



T.C.  
BAYINDIRLIK ve İSKÂN BAKANLIĞI  
AFET İŞLERİ GENEL MÜDÜRLÜĞÜ  
DEPREM ARAŞTIRMA DAİRESİ

# DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

39



## Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

*Bulletin of Earthquake Research  
( Bull. Earthq. Res. )*



Ekim [October] / 1982  
Cilt [Volume]: 9

# Sayı [Issue]: 39

# İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

---

## ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Perde-Çerçeveseli Yüksek Yapıların Yatay Yüklere Göre Hesabı ve Temel  
Teşkilî (Hesap ve Konstrüktif Esaslar) [Calculation and Foundation  
Formation of Shear-Framed Tall Buildings According to Horizontal  
Loads (Calculation and Constructive Principles)]

Kemal ÖZDEN, Ali PORTAKALCI ..... 5-84

Filizet KURBAN  
İng. Müh.

**DEPREM  
ARAŞTIRMA  
BÜLTENİ**

**39**

**DEPREM  
ARAŞTIRMA  
BÜLTENİ**

**39**

**DEPREM ARAşTIRMA  
BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır  
Bilim ve Meslek Dergisi



**Sahibi**

İmar ve İskân Bakanlığı adına  
Oktay Ergünay  
Deprem Araştırma Dairesi Başkanı



**Yazı İşleri Müdürü**

Erol Aytac  
Deprem Araştırma Dairesi  
Yayın ve Dökümantasyon Müdür V.



**Yönetim Yeri ve Yazışma Adresi**

Deprem Araştırma Dairesi  
Başkanlığı Yüksel Caddesi No. : 7/B



Yenişehir/ANKARA



**Telefon : 13 97.77 — 17 69 55**



Saydam Matbaacılık Tel : 18 53 09

## DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

YIL : 9

SAYI : 39

EKİM 1982

### BU SAYIDA

Perde - Çerçeveseli Yüksek Yapıların Yatay Yüklere Göre Hesabı ve Temel Teşkili

(Hesap ve Konstrüktif Esaslar)

Dr. Müh. Kemal ÖZDEN

Yük. Müh. Ali PORTAKALCI

PERDE-ÇERÇEVELİ YÜKSEK YAPILARIN

YATAY YÜKLERE GÖRE HESABI

VE

TEMEL TEŞKİLİ

(HESAP VE KONSTRÜKTİF ESASLAR)

Dr.Müh. Kemal ÖZDEN

Yük.Müh.Ali PORTAKALCI

ABSTRACT

In this study the use of the method given in Ref. [1] for the analysis of the shearwall-frame systems subjected to lateral loads, is made more efficient.

In addition, easily applicable and sufficient accurately approximate methods are given for calculating the following effects :

- 1) The rotation at the base of shearwalls and columns,
- 2) The temperature gradient, creep and shrinkage of a part of the shearwalls and the columns,
- 3) The interaction between the superstructure and the elastically supported foundation system.



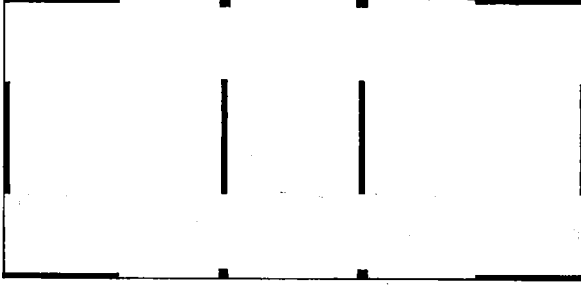
## Ö Z E T

Bu çalışmada, kaynak [1] 'de yatay yüklere maruz perde duvar ve çerçevesi sistemlerin analizi için verilen metodun kullanılması daha kolaylaştırılmaktadır. Bundan başka, aşağıdaki etkilerin hesaplanması için yeterli derecede hassas olan ve kolayca uygulanabilen metodlar verilmektedir.

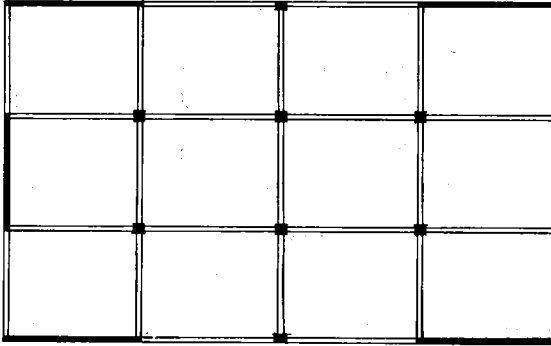
- 1- Perde duvar ve kolonların temel dönmesi,
- 2- Perde duvar ve kolonların bir bölümünde sünme ve rötre etkisi ile ısı değişimleri,
- 3- Üst yapı ile elastik olarak mesnetlenmiş temel sisteminin karşılıklı etkileşmesi.

## I- G İ R İ Ő

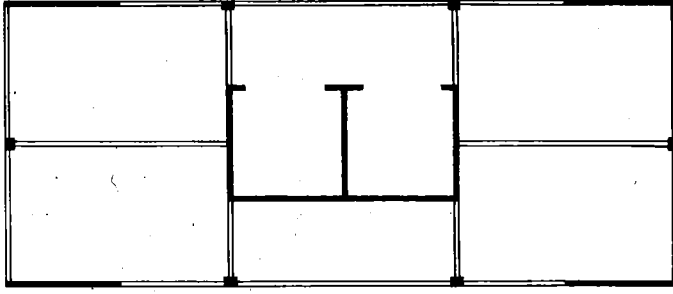
Bina yüksekliğinin 25 m. ve daha fazla olduğu durumlarda bilhassa deprem etkilerinin önemli olduğu bölgelerde, binanın yatay tesirlere karşı emniyetini yalnız çerçevelerle temin etmek hem malzeme ve hem de alt katlardaki hacim kaybı sebebi ile uygun bir çözüm olmamaktadır. Bu hallerde yatay rijitlik elemanları denecek olan perdeler veya çekirdekler ve bazen de hem perde ve hem de çekirdekler teşkil edilmektedir. Burada çerçeveler varsa onlar bu yatay rijitlik elemanları ile ya mafsallı veya rijit bir şekilde bağlanabilmektedir. Şekil 1.1 de yatay rijitlik elemanlarına bazı örnekler verilmiş bulunmaktadır.



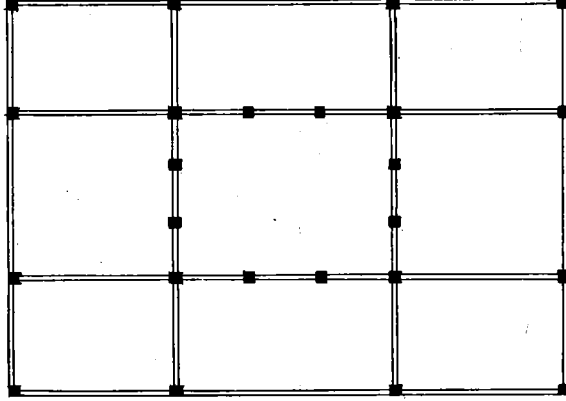
Şekil 1.1a



Şekil 1.1b



Şekil 1.1c



Şekil 1.1d

Yatay yükler, diğey eleman olarak Şekil 1.1a da yalnız perdelerle, Şekil 1.1b de perde-çerçevelerle, Şekil 1.1c de çerçeve-perde-çekirdek lerle ve Şekil 1.1d de ise bir tüple taşınmaktadır.

Bu kitapta tatbikatta pek çok geçençerçeve-perde sistemlerinin yatay yüklere göre hesabı, boyutlandırılması ve temellerin etkisi incelenmiş ve pratik çözümler verilmiştir.

II.Bölümde düzlemsel çerçeve-perde sistemlerinin hesabı için uygulaması çok basit bir metod verilmiştir.

III.Bölümde perde temelının dönelir olması, kirişlerde kayma deformasyonunun hesaba katılması, kiriş-perde birleşiminde kiriş mesnedinde betondaki çatlakların etkisi, çerçeve kolonlarının temellerinde dönmelerin gözönüne alınması, ısı değişimi ve sünmenin etkisi gibi özel haller gözönüne alınmıştır.

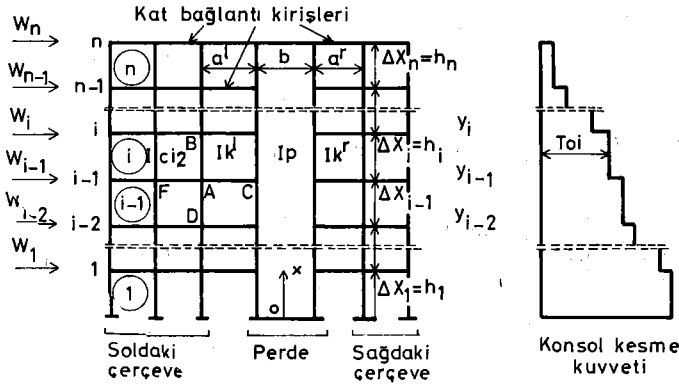
IV.Bölümde temelle üst yapının karşılıklı etkisinin hesaplanabilmesi için basit bir yöntem verilmiştir.

V.Bölümde misal 1 de çerçeve-perdeli 20 katlı bir binanın, misal 2 de 10 katlı bir binanın yatay yüklere göre hesabı verilmiştir. Misal 3 de ise, 5 katlı bir binada temelle üst yapının karşılıklı etkisi hesaplanmış ve aynı sistemin kesin hesap sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

## II- DÜZLEMSEL ÇERÇEVE-PERDE SİSTEMLERİNİN HESABI

### 2.1. TARİFLER :

Bir çerçeve-perde sistemi, perde veya perdeler, bunların iki veya bir tarafında çerçeveler ile çerçeveleri perdeler ve perdeleri birbirine bağlayan bağlantı kirişlerinden meydana gelen bir sistem olarak tarif edilebilir. Böyle bir sistemde kullanılan notasyonlar Şekil 2.1 de verilmiştir.  $y$  ile sistemin yatay yerdeğiştirmesi ve  $T_o$  ile yapı konsol bir kiriş kabul edildiğinde bu kirişin kesme kuvveti gösterilmiştir.



Şekil 2.1

## 2.2. ÇERÇEVE-PERDE SİSTEMİNİN FİKTİF BİR SİSTEME DÖNÜŞTÜRÜLMESİ :

Çerçeve-perde sisteminin çerçeveleri, giriş boy kısaltmaları ihmal edilerek ve Muto'nun D metodu kullanılarak bir kayma konsol girişine dönüştürülebilir. Bu metoda ikinci kat aralığında buyu hij, atalet momenti I<sub>cij</sub> olan bir kolonun (Şekil 2.1) alabildiği Q<sub>ij</sub> yataykesme kuvvetinin

$$D_{ij} = \frac{12 E I_{cij}}{h_{ij}^3 (= \Delta x_{ij}^3)} \cdot a_{ij} \quad 2.1$$

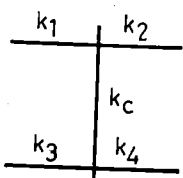
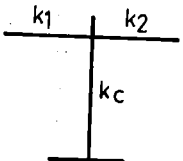
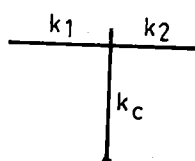
le orantılı ve i nci katın (i-1) inci kata göre izafi gitme miktarı olan  $\Delta y_i = y_i - y_{i-1}$  in (y ler sistemin yatay gitmesi)

$$\Delta y_i = y_i - y_{i-1} = \frac{Q_{cij}}{D_{ij}}$$

duğu bilinmektedir [1].

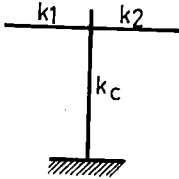
a<sub>ij</sub>'ler Tablo 2.1 de verilmişlerdir. Temel kolonları için Bölüm 3.5 de rilen düzeltilmiş a<sub>ij</sub> değerleri de tablonun alt kısmında gösterilmiştir.

TABLO 2.1

KAT KOLONLARI	TEMELE ANKASTRE BAĞLI KOLON	TEMELE MAFSALLA BAĞLI KOLON
		
$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 k_c}$	$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$	$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$
$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$	$a = \frac{\bar{k} + 0.5}{2 + \bar{k}}$	$a = \frac{0.5 \bar{k}}{1 + \bar{k}}$

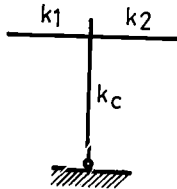
Temel kolonları için düzeltilmiş a<sub>ij</sub> değerleri:

TEMELE ANKASTRE BAĞLI KOLON



$$a = \frac{\bar{k} + 0.33}{\bar{k} + 1.33}$$

TEMELE MAFSALLA BAĞLI KOLON



$$a = \frac{1}{4} \cdot \frac{\bar{k} - 3}{\bar{k} + 1}$$

Çerçeveyi perdeye bağlayan bağlantı kirişinin çerçeve tarafındaki k  
kiriş redörü için E=1 alındığında

$$k = \frac{I}{a} \left( 1 + \frac{b}{2a} \right)$$

alınmalıdır.

Çerçevenin i ninci kat aralığında konsol kiriş kesme kuvveti  $T_{fi}$  olsun.  
Bu kattaki kolon kesme kuvvetleri  $Q_{cij}$  lerin toplamının  $T_{fi}$  ye eşit olacağı  
açıktır.

$$\sum Q_{cij} = T_{fi} \quad 2.3$$

2.2. den 2.3 ile

$$\begin{aligned} \Delta y_i &= \frac{Q_{ci1}}{D_{i1}} = \frac{Q_{ci2}}{D_{i2}} = \frac{Q_{cij}}{D_{ij}} = \frac{Q_{cim}}{D_{im}} \\ &= \frac{\sum Q_{cij}}{\sum D_{ij}} = \frac{T_{fi}}{D_i} \end{aligned} \quad 2.4$$

yazılabilir.

Burada

$$D_i = \sum_{j=1}^m D_{ij} \quad 2.5$$

dir.

Bu çerçeve yerine i ninci kat aralığında kayma rijitliği  $G_{Si}$  olan bir  
kayma kolonu düşünülün. Bu kolonda i ninci kat aralığında  $\gamma_i$  kayma açısının

$$\begin{aligned} \gamma_i &= \frac{y_i - y_{i-1}}{h_i} \\ \gamma_i &= \frac{\Delta y_i}{h_i} = \frac{\Delta y_i}{\Delta X_i} = \frac{T_{fi}}{G_{Si}} \end{aligned} \quad 2.6$$

olarak yazılabileceği bilinmektedir [1].

Bu ifadeden

$$G_{Si} = \frac{T_{fi}}{\Delta y_i} \cdot h_i \quad 2.7$$

olarak bulunur. Diğer taraftan 2.4 ten

$$\frac{T_{fi}}{\Delta y_i} = D_i \quad 2.8$$

olduğu görülmektedir. Bununla 2.7 ye gidilirse

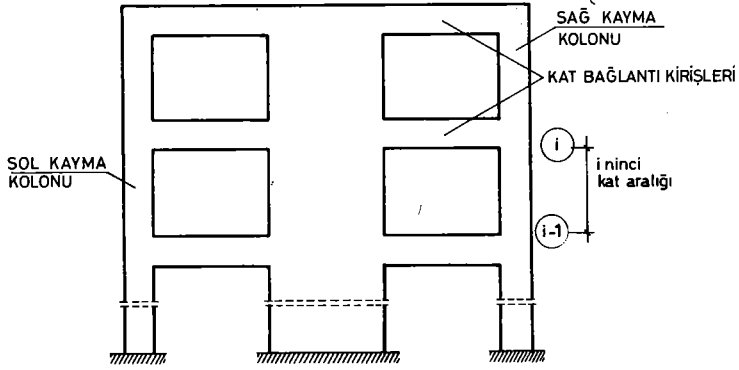
$$G_{Si} = h_i \cdot D_i = \Delta X_i \cdot D_i \quad 2.9$$

ulunur.

Şu halde çerçeve yerine i ninci kat aralığında kayma rijitliği  $G_i$  yukardaki şekilde tarifli bir kayma kolonu konulabilir. Bu durumda kayma kolonunun yatay deplasmanları ve kesme kuvveti çerçevenin yatay deplasmanları ve toplam kesme kuvvetlerini verecek demektir.

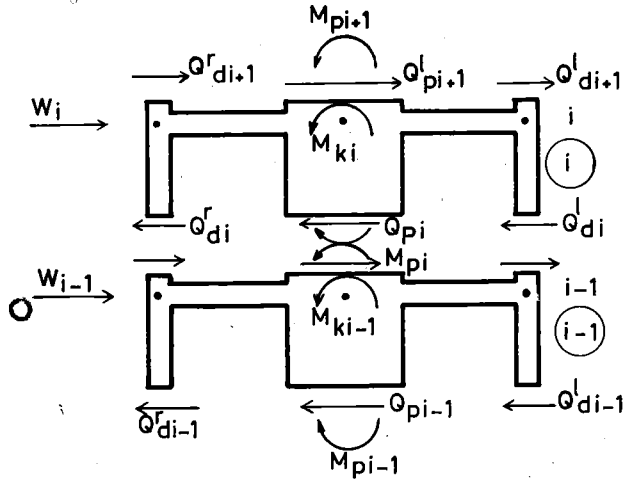
G olarak betonun kayma modülü alınabilir.

Şimdi perde-çerçeve sisteminde çerçeveler yerine yukarıda belirtilen kayma kolonları konmuş olsun. Şekil 2.2.



Şekil 2.2

Bu sistem kat bağlantı kirişlerinin hemen üstünden yatay düzlemlerle kesilerek elde edilen kısımlara etkiyen iç kuvvetler ve dış kuvvetler gözönüne alınmış olsun (Şekil 2.3).



Şekil 2.3

Şekildeki  $M_{k,i}^l$  ve  $M_{k,i}^r$  ler (i-1) ninci kattaki sırasıyla sol ve sağ bağlantı kirişlerinin perdeye perde ekseninde tatbik ettikleri momentleri  $M_{pi}$  ve  $Q_{pi}$  ler ise bu bağlantı kirişinin hemen üstünde perde ekseninde bulunan eğilme momenti ve kesme kuvvetini  $Q_{di}^l$  ve  $Q_{di}^r$  ler ise kirişin hemen üstünde i ninci kat aralığındaki sırasıyla sol ve sağ kayma kolunu kesme kuvvetlerini göstermektedir. i ninci kat aralığında bütün sisteme ait konsol kesme kuvveti ise  $T_{oi}$  ile gösterilmiştir.

Sol ve sağ kayma koluna ait kesme kuvvetlerinin toplamı

i+1 inci katta

$$Q_{di+1} = Q_{di+1}^l + Q_{di+1}^r \quad 2.10$$

i ninci katta

$$Q_{di} = Q_{di}^l + Q_{di}^r \quad 2.11$$

ile gösterilsin.

Sağ ve sol bağlantı kirişlerinin perde eksenlerinde tatbik ettikleri momentlerin toplamı da

i ninci katta

$$M_{ki} = M_{ki}^l + M_{ki}^r \quad 2.12$$

(i-1) ninci katta

$$M_{k,i-1} = M_{k,i-1}^l + M_{k,i-1}^r \quad 2.13$$

ile gösterilsin.

Şekilden  $T_{oi}$  nın

$$T_{oi} = Q_{di} + Q_{pi} \quad 2.14$$

olduğu hemen görülmektedir.

Şekil 2.3 deki i ninci kısmın dengesi düşünülün :

Yatay izdüşüm denge denklemleri

$$W_i + Q_{pi+1} + Q_{di+1} = Q_{pi} + Q_{di} \quad 2.15$$

ve bu kısımda yalnız perde parçasına ait moment denge denklemi

$$M_{pi+1} - M_{pi} = (\Delta M P)_i = -M_{ki} + \Delta X_i \cdot Q_{pi} \quad 2.16$$

dır.



Benzer şekilde (i-1) ninci kısımda aynı denklemler

$$W_{i-1} + Q_{Pi} + Q_{di} = Q_{Pi-1} + Q_{di-1} \quad 2.17$$

$$M_{Pi} - M_{Pi-1} = (\Delta M_P)_{i-1} = -M_{ki-1} + \Delta X_{i-1} \cdot Q_{Pi-1} \quad 2.18$$

olarak yazılabilirler.

Burada  $(\Delta M_P)_i$  ve  $(\Delta M_P)_{i-1}$  in tariflerine dikkat edilmelidir.

2.16 eşitliğinin her iki tarafı  $\Delta X_i$

2.18 eşitliğinin her iki tarafı  $\Delta X_{i-1}$

ile bölünür ve elde edilen ifadeler taraf tarafa çıkarılırsa

$$\frac{(\Delta M_P)_i}{\Delta X_i} - \frac{(\Delta M_P)_{i-1}}{\Delta X_{i-1}} = -\left(\frac{M_{ki}}{\Delta X_i} - \frac{M_{ki-1}}{\Delta X_{i-1}}\right) + Q_{Pi} - Q_{Pi-1} \quad 2.19$$

ifadesi elde edilir.

Bu ifadedeki  $Q_{Pi} - Q_{Pi-1}$  terimi 2.17 yardımı ile yok edilirse geriye doğru diferans tarifi ile

$$\left(\frac{\Delta M_P}{\Delta X}\right)_i - \left(\frac{\Delta M_P}{\Delta X}\right)_{i-1} = -\left(\frac{M_{ki}}{\Delta X_i} - \frac{M_{ki-1}}{\Delta X_{i-1}}\right) - Q_{di} + Q_{di-1} - W_{i-1} \quad 2.20$$

bağantısı elde edilir.

Buradaki  $M_{ki}$  ve  $Q_{di}$  bilinmeyenleri bir tek bilinmeyen, yatay y yerdeğiştirmesinin diferansları cinsinden ifade edilebilir.

a- Kayma kolonlarının kesme kuvvetleri, ( $t$ ,  $l$  ve  $r$  den birini göstermek üzere)  $i$  ninci kat aralığında  $Q_{di}^t = T_{li}^t$  olduğuna dikkat ederek 2.6 ve 2.9 bağıntıları ile

$$Q_{di}^t = G S_i^t \left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_i = \Delta X_i \cdot D_i^t \left(\frac{\Delta y}{\Delta X}\right)_i \quad t = l, r \quad 2.21$$

Burada

$$\Delta y_i = y_i - y_{i-1} \quad , \quad \Delta X_i = X_i - X_{i-1} = h_i$$

dir.

b-  $M_{ki}^t$  momentlerinin, bağlantı kirişlerinin perde eksenindeki redörleri ve birleşim yerinde perde eksen eğimi  $\theta_i$  olduğuna göre

$$M_{ki}^t = k_i^t \cdot \theta_i \quad t = l, r$$

2.22

şeklinde yazılabilecekleri açıktır.  
 $\theta_i$  ise yeteri yaklaşıklıkla

$$\theta_i = \frac{y_i - y_{i-1}}{\Delta X_i} = \left( \frac{\Delta y}{\Delta X} \right)_i$$

2.23

olarak alınabileceğinden,  $M_{ki}^t$

$$M_{ki}^t = k_i^t \left( \frac{\Delta y}{\Delta X} \right)_i$$

$t = l, r$

2.24

olarak ifade edilebilir demektir.

2.21 ve 2.24 ile 2.20 ye gidilirse

$$k_i = k_i^l + k_i^r$$

$$D_i = D_i^l + D_i^r$$

$$S_i = S_i^l + S_i^r$$

2.25

olmak üzere

$$\begin{aligned} \left( \frac{\Delta M_P}{\Delta X} \right)_i - \left( \frac{\Delta M_P}{\Delta X} \right)_{i-1} = & - \left( \frac{\Delta y}{\Delta X} \right)_i \left[ k_i + \Delta X_i \cdot D_i \cdot \Delta X_i \right] \frac{1}{\Delta X_i} \\ & + \left( \frac{\Delta y}{\Delta X} \right)_{i-1} \left[ k_{i-1} + \Delta X_{i-1} \cdot D_{i-1} \cdot \Delta X_{i-1} \right] \frac{1}{\Delta X_{i-1}} - W_{i-1} \end{aligned} \quad 2.26$$

bulunur.

Bütün katlar için  $k$ ,  $D$  ve  $\Delta X$ 'ler eşit alınırsa, bu ifade

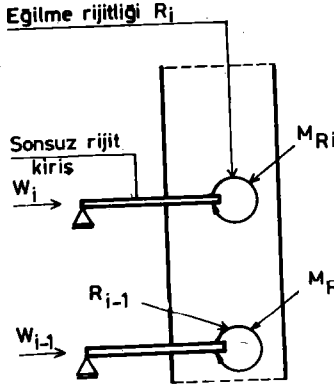
$$\begin{aligned} \left( \frac{\Delta M_P}{\Delta X} \right)_i - \left( \frac{\Delta M_P}{\Delta X} \right)_{i-1} = & - (k + \Delta X \cdot D \cdot \Delta X) \frac{\left( \frac{\Delta y}{\Delta X} \right)_i - \left( \frac{\Delta y}{\Delta X} \right)_{i-1}}{\Delta X} - W_{i-1} \\ = & - (k + \Delta X \cdot D \cdot \Delta X) \left( \frac{\Delta^2 y}{\Delta X^2} \right)_i - W_{i-1} \end{aligned} \quad 2.27$$

şekline getirilebilir.

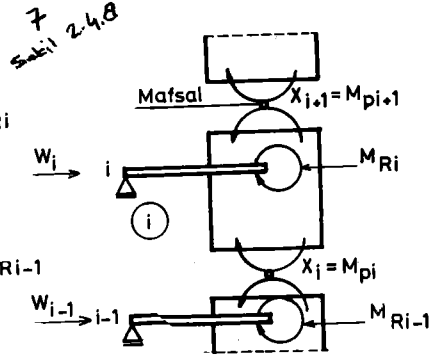
Şimdi Şekil 2.4a'da görülen I. mertebe momentli perde ile, buna perde eksenini üzerinde dönme redörü  $R$ , olan yaylarla bağlı ve diğer uçlar kayıcı mafsallı sonsuz rijit kirişlerden oluşan sistem gözönüne alınsın.  $R$  dönme redörü, yukardaki 2.27 nolu ifadeye  $-\left( \frac{\Delta^2 y}{\Delta X^2} \right)_i$  nin katsayısına eşit olsun.

$$R = k + \Delta X \cdot D \cdot \Delta X$$

2.28



Şekil 2.4a



Şekil 2.4b

Bu yeni sistemde katlar hizasındaki  $M_{pi}$  momentleri ile  $y$  yerdeğiştirmeleri arasındaki bağıntı aranırsa, (2.27) nolu ifadenin aynı elde edilir.

Buna göre Şekil 2.1 deki çerçeve-perde sistemi önce Şekil 2.3 deki perde-kayma kolonlu sisteme, bu sistem de Şekil 2.4 deki sisteme dönüşebilmektedir. Bu yeni sisteme fiktif sistem deneyecektir.

Bu dönüşümün perde ve çerçeve rijitliklerinin katdan kata değişmesi halinde de geçerli olduğu derhal söylenebilir. Ancak bu halde  $R$  sabit olmıyıp, katdan kata değişir.  $i$  ninci kat için  $R_i$  olarak

$$R_i = k_i + (\Delta X_i \cdot D_i) \Delta X_i = k_i + (GS_i) \cdot \Delta X_i$$

$$= k_i + D_i \cdot \frac{2}{h} = k_i + 12ED \quad 2.29$$

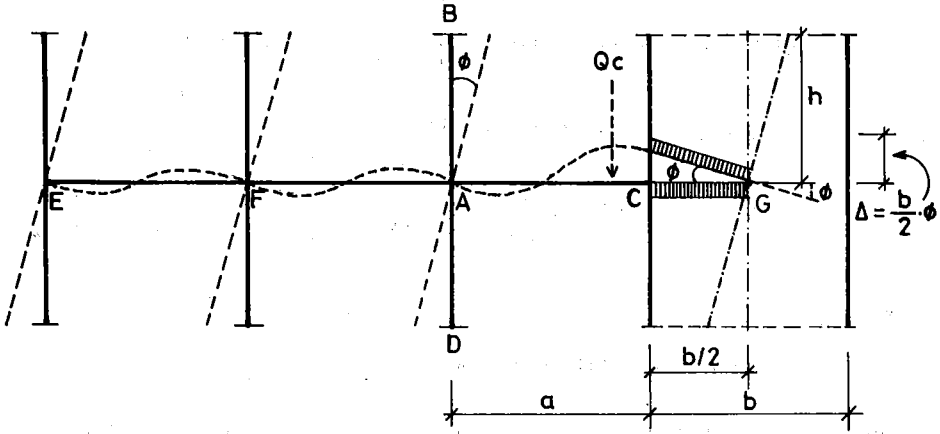
alınabilir.

$$\frac{\bar{D}}{E} = \frac{I}{h} \cdot a \quad 2.30$$

dır.

### 2.3. BAĞLANTI KİRİŞİNİN PERDE EKSENİNDEKİ KÖNME REDÖRÜ

Aşağıda Şekil 2.5 de gösterilen çerçeve-perde parçasının deformatsiyondan önce ve sonraki durumu gözönüne alınsın.



Şekil 2.5

Çerçeveyi perdeye bağlayan bağlantı kirişi AC nin perdenin davranışına etkisi bu kirişin G perde eksenindeki dönme redörüne tabidir. Bu redör kirişin perde içersinde kalan GC parçasının atalet momenti sonsuz kabul edilerek

$$K = 6EK_{AC} \left[ \left(1 + \frac{b}{2a}\right) \left(1 + \frac{b}{a}\right) - \left(1 + \frac{3b}{2a}\right) \frac{K_{AC} \left(1 + \frac{b}{2a}\right) + K_{AF}}{2 \leq K} \right] \quad 2.31$$

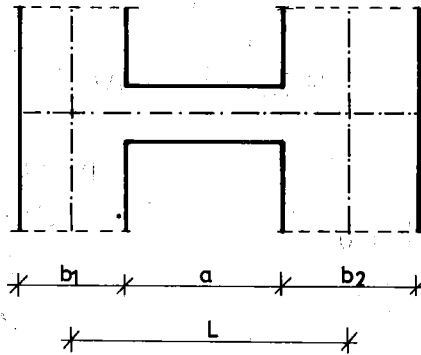
şeklinde kolaylıkla hesap edilebilmektedir [ 2].

Burada

$$K_{AC} = \frac{I_{AC}}{a}$$

dır.

Genişlikleri  $b_1$  ve  $b_2$  , ara boşluk boyu  $a$  olan iki perdeyi bağlayan  $K = \frac{I}{a}$  rijitlikli bir bağlantı kirişinin  $b_1$  genişlikli perdenin eksenindeki dönme redörü  $k_1$  ve diğer perde eksenindeki dönme redörü  $k_2$  olsun.



Şekil 2.6

Kiriş uçlarındaki dönme açılarının eşit olduğu kabulü ile,  $k_1$ ,  $k_2$

$$k_1 = 3I \frac{(2a + b_1 + b_2)}{a^3} (a + b_1) \quad 2.32$$

$$k_2 = 3I \frac{(2a + b_1 + b_2)}{a^3} (a + b_2) \quad 2.33$$

olarak bulunur.

#### 2.4. FİKTİF SİSTEMİN İÇ KUVVETLERİNİN HESABI

Şekil 2.4a da görüldüğü gibi, yaylardaki momentleri  $M_{Ri}$  ile gösterilmiş olan fiktif sistem, n kat aralığı bulunması halinde n ninci mertebeden hiperstatiktir. Bu sistemde hiperstatik bilinmeyen olarak perdenin bağlantı kirişleri ve temelin hemen üstündeki kesitlerdeki  $M_p$  momentleri alınabilir (Şekil 2.4b).

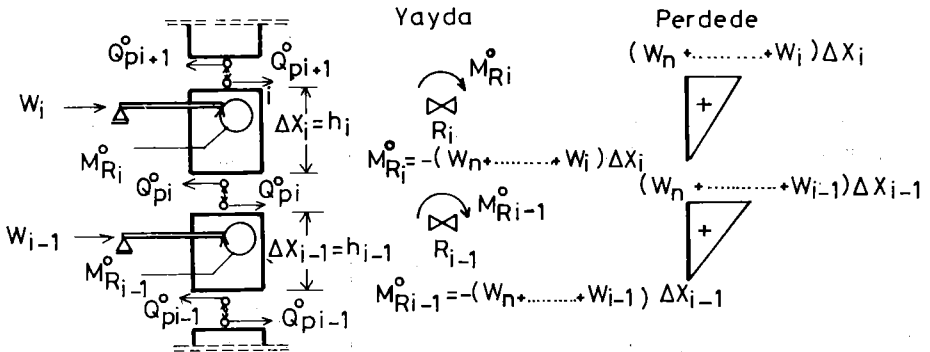
Buna göre

$$M_{pi} = X_i \quad 2.34$$

dir.

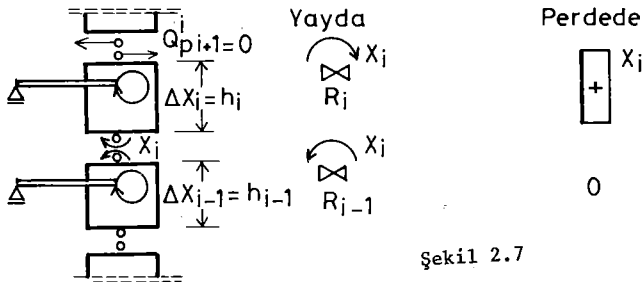
İzostatik esas sistemde dış yüklerin ve  $X_i$  yüklemelerinden meydana gelen iç kuvvetler Şekil 2.7 de gösterilmişlerdir.

#### DİŞ YÜKLEME ( $X_i=0$ yüklemesi) MOMENT DİYAGRAMLARI



#### X YÜKLEMESİ

#### MOMENT DİYAGRAMLARI



Şekil 2.7 den sisteme ait denklem takımının

$$\delta_{i,i-1} X_{i-1} + \delta_{i,i} X_i + \delta_{i,i+1} X_{i+1} + \delta_{i,0} = 0 \quad 2.35$$

$i = 1, 2, \dots, n$

şeklinde yazılabildiği hemen görülebilmektedir. Burada

$$\begin{aligned} \delta_{i,i} &= \frac{h_i}{I P_i} + \frac{1}{R_i} + \frac{1}{R_{i-1}} \\ \delta_{i,i+1} &= -\frac{1}{R_i} \\ \delta_{i,i-1} &= -\frac{1}{R_{i-1}} \\ \delta_{i,0} &= T_i \left( \frac{h_i^2}{2 I P_i} + \frac{h_i}{R_i} - \frac{h_{i-1}}{R_{i-1}} \right) - \frac{W_{i-1} \cdot h_{i-1}}{R_{i-1}} \end{aligned} \quad 2.36$$

dir.

n bilinmeyenli n tane denklemden oluşan bu sistemin çözümü olarak

$$X_i = M P_i \quad 2.37$$

bilinmeyenleri bulunur.

## 2.5. HAKİKİ SİSTEMİN İÇ KUVVETLERİNİN BULUNUŞU

$X_i$  lerle perdenin kesim yapılmış kesitlerindeki  $M_{P_i}$  momentleri bulunmuş olmaktadır (2.37 bağıntısı).

$R_i$  yaylarının perdeye tatbik ettikleri  $M_{R_i}$  momentleri Şekil 2.3 deki  $M_{k_i}$  yönünde olanları pozitif kabul edilerek fiktif sistemin i-1 inci parçasının dengesinde

$$M_{R_i} = X_i - X_{i+1} + T_{0i} \cdot \Delta X_i \quad 2.38$$

olarak bulunabilir.

Bağlantı kirişlerindeki toplam  $M_{k_i}$  momentinin ve

$$M_{k_i} = M_{R_i} \cdot \frac{k_i}{R_i} \quad 2.39$$

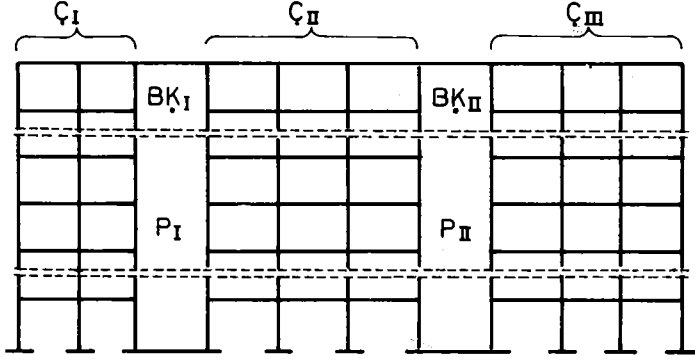
olduğu açıktır. Buradan  $M_{k_i}^l$  ve  $M_{k_i}^r$  ler

$$M_{k_i}^t = M_{k_i} \cdot \frac{k_i^t}{k_i} \quad t = l, r \quad 2.40$$

olarak hesaplanabilir.

Perdedeki  $Q_{pi}$  kesme kuvveti 2.18 nolu ifadeden ve  $i$  ninci kat aralığındaki çerçevelerin toplam kesme kuvveti  $Q_{di}$  ise 2.14 nolu ifadeden hesaplanabilirler.  $Q_{di}$  ve  $Q_{pi}$  ise bunların 2.1'e göre sırayla  $D_i'$  ve  $D_i''$  ile oranlı oldukları gözönünde bulundurularak hesaplanabilirler.

Şimdi perde-çerçeve düzleminde birden fazla perde ve çerçevenin bulunduğu sistem gözönüne alınsın. Şekil 2.8



Şekil 2.8

Çerçeveler burada açıklanan tarzda kayma rijitlikleri sırasıyla  $GS_I$ ,  $GS_{II}$ ,  $GS_{III}$  olan birer kayma kolonuna ve bunların toplamı da kayma rijitliği  $GS_i$ ,

$$GS_i = GS_I + GS_{II} + GS_{III} \quad 2.41$$

olan tek bir kayma kolonuna dönüştürülebilir. Burada  $i$  ninci kat aralığını göstermektedir.

Perdelerin ve perdelerine saptanan kat bağlantı kirişlerinin  $X$ 'e göre değişimlerinin aynı bir kurala uyduğu kabul edilsin. Bu durumda

a) Perdeler yerine atalet momenti  $I_{pt}$

$$I_{pt} = I_{pI} + I_{pII} + I_{pIII} + \dots \quad 2.42$$

olan tek bir perdenin,

b) Beher kattaki perde eksenlerindeki dönme redörleri  $k_{iI}$ ,  $k_{iII}$ ,  $k_{iIII}$ ,.....olan bağlantı kirişleri yerine dönme redörü  $k_i$ ,

$$k_i = k_{iI} + k_{iII} + k_{iIII} + \dots \quad 2.43$$

olan tek bir bağlantı kirişinin konabileceği açıktır.

Sonuçta Şekil 2.8 deki sistem Şekil 2.4 deki fiktif sisteme perde atalet momenti  $I_{pti}$  ve  $R_i$  yay redörü sırasıyla

$$I_{pti} = I_{piI} + I_{piII} + \dots \quad 2.44$$

$$R_i = k_i + (GS_i) \cdot \Delta X_i = k_i + \Delta X_i \cdot D_i \cdot \Delta X_i$$

olmak üzere dönüştürülmüş olur.

Bu fiktif sistem çözüldükten sonra perde momentleri

$$M_{piL} = X_i \frac{I_{piL}}{\sum I_{pit}} \quad 2.45$$

ile ve  $R_i$  yayındaki  $M_{Ri}$  momenti 2.38 ifadesi ile birleşik bağlantı kirişindeki toplam  $M_{ki}$  momenti de 2.39 ifadesi ile bulunurlar.

Birleşik perdedeki  $Q_{pi}$  kesme kuvveti ile 2.16 ifadesi ile

$$M_{pi+1} - M_{pit} = -M_{kit} + \Delta X_i \cdot Q_{pit}$$

den bulunur.

Çerçvelere gelen  $Q_{dit}$  toplam kesme kuvveti 2.14 ile

$$T_{oi} = Q_{dit} + Q_{pit}$$

den hesaplanır.

$M_{kil}$  momentleri 2.40 ile,  $Q_{diL}$  ler

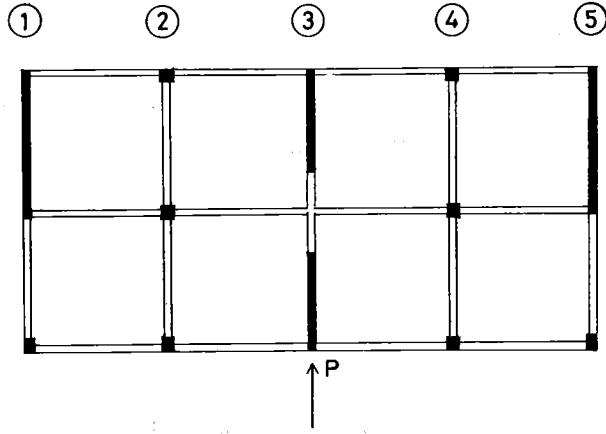
$$Q_{diL} = Q_{dit} \cdot \frac{D_{iL}}{\sum D_{iL}} = Q_{dit} \cdot \frac{GS_{iL}}{\sum GS_{iL}}$$

ile bulunur.

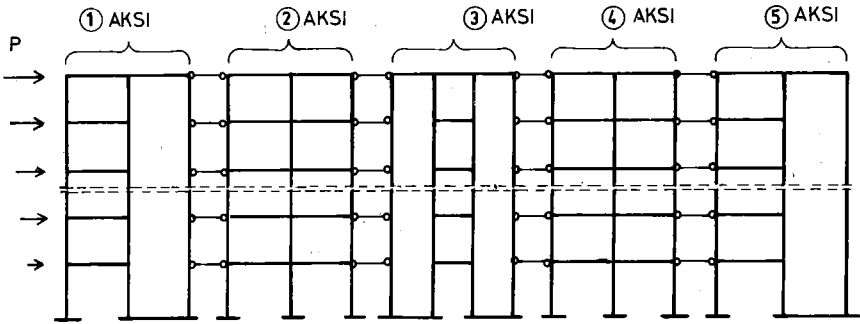
Burada L bahis konusu elemanın numarasını göstermektedir ( $L = I, II, III, \dots$ )

Yatay yük taşıma elemanları perde ve çerçevelerden oluşan bir simetrik binanın taşıyıcı sistemi aynı bir düzlemde bulunan perde ve çerçevelerden ibaret bir sisteme dönüştürülebilir. Bunun için farklı akslardaki taşıyıcı elemanları diğer aksdaki elemanlara iki ucu mafsallı çubuklarla bağlı kabul etmek yeter (Şekil 2.9).





Şekil 2.9a



Şekil 2.9b

Bu düzlem sistemde iki ucu mafsallı çubuklar ki'leri sıfır olan bağ kirişi gibi alınarak bundan önce bahsedilen hesap şekli aynen uygulanabilir.

Simetrik olmayan bir yapıda burulma momentinin etkisi sonradan gözönüne alınmak suretiyle ilk hesap yine burada verilen tarzda yapılabilir.

Bu hesaplarda iki perde arasında yalnız bir bağ kirişi olması halinde, bu bağ kirişinin iki ucundaki dönme redörlerinin ayrı ayrı gözönüne alınması gerektiği unutulmamalıdır.

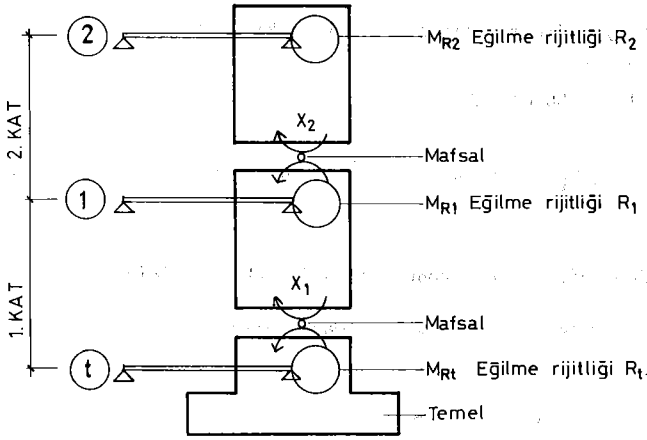
### III- ÖZEL HALLER

#### 3.1- PERDE TEMELİNİN DÖNEBİLİR OLMASI :

(Elastik Ankastre Olma Hali)

Perde temellerinde momentler çok büyüktür. Bu büyük momentler zemin cinsine bağlı olarak temelde ihmal edilemeyecek derecede dönmelere sebep olabilirler. Temelde küçük bir dönme ise, perde rijitliğinde önemli bir küçülmeyi doğurur. Burada perde-çerçeve arasındaki kuvvet dağılımını ihmal edilemeyecek mertebede değiştirir. Bunun etkisi temeldeki dönmeye dolayı  $\delta_{1,1}$  ve  $\delta_{2,1}$  terimlerinin ne şekilde değiştiğini hesaplamakla elde edilebilirler.

Fiktif sistemin temelden yukarı ilk iki katı gözönüne alınıp (Şekil 3.1).



Şekil 3.1.

Temel kitlesinin dönmeye karşı redörü  $R_t$  ile gösterilsin. Bu durumda birim yüklemelerden

$$\delta_{1,1} = \frac{h_1}{I_{P1}} + \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_t} \quad 3.1$$

$$\delta_{1,2} = - \frac{1}{R_1} \quad 3.2$$

$$\delta_{1,0} = T_1 \left( \frac{h_1^2}{2IP_1} + \frac{h_1}{R_1} \right) \quad 3.3$$

bulunur.

Burada  $R_t$  ifadesi

$$R_t = \frac{1}{E_b} \cdot k \cdot I_t \quad 3.4$$

$E_b$  : Betonarme elastisite modülü

$k$  : Temel yatak katsayısı

$I_t$  : Temel taban alanı atalet momenti

dir.

$R_t$  nin  $E_b$ 'ye bölünmesinin sebebi, yukarki katlara ait  $\delta_{i,j}$  lerde  $E_b$  nin alınmış olmasıdır.

Bu hesaplarda  $E_b$  olarak

$$E_b = 18 \ 500 \sqrt{f_c} \quad \text{kg/cm}^2 \quad 3.5$$

alınmalıdır.

$f_c = \text{kg/cm}^2$  cinsinden betonun silindir mukavemetidir.

Perdenin temele mafsalla bağlı olması halinde

$$X_1 = 0 \quad 3.6$$

$$R_t = 0$$

konarak yukarki ifadeler kullanılabilir.

### 3.2. KİRİŞLERDE KAYMA DEFORMASYONUNUN HESABA KATILMASI :

Kiriş kayma deformasyonu  $R$  kiriş redörü yerine aşağıda verilen  $R_k$  redörü kullanılarak gözönüne alınabilir.

$$R_k = \frac{R}{1+4\beta} \quad 3.7$$

Burada

$$\beta = \frac{3EI}{\gamma^2 L^2 G A'} \quad \gamma = \frac{2a}{2a+b_1+b_2} \quad 3.8$$

$$G = \frac{E}{2(1+\eta)} = \frac{E}{2.30} \quad 3.9$$

$A' = 1.2A$  beton

3.10

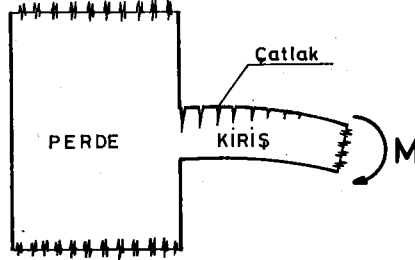
$A =$  Kiriş kesit alanı

$R_k < R$  olduğundan, kiriş kayma deformasyonunun hesaba katılması halinde daha az moment alır.

Kısa perdelerde de kayma deformasyonunun gözönüne alınması gereklidir.

### 3.3. KIRIŞ-PERDE BİRLEŞİMİNDE KIRIŞ MESNEDİNDE BETONDAKİ ÇATLAKLARIN ETKİSİ

Kiriş-perde birleşim yerinde kiriş ucunda büyük momentler meydana geldiğinden, burada çatlaklar meydana gelmektedir. Bunun da etkisini hesaplarda gözönüne almak gerekmektedir.



Şekil 3.2

Bu durumda :

Birleşim yerinde kiriş momenti

$$\Delta M = 0.20 M$$

3.11

kadar azaltılmalıdır. Yani kirişte hesapta bulunan momentin 0,80'i nazarı itibara alınarak tahkik edilmesi yeterlidir. Bu  $\Delta M$  azalması perde ekseninde % olarak daha küçüktür. Denkleme esas olan perde eksenindeki moment olduğundan, azalma denge denklemlerini bozmayacak kadar küçüktür.

### 3.4. PERDE-ÇERÇEVE SİSTEMİNDE BOY DEĞİŞMELERİNİN NAZARI İTİBARA ALINMASI :

Yapı yükseldikçe normal kuvvetlerden meydana gelen boyuna deformasyonlar artmaktadır. Bu boy değişimleri bağlandıkları kiriş uçlarını düşey deplasmanlara tabi tutarlar. Bu deplasmanlar tayin edilerek buna göre yapılan dengeleme sonucu kiriş uç tesirleri bulunur. Perdeye etkileri de düşünülür.

### 3.5. ÇERÇEVE KOLONLARININ TEMELLERİNDE DÖNMELERİN GÖZÖNÜNE ALINMASI :

Bir kolon temelinin tam ankastre olmayıp  $\varphi$  kadar dönmesi halinde, kolonun kayma rijitliği (D) bu  $\varphi$  dönmeye bağlı olarak değişir.  $\varphi$  dönmesi ise temelin dönmeye karşı  $R_t$  redörü ile ters orantılıdır.

Temel dönmeyinin D kayma rijitliğine tesiri D yine bilinen formda

$$D = \frac{12 kc}{h^2} \cdot \alpha \quad 3.12$$

olarak yazıldığında  $\alpha$ 'yı

$$\alpha = \frac{m+1}{m+4} - \frac{(m+2)^2 \cdot 6 kc}{6(k_1+k_2)(m+4)+8kc(m+3)} \quad 3.13$$

ile almakla ifade edilebilmektedir.

Bu durumda kolonun aldığı Q kesme kuvveti yine bilinen formda

$$Q = \frac{12 kc}{h^2} \cdot \alpha \cdot \delta \quad 3.14$$

dir.

Burada

$$m = \frac{R_t}{kc} \quad 3.15$$

ve

$$R = \frac{1}{E_b} \cdot k \cdot I_t \quad 3.16$$

$E_b$  : Betonarme elastisite modülü

$k$  : Temel yatak katsayısı

$I_t$  : Temel taban alanı atalet momentini

dir.

Kolonun temelde tam ankastre olması durumunda,

$R_t = \infty$  için a aranırsa

$$\alpha_\infty = \frac{\bar{k} + 0.33}{\bar{k} + 1.33} \quad 3.17$$

bulunur.

Kolonun temele mafsalla bağlı olması durumunda

$R_t = 0$  alınarak, a,

$$\alpha_0 = \frac{1}{4} \cdot \frac{\bar{k} - 3}{\bar{k} + 1} \quad 3.18$$

bulunur.

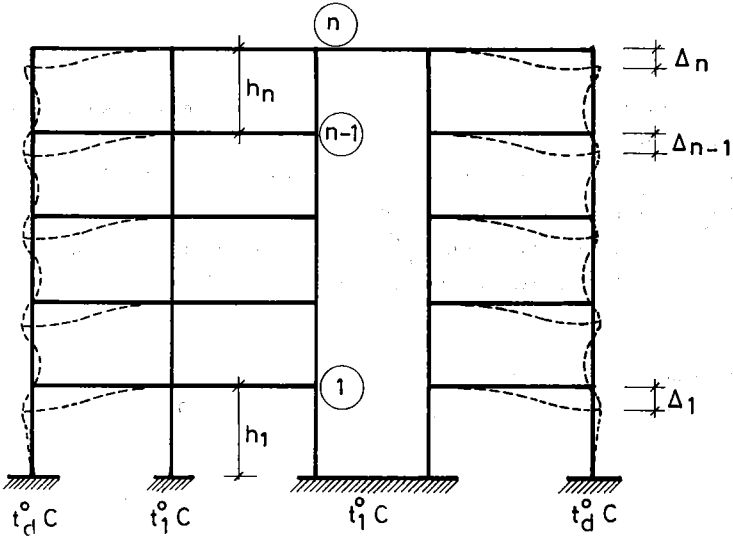
Görüldüğü gibi, kolon temele ankastre olarak ve mafsallı olarak bağlı olması durumunda, a değerleri Muto metodunda verilen ifadelerden farketmektedir.

Bu ifadelerin kullanılması tavsiye edilebilir.

Çerçeve sistemlerde bu fark önemli olmadığı haller olsa bile, perde-çerçeve sistemlerde bu fark önemlidir.

### 3.6- ISI DEĞİŞİMİNİN ETKİSİ

Cephe kolonları ile bina içi kolon ve perdelerinin yazın veya kışın farklı ısı derecelerine maruz olmaları, çok katlı binalarda bilhassa dış kolon veya perdeleri iç düşey elemanlara bağlayan bağ kirişlerinde önemli moment ve kesme kuvvetleri, bağladığı kolonlarda uç momentlerle beraber önemli normal kuvvet değişimleri meydana gelmesine sebep olur. Mesela Şekil 3.3 deki sistem gözönüne alınsın.



Şekil 3.3

Kenardaki cephe kolonlar kışın  $t_d$  °C ve iç düzey elemanlar  $t_1$  °C ısı derecesinde olsunlar. Bu halde dış kolonlarda iç kolonlara nazaran  $(t_1 - t_d)$  ısı farkı ile orantılı boy farkları olur ve sistem yine aynı şekilde gösterildiği gibi (yatay deplasmanlar ihmal edilebilir) deformasyon yapar.

Sistemde meydana gelen iç kuvvetler yeteri yaklaşıklıkla şu tarzda hesaplanabilir :

1- Dış kolonlar bağlantı kirişlerinden bir kesimle ayrılmış düşünülün. Bu halde bu kolonlar üzerinde her düğüm noktasının aşağı doğru yerdeğiştirme miktarları

$$\begin{array}{rcl}
 n \text{ düğüm noktası için} & \alpha t (h_1 + \dots + h_n) (t_i - t_d) & \\
 n-1 \text{ " " " " " " } & \alpha t (h_1 + \dots + h_{n-1}) (t_i - t_d) & \\
 \vdots & \vdots & \\
 \vdots & \vdots & \\
 1 \text{ düğüm noktası için} & \alpha t . h_1 (t_i - t_d) & 
 \end{array}$$

olarak ifade edilebilir.

2- Bağlantı kirişlerinin dış uçlarının bu yerdeğiştirmeleri aynen yaptığı kabul edilsin. Bu halde mesela sağ taraftaki bağ kirişlerinde meydana gelecek  $T_i$  kesme kuvvetleri

$$T_n = D_n \cdot \Delta n, \dots, T_i = D_i \cdot \Delta i, \dots, T_1 = D_1 \cdot \Delta 1$$

olarak yazılabilir.

Burada  $D_i$  ler, bağ kirişlerini kolon, kolonları kiriş gibi olmak şartıyla Muto metodunda tarifli D kayma rijitliklerinden ibarettir. Ancak önemli olan husus, kiriş atalet momentlerinin hesabında çatlamayı gözönüne almaktır. Bunun için kiriş beton atalet momenti  $I_b$  yerine

$$0.65 I_b$$

alınmalıdır.

3- Kiriş uçlarındaki momentler, birleştiği yerlerdeki kolonların veya düzey elemanların  $k_c$  kiriş redörleri ile orantılı olarak onlara dağıtılır. Bu elemanlardaki  $N_t$  normal kuvvetleri de kiriş kesme kuvvetleri ile hesap edilirler.

Hesap adımı çok defa burada kesilebilir.

4- Daha iyi bir sonuç için  $N_t$  'lerle elastik uzamalar hesaplanarak, kiriş uçlarındaki  $\Delta i$  'ler tashiḥ edilip hesap tekrarlanabilir.

### 3.7- SÜNMENİN ETKİSİ

Basınca maruz düzey elemanlarda sünme deformasyonu

$$\epsilon_{\%0} = \frac{\sigma_0}{E_{bs}} \cdot (2-3)$$

kadar olduğu 2 veya 3'ün muhit şartlarına ve yükleme yaşına tabi olduğu bilinmektedir.

Burada  $\sigma_0$ , elemandaki ortalama uzun süreli basınç gerilmesidir.

Yüksek binalarda perde ve çekirdeklerdeki  $\sigma_{op}$ , çok defa komşu kolonlardaki  $\sigma_k$  dan oldukça küçüktür. Bu sebeple sünme dolayısıyla perde ile kolon arasındaki birim boy kısalma farkı  $\delta$ ,

$$\delta = \frac{1}{E_{bs}} [2-3] \cdot [\sigma_k - \sigma_{op}]$$

olarak yazılabilir.

$E_{bs}$  : Betonun sekant hoyuna kısalma modülüdür.

Burada temelden yukarı doğru, bu iki elemanı bağlayan kirişlerin mesnetleri arasındaki  $\Delta i$  çökme farkları bulunup, ısı farkında olduğu gibi iç kuvvetler hesap edilebilir.

Burada,

1) Kirişlerde  $I_b$  yerine

$$0.65 I_b$$

2) Kolonlarda  $E_b I_c$  yerine sünme dolayısıyla yaklaşık olarak

$$\frac{1}{2} E_b I_c$$

alınmalıdır.

#### IV- TEMELLE ÜST YAPININ KARŞILIKLI ETKİSİ

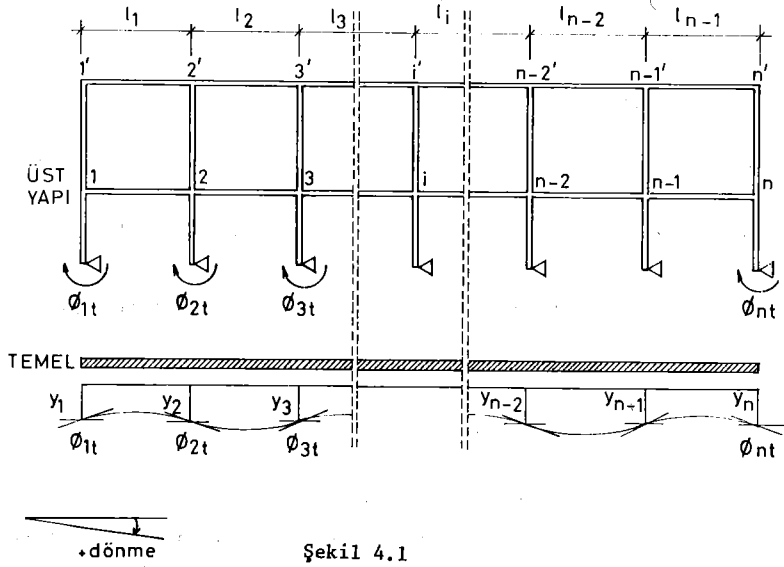
Çok katlı yapılarda temelle üst yapının karşılıklı etkisini gözönüne almak gerekir. Bunun için aşağıdaki yaklaşık hesap şekli teklif edilebilir.

1- Temel sistemi rijit kabul edilerek üst yapı çözülür ve temel sistemine gelen yükler ve momentler bu kabul altında bulunur.

2- Temel sistemi bu yükler ve momentler altında elastik zemine oturan bir kiriş gibi hesaplanır ve kolon altındaki  $y_i$  çökmeleri bulunur.

3- Temel sistemi temelin üstünde bir kesimle üst yapıdan ayrılır. Şekil 4.1 de bu durum gösterilmiştir.





Şekil 4.1

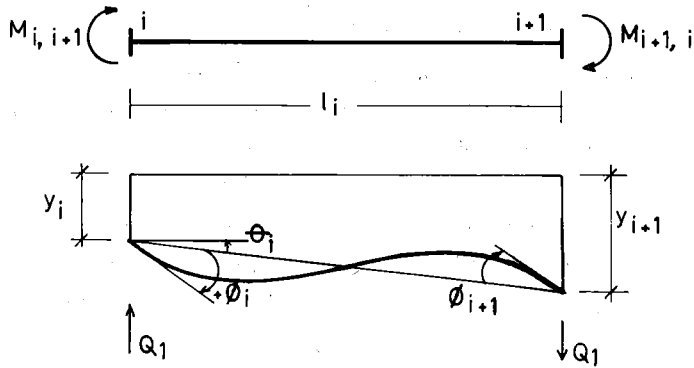
4- Temel kirişi çökmelerinden dolayı üst yapıda meydana gelen ilave tesirler aşağıda gösterildiği şekilde hesaplanabilir.

Mesnetleri elastik ankastre bir kirişin iki ucundaki momentlerle, uçlardaki dönme ve çökmeler arasında Şekil 4.2 deki gibi pozitif yönlerle:

$$M_{i,i+1} = 2 k_i^b (2\phi_i + \phi_{i+1} - 3\theta_i) \quad 4.1$$

$$M_{i+1,i} = 2 k_i^b (2\phi_{i+1} + \phi_i - 3\theta_i) \quad 4.2$$

bağlantıları olduğu bilinmektedir.



Şekil 4.2

$\theta, y$  temel çökmeleri cinsinden

$$\theta_i = \frac{y_{i+1} - y_i}{l_i} \quad 4.3$$

olarak ifade edilebilir.

Şekil 4.1 deki temelin hemen üstündeki 1,2,...,n çok gözlü kat kirişinin herbir gözüne yukardaki ifadeler uygulanırsa, aşağıdaki denklem **takımı** elde edilir.

$$1- \quad (4k_1^b + 6k_1^c + 4k_1^{ct})\phi_1 + 2k_1^b\phi_2 = 6k_1^b \frac{y_2 - y_1}{l_1}$$

$$2- \quad 2k_1^b\phi_1 + (4k_1^b + 4k_2^b + 6k_2^c + 4k_2^{ct})\phi_2 + 2k_2^b\phi_3 = \\ = 6k_1^b \frac{y_2 - y_1}{l_1} + 6k_2^b \frac{y_3 - y_2}{l_2}$$

$$3- \quad 2k_2^b\phi_2 + (4k_2^b + 4k_3^b + 6k_3^c + 4k_3^{ct})\phi_3 + 2k_3^b\phi_4 = \\ = 6k_2^b \frac{y_3 - y_2}{l_2} + 6k_3^b \frac{y_4 - y_3}{l_3}$$

4.4

$$i- \quad 2k_{i-1}^b\phi_{i-1} + (4k_{i-1}^b + 4k_i^b + 6k_i^c + 4k_i^{ct})\phi_i + 2k_i^b\phi_{i+1} = \\ = -6k_{i-1}^b \frac{y_i - y_{i-1}}{l_{i-1}} - 6k_i^b \frac{y_{i+1} - y_i}{l_i}$$

$$n-2 \quad 2k_{n-3}^b\phi_{n-3} + (4k_{n-3}^b + 4k_{n-2}^b + 6k_{n-2}^c + 4k_{n-2}^{ct})\phi_{n-2} + 2k_{n-2}^b\phi_{n-1} = \\ = 6k_{n-3}^b \frac{y_{n-2} - y_{n-3}}{l_{n-3}} + 6k_{n-2}^b \frac{y_{n-1} - y_{n-2}}{l_{n-2}}$$

$$n-1 \quad 2k_{n-2}^b\phi_{n-2} + (4k_{n-2}^b + 4k_{n-1}^b + 6k_{n-1}^c + 4k_{n-1}^{ct})\phi_{n-1} + 2k_{n-1}^b\phi_n = \\ = 6k_{n-2}^b \frac{y_{n-1} - y_{n-2}}{l_{n-2}} + 6k_{n-1}^b \frac{y_n - y_{n-1}}{l_{n-1}}$$

$$n \quad 2k_{n-1}^b\phi_{n-1} + (4k_{n-1}^b + 6k_n^c + 4k_n^{ct})\phi_n = 6k_{n-1}^b \frac{y_n - y_{n-1}}{l_{n-1}}$$

Birinci denklemde yaklaşık olarak

$$\phi_2 = \frac{y_3 - y_1}{l_1 + l_2} \quad 4.5$$

alın  $\phi_2$  bulunur.

$\phi_2$  in bu değeri ve

$$\phi_3 = \frac{y_4 - y_2}{l_3 + l_2} \quad 4.6$$

ile 2 nolu denkleme gidilerek  $\phi_2$  hesaplanabilir.

Bu şekilde devam edilerek i ninci denklemde

$$\phi_{i+1} = \frac{y_{i+2} - y_i}{l_i + l_{i+1}} \quad 4.7$$

olarak ve (i-1) inci denklemde bulunmuş olan  $\phi_{i-1}$  ile  $\phi_i$  çözülebilir. Bu şekilde devam edilir.

(n-1) nci denklem atlanarak son denklemde, n inci denklemde,  $\phi_{n-1}$  için yaklaşık değer kullanılarak  $\phi_n$  bulunur.

Bu  $\phi_n$  ve  $\phi_{n-2}$  ile (n-1) nci denklemde  $\phi_{n-1}$  hesaplanır. Sonra istenirse n inci denklemde bu  $\phi_{n-1}$  ile  $\phi_n$  daha iyi bir değer olarak yeniden hesaplanabilir.

İlk kat kirişi için elde edilen bu  $\phi$  değerleri kendi üzerindeki bütün kat kirişleri için aynen kabul edilebilir. (\*) (Bu bölümün sonuna bakınız).

Bulunmuş olan  $\phi$  ve  $\theta$  larla 4.1 ve 4.2 denklem takımına gidilerek, kiriş uçlarındaki ilave momentler ve bunlar yardımı ile de mesela i gözü için

$$\Delta Q_i = \frac{\Delta M_{i,i+1} + \Delta M_{i+1,i}}{l_i} \quad 4.8$$

olarak ilave kesme kuvvetleri hesaplanabilir.

5- İlave kesme kuvvetleri kirişlerin bağlandıkları kolonlara etkiltilerek yeni kolon yükleri bulunur.

6- Yeni kolon yükleri altında temel kirişi elastik zemine oturan bir kiriş gibi hesaplanır, kolon uçlarındaki çökmeler,  $\phi_{ie}$  dönmeleri ve temel kirişi kesit tesirleri bulunur.

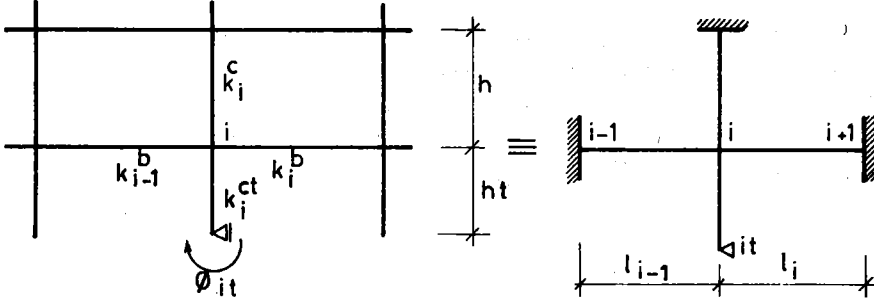
7- Bu çökmelerle 4 ncü maddedeki hesabı tekrar ederek, üst yapıda çökmelerden meydana gelen ilave kesit tesirleri bulunur.

8- 6 ncü maddede bulunmuş olan  $\phi_{ie}$  (Şekil 4.1) temel dönmelerinden ötürü üst yapıda meydana gelen ilave momentler hesaplanır.

Bunun için şu şekilde hareket edilebilir.

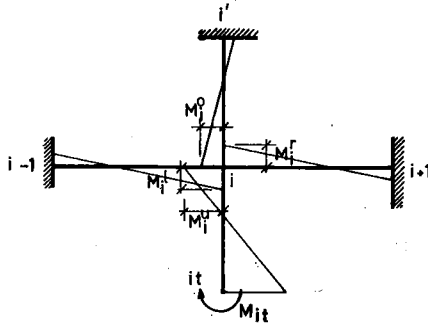
Temelle kolonun (i) inci birleşim yerindeki temel kirişi dönmesi  $\phi_{it}$  olsun.

$\phi_{it}$  dönmesinden üst yapıda meydana gelen momentler üst yapı (i) düğüm noktası çevresinde aşağıdaki şekilde gösterildiği gibi kabul edilerek hemen bulunabilir.



Şekil 4.3

Bu basit sistemde (it) noktasında pozitif yönde bir  $\phi_{it}$  dönmesi verildiğinde sistemde meydana gelen momentlerin



Şekil 4.4

şeklinde olacağı bilinmektedir.

$$R_i = 4k_i^b + k_i^c + 4k_{i-1}^b \quad 4.9$$

olmak üzere,  $M_{it}$  ve  $M_i$

$$M_{it} = \frac{4k_i^{ct}}{1 + \frac{k_i^{ct}}{R_i + 3k_i^{ct}}} \cdot \phi_{it} \quad 4.10$$

$$M_i = \frac{R_i}{2(R_i + 3k_i^{ct})} \cdot M_{it} \quad 4.11$$

olarak bulunur.

$M_i$  , orada birleşen iki kiriş ve bir kolona kiriş redörleri ile orantılı olarak dağıtılır.

9- Temel sistemi rijit kabul edildiğine göre, bulunmuş olan kiriş ve kolon iç kuvvetleri madde 7 ve 8 de bulunan ilave iç kuvvetlerle süperpoze edilerek sistemin iç kuvvetleri yeteri yaklaşıklıkla elde edilebilir.

10- Metodun uygulaması ve bir kesin hesapla karşılaştırılması 5.Bölüm Örnek 3 de gösterilmiştir.

(\*) Bu kabulün bina katlarının yatay deplasmanlara engel olduğu zaman doğru, aksi durumda yaklaşık olacağı ve üst kata çıkıldıkça meydana gelen kiriş momentlerinin azalacağı açıktır. Simetrik ve çok gözlü sistem durumlarında kat yatay yerdeğiştirmeleri sıfır veya çok küçük olacağından, kabulün vereceği yaklaşıklık daha iyi olacaktır.

Göz sayısı az olan çerçevelerde istenirse kolonlardaki ilave kesme kuvvetleri ile kat tesbit kuvvetleri bulunup, bunların aksi işaretlisi sisteme yüklenerek bir tashih yapılabilir.

#### V- SAYISAL ÖRNEKLER

Bu bölümde önceki bölümlerde esasları açıklanmış olan hesap metodunun nümerik uygulamaları verilmiştir.

Örnek 1 de 20 katlı perde-çerçeve sistemli bir binanın ve Örnek 2 de ise 10 katlı çerçeve kirişleri perdelerle rijit bir şekilde bağlanmamış, çerçeve-perde sistemli bir binanın deprem yüküne benzer yükler altında nümerik hesapları verilmiştir.

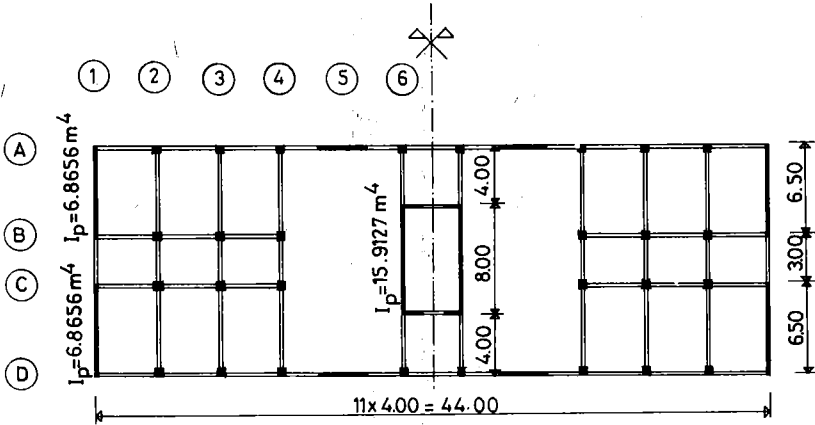
Örnek 3 de ise, 2 gözlü 5 katlı bir binada temelle üst yapının karşılıklı etkisi yine burada önerilen bir metodla hesaplanmış ve kesin çözümle karşılaştırılması yapılmıştır. Sonuçlar önerilen metodun kısa ve iyi sonuç veren bir metod olduğunu göstermiştir.

### ÖRNEK 1

Çerçeveleri perdelerine kirişlerle bağlı 20 katlı bir binanın deprem yüklerine benzer yatay yükler altında yüklerin binanın dar boyutu doğrultusunda etkimesi halinde hesabı yapılmak istensin.

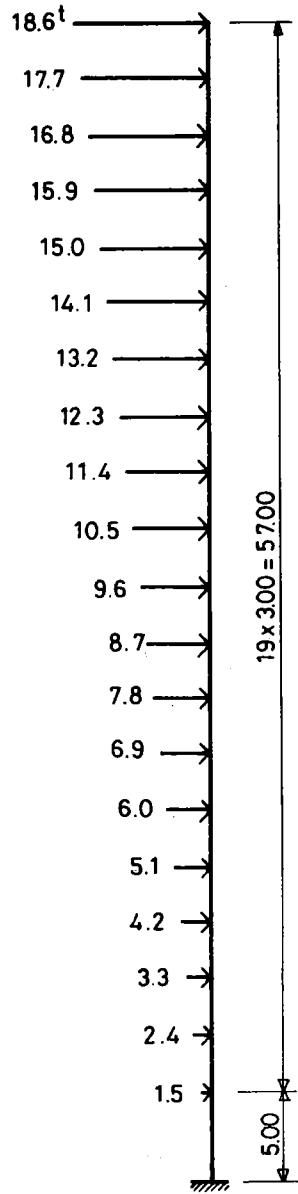
Örnek olarak **Referans** [3] deki 20 katlı bina seçilmiş olsun.

Binanın planı, yatay boyutları ve perde atalet momentleri Şekil 5.1 de verilmiştir.

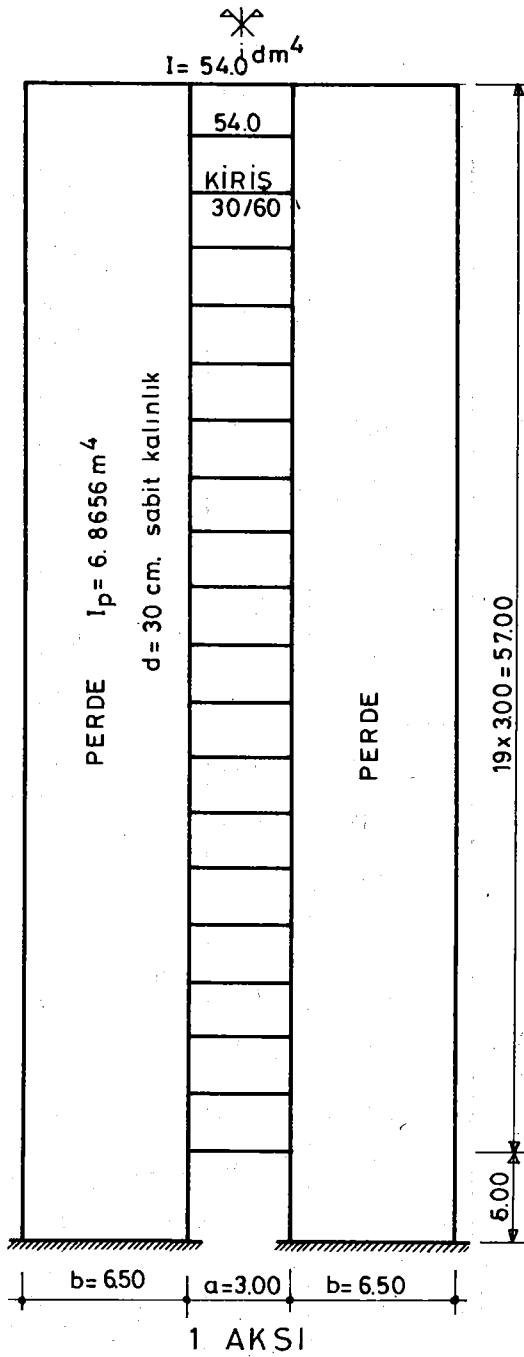


Şekil 5.1

Şekil 5.2 de ise binanın tümüne etkiyen yatay yükler, plandaki değişik tip perde-çerçeveler veya çerçeveler, kiriş ve kolonların redörleri ve kat yük-sklükleri ile beraber gösterilmiş bulunmaktadır.

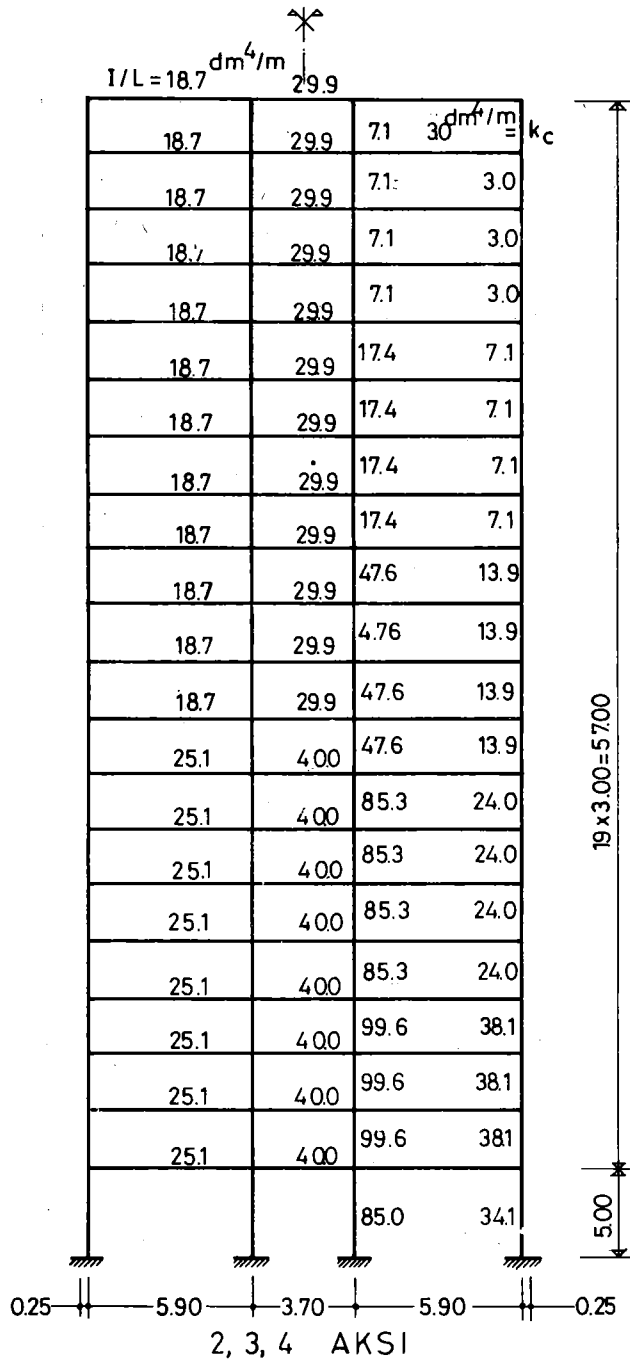


Şekil 5.2a

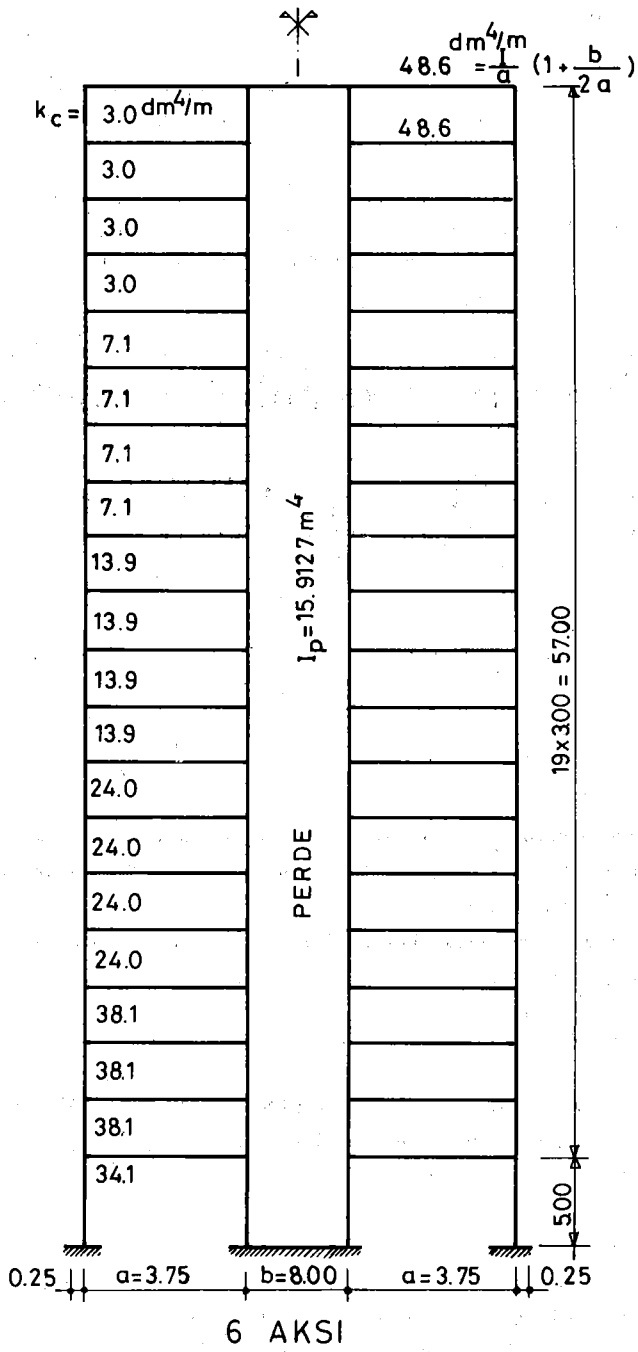


Şekil 5.2b





Şekil 5.2c



Şekil 5.2d

## HESAP TABLOLARI

TABLO 5.1'de, kiriş boyutları (b/d), tabla boyutları (  $\square$  ), kiriş atalet momentleri (I), kiriş açıklıkları (  $l$  ) ve kiriş rijitlikleri (EI/l) gösterilmiştir.

Perdeye saplanan 6 aksı kirişinin rijitliği ise,  $\frac{EI}{\alpha} \left(1 + \frac{b}{2\alpha}\right)$  ile hesaplanarak Tablo 1c'nin 9. sütununa yazılmıştır. Burada b, perdegenişliğini,  $\alpha$  da kolon ekseninden perde başlangıcına kadar olan kiriş açıklığını göstermektedir.

Hesaplarda E, 1 alınmıştır.

TABLO 5.2 de, kat yükseklikleri (h), kiriş rijitlikleri (I/l), kolon boyutları (b/d), kolon atalet momentleri (Ic), kolon rijitlikleri (Ic/h), lar ve ara katlarda,

$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c}, \quad \alpha = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

temele ankastre kolonları olan alt katta,

$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}, \quad \alpha = \frac{\bar{k} + 0.33}{\bar{k} + 1.33}$$

değerleri, bunlarla

$$D_i = \frac{12 EI}{h^3} \cdot \alpha \quad (E=1)$$

şeklinde hesaplanan kolon kayma rijitlikleri ve kat kayma rijitliği verilmişlerdir.

Tablo, benzer kolonları içinde toplayan aynı mahiyette bu problemde 3 benzer (a,b,c) kısımdan oluşmaktadır.

Burada 6 aksı kolonlarının kayma rijitliğini hesaplarda perde ile kolonu birleştiren kirişlerin kiriş redörü,

$$\frac{I}{\alpha} \left(1 + \frac{b}{2\alpha}\right)$$

alınmıştır.

Bütün kolon kat kayma rijitlikleri toplanarak bulunan  $\sum D_i$  çerçeve kat kayma rijitlikleri Tablo 2c nin sonunda çift çizgi ile ayrılmış bir sütun halinde verilmişlerdir.

### Tablo 5.3ede

2. sütunda, kat yükseklikleri
3. sütunda,  $\sum D_i$  çerçeve kat kayma rijitlikleri
4. sütunda,  $(\sum D_i)h^2$  çerçeve döşeme rijitliği
5. sütunda, 1 aksında iki perdeyi bağlayan kirişin uçlarındaki

$$k_1 = 3I \frac{(2a+b_1+b_2)}{a^3} (a+b_1) \quad (b_1 \text{ genişlikli perde ekseninde})$$

$$k_2 = 3I \frac{(2a+b_1+b_2)}{a^3} (a+b_2) \quad (b_2 \text{ genişlikli perde ekseninde})$$

kiriş dönme redörleri toplamı.

6. sütunda, 6 aksı kirişinin perdeden sonraki ilk kolon-kiriş düğümündeki toplam rijitlik,

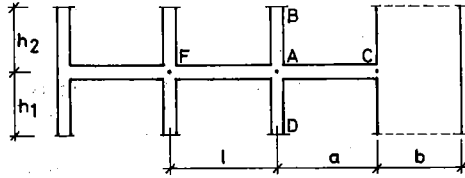
$$\Sigma k = k_{AC} + k_{AB} + k_{AD} + k_{AF}$$

verilmiştir.

Burada

$$k_{AC} = \frac{I_{AC}}{a}$$

$$k_{AB}, k_{AD}, k_{AF} = \frac{I}{h_2}, \frac{I}{h_1}, \frac{I}{l}$$



Şekil 5.3

7. sütunda, ki giriş dönme redörleri verilmiştir. Bu redörler,  $\frac{k_{AC}}{\Sigma k}$  ve  $t = \frac{b}{a}$  değerlerine göre

$$k = 6EK_{AC} \left[ \left(1 + \frac{b}{2a}\right) \left(1 + \frac{b}{a}\right) - \left(1 + \frac{3b}{2a}\right) \frac{k_{AC} \left(1 + \frac{b}{2a}\right) + k_{AF}}{2 \Sigma k} \right]$$

ifadesi ile hesaplanabilirler

8. sütunda, her kattaki giriş dönme redörleri toplamı.

9. sütunda, her kattaki giriş dönme redörleri toplamı ile (sütun 8), çerçeve dönme redörü (sütun 4) toplamı olarak R değeri, verilmişlerdir.

Tablo 5.4 de

2. sütunda, kat yükseklikleri
3. sütunda, katlara etkiyen yatay kuvvetleri
4. sütunda, kat kesme kuvvetleri
5. sütunda, kat perdelerinin toplam atalet momentleri
6. sütunda, kat yüksekliğinin toplam perde atalet momentine bölümü  
(2.sütun/5.sütun)
7. sütunda, R değerleri (3.Tablo son kolondan)
8. sütunda,  $\frac{1}{R}$  değeri ( $\frac{1}{7.Sütun}$ )
9. sütunda,  $\frac{h^2}{2IP}$  değeri
10. sütunda,  $\frac{h_i}{R_i}$  ( $= \frac{2.Sütun}{7.Sütun}$ )
11. sütunda,  $\frac{W_{i-1} \cdot h_{i-1}}{R_{i-1}} = \left( \frac{3.Sütun \times 2.Sütun}{7.Sütun} \right)_{i-1}$

$i-1$  = Bir alt kat

değerleri verilmişlerdir.

Tablo 5.5 de

2. sütunda,  $\delta_{i,i+1} = -\frac{1}{R_i} = -$  (Tablo 4, sütun 8)
3. sütunda,  $\delta_{i,i} = \frac{h_i}{\sum IP_i} + \frac{1}{R_i} + \frac{1}{R_{i-1}} = (T_4 S_6)_i + (T_4 S_8)_i + (T_4 S_8)_{i-1}$
4. sütunda,  $\delta_{i,i-1} = -\frac{1}{R_{i-1}} = (T_4 S_8)_{i-1}$
5. sütunda,  $\delta_{i,0} = T_i \left( \frac{h_i^2}{2IP} + \frac{h_i}{R_i} - \frac{h_{i-1}}{R_{i-1}} \right) - \frac{W_{i-1} \cdot h_{i-1}}{R_{i-1}}$   
 $= T_4 S_4 i (T_4 S_9)_i + T_4 S_{10} i - T_4 S_{10} i - T_4 S_{11} i$

[ Not:  $T_4 S_9 \rightarrow$  Tablo 4, sütun 9 demektir.]

değerleri verilmişlerdir.

Tablo 5.6 da,

Süreklilik denklemlerinin Tablo 5 de bulunan katsayıları denklem takımındaki yerlerine göre verilmişlerdir.

$$\begin{array}{l}
 20. \text{Denklem} \\
 19. \text{Denklem} \\
 18. \text{Denklem} \\
 \dots \\
 i. \text{Denklem} \\
 \dots \\
 3. \text{Denklem} \\
 2. \text{Denklem} \\
 1. \text{Denklem}
 \end{array}
 \left[ \begin{array}{cccc}
 x & x & & \\
 x & x & x & \\
 & x & x & x \\
 \dots & \dots & \dots & \dots \\
 & \delta_{i,i+1} & \delta_{i,i} & \delta_{i,i-1} \\
 \dots & \dots & \dots & \dots \\
 & & x & x & x \\
 & & & x & x & x \\
 & & & & x & x
 \end{array} \right] + \left[ \begin{array}{c} \\ \\ \\ \\ \delta_{i,0} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{array} \right] = 0$$

Elde edilen denklem takımı bilinen metodlardan biriyle, mesela Gauss Eliminasyon metoduyla çözümlenerek bütün  $X_i$  ler bulunur.

Tablo 5.7 de,

2. sütunda, denklem çözümünden bulunan  $X_i$  kat tabanlarındaki toplam perde momenti,

3. sütunda.  $T_0$  kat kesme kuvveti (Tablo 4, sütun 4 den)

4. sütunda,  $M_{Ri} = X_i - X_{i-1} + T_{0i} \cdot h_i$  yay momenti

5. sütunda, Tablo 3, sütun 8 de bulunan  $\sum k_i$  değeri

6. sütunda,  $M_{ki} = M_{Ri} \cdot \frac{k_i}{R_i}$  ler

7. sütunda,  $Q_{Pi} = \frac{X_{i+1} - X_i + M_{ki}}{h_i}$  perde kesme kuvveti

8. sütunda,  $Q_{di} = T_0 - Q_{Pi}$  çerçeve kesme kuvveti

9. ve 10. sütunda, perde ve çerçeve kesme kuvvetlerinin % 'si gösterilmişlerdir.

Tablo 5.8 de,

- 2.sütunda, Tablo 7, sütun 5 deki  $M_{ki}$  ler
- 3.sütunda, Tablo 7, sütun 4 deki  $k_i$  ler
- 4.sütunda, 1 aksı perde-perde kiriş **dönme** redöründen bir tanesi verilmiştir.

Eldeki misalde tek tip kiriş **dönme** redörü olduğundan, tek bir  $k_i$  sütunu açılmıştır. Aksi halde tip kadar sütun açmak gerekir.

- 5.sütunda,  $M_k = M_{ki} \frac{k_i}{\sum k_i}$  bir kirişe düşen momentler
  - 6.sütunda, 6 aksı kiriş dönme redörlerinden bir tanesi
  - 7.sütunda,  $M_k = M_{ki} \frac{k_i}{\sum k_i}$  bir kirişin perde eksenindeki momentini. (Kiriş perde yüzündeki momentini bu eksen momentinden çok küçüktür. Kesit hesaplarında bu değerler kullanılır)
- verilmişlerdir.

Tablo 5.9 da,

2. sütunda,  $\sum T$  kat kolon kesme kuvveti (Tablo 7, sütun 8 den)
- 3.sütunda,  $\sum D_i$  toplam çerçeve rijitliği (Tablo 2c'den)
- 4.sütunda,  $\sum D = \sum D_i \cdot E$



Başta hesaplarda kolaylık sağlamak için  $E = 1$  alınmıştır. Yerdeğiştirmeler sözkonusu olduğundan  $E$ 'yi hesaba katmak gerekmiştir.



- 5.sütunda,  $\delta = \frac{\sum T}{\sum D}$  kat relatif yer değişirmesi
6. sütunda,  $\delta$  lar aşağıdan yukarı doğru toplanarak  $d$  gerçek kat yerdeğiştirmeleri gösterilmişlerdir.

Hesaplardan elde edilen yatay gitme, toplam perde momentini ve çerçevelerde toplam kesme kuvveti diyagramları Şekil 5.3 de verilmiştir.

TABLO :5.1 a  
KIRIŞ RIJİTLİKLERİ

b


KAT NO	2,3,4 AKSI KENAR KIRIŞ				
	KESİT (cm.cm)	TABLA	I (dm <sup>4</sup> )	l (m)	I/l (dm <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6
20	40x60		110,46	5,90	1,87
19	"	"	"	"	"
18	"	"	"	"	"
17	"	"	"	"	"
16	"	"	"	"	"
15	"	"	"	"	"
14	"	"	"	"	"
13	"	"	"	"	"
12	"	"	"	"	"
11	"	"	"	"	"
10	"	"	"	"	"
9	"	"	"	"	"
8	60x60		148,11	"	2,51
7	"	"	"	"	"
6	"	"	"	"	"
5	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"
2	"	"	"	"	"
1	"	"	"	"	"

KESİT (cm.cm)	TABLA	I (dm <sup>4</sup> )	l (m)	I/l (dm <sup>3</sup> )
40x60		110,46	3,70	2,99
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
60x60		148,11	"	4,00
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"
"	"	"	"	"



TABLO:5.1  
KIRIŞ RİJİTLİKLERİ

3

KAT NO	6 AKSI KIRIŞI							
	KESİT (cm.cm)	TABLA	I (dm <sup>4</sup> )	a (m)	I/a (dm <sup>3</sup> )	b (m)	$\psi=1+\frac{b}{2a}$	$\frac{I}{a}(1+\frac{b}{2a})$ (dm <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	30x60		87,95	3,75	2,35	8,00	2,07	4,86
19	"	"	"	"	"	"	"	"
18	"	"	"	"	"	"	"	"
17	"	"	"	"	"	"	"	"
16	"	"	"	"	"	"	"	"
15	"	"	"	"	"	"	"	"
14	"	"	"	"	"	"	"	"
13	"	"	"	"	"	"	"	"
12	"	"	"	"	"	"	"	"
11	"	"	"	"	"	"	"	"
10	"	"	"	"	"	"	"	"
9	"	"	"	"	"	"	"	"
8	"	"	"	"	"	"	"	"
7	"	"	"	"	"	"	"	"
6	"	"	"	"	"	"	"	"
5	"	"	"	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"
2	"	"	"	"	"	"	"	"
1	"	"	"	"	"	"	"	"

TABLO: 5.2 a  
KOLON D DEĞERLERİ

KAT NO	h <sub>i</sub> (m)	A2, A3, A4 (12 ADET)						
		KİRİŞ	KOLON					
		I/I (dm <sup>3</sup> )	KESİT (cm.cm)	I <sub>c</sub> (dm <sup>4</sup> )	I <sub>c</sub> /h (dm <sup>3</sup> )	$\bar{k}$	a	D <sub>i</sub> (dm <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	3.0	1.87	40/30	9.00	0.30	6.23	0.76	3.03
19	3.0	1.87	40/30	9.00	0.30	6.23	0.76	3.03
18	3.0	1.87	40/30	9.00	0.30	6.23	0.76	3.03
17	3.0	1.87	40/30	9.00	0.30	6.23	0.76	3.03
16	3.0	1.87	40/40	21.33	0.71	2.63	0.57	5.39
15	3.0	1.87	40/40	21.33	0.71	2.63	0.57	5.39
14	3.0	1.87	40/40	21.33	0.71	2.63	0.57	5.39
13	3.0	1.87	40/40	21.33	0.71	2.63	0.57	5.39
12	3.0	1.87	40/50	41.67	1.39	1.34	0.40	7.46
11	3.0	1.87	40/50	41.67	1.39	1.34	0.40	7.46
10	3.0	1.87	40/50	41.67	1.39	1.34	0.40	7.46
9	3.0	1.87	40/50	41.67	1.39	1.58	0.44	8.15
8	3.0	2.51	40/60	72.00	2.40	1.05	0.34	10.97
7	3.0	2.51	40/60	72.00	2.40	1.05	0.34	10.97
6	3.0	2.51	40/60	72.00	2.40	1.05	0.34	10.97
5	3.0	2.51	40/60	72.00	2.40	1.05	0.34	10.97
4	3.0	2.51	40/70	114.33	3.81	0.66	0.25	12.58
3	3.0	2.51	40/70	114.33	3.81	0.66	0.25	12.58
2	3.0	2.51	40/70	114.33	3.81	0.66	0.25	12.58
1	5.0	2.51	40/80	170.67	3.41	0.74	0.52	8.44

TABLO: 5.2  
KOLON D DEĞERLERİ

b

KAT NO	B2, B3, B4 (12 ADET)							
	KİRİŞ		KOLON					
	I/L (dm <sup>3</sup> )	I/L (dm <sup>3</sup> )	KESİT (cm.cm)	I <sub>c</sub> (dm <sup>4</sup> )	I <sub>c</sub> /h (dm <sup>3</sup> )	$\bar{k}$	a	D <sub>i</sub> (dm <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1.87	2.99	40/40	21.33	0.71	6.85	0.77	7.33
19	1.87	2.99	40/40	21.33	0.71	6.85	0.77	7.33
18	1.87	2.99	40/40	21.33	0.71	6.85	0.77	7.33
17	1.87	2.99	40/40	21.33	0.71	6.85	0.77	7.33
16	1.87	2.99	50/50	52.08	1.74	2.79	0.58	13.50
15	1.87	2.99	50/50	52.08	1.74	2.79	0.58	13.50
14	1.87	2.99	50/50	52.08	1.74	2.79	0.58	13.50
13	1.87	2.99	50/50	52.08	1.74	2.79	0.58	13.50
12	1.87	2.99	50/70	142.92	4.76	1.02	0.34	21.47
11	1.87	2.99	50/70	142.92	4.76	1.02	0.34	21.47
10	1.87	2.99	50/70	142.92	4.76	1.02	0.34	21.47
9	1.87	2.99	50/70	142.92	4.76	1.19	0.37	23.78
8	2.51	4.00	60/80	256.00	8.53	0.76	0.28	31.46
7	2.51	4.00	60/80	256.00	8.53	0.76	0.28	31.46
6	2.51	4.00	60/80	256.00	8.53	0.76	0.28	31.46
5	2.51	4.00	60/80	256.00	8.53	0.76	0.28	31.46
4	2.51	4.00	70/80	298.67	9.96	0.65	0.25	32.74
3	2.51	4.00	70/80	298.67	9.96	0.65	0.25	32.74
2	2.51	4.00	70/80	298.67	9.96	0.65	0.25	32.74
1	2.51	4.00	70/90	425.25	8.50	0.77	0.52	21.30

TABLO: 5.2  
KOLON D DEĞERLERİ

c

d

KAT NO	A6 (4 ADET)							ΣD <sub>i</sub> (dm <sup>4</sup> /m <sup>3</sup> )
	KİRİŞ	KOLON						
	$\frac{I \cdot \psi}{a}$ (dm <sup>3</sup> )	KESİT (cm.cm)	I <sub>c</sub> (dm <sup>4</sup> )	I <sub>c</sub> /h (dm <sup>3</sup> )	k	a	D <sub>i</sub> (dm <sup>4</sup> /m <sup>3</sup> )	
1	2	3	4	5	6	7	8	
20	4.86	40/30	9.00	0.30	16.20	0.89	3.56	138.56
19	4.86	40/30	9.00	0.30	16.20	0.89	3.56	138.56
18	4.86	40/30	9.00	0.30	16.20	0.89	3.56	138.56
17	4.86	40/30	9.00	0.30	16.20	0.89	3.56	138.56
16	4.86	40/40	21.33	0.71	6.85	0.77	7.33	256.00
15	4.86	40/40	21.33	0.71	6.85	0.77	7.33	256.00
14	4.86	40/40	21.33	0.71	6.85	0.77	7.33	256.00
13	4.86	40/40	21.33	0.71	6.85	0.77	7.33	256.00
12	4.86	40/50	41.67	1.39	3.50	0.64	11.77	394.24
11	4.86	40/50	41.67	1.39	3.50	0.64	11.77	394.24
10	4.86	40/50	41.67	1.39	3.50	0.64	11.77	394.24
9	4.86	40/50	41.67	1.39	3.50	0.64	11.77	430.24
8	4.86	40/60	72.00	2.40	2.03	0.50	16.08	573.48
7	4.86	40/60	72.00	2.40	2.03	0.50	16.08	573.48
6	4.86	40/60	72.00	2.40	2.03	0.50	16.08	573.48
5	4.86	40/60	72.00	2.40	2.03	0.50	16.08	573.48
4	4.86	40/70	114.33	3.81	1.28	0.39	19.76	622.88
3	4.86	40/70	114.33	3.81	1.28	0.39	19.76	622.88
2	4.86	40/70	114.33	3.81	1.28	0.39	19.76	622.88
1	4.86	40/80	170.67	3.41	1.43	0.64	10.42	398.56

TABLO: 5.3  
k<sub>i</sub> VE R<sub>i</sub> DEĞERLERİ

KAT NO	h <sub>i</sub> (m)	ÇERÇEVE		KİRİŞ				R <sub>i</sub> = $\sum k_i + \Delta X_i D_i \Delta X_i$ (m <sup>3</sup> )
		D <sub>i</sub> (dm <sup>4</sup> /m <sup>3</sup> )	1 ADET h <sub>i</sub> .D <sub>i</sub> .h <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	1 AKSI		6 AKSI		
				4 ADET k <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	$\sum k_i$ (m <sup>3</sup> )	4 ADET k <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	$\sum k_i$ (m <sup>3</sup> )	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	3.0	138.56	0.1247	0.1083	0.00516	0.06337	0.68668	0.81138
19	3.0	138.56	0.1247	"	0.00546	0.06490	0.69280	0.81750
18	3.0	138.56	0.1247	"	0.00546	"	0.69280	0.81750
17	3.0	138.56	0.1247	"	"	"	0.69280	0.81750
16	3.0	256.00	0.2304	"	0.00587	0.06673	0.70012	0.93052
15	3.0	256.00	0.2304	"	0.00628	0.06832	0.70648	0.93688
14	3.0	256.00	0.2304	"	"	"	"	0.93688
13	3.0	256.00	0.2304	"	"	"	"	0.93688
12	3.0	394.24	0.3548	"	0.00696	0.07055	0.71540	1.07020
11	3.0	394.24	0.3548	"	0.00764	0.07238	0.72272	1.07752
10	3.0	394.24	0.3548	"	"	"	"	1.07752
9	3.0	430.24	0.3872	"	"	"	0.72272	1.10992
8	3.0	573.48	0.5161	"	0.00865	0.07457	0.73148	1.24758
7	3.0	573.48	0.5161	"	0.00966	0.07630	0.73840	1.25450
6	3.0	573.48	0.5161	"	"	"	"	1.25450
5	3.0	573.48	0.5161	"	"	"	"	1.25450
4	3.0	622.88	0.5606	"	0.01107	0.07819	0.74596	1.30656
3	3.0	622.88	0.5606	"	0.01248	0.07965	0.75180	1.3124
2	3.0	622.88	0.5606	"	"	"	"	1.3124
1	5.0	398.56	0.9964	"	0.01208	0.07927	0.75028	1.74668

TABLO :5.4  
SÜREKLİLİK DENKLEMLERİ KATSAYILARININ HESABI İÇİN  
İŞLEMLER

KAT NO	$h_i$ (m)	$W_i$ (t)	$T_{oi}$ (t)	$\epsilon I_{pi}$ ( $m^4$ )	$\frac{h_i}{I_{pi}}$ ( $1/m^3$ )	$R_i$ ( $m^3$ )	$\frac{1}{R_i}$ ( $1/m^3$ )	$\frac{h_i^2}{2I_p}$	$\frac{h_i}{R_i}$	$\frac{W_i - h_{i-1}}{R_{i-1}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
20	3.0	18.60	18.60	59.2878	0.05060	0.81138	1.2325	0.07590	3.6974	64.954
19	3.0	17.70	36.30	"	"	0.81750	1.2232	"	3.6697	61.651
18	3.0	16.80	53.10	"	"	"	"	"	"	58.349
17	3.0	15.90	69.00	"	"	"	"	"	"	48.360
16	3.0	15.00	84.00	"	"	0.93052	1.0747	"	3.2240	45.150
15	3.0	14.10	98.10	"	"	0.93688	1.0674	"	3.2021	42.268
14	3.0	13.20	111.30	"	"	"	"	"	"	39.386
13	3.0	12.90	123.60	"	"	"	"	"	"	31.957
12	3.0	11.40	135.00	"	"	1.07020	0.9344	"	2.8032	29.234
11	3.0	10.50	145.50	"	"	1.07752	0.9281	"	2.7842	26.728
10	3.0	9.60	155.10	"	"	"	"	"	"	23.515
9	3.0	8.70	163.80	"	"	1.10992	0.9010	"	2.7029	18.756
8	3.0	7.80	171.60	"	"	1.24748	0.8016	"	2.4047	16.500
7	3.0	6.90	178.50	"	"	1.25450	0.7971	"	2.3914	14.348
6	3.0	6.00	184.50	"	"	"	"	"	"	12.196
5	3.0	5.10	189.60	"	"	"	"	"	"	9.644
4	3.0	4.20	193.80	"	"	1.30656	0.7654	"	2.2961	7.543
3	3.0	3.30	197.10	"	"	1.3124	0.7620	"	2.2859	5.486
2	3.0	2.40	199.50	"	"	"	"	"	"	4.620
1	5.0	1.50	201.00	"	0.08433	1.74668	0.5725	0.21084	2.8626	—

TABLO : 5.5  
SÜREKLİLİK DENKLEMLERİ KATSAYILARI

KAT NO	$\delta_{i,i+1}$	$\delta_{i,i}$	$\delta_{i,i-1}$	$\delta_{i,0}$
1	2	3	4	5
20	-1.2325	2.5063	-1.2232	-63.027
19	-1.2232	2.4970	-1.2232	-58.896
18	-1.2232	2.4970	-1.2232	-54.319
17	-1.2232	2.3485	-1.0747	-12.370
16	-1.0747	2.1927	-1.0674	-36.935
15	-1.0674	2.1854	-1.0674	-34.822
14	-1.0674	2.1854	-1.0674	-30.938
13	-1.0674	2.0524	-0.9344	26.728
12	-0.9344	1.9131	-0.9281	-16.423
11	-0.9281	1.9068	-0.9281	-15.685
10	-0.9281	1.8797	-0.9010	0.867
9	-0.9010	1.7532	-0.8016	42.522
8	-0.8016	1.6493	-0.7971	-1.193
7	-0.7971	1.6448	-0.7971	-0.800
6	-0.7971	1.6448	-0.7971	1.808
5	-0.7971	1.6131	-0.7654	22.816
4	-0.7654	1.5780	-0.7620	9.143
3	-0.7620	1.5746	-0.7620	9.474
2	-0.7620	1.3851	-0.5725	-104.530
1	-0.5725	0.6568	—	617.761

TABLO: 5.6

KATSAYILAR MATRİSİ

X ←	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
20	2.5063	-1.2232									
19	-1.2232	2.4970	-1.2232								
18		-1.2232	2.4970	-1.2232							
17			-1.2232	2.3485	-1.0747						
16				-1.0747	2.1927	-1.0674					
15					-1.0674	2.1854	-1.0674				
14						-1.0674	2.1854	-1.0674			
13							-1.0674	2.0524	-0.9344		
12								-0.9344	1.9131	-0.9281	
11									-0.9281	1.9068	-0.9281
10										-0.9281	1.8797
9											-0.9010
8											
7											
6											
5											
4											
3											
2											
1											

Denklemler No



9	8	7	6	5	4	3	2	1	SABITLER
									-63.027
									-58.896
									-54.319
									-12.370
									-36.935
									-34.822
									-30.938
									26.728
									-16.423
									+ -15.685 = 0
-0.9010									0.867
1.7532	-0.8016								42.522
-0.8016	1.6493	-0.7971							-1.193
	-0.7971	1.6448	-0.7971						-0.800
		-0.7971	1.6448	-0.7971					1.808
			-0.7971	1.6131	-0.7654				22.816
				-0.7654	1.5780	-0.7620			9.143
					-0.7620	1.5746	-0.7620		9.474
						-0.7620	1.3851	-0.5725	-104.530
							-0.5725	0.6568	617.761

TABLO:5.7  
PERDE VE ÇERÇEVE KESME KUVVETLERİ

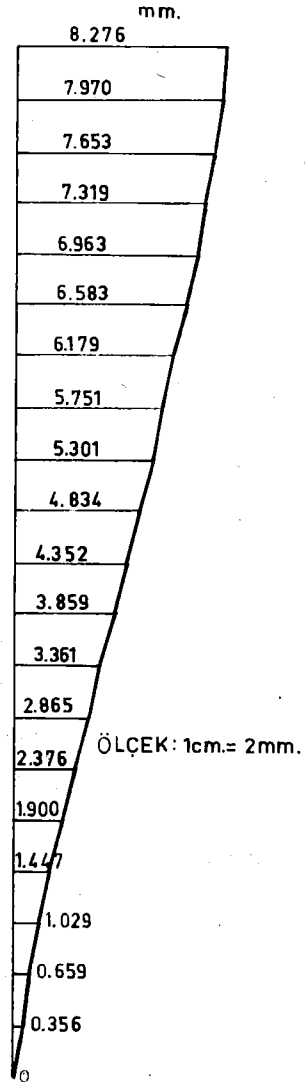
KAT NO	$X_i$ (tm)	TOPLAM KESME KUVVETİ $T_{oi}$ (t)	YAY MOMENTİ $M_{Ri}$ (tm)	$\Sigma k_i$ (m <sup>3</sup> )	KIRIŞ MOMENTİ $M_{ki}$ (tm)	PERDE KESME KUVVETİ $Q_{pi}$ (t)	ÇERÇEVE KESME KUVVETİ $Q_{di} = T_{oi} - Q_{pi}$ (t)	PERDE KESME KUVVETİ %	ÇERÇEVE KESME KUVVETİ %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20	118.10	18.6	173.90	0.68668	147.17	9.69	8.91	52	48
19	190.45	36.3	181.25	0.69280	153.60	27.08	9.22	75	25
18	222.53	53.1	191.38	"	162.19	43.37	9.73	82	18
17	219.40	69.0	203.87	"	172.77	58.63	10.37	85	15
16	214.67	84.0	247.27	0.70012	186.05	63.59	20.41	76	24
15	185.47	98.1	265.10	0.70648	199.95	76.38	21.72	78	22
14	132.44	111.3	280.87	"	211.80	88.28	23.02	79	21
13	56.71	123.6	295.07	"	222.51	99.41	24.19	80	20
12	1.87	135.0	350.16	0.71540	234.07	96.30	38.7	71	29
11	-70.93	145.5	363.70	0.72272	243.94	105.58	39.92	73	27
10	-164.50	155.1	371.73	"	249.33	114.30	40.80	74	26
9	-269.15	163.8	386.75	"	251.83	118.83	44.97	73	27
8	-350.72	171.6	433.23	0.73148	254.03	111.87	59.73	65	35
7	-456.53	178.5	429.69	0.73840	252.92	119.58	58.92	67	33
6	-592.33	184.5	417.70	"	245.86	127.22	57.28	69	31
5	-763.44	189.6	397.69	"	234.08	135.06	54.54	71	29
4	-962.30	193.8	382.54	0.74596	218.41	139.09	54.71	72	28
3	-1213.91	197.1	339.69	0.75180	194.59	148.73	48.37	75	25
2	-1533.77	199.5	278.64	"	159.62	159.83	39.67	80	20
1	-2277.54	201.0	261.23	0.75028	112.21	171.20	29.80	85	15

TABLO: 5.8  
BAĞ KİRİŞİ MOMENTLERİNİN DAĞITIMI

KAT NO	TOPLAM KİRİŞ MOMENTİ $M_{ki}$ (tm)	$\xi_{ki}$ (m <sup>3</sup> )	1 AKSI Perde-Perde		6 AKSI	
			k (m <sup>3</sup> )	$Mk = \frac{M_{ki} \cdot k}{\xi_{ki}}$ (tm)	k (m <sup>3</sup> )	$Mk = \frac{M_{ki} \cdot k}{\xi_{ki}}$ (tm)
1	2	3	4	5	6	7
20	147.17	0.686668	0.1083	23.211	0.06337	13.582
19	153.60	0.69280	"	24.011	0.06490	14.389
18	162.19	0.69280	"	25.354	"	15.194
17	172.77	0.69280	"	27.006	"	16.185
16	186.05	0.70012	"	28.780	0.06673	17.733
15	199.95	0.70648	"	30.651	0.06832	19.336
14	211.80	"	"	32.468	"	20.482
13	222.51	"	"	34.110	"	21.518
12	234.07	0.71540	"	35.434	0.07055	23.083
11	243.94	0.72272	"	36.555	0.07238	24.430
10	249.33	"	"	37.362	"	24.970
9	251.83	0.72272	"	37.737	"	25.221
8	254.03	0.73148	"	37.611	0.07457	25.897
7	252.92	0.73840	"	37.096	0.07630	26.135
6	245.86	"	"	36.060	"	25.405
5	234.08	"	"	34.332	"	24.188
4	218.41	0.74596	"	31.709	0.07819	22.893
3	194.59	0.75180	"	28.032	0.07965	20.616
2	159.62	"	"	22.994	"	16.911
1	112.21	0.75028	"	16.197	0.07927	11.855

TABLO : 5.9  
YAPININ KAT DEPLASMANLARI VE GRAFİĞİ

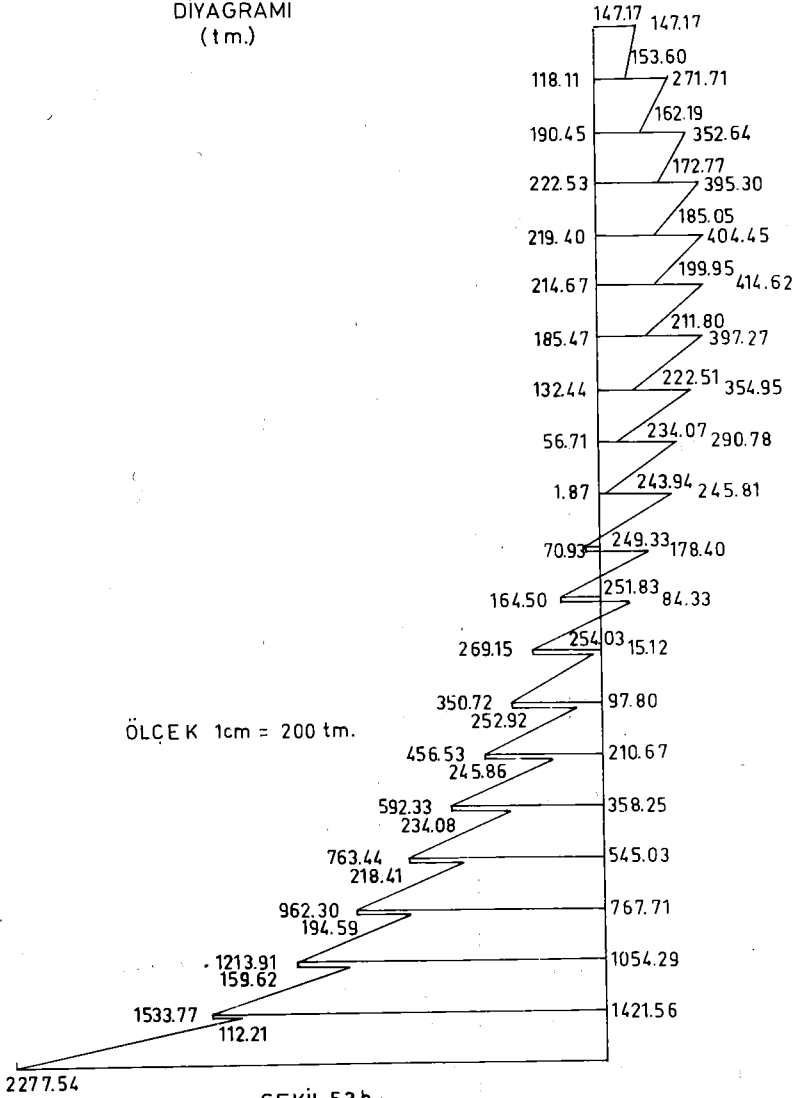
KAT NO	$\Sigma T$ (t)	$\Sigma D_i$ (dm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )	$\Sigma D = \Sigma D_i E$ (t/m)	relatif $\delta = \frac{\Sigma T}{\Sigma D}$ (mm)	toplam d (mm)
1	2	3	4	5	6
20	8.91	138.56	29.09x10 <sup>3</sup>	0.306	8.276
19	9.22	138.56	29.09	0.317	7.970
18	9.73	138.56	29.09	0.334	7.653
17	10.37	138.56	29.09	0.356	7.319
16	20.41	256.00	53.76	0.380	6.963
15	21.72	256.00	53.76	0.404	6.583
14	23.02	256.00	53.76	0.428	6.179
13	24.19	256.00	53.76	0.450	5.751
12	38.70	394.24	82.79	0.467	5.301
11	39.92	394.24	82.79	0.482	4.834
10	40.80	394.24	82.79	0.493	4.352
9	44.97	430.24	90.35	0.498	3.859
8	59.73	573.48	120.43	0.496	3.361
7	58.92	573.48	120.43	0.489	2.865
6	57.28	573.48	120.43	0.476	2.376
5	54.54	573.48	120.43	0.453	1.900
4	54.71	622.88	130.80	0.418	1.447
3	48.37	622.88	130.80	0.370	1.029
2	39.67	622.88	130.80	0.303	0.659
1	29.80	398.56	83.70	0.356	0.356
					0



ŞEKİL 5.3.a

TOPLAM PERDE MOMENT  
DİYAGRAMI  
(tm.)

(-) ← ○ → (+)

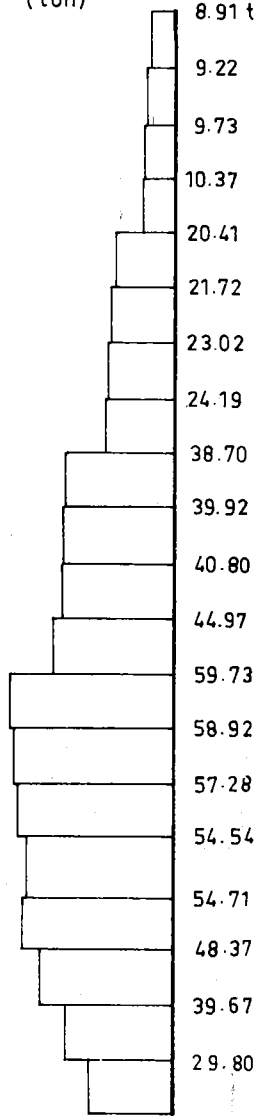


ŞEKİL 5.3.b

# ÇERÇEVELERDE (T)

(ton)

ÖLÇEK 1cm= 20 t.



ŞEKİL 5.3c

KAT KESME KUVVETLERİNİN PERDE VE ÇERÇEVELERE DAĞILIMI

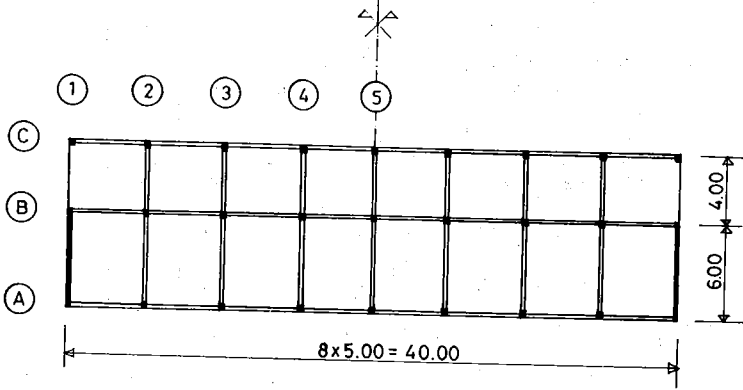
ÇERÇEVE	PERDE	KAT
%48	% 52	20
25	75	19
18	82	18
15	85	17
24	76	16
22	78	15
21	79	14
20	80	13
29	71	12
27	73	11
26	74	10
27	73	9
35	65	8
33	67	7
31	69	6
29	71	5
28	72	4
25	75	3
20	80	2
15	85	1

ŞEKİL 5.3.d

ÖRNEK 2

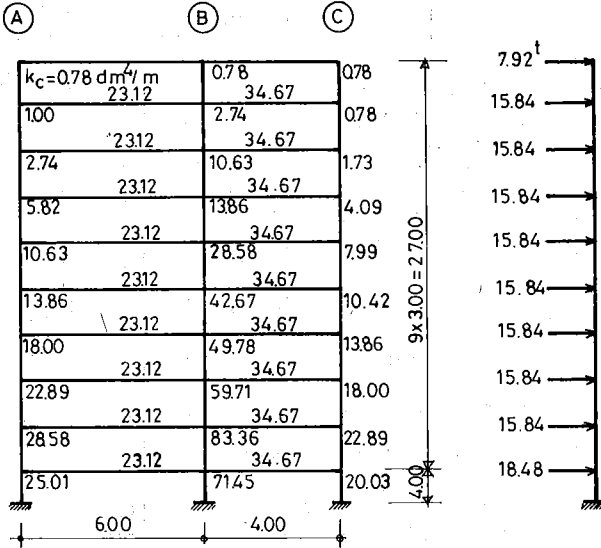
Bu örnekte [ 4 ] de ele alınmış olan 10 katlı çerçeve ve perdelerden oluşan fakat çerçeveleri perdelerle rijit kirişlerle bağlı olmayan bir yapının yapı dar doğrultusunda etkiyen yatay yükler altında hesabı ele alınmıştır.

Kat planı ve yatay boyutları şekil 5.4 a da verilmiştir.



Şekil 5.4a

Şekil 5.4b de ise, standart bir çerçeve, bunların kat yükseklikleri, kiriş ve atalet momentleri verilmiştir. Yapıya etkiyen toplam yatay yükler de Şekil 5.4c de verilmişlerdir.



Şekil 5.4b

Şekil 5.4c



Hesap Örnek 1'deki tablolara benzer şekilde doldurulmak suretiyle sonuçlandırılmıştır.

TABLO: 5.10  
KOLON D DEĞERLERİ

KAT NO	$h_i$ (m)	A AKSI (7 ADET)						
		KIRIŞ		KOLON				
		$\frac{I}{T}$ ( $dm^3$ )	KESİT (cm.cm)	$I_c$ ( $dm^4$ )	$\frac{I_c}{h}$ ( $dm^3$ )	$\bar{k}$	$\alpha$	$D_i$ ( $dm^4/m^3$ )
10	3,0	2,31	23/23	2,33	0,078	29,61	0,94	0,97
9	3,0	2,31	23/25	3,00	0,100	23,1	0,92	1,23
8	3,0	2,31	23/35	8,22	0,274	8,43	0,81	2,95
7	3,0	2,31	23/45	17,46	0,582	3,70	0,70	5,40
6	3,0	2,31	23/55	31,89	1,063	2,17	0,52	7,39
5	3,0	2,31	30/55	41,59	1,386	1,67	0,45	8,39
4	3,0	2,31	30/60	54,00	1,800	1,28	0,39	9,39
3	3,0	2,31	30/65	68,66	2,289	1,01	0,34	10,23
2	3,0	2,31	30/70	85,75	2,858	0,81	0,29	10,96
1	4,0	2,31	35/70	100,04	2,501	0,92	0,56	10,42

TABLO: 5.11  
KOLON D DEĞERLERİ

KAT NO	$h_i$ (m)	B AKSI (7 ADET)							
		KIRIŞ		KOLON					
		$\frac{I}{T}$ ( $dm^3$ )	$\frac{I}{T}$ ( $dm^3$ )	KESİT (cm.cm)	$I_c$ ( $dm^4$ )	$\frac{I_c}{h}$ ( $dm^3$ )	$\bar{k}$	$\alpha$	$D_i$ ( $dm^4/m^3$ )
10	3,0	2,31	3,47	23/23	2,33	0,078	74,10	0,97	1,01
9	3,0	2,31	3,47	23/35	8,22	0,274	21,09	0,91	3,34
8	3,0	2,31	3,47	23/55	31,89	1,063	5,44	0,73	10,36
7	3,0	2,31	3,47	30/55	41,59	1,386	4,17	0,68	12,49
6	3,0	2,31	3,47	30/70	85,75	2,858	2,02	0,50	19,17
5	3,0	2,31	3,47	30/80	128,00	4,267	1,35	0,40	23,00
4	3,0	2,31	3,47	35/80	149,33	4,978	1,16	0,37	24,39
3	3,0	2,31	3,47	35/85	179,12	5,971	0,97	0,33	25,95
2	3,0	2,31	3,47	35/95	250,07	8,336	0,69	0,26	28,65
1	4,0	2,31	3,47	40/95	285,79	7,145	0,81	0,53	28,55

TABLO : 5.12

## KOLON D DEĞERLERİ

KAT NO	$h_i$ (m)	C AKSI (7 ADET)							$\approx D_i$ (dm <sup>4</sup> /m <sup>3</sup> )	KAT NO
		KİRİŞ	KOLON							
		$\frac{I}{I}$ (dm <sup>3</sup> )	KESİT (cm.cm)	$I_c$ (dm <sup>4</sup> )	$\frac{I_c}{h}$ (dm <sup>3</sup> )	$\bar{k}$	$\alpha$	$D_i$ (dm <sup>4</sup> /m <sup>3</sup> )		
10	3,0	3,47	23/23	2,33	0,078	44,49	0,96	0,99	2079	10
9	3,0	3,47	23/23	2,33	0,078	44,49	0,96	0,99	38,92	9
8	3,0	3,47	23/30	5,18	0,173	20,06	0,91	2,09	107,80	8
7	3,0	3,47	23/40	12,27	0,409	8,48	0,81	4,41	156,10	7
6	3,0	3,47	23/50	23,95	0,799	4,34	0,69	7,29	236,95	6
5	3,0	3,47	30/50	31,25	1,042	3,33	0,62	8,68	280,49	5
4	3,0	3,47	30/55	41,59	1,186	2,50	0,56	10,28	308,42	4
3	3,0	3,47	30/60	54,00	1,800	1,95	0,49	11,77	335,65	3
2	3,0	3,47	30/65	68,66	2,289	1,52	0,43	13,14	369,25	2
1	4,0	3,47	35/65	80,10	2,003	1,73	0,67	10,11	343,56	1

TABLO : 5.13  
R<sub>i</sub> DEĞERLERİ

KAT NO	$h_i$ (m)	$D_i$ (dm <sup>4</sup> /m <sup>3</sup> )	$R_i = \Delta X_i D_i \Delta X_i$ (m <sup>3</sup> )
10	3,0	20,79	0,0187
9	3,0	38,92	0,0350
8	3,0	107,80	0,0970
7	3,0	156,10	0,1405
6	3,0	236,95	0,2133
5	3,0	280,49	0,2524
4	3,0	308,42	0,2776
3	3,0	335,65	0,3021
2	3,0	369,25	0,3323
1	4,0	343,56	0,5497

TABLO: 5.14

SÜREKLİLİK DENKLEMLERİ KATSAYILARININ HESABI İÇİN İŞLEMLER

KAT NO	$h_i$	$W_i$	$T_{0i}$	$\epsilon_{1pi}$	$\frac{h_i}{I_{pi}}$	$R_i$	$\frac{1}{R_i}$	$\frac{h_i^2}{2I_p}$	$\frac{h_i}{R_i}$	$\frac{W_{i-1} h_{i-1}}{R_{i-1}}$
10	3.0	7.92	7.92	9.0	0.3333	0.0187	53.48	0.50	160.43	1357.71
9	3.0	15.84	23.76	9.0	0.3333	0.0350	28.57	0.50	85.71	489.90
8	3.0	15.84	39.60	9.0	0.3333	0.0970	10.31	0.50	30.93	338.22
7	3.0	15.84	55.44	9.0	0.3333	0.1405	7.12	0.50	21.35	222.78
6	3.0	15.84	71.28	9.0	0.3333	0.2133	4.69	0.50	14.06	188.27
5	3.0	15.84	87.12	9.0	0.3333	0.2524	3.96	0.50	11.88	171.18
4	3.0	15.84	102.96	9.0	0.3333	0.2776	3.60	0.50	10.81	157.30
3	3.0	15.84	118.80	9.0	0.3333	0.3021	3.31	0.50	9.93	143.00
2	3.0	15.84	134.64	9.0	0.3333	0.3323	3.01	0.50	9.03	134.47
1	4.0	18.48	153.12	9.0	0.4444	0.5497	1.82	0.89	7.28	—

TABLO: 5.15

SÜREKLİLİK DENKLEMLERİ KATSAYILARI

KAT NO	$\delta_{i,i+1}$	$\delta_{i,i}$	$\delta_{i,i-1}$	$\delta_{i,0}$
10	—	82.38	-28.57	-761.97
9	-28.57	39.21	-10.31	823.55
8	-10.31	17.76	-7.12	60.95
7	-7.12	12.14	-4.69	209.10
6	-4.69	8.98	-3.96	2.76
5	-3.96	7.89	-3.60	-34.40
4	-3.60	7.24	-3.31	-15.21
3	-3.31	6.65	-3.01	23.32
2	-3.01	5.16	-1.82	168.47
1	-1.82	2.26	—	1250.99

TABLO : 5.16

## KATSAYILAR MATRİSİ

## SABİTLER

	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1		
10	82.38	-28.57										-761.97
9	-28.57	39.21	-10.31									823.55
8		-10.31	17.76	-7.12								60.95
7			-7.12	12.14	-4.69							209.10
6				-4.69	8.98	-3.96						2.76
5					-3.96	7.89	-3.60					-34.40
4						-3.60	7.24	-3.31				-15.21
3							-3.31	6.65	-3.01			23.32
2								-3.01	5.16	-1.92		168.47
1									-1.82	2.26		1250.99

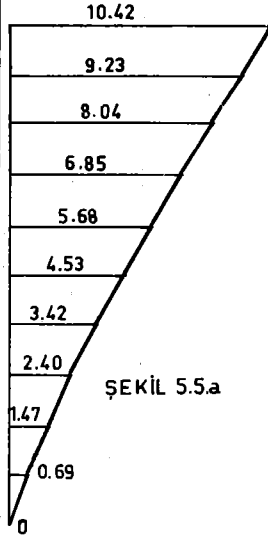
TABLO : 5.17

 $M_{ki} = 0$  dir.

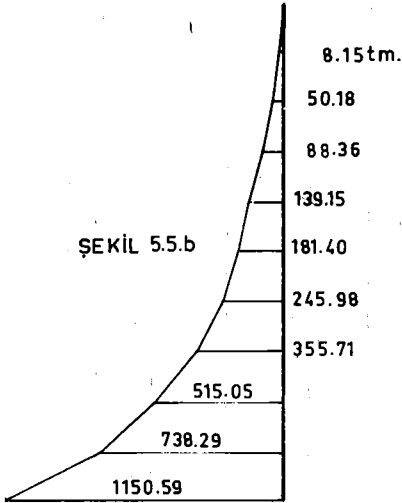
$h_i$ (m)	M perde (tm)	$Q_{pi} = \frac{X_{i+1} - X_i}{h_i}$ (ton)	$Q_{di} = T_{oi} - Q_{pi}$ (ton)
3.0	$X_{10} = -8.15$	2.72	5.20
3.0	$X_9 = -50.18$	14.01	9.75
3.0	$X_8 = -88.36$	12.73	26.87
3.0	$X_7 = -139.15$	16.93	38.51
3.0	$X_6 = -181.40$	14.08	57.20
3.0	$X_5 = -245.98$	21.53	65.59
3.0	$X_4 = -355.71$	36.58	66.38
3.0	$X_3 = -515.05$	53.11	65.69
3.0	$X_2 = -738.29$	74.41	60.23
4.0	$X_1 = -1150.59$	103.08	50.04

TABLO : 5.18  
YAPININ KAT DEPLASMANLARI VE GRAFİĞİ

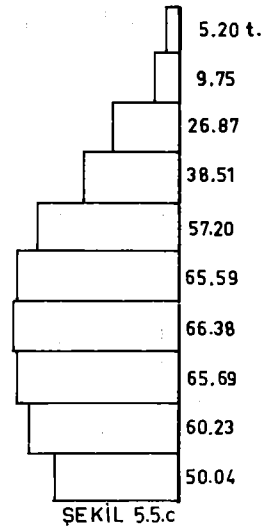
KAT No	$\Sigma T$ (ton)	$\Sigma D_i$ (dm <sup>4</sup> /m <sup>3</sup> )	$\Sigma D_i = \Sigma D_i E$ (t/m)	$\delta$ (mm)	d (mm)
10	5.20	20.79	$4.37 \times 10^3$	1.19	10.42
9	9.75	38.92	8.17	1.20	9.23
8	26.87	107.80	22.64	1.19	8.04
7	38.51	156.10	32.78	1.18	6.85
6	57.20	236.95	49.76	1.15	5.68
5	65.59	280.49	58.90	1.12	4.53
4	66.38	308.42	64.77	1.03	3.42
3	65.69	335.65	70.49	0.94	2.40
2	60.23	369.25	77.54	0.78	1.47
1	50.04	343.56	72.15	0.69	0.69
					0



PERDELERDE (M)



ÇERÇEVELERDE (T)



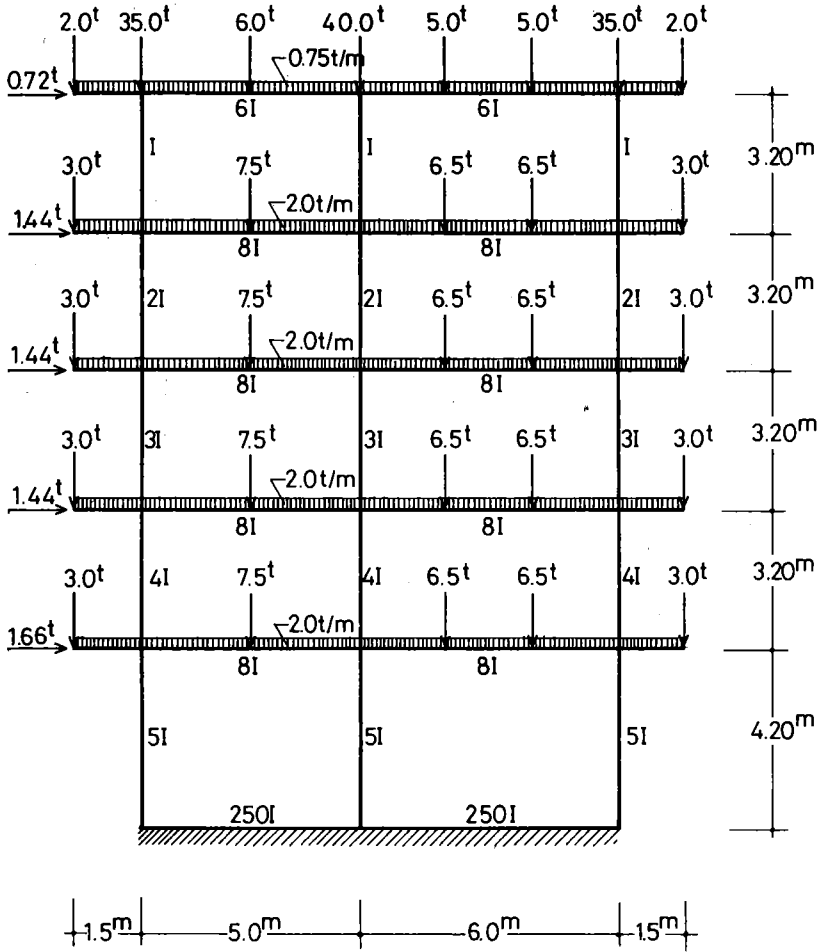
# KAT KESME KUVVETLERİNİN PERDE VE ÇERÇEVELERE DAĞILIMI

ÇERÇEVE	PERDE	KAT
% 66	% 34	10
41	59	9
68	32	8
69	31	7
80	20	6
75	25	5
64	36	4
55	45	3
45	55	2
33	67	1

SEKIL 5.5.d

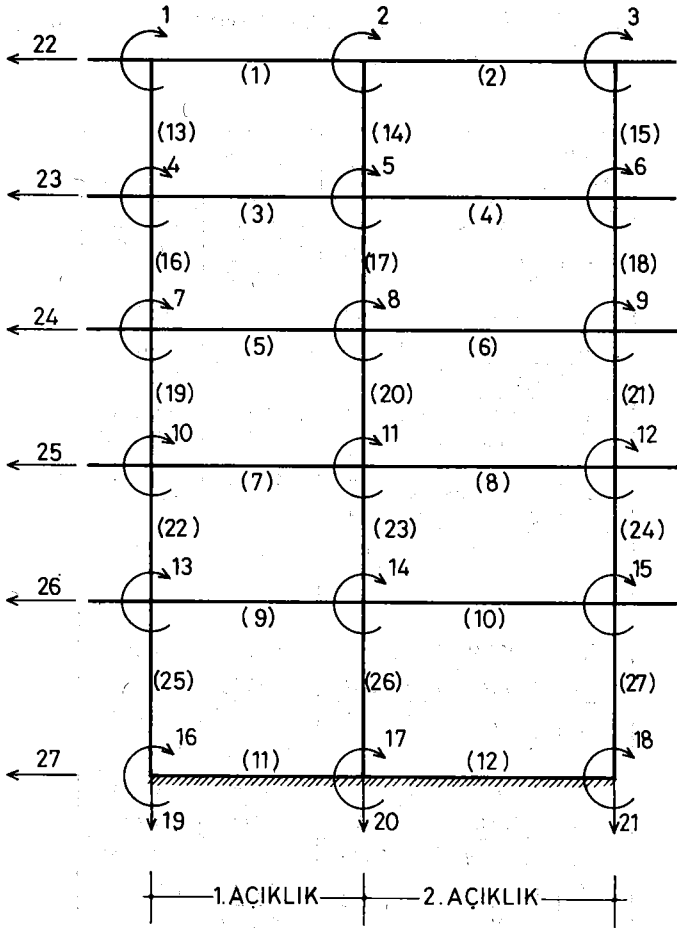
### ÖRNEK 3

Temelle beraber hesabı [ 5 ] de matris deplasman metodu ile verilmiş olan Şekil 5.6 daki çerçeve gözününe alınsın.



Şekil 5.6

Bahis konusu hesapta çubuklar ve bilinmeyenler Şekil 5.7 deki gibi numaralanmıştır.



Şekil 5.7

[ 5 ] de çerçevenin hesabı,

a) Temel kirişi rijit bir kiriş olduğuna göre,

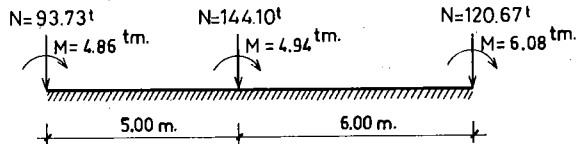
b) Temel kirişi Şekil 5.6 da verilen atalet momentine haiz ve yine Şekil 5.6 da çökme katsayısı verilen elastik zemine oturduğuna göre.

2 türlü çözülmüştür. Sonuçlar sırasıyla Tablo 5.19 ve Tablo 5.20 de verilmiştir.



TABLO: 5.19  
 KLASİK HESAP ŞEKLİNDE (Temel kirişi rijit kabul edildiğine göre)  
 ÇUBUK UÇ KUVVETLERİ

ELEMAN NO	$\begin{matrix} 1 & \text{---} & 2 \\ \curvearrowright & & \\ P_1 & \text{(tm)} & \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1 & \text{---} & 2 \\ & & \curvearrowleft \\ (tm) & & P_2 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1 & \text{---} & 2 \\ \downarrow & & \\ F_3 & \text{(t)} & \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1 & \text{---} & 2 \\ & & \downarrow \\ (t) & & P_4 \end{matrix}$
1	2	3	4	5
1	-3.77752	8.04638	-4.02123	-5.72877
2	-8.82079	5.83110	-7.74828	-6.75172
3	-6.14713	12.66949	-7.44553	-10.05447
4	-13.86225	12.17249	-12.78163	-12.21837
5	-5.15390	13.02711	-7.17536	-10.32464
6	-12.89109	14.34647	-12.25744	-12.74256
7	-4.07808	13.80765	-6.80409	-10.69591
8	-11.81636	16.09155	-11.78747	-13.21253
9	-2.32019	15.28393	-6.15725	-11.34275
10	-10.67480	17.37910	-11.38262	-13.61738
11	—	—	—	—
12	—	—	—	—
13	-0.06648	0.00843	-0.01814	-0.01814
14	0.77441	0.75357	0.47750	-0.47750
15	-1.98710	-1.78684	-1.17936	1.17936
16	-0.61130	-0.39922	-0.31579	0.31579
17	0.43919	0.40299	0.26318	-0.26318
18	-3.63564	-3.10802	-2.10739	-2.10739
19	-1.19688	-0.92909	-0.66436	0.66436
20	-0.53901	-0.44423	-0.30726	0.30726
21	-4.48845	-3.92234	-2.62837	2.62837
22	-1.74283	-1.21171	-0.92330	0.92330
23	-1.54706	-1.23595	-0.86969	0.86969
24	-5.41921	-4.97123	-3.24701	-3.24701
25	-3.21810	-4.86447	-1.92442	1.92447
26	-3.37318	-4.94201	-1.97981	1.97981
27	-5.65787	-6.08436	-2.79577	-2.79577

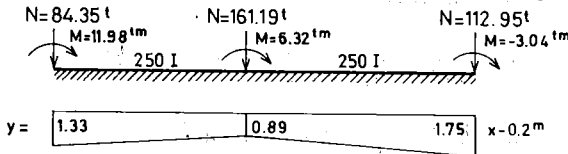


Şekil 5.8

TABLO: 5.20

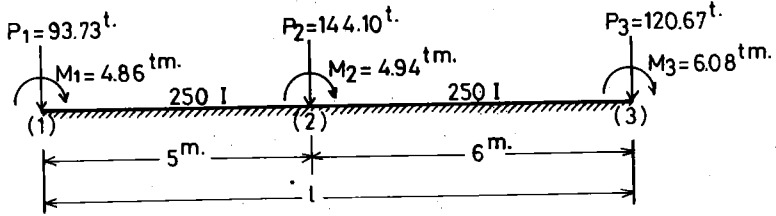
KESİN ÇÖZÜMDEN BULUNAN (Temel kirişi elastik zemine oturduğuna göre)  
ÇUBUK UÇ KUVVETLERİ

ELEMAN NO	$\begin{array}{c} \curvearrowright \\ \text{P}_1 \text{ (t)} \end{array}$	$\begin{array}{c} \text{P}_2 \\ \text{(t)} \end{array}$	$\begin{array}{c} \downarrow \\ \text{P}_3 \text{ (t)} \end{array}$	$\begin{array}{c} \downarrow \\ \text{P}_4 \end{array}$
1	-2.35187	11.41084	-3.06321	-6.68679
2	-12.13615	4.34176	-8.54906	-5.95093
3	-2.80029	17.89408	-5.73124	-11.76876
4	-18.99664	8.73276	-14.21065	-10.78935
5	-0.87034	18.72187	-5.17969	-12.32031
6	-18.48798	9.97873	-13.91821	-11.08179
7	0.54277	19.61626	-4.71819	-12.78181
8	-17.60959	11.42245	-13.53119	-11.46881
9	3.89615	22.17970	-3.53483	-13.96517
10	-16.96938	11.22495	-13.45740	-11.54260
11	11.97860	-5.19852	84.35217	70.66140
12	11.52009	-3.03628	90.52791	112.95849
13	-1.49213	-1.27703	-0.86536	0.86536
14	0.72531	0.70651	0.44744	-0.44744
15	0.49776	0.46891	0.30208	0.30208
16	-2.67268	-2.27787	-1.54705	1.54705
17	0.39605	0.36033	0.23637	-0.23637
18	-1.51386	-1.20397	-0.84932	0.84932
19	-3.60179	-3.22448	-2.13321	2.13321
20	-0.59422	-0.52085	-0.34846	0.34846
21	-2.02476	-1.55389	-1.11833	1.11833
22	-4.06828	-2.98929	-2.20549	-2.20549
23	-1.48582	-1.02398	-0.78431	-0.78431
24	-3.11856	-3.44207	-2.05020	-2.05020
25	-7.65686	-11.97860	-4.67511	4.67511
26	-4.18635	-6.32157	-2.50189	2.50189
27	-1.03289	3.03626	0.47699	-0.47699



Şekil 5.9

Şimdi temel kirişi rijit kabul edilerek çözümden temel kirişine gelen yükler ve momentler elastik zemine oturan temel kirişine yüklensin. Bu halde [6] daki tesir çizgilerinden istifade edilerek, temel kirişinin çökmeleri aşağıdaki şekilde bulunmuştur :



Şekil 5.10

$$I = 3.3 \text{ dm}^4$$

$$K_0 B = 3000 \text{ t/m}^2$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$EI = 2.1 \times 10^6 \times 250 \times 3.3 \times 10^{-4} = 1.7325 \times 10^5$$

$$l = 11.00 \text{ m.}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{3000}{4 \times 1.7325 \times 10^5}} = 0.2565$$

$$\lambda l = 0.2565 \times 11.00 = 2.82156 \approx 2.8$$

$$\frac{l^3}{4EI} = \frac{11^3}{4 \times 1.7325 \times 10^5} = 1.92 \times 10^{-3} \text{ m/t.}$$

$$\frac{l^2}{2EI} = -\frac{11^2}{2 \times 1.7325 \times 10^5} = -3.49 \times 10^{-4} \text{ t}^{-1}$$

$$\frac{l}{2EI} = \frac{11}{2 \times 1.7325 \times 10^5} = 3.1746 \times 10^{-5}$$

Kuvvet veya momentin uygulama yeri = a

Değeri aranan yer = x

$$\frac{a_1}{l} = 0 \quad \frac{x_1}{l} = 0$$

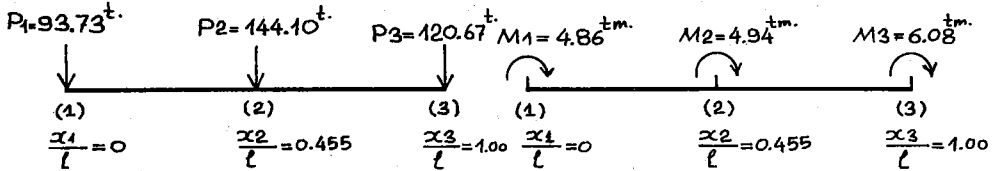
$$\frac{a_2}{l} = 0.455 \quad \frac{x_2}{l} = 0.455$$

$$\frac{a_3}{l} = 1.00 \quad \frac{x_3}{l} = 1.00$$

Bunlarla çökmelerin elde edilmesi aşağıda özet olarak verilmiştir.

YÜKLER

MOMENTLER



Tesir çizgileri değerleri :

$\xi_{yP}$  ler :

$\frac{a_1}{l} = 0$	0.092367	0.00825	-0.014256
$\frac{a_2}{l} = 0.455$	0.00873	0.025101	0.0006
$\frac{a_3}{l} = 1.00$	-0.014256	0.0006	0.092367

$\xi_{yM}$  ler :

0.127978	-0.02387	-0.010449
0.04861	0.00136	-0.032969
0.010449	0.027303	-0.0127978

$\xi_{yP} \cdot P$  ler :

8.6576	0.7333	-1.3362	
1.2580	3.6170	0.0865	
-1.7203	0.0724	11.1459	
<b>TOPLAM</b>	<b>8.1953</b>	<b>4.4627</b>	<b>9.8962</b>

$\xi_{yM} \cdot M$  ler :

0.6220	-0.1160	-0.0508	
0.2401	0.0067	-0.1629	
0.0635	0.1662	-0.0778	
<b>TOPLAM</b>	<b>0.9256</b>	<b>0.0569</b>	<b>-0.2915</b>

$$y_x = \frac{l^3}{4EI} \cdot \xi_{yP} \cdot P$$

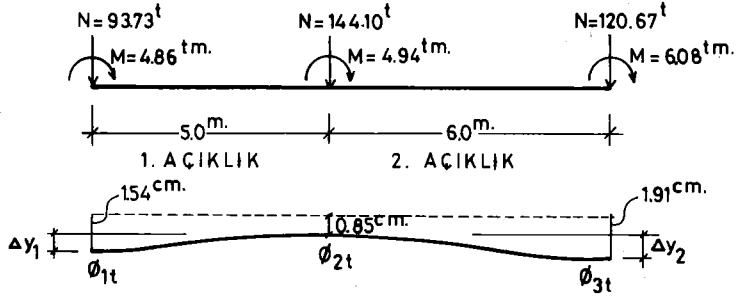
$$y_x = -\frac{l^2}{2EI} \cdot \xi_{yM} \cdot M$$

$$y_{xP} \begin{bmatrix} 15.7350 \times 10^{-3} & 8.5684 \times 10^{-3} & 19.000 \times 10^{-3} \end{bmatrix}$$

$$y_{xM} \begin{bmatrix} -3.2303 \times 10^{-4} & -0.1999 \times 10^{-4} & 1.0173 \times 10^{-4} \end{bmatrix}$$

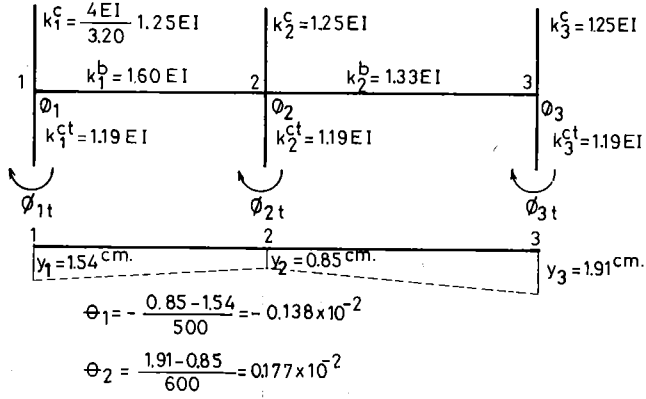
Toplam y'ler :

$y_1$	$y_2$	$y_3$
$15.412 \times 10^{-3}$	$8.5484 \times 10^{-3}$	$19.102 \times 10^{-3}$



Şekil 5.11

Kolon altlarında bulunan çökmeler Şekil 5.11 de gösterilmiştir. Şimdi temelin hemen üstündeki kat kirişi gözönüne alınsın. Bunun mesnetlerindeki  $\phi_1, \phi_2, \phi_3$  dönmeleri 4.4 ifadeleriyle hesaplanabilir.



Şekil 5.12

Yaklaşık olarak

$$\phi_2 = \frac{1.91 - 1.54}{500 + 600} = 0.0336 \times 10^{-2}$$

1. Denkleme :

$$(4k_1^b + 6k_1^c + 4k_1^{ct})\phi_1 + 2k_1^b\phi_2 = 6k_1^b \frac{y_2 - y_1}{l_1}$$

burada  $\phi_2$  nin yaklaşık değeri yerine konursa,

$$(4 \times 1.60I + 6 \times 1.25I + 4 \times 1.19I)\phi_1 + 2 \times 1.60I \times 0.0336 \times 10^{-2} = 6 \times 1.60I \times (-0.138) \times 10^{-2}$$

buradan

$$\phi_1 = -0.065 \times 10^{-2}$$

olarak bulunur.

3. Denklem,

$$2k_2^b \phi_2 + (4k_2^b + 6k_3^c + 4k_3^t) \phi_3 = 6k_2^b \frac{y_3 - y_2}{l_2}$$

burada  $\phi_2$  nin yaklaşık değeri yerine konursa,

$$2 \times 1.331 \times 0.0336 \times 10^{-2} + (4 \times 1.331 + 6 \times 1.251 + 4 \times 1.191) \phi_3 = 6 \times 1.331 \times (0.177) \times 10^{-2}$$

buradan

$$\phi_3 = 0.0753 \times 10^{-2}$$

olarak bulunur.

2. Denklem :

$$2k_1^b \phi_1 + (4k_1^b + 4k_2^b + 6k_2^c + 4k_2^t) \phi_2 + 2k_2^b \phi_3 = 6k_1^b \frac{y_2 - y_1}{l_1} + 6k_2^b \frac{y_3 - y_2}{l_2}$$

Burada  $\phi_1$  ve  $\phi_3$ 'ün bulunmuş olan değerleri yerine konursa

$$2 \times 1.601 (-0.103) 10^{-2} + (4 \times 1.601 + 4 \times 1.331 + 6 \times 1.251 + 4 \times 1.191) \phi_2 + 2 \times 1.331 (0.1032) 10^{-2} = 6 \times 1.601 (-0.138) 10^{-2} + 6 \times 1.331 (0.177) 10^{-2}$$

bulunur.  $\phi_2$  çözümlürse

$$\phi_2 = 0.006 \times 10^{-2}$$

elde edilir.

İlk kat için elde edilen bu  $\phi$  değerleri kendi üzerindeki bütün kat kirişleri için aynı alınabilir. Bu kabul ile bütün giriş uçlarındaki ilave  $\Delta M$  momentleri,

$$\Delta M_{i,i+1} = 2k_i^b (2\phi_i + \phi_{i+1} - 3\theta_i)$$

$$\Delta M_{i+1,i} = 2k_i^b (2\phi_{i+1} + \phi_i - 3\theta_i)$$

ifadeleri ile hemen hesaplanabilir.

Kiriş uç fark momentlerinden  $\Delta Q_i$  kesme kuvvetleri ise

$$\Delta Q_i = \frac{M_{i,i+1} + M_{i+1,i}}{l_i}$$

şeklinde hesaplanırlar.

Sistemdeki  $\Delta M$  ve  $\Delta Q$  değerleri Tablo 5.21 ve 5.22 de verilmişlerdir.

TABLO : 5.21

ELEMAN NO	$k_1^b$ tm.	$\phi_1 \times 10^2$	$\phi_2 \times 10^2$	$\phi_3 \times 10^2$	$\Delta M_{1,2}$ tm.	$\Delta M_{2,1}$ tm.	$\Delta Q_1$ ton
(1)	831.6	-0.065	0.006	-0.138	4.82	6.00	2.16
(3)	1108.8	"	"	"	6.43	8.00	2.89
(5)	"	"	"	"	"	"	"
(7)	"	"	"	"	"	"	"
(9)	"	"	"	"	"	"	"

$$\approx 13.71$$

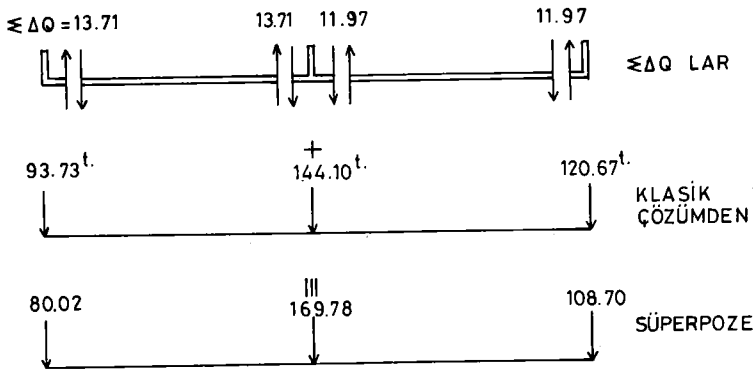
TABLO : 5.22

ELEMAN NO	$k_2^b$ tm	$\phi_2 \times 10^2$	$\phi_3 \times 10^2$	$\phi_2 \times 10^2$	$\Delta M_{2,3}$ tm.	$\Delta M_{3,2}$ tm.	$\Delta Q_2$ ton
(2)	693.0	0.006	0.0753	0.177	-6.15	-5.19	-1.89
(4)	924.0	"	"	"	-8.20	-6.92	-2.52
(6)	"	"	"	"	"	"	"
(8)	"	"	"	"	"	"	"
(10)	"	"	"	"	"	"	"

$$\approx -11.97$$

Bir açıklıkta bütün katlardaki kirişlerin aynı uçlarındaki  $\Delta Q$ 'ların cebrik toplamı hesaplanarak temel kirişindeki yük değişiminin yaklaşık ilk değeri bulunabilir.

Eldeki misalde bu değerler aşağıda verilmiştir.



2. Adım :

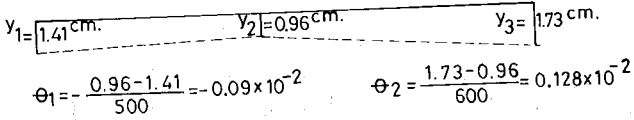
Yeni kolon yükleri altında temel kirişi elastik zemine oturan bir kiriş gibi hesaplanarak kolon altlarındaki çökmeler bulunur.

Burada  $\phi$  yp tesir çizgisi değerleri birinci adımdaki gibidir.

$\epsilon_{yp} \cdot P$	7.3912	0.6601	-1.1408
	1.482	4.2616	0.102
	-1.5496	0.065	10.0403
$\Sigma$	7.3236	4.9867	9.0015

$$y_x = \frac{l^3}{4EI} \cdot \epsilon_{yp} P$$

$y_x$	$14.06 \times 10^{-3}$	$9.57 \times 10^{-3}$	$17.28 \times 10^{-3}$
-------	------------------------	-----------------------	------------------------



Şekil 5.14

Kolon altlarında bulunan çökmeler Şekil 5.14 de gösterilmiştir.

Temelin hemen üstündeki kat kirişi gözönüne alınsın. Bunun mesnetlerindeki  $\phi_1, \phi_2, \phi_3$  dönmeleri 4.4 ifadeleriyle hesaplanır.

İlk yaklaşık değer olarak

$$\phi_2 = \frac{1.73 - 1.41}{500 + 600} = 0.029 \times 10^{-2}$$

alınabilir.

1. Denklemden  $\phi_2$ 'nin bu yaklaşık değeri yerine konursa

$$18.66 \phi_1 + 0.0932 \times 10^{-2} = -0.864 \times 10^{-2}$$

ve buradan  $\phi_1$

$$\phi_1 = -0.0413 \times 10^{-2}$$

olarak bulunur.

3. Denklemden  $\phi_2$ 'nin yaklaşık değeri yerine konursa

$$0.0768 \times 10^{-2} + (17.58) \phi_3 = 1.0211 \times 10^{-2}$$

ve buradan  $\phi_3$

$$\phi_3 = 0.0537 \times 10^{-2}$$

olarak bulunur.



2. Denklemden  $\phi_1$  ve  $\phi_3$ 'ün bulunmuş olan yukarıdaki değerleri yerine konursa

$$\text{ve buradan } \phi_2 \quad -0.20942 \times 10^{-2} + 23.98 \phi_2 + 0.1958 \times 10^{-2} = 0.8640 \times 10^{-2} + 1.0214 \times 10^{-2}$$

$$\phi_2 = 0.0071 \times 10^{-2}$$

olarak bulunur.

İlk kat için elde ettiğimiz bu  $\phi$  değerleri kendi üzerindeki bütün kat kirişleri için aynı alınabilir.

Kiriş uçlarındaki ilave  $\Delta M$  ve  $\Delta Q$ 'lar 1. Adımdaki gibi hesaplanabilir.  $\Delta M$  ve  $\Delta Q$  değerleri Tablo 5.23 ve 5.24 de verilmişlerdir.

TABLO : 5.23

ELEMAN NO	$k_1^b$ t m.	$\phi_1 \times 10^2$	$\phi_2 \times 10^2$	$\phi_3 \times 10^2$	$\begin{matrix} \curvearrowright 1-2 \\ \Delta M_{1,2} \\ \text{t m.} \end{matrix}$	$\begin{matrix} \curvearrowright 1-2 \\ \Delta M_{2,1} \\ \text{t m.} \end{matrix}$	$\begin{matrix} \downarrow 1-2 \uparrow \\ \Delta Q_1 \\ \text{ton.} \end{matrix}$
(1)	831.6	-0.0413	0.0071	-0.09	3.23	4.04	1.45
(3)	1108.8	"	"	"	4.31	5.39	1.94
(5)	"	"	"	"	"	"	"
(7)	"	"	"	"	"	"	"
(9)	"	"	"	"	"	"	"

≈ 9.21

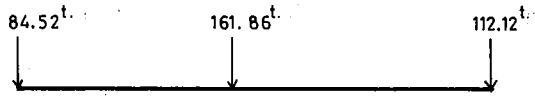
TABLO : 5.24

ELEMAN NO	$k_2^b$ t m.	$\phi_2 \times 10^2$	$\phi_3 \times 10^2$	$\phi_2 \times 10^2$	$\begin{matrix} \curvearrowright 2-3 \\ \Delta M_{2,3} \\ \text{t m.} \end{matrix}$	$\begin{matrix} \curvearrowright 2-3 \\ \Delta M_{3,2} \\ \text{t m.} \end{matrix}$	$\begin{matrix} \downarrow 2-3 \uparrow \\ \Delta Q_2 \\ \text{ton.} \end{matrix}$
(2)	693.0	0.0071	0.0537	0.128	-4.38	-3.74	-1.35
(4)	924.0	"	"	"	-5.84	-4.98	-1.80
(6)	"	"	"	"	"	"	"
(8)	"	"	"	"	"	"	"
(10)	"	"	"	"	"	"	"

≈ -8.55

Bir açıklıkta bütün kattaki kirişlerin aynı uçlarındaki  $\Delta Q$ 'ların cebrik toplamı hesaplanarak temel kirişinin yeni yükleri bulunur.

Bu yükler aşağıda Şekil 5.15 de gösterilmiştir.



Şekil 5.15

Kolon altlarındaki  $\phi$  temel dönmeleri bu yükler altında aşağıdaki şekilde bulunur.

$$\epsilon_{\theta P}$$

	$\frac{x_1}{l}=0$	$\frac{x_2}{l}=0.455$	$\frac{x_3}{l}=1.00$
$\frac{a_1}{l}=0$	-0.127978	-0.04861	-0.010449
$\frac{a_2}{l}=0.455$	0.023534	-0.0012	-0.027303
$\frac{a_3}{l}=1.00$	0.010449	0.032969	0.127978

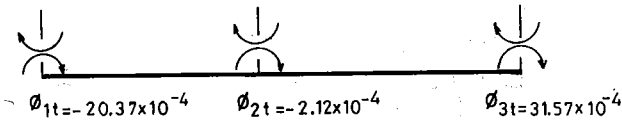
$$\epsilon_{\theta P} \cdot P$$

	-10.8167	-4.1085	-0.8831
	3.8092	-0.1942	-4.4193
	1.1715	3.6965	14.3490
$\Sigma$	-5.836	-0.6062	+9.0466

$$\phi_t = \frac{l^2}{2EI} \epsilon_{\theta P} \cdot P = 3.49 \times 10^{-4} \epsilon_{\theta P} \cdot P$$

$$\phi_t$$

	$-20.37 \times 10^{-4}$	$-2.12 \times 10^{-4}$	$+31.57 \times 10^{-4}$
--	-------------------------	------------------------	-------------------------



Şekil 5.16

$\phi_{1t}$  düzleminde üst yapıda meydana gelen momentler 4.9 , 4.10 ve 4.11 ifadeleri ile yaklaşık olarak bulunabilir.

$$R_1 = 4k_1^b + 4k_1^c = 4EI(1.60 + 1.25) = 7900.20 \text{ t.m.}$$

$$R_2 = 4k_1^b + 4k_2^c + 4k_2^b = 4EI(1.60 + 1.25 + 1.33) = 11586.96 \text{ t.m.}$$

$$R_3 = 4k_2^b + 4k_3^c = 4EI(1.33 + 1.25) = 7151.76 \text{ t.m.}$$

$$EI = 6.93 \times 10^2 \text{ t.m}^2$$

1 düğüm noktasında, Şekil 4.4 deki notasyonlarla

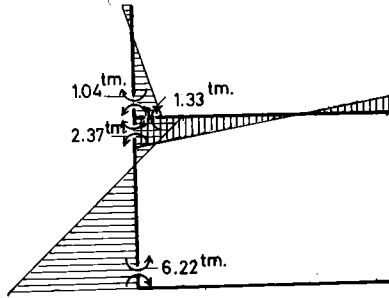
$$M_{1t} = \frac{4k_1^{ct}}{1 + \frac{k_1^{ct}}{R_1 + 3k_1^{ct}}} \phi_{1t} = \frac{4 \times 1.19EI}{1 + \frac{1.19EI}{11.40EI + 3 \times 1.19EI}} (-20.37 \times 10^{-4}) = -6.22 \text{ t.m.}$$

$$M_1 = \frac{R_1}{2(R_1 + 3k_1^{ct})} M_{1t} = \frac{11.40EI}{2(11.40EI + 3 \times 1.19EI)} (-6.22) = -2.37 \text{ t.m.}$$

$$M_1^o = -\frac{1.25}{1.25 + 1.60} (-2.37) = +1.04 \text{ t.m.}$$

$$M_1^r = -\frac{1.60}{1.25 + 1.60} (-2.37) = +1.33 \text{ t.m.}$$

bulunur.



Şekil 5.17

2. düğüm noktasında ,

$$M_{2t} = \frac{4k_2^{ct}}{1 + \frac{k_2^{ct}}{R_2 + 3k_2^{ct}}} \phi_{2t} = \frac{4 \times 1.19 EI}{1 + \frac{1.19 EI}{16.72 EI + 3 \times 1.19 EI}} (-2.12 \times 10^{-4}) = -0.66 \text{ tm.}$$

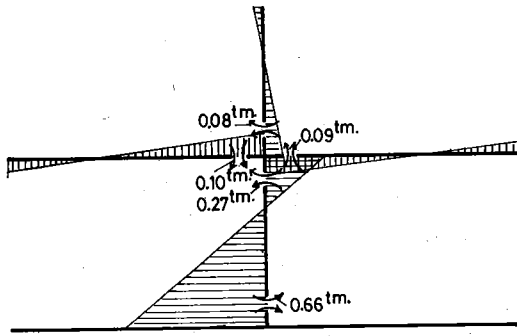
$$M_2 = \frac{R_2}{2(R_2 + 3k_2^{ct})} M_{2t} = \frac{16.72 EI}{2(16.72 EI + 3 \times 1.19 EI)} (-0.66) = -0.27 \text{ tm.}$$

$$M_2^o = -\frac{1.25}{1.60 + 1.33 + 1.25} (-0.27) = +0.08 \text{ tm.}$$

$$M_2^l = -\frac{1.60}{1.60 + 1.33 + 1.25} (-0.27) = +0.10 \text{ tm.}$$

$$M_2^r = -\frac{1.33}{1.60 + 1.33 + 1.25} (-0.27) = +0.09 \text{ tm.}$$

bulunur.



Şekil 5.18

3. düğüm noktasında

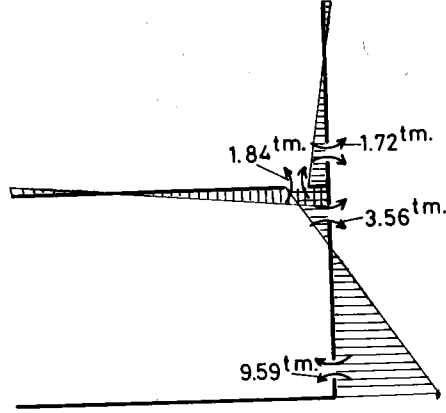
$$M_{3t} = \frac{4k_3^{ct}}{1 + \frac{k_3^{ct}}{R_3 + 3k_3^{ct}}} \phi_{3t} = \frac{4 \times 1.19 EI}{1 + \frac{1.19 EI}{10.32 EI + 3 \times 1.19 EI}} (31.57 \times 10^{-4}) = +9.59 \text{ tm.}$$

$$M_3 = \frac{R_3}{2(R_3 + 3k_3^{ct})} M_{3t} = \frac{10.32 EI}{2(10.32 EI + 3 \times 1.19 EI)} \times 9.59 = +3.56 \text{ tm.}$$

$$M_3^o = -\frac{1.25}{1.25 + 1.33} \times 3.56 = -1.72 \text{ tm.}$$

$$M_3^l = -\frac{1.33}{1.25 + 1.33} \times 3.56 = -1.84 \text{ tm.}$$

bulunur.



Şekil 5.19

Muhtelif adımlarda elde edilen momentler ve kesme kuvvetleri süperpoze edilerek aranılan iç kuvvetler bulunur.

Hesaplar toplu bir şekilde aşağıda Tablo 5.25 ve Tablo 5.26 da gösterilmiştir.

Temel çökmelerinden bulunan ilave çubuk uç kuvvetleri ve temel dönmelelerinden bulunan ilave çubuk uç kuvvetleri, klasik çözümden bulunan çubuk uç kuvvetleri ile toplanarak yaklaşık çubuk uç kuvvetleri bulunmuştur. **Kesin** çözümden bulunan çubuk uç kuvvetleri de yanlarında gösterilmiştir.

Yaklaşık çözümden bulunan çubuk uç kuvvetlerinin kesin çözümden bulunan çubuk uç kuvvetlerine yakın olduğu görülmektedir.

TABLO : 5.25

ELEMEN NO	KLASİK ÇÖZÜM(M)		(ΔM)		(ΔM)		SÜPERPOZE (M)	
	← tm.	→ tm.	← tm.	→ tm.	← tm.	→ tm.	← tm.	→ tm.
(1)	-3.78	8.05	3.23	4.04			-0.55	12.09
(3)	-6.15	12.67	4.31	5.39			-1.84	18.06
(5)	-5.15	13.03	"	"			-0.84	18.42
(7)	-4.08	13.81	"	"			0.23	19.20
(9)	-2.32	15.28	"	"	1.33	0.10	3.32	20.77

ELEMEN NO	KESİN ÇÖZÜM (M)	
	← tm.	→ tm.
(1)	-2.35	11.41
(3)	-2.80	17.89
(5)	-0.87	18.72
(7)	0.54	19.62
(9)	3.90	22.18

TABLO : 5.26

ELEMEN NO	KLASİK ÇÖZÜM (M)		(ΔM)		(ΔM)		SÜPERPOZE (M)	
	← tm.	→ tm.	← tm.	→ tm.	← tm.	→ tm.	← tm.	→ tm.
(2)	-8.82	5.83	-4.38	-3.74			-13.20	2.09
(4)	-13.86	12.17	-5.84	-4.98			-19.70	7.19
(6)	-12.89	14.35	"	"			-18.73	9.37
(8)	-11.82	16.09	"	"			-17.66	11.11
(10)	-10.67	17.38	"	"	0.09	-1.84	-16.42	10.56

ELEMEN NO	KESİN ÇÖZÜM (M)	
	← tm.	→ tm.
(2)	-12.14	4.34
(4)	-19.00	8.73
(6)	-18.49	9.98
(8)	-17.61	11.42
(10)	-16.97	11.22

## REFERANSLAR

- 1 ÖZDEN Kemal, Analysis of Shear Wall-Frame Systems, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977.
- 2 CARDAN, B., ACI Journal 1961, Sept.
- 3 ÇAKIROĞLU A., ÖZMEN G., İTÜ. İnşaat Fak. Teknik Rapor, 16. 1973
- 4 ÇAKIROĞLU A., ÖZMEN G., LA TECHNIQUE DES TRAVAUX, Juillet, Août, 1962.
- 5 KESKİNEL F. Elastik Zemine Oturan Dikdörtgen Düzlem Kapalı Çerçeveseler (Doçentlik Tezi). İTÜ. Mimarlık Fakültesi: 1967
- 6 KESKİNEL F. Elastik Zemine Oturan Sonlu Kiriş Tesir Çizgileri ve Sürekli Temellerin Çözümüne Uygulanması. İTÜ. Mimarlık Fakültesi: 1970

## 8. WCEE İLE İLGİLİ DUYURU

### KONFERANSIN YERİ VE ZAMANI

21-28 Temmuz 1984

Fairmort Hotel Sanfransisco California-Amerika Birleşik Devletleri

### KONULAR

Konferansın teknik oturumlarında aşağıda belirtilen deprem Mühendisliğinin bütün konuları ele alınacaktır.

- 1- Sismik Risk ve Tehlike
- 2- Yer Hareketi ve Sismisite
- 3- Zemin stabilitesi, zemin-yapı karşılıklı etkileşmesi ve temeller
- 4- Yapıların ve yapı elemanlarının üzerinde yapılan deneyler ve deney metodları
- 5- Yapıların ve Yapı elemanlarının tasarımı
- 6- Özel yapılar ve kritik tesisler
- 7- Yapıların kargıt davranışı
- 8- Yapıların onarım, takviye ve tadilatı
- 9- Şehircilik, sosyo-ekonomik ve kamu politikası sorunları
- 10- Ulaştırma, yol, altyapı vb. kamu tesisleri
- 11- Taşıyıcı olmayan yapı elemanları ve yapı içindeki eşyalar
- 12- Deprem yönetmelikleri ve standartlarının geliştirilmesi ve uygulanması

Fazla bilgi için :

Professor D.E.Hudson President  
International Association for Earthquake Engineering  
Department of Civil Engineering  
University of Southern California  
Los Angeles California 9000, USA

adresine başvurulabilir.

Ayrıca ilgi duyan üyelerimiz, daha geniş bilgi için "Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi Başkanlığı", nın aşağıdaki adreslerine başvurabilirler.

ADRESLER : 1- Prof.Dr. Rifat YARAR  
İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi  
Taksim-İSTANBUL

2- Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi  
Genel Sekreterliği  
Yüksel Cad. No:7/F  
Kızılay-ANKARA



## DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ YAYIN KOŐULLARI

1. BÜltene gönderilecek telif ve tercüme yazıların :
  - a) Depremle doğrudan doğruya, ya da dolaylı yoldan ilgili olması
  - b) Bilimsel ve teknik bir değer taşıması
  - c) Yurt içinde daha önce başka bir yerde yayınlanmamış olması
  - d) Daktilo ile ve kâğıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmış bulunması
  - e) Şekillerin aydıngeçer kâğıdına çini mürekkebi ile çizilmiş olması
  - f) Fotoğrafların net ve klişe alınmasına müsait bulunması gerekmektedir.
2. Telif araştırma yazılarının baş tarafına araştırmanın genel çerçevesini belirten en az 200 kelimelik İngilizce, Fransızca ya da Almanca bir özet konulmalıdır.
3. İmar ve İskân Bakanlığı mensubu elemanlar tarafından hazırlanan ve telif ya da tercüme ücreti ödenerek yayınlanacak olan yazıların, mesai saatleri dışında hazırlanmış olduğu yazan, derleyen, ya da çevirenin bağılı bulunduğu birim amiri tarafından (genel müdürlüklerde daire başkanı, müstakil birimlerde birim amiri) verilecek bir belge ile belgelendirilmesi zorunludur. Bu belge ile birlikte verilmeyen yazılar için ücret ödenmez.
4. Telif ve tercüme ücretleri ancak yazı bÜltende yayınlandıktan sonra tahakkuka bağlanır.
5. BÜltende yayınlanacak yazıların 300 kelimelik beher standart sayfası için teliflerde 250 TL. tercümeelerde 200 TL. ücret ödenir.

6. Yazılarda bulunan şekiller için, gerekli olan asgari alan içinde bulunabilecek kelime sayısına göre ücret takdir edilir.
7. Yazıların bültende yayınlanması Deprem Araştırma Dairesi bünyesinde teşekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.
8. Seçmeyi yapacak Uzmanlar Kurulu 5. maddede sözü edilen asgari alanları hesaplamaya, yazı sahiplerine gereksiz uzatmaların kısaltılmasını teklif etmeye, verilecek ücrete esas teşkil edecek kelime sayısını tesbit etmeye ve yazıların yayın sırasını tayine yetkilidir.
9. Kurulca incelenen yazıların bültende yayınlanıp yayınlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.
10. Yayınlanmayacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Dairemiz sorumlu değildir.
11. Yayınlanan yazılardaki fikir, görüş ve öneriler tamamen yazarlarına ait olup, Deprem Araştırma Dairesini bağlamaz ve Deprem Araştırma Dairesinin resmi görüşünü yansıtmaz.
12. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber tanıtma vb. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar, ya da bu nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
13. Dairemiz mensupları Başkanlıkça kendilerine verilen görevlere ait çalışmalardan ötürü her hangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.