orantılı olarak büyütüldü ve minimum pürsantaj alınarak çözüldü.
3.Aşama	2.13	4.31	2.02	1.78	≈12.3	1.aşamadaki çerçeve 2. mertebe momentleri gözönüne alınarak çözüldü.
4.Aşama	2.45	5.70	2.33	1.38	≈12.47	2.aşamadaki çerçeve 2. mertebe momentleri gözönüne alınarak çözüldü.

Bulunan bu değerlerin ışığı altında yanal yük etkisindeki çerçevelerin yapı düktiliteleri hakkında şunu söylemek mümkündür.

- Çekme çeliğinde yapılan artış, yapı düktilitesi ile ters orantılıdır, yani yapı düktilitesini azaltmaktadır. Buna karşılık basınç çeliğindeki artış yapı düktilitesini arttırmaktadır.

- Kolonlarda donatının arttırılması yerine, kolon boyutlarının arttırılması yapı düktilitesini arttırmaktadır.

- Beton kalitesinin arttırılması, yapı düktilitesini arttırmaktadır.

- Her iki tip çerçeve için periyotlar incelenmiş ve mafsal oluşumunun sistemin serbest titreşim periyodunu yükselttiği gözlenmiştir. Burada binaya etki eden deprem yükünün azalmasına neden olmaktadır.

- Tek açıklıklı çerçevenin ilk aşaması için mafsal yüzlerinin karşılıklı dönmeleri virtüel iş yöntemi ile bulunmuştur. Diğer taraftan ampirik formüllere göre bulunan eşdeğer mafsal uzunluğu boyuna bağlı olarak mafsalların bir tarafı için dönme miktarları bulunmuştur. Bulunan bu değerler kıyaslandığında emniyetli tarafta kaldığımız görülmüştür.

- Çok katlı betonarme bina çerçevelerinde 2. mertebe momentlerin göz önüne alınması sonucunda, yapı duktilitesinin etkin bir şekilde azaldığı görülmüştür.

K A Y N A K L A R

1. Ersoy, U., "Betonarme, Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı", Bizim Büro Basımevi, Ankara, 1985.
2. Ferguson, P.M., "Reinforced Concrete Fundamentals", John Wiley and Sons, 1973.
3. TS 500, "Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları", TSE, Ankara, 1985.
4. DIN 1045, "Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung", 1978.
5. CEB, "Comite Euro-International du Beton", 1978.
6. Ersoy, Uğur "Taşıma Gücü Varsayımları İle Bir İrdeme", İMO Teknik Dergi Cilt 1, Sayı 1, 61, 77, Ankara, Ocak 1990.
7. Sargin, M., "Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections", University of Waterloo, 1971.
8. Park, R., Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, 1975.
9. Soliman, M.T.M. and Yu, C.W., "The Flexural Stress-Strain Relationships of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement", Mag. Concrete Res., 1967.
10. Monnier, Ir Th., "The Moment Curvature Relation of Reinforced Concrete", Institute TNO for Building Materials and Building Structures IBBC, Report No: BI-69-72, September 1969.

11. Aka İsmet, Kumbasar Nahit, "Betonarmede Taşıma Gücü", İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İstanbul, Kasım 1988.
12. Wight, K.J - Berg G.V., "Eartquakes and Rainforced Concrete", Concrete Construction, 1984.
13. Wasti, S.T., "Limit Analizi", O.D.T.Ü. Yayın No. 21, Ankara, 1968.
14. Ghali, A., Neville, A.M., "Structural Analysis", Bizim Büro Basım-evi, Ankara, 1984.
15. Baker, J., Heyman, J., "Plastic Desing of Frames", Cambridge University Press, 1969.
16. Wang, C.K., "General Computer Program for Limit Analysis", Proc. ASCE, Vol. 89, No: ST 6, 1963.
17. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, (ACI 318-77)", American Concrete Institute, Detroit, 1977.
18. Pfrang, E.O., Siess, C.P., Sözen, M.A., "Load-Moment Curvature Characteristics of Reinforced Concrete Cross Sections". Journal ACI, Vol. 61, No: 7, July 1964.
19. Richard F.E., Brandtzaeg, A., Brown, R.L., "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression", University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 190.
20. İyengar, K.T.S., Desayi, P., Reddy, K.N., "Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders", Magazin of Concrete Research, Vol 22, No:72, September 1970.

21. Desayi, P., Iyengar, K.T.S, Reddy, K.N., "Ductility of Reinforced Concrete Sections with Confined Compression Zones", Int. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 4, No: 2, 1975.
22. Ahmad, S.H., Shah S.P., "Stress Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement", ACI Journal, Nov.-Dec. 1982.
23. Roy, H.E.H., Sözen, M.A., "Ductility of Concrete", Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete", ASCE-ACI, Miami, Nov. 1964.
24. Soliman, M.T.M., Yu, C.W., "The Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement", Magazine of Concrete Research, Vol. 61, Dec. 1967.
25. Park, R., Priestley, M.J., Gill, W.D., "Ductility of Square-Confined Concrete Columns", A.S.C.E., Vol. 108, N ST4, April 1982.
26. Base, G.B, read, J.B. "Effectiveness of Helical Binding in the Compression Zone of Concrete Beams", Journal ACI, Vol. 62, No.7, July 1965.
27. "Beton-kalender", Verlag von Wilhelm Ernst & Shohn, Berlin-München, 1983.
28. Aydın Ruhi, "Betonarme Narin Kolonların İkinci Mertebe Etkilerine Göre Hesabı", Anadolu Üniv. Müh. Mim. Fakültesi Dergisi, Cilt III, Sayı 2, S. 53-70, 1988.
29. "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik", Ankara, Temmuz 1975.

ÖZGEÇMİŞ

Nevzat KIRAÇ 1955 yılında Eskişehir'de doğdu. İlk öğrenimini 1966' da, orta öğrenimini de 1973'de Eskişehir'de tamamladı. 1973 yılında girdiği E.D.M.M.A. İnşaat Bölümünü 1977 de bitirdi. 1978 de Ankara'da İller Bankası Genel Müdürlüğü Kanalizasyon Dairesi'nde kısa bir süre çalıştıktan sonra, aynı yıl Milli Eğitim Bakanlığı adına Yüksek Lisans eğitimi için başlangıçta Almanya'ya daha sonra Amerika'ya gönderildi. 1983'de University of Southern California, Los Angeles tan mezun oldu. Askerlik görevini tamamladıktan sonra 1985 yılında Anadolu Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Bölümüne Öğretim Görevlisi olarak girdi.

Evli ve bir çocuk babası olan Kiraç, halen aynı bölümde Öğretim Görevlisi olarak çalışmaktadır.

