

19333

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ * FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME ÇERÇEVELERİN
TAŞIMA GÜCÜ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş.Müh. Okan İSMAİLOĞLU

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 16 EYLÜL 1991

Tezin Savunulduğu Tarih : 19 EYLÜL 1991

Tez Danışmanı : Prof.Dr.Nahit KUMBASAR

Diğer Jüri Üyeleri : Doç.Dr. Melike ALTAN

Doç.Dr. Metin AYDOĞAN

EYLÜL 1991

ÖNSÖZ

Lisans ve Yüksek Lisans eğitimi ile Yüksek Lisans tezimin hazırlanmasında değerli bilgilerinden yararlandığım Hocam Sayın Prof. Dr. Nahit KUMBASAR'a, tezi itina ile daktilo eden Sayın Candan Ayşe ARICA'ya en içten teşekkürü borç bilirim.

Eylül 1991

İnş.Müh. Okan İSMAİLOĞLU

İÇİNDEKİLER

ÖZET	IV
SUMMARY	V
BÖLÜM 1. GİRİŞ	1
BÖLÜM 2. KESİT TESİRİ-ŞEKİLDEĞİŞTİRME BAĞINTILARI	3
2.1. Kesit Tesiri-Şekildeğiştirme Bağıntılarının Çıkarılması	3
2.2. Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar	3
2.3. Kesit Tesiri-Şekildeğiştirme Bağıntılarının Çıkarılmasında İzlenen Yol	11
2.4. Bilgisayar Programlarının Yapısı ve Çalışma Düzeni	16
BÖLÜM 3. BETONARME ÇERÇEVELERİN TAŞIMA GÜCÜ	20
3.1. Çerçeve İle İlgili Açıklamalar ve Bilgisayar Programının Kullanılması	20
3.2. Yüklemeler ve Sonuçları	32
BÖLÜM 4. SONUÇLAR	72
KAYNAKLAR	75
ÖZGEÇMİŞ	76

ÖZET

Süper pozisyon ilkesinin geçerli olduğu elastik teoriye göre hesapta, işletme yükünden meydana gelen gerilmeler bulunarak, bu gerilmeler emniyet gerilmesinden küçük olacak şekilde sisten boyutlandırılır.

Gerçekte ise yapı orantı sınırından sonra da yük tasımaya devam eder. Dış etkiler artıı belirli bir değere ulaşınca yapı kullanılmaz hale gelir yani göçer. Göçme kırılma, burkulma, büyük yer değıştirme, büyük çatlak gibi olayların biri veya birkaçı ile ortaya çıkar.

Bu çalışmada malzeme bakımından lineer olmayan sistemlerin göçme yüklerinin hesabı için yük artımı metodu verilmiştir. Lineer olmayan deformasyonların sistem üzerinde yayıldığı gözönüne alınarak geliştirilen metod, sistemin özelliklerinden bağımsız olup, elastoplastik malzemeden yapılmış bütün çerçevelere uygulanabilir.

Dört bölüm halinde sunulan çalışmaların birinci bölümünde konunun tanıtılması, konu ile ilgili çalışmaların gözden geçirilmesi yer almaktadır.

İkinci bölümde eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki çubuklarda kesit tesini-sekil değıştirme bağıntıları çıkarılmış ve bu değerlerin hesabı için bilgisayar programı hazırlanmıştır.

Üçüncü bölümde bir önceki bölümde hazırlanan bilgisayar programı ile farklı yatay yükler altındaki çerçeveler çözülerek bu çerçeveyi mekanizma durumuna getiren yükler bulunmuştur.

Son bölümde bilgisayar programı ile elde edilen çıkışlar gözden geçirilip değerlendirilmiş ve ulaşılan sonuçlar açıklanmıştır.

SUMMARY
LIMIT DESIGN OF REINFORCED
CONCRETE FRAMES

The aim of structural engineering is to realize structures which provide both safety and economy conditions. It is known that these two main factors have considerable effects on each other.

Before the use of computer technology in structural engineering, safety factor was the most important factor in the design of the indefiniteness in the real behaviours of the structures.

Up to date, by reason of both economic conditions and uncommon use of computer technology in structural engineering, structural engineers were used to design structures which have economy factor payment in advance. It is clear that, to realize this thought, the structures have to be designed by methods which consider both material and geometrical non-linearities.

In this study, a method of load increasing is presented for the determination of the collapse loads of non-linear elastoplastic structures.

The non-linear deformations are taken into account as distributed continuously over the structure. The method is independent of the characteristics of the structure; hence is applicable to the elastoplastic framed structures of arbitrary shape.

If the Elastic Theory is used, the superposition rule is applied. Stress from service loads must be smaller than the allowable stress.

In fact, the system is carried the loads after the estimated boundary. But, when the exterior loads is reached a current value, the system is subsided.

In the first chapter is an introduction of the subjct. In the second chapter, deflection relations of the rectangular reinforced concrete rods which are loaded by bending moment (M) and normal force (N), are obtained.

In plactic design, the ultimate strength considered is that which brings the frame to the verge of failure or collapse, assuming perfect plactic hinge action.

A member cannot collapse under moment loading (except for buckling) until there are enough actual or plastic hinges to transform it into a mechanism.

If number of plastic hinges is more than degree of hyperstatistical of frame, mechanism takes form. If number of plastic hinges is equal to degree of hyperstatistical of frame, Mechanism cannot takes form yet. When the subsequent plastic hinge takes form, the frame collapses and mechanism takes form.

Plastic hinges absord energy which external loads produce. We may collect plastic deformation at any one point. Then plastic hinges generally may take form the places which moments have got the bigger value or singular loads exist on the frame; moreover on the crucial point.

If all possible mechanism are investigated, the lowest load factor will be the true one or true collapse load.

The building in shape .3.1..is reduced the frame which shows same behaviors by applying same external force in shape

3.2. After using the method of load increasing, the collapse loads are found. These loads are earthquake or horizontal loads. At the beginning by taking earthquake loads which were found by using static method is started for loading. After, in other steps, these loads are increased proportional. In the third chapter, these loadings can be seen.

Plastic hinge may be existed on the member of frame in two different conditions. One of these conditions is that; if extension of steel in reinforced concrete member is equal 0,01 or much. i.e

$$\epsilon = \frac{\Delta I}{I} \geq 0,01 \quad \text{for steel. The other one;}$$

If shortening of concrete in reinforced concrete member is equal 0,003 ~ 0,0035 or much. i.e

$$\epsilon = \frac{\Delta I}{I} \geq 0,003 \sim 0,0035 \quad \text{for concrete.}$$

The reduced frame is divided members. After every loading, bending moment (M) and normal force (N) of members of frame are found. Moreover movements which in same direction with loading of crucial points are found.

Firstly, the frame is solved by program named OKAN 23. This program calculates bending moment (M) and normal force (N) for each rod. Moreover this program calculates movement of crucial points of frame. Input datas for this program are:

- 1- Coordinates of crucial points of frame.
- 2- Left and right crucial points oof roads.
- 3- Loads which force to the frame horizontally and vertically.
- 4- Points which these loads act.
- 5- Rijidities of bending of reinforced concrete rods.
- 6- Rijidities of extensions of reinforced concrete rods.

Secondly, program named OKAN5 calculates deflections of the rectangular reinforced concrete rods which are loaded by bending moment (M), and normal force (N). Moreover, this program calculates new rigidity of bending of rod and new rigidity of extension of rod. Moreover, this program calculates shortening of concrete and extensions of steel. Input datas for this program are:

- 1- Fields of steel of rectangular reinforced concrete rods.
- 2- Prism resistance of concrete.
- 3- Steel stress at the instant which steel starts to flow.
- 4- Width of cross section of reinforced concrete rod.
- 5- Length of cross section of reinforced concrete rod.
- 6- Quantity of normal force.
- 7- Quantity of bending moment.
- 8- Value of module of elasticity of steel.
- 9- Proportion of mistake for normal force.
- 10- Proportion of mistake for bending moment.
- 11- Value of S100 and given distance for rust.
- 12- Rigidities of bendings and extensions.

If S100 is given 1. at input datas, rigidities of bendings and rigidities of extensions are given as datas in input datas. If S100 is given a number except 1., then OKAN5 calculates them oneself.

At every loading, in program named OKAN23, as datas, new rigidities of bendings and new rigidities of extensions are given. Because rectangular reinforced concrete rods cracks by rotation. Therefore, value of rigidities of bendings of rods and value of rigidities of extensions of rods become less.

First OKAN5 calculates rotation of rod (χ) and unit extension of rod ($\frac{du}{ds}$).

After, OKAN5 calculates rigidity of bending of rod and rigidity of extension of rod by using these formulas;

$$\chi = \frac{M}{EI} \quad ; \quad EI = \frac{M}{\chi}$$

$$\frac{du}{ds} = \frac{N}{EF} \quad ; \quad EF = \frac{N}{\frac{du}{ds}}$$

Relation of bending moment-rotation consist of three separate region for reinforced concrete rods which are forced by bending moment. We can see that at shape 2.1.

These regions:

L_0 = The situation which cracks starts to take form at the outside pull fiber of reinforced concrete cross section.

L_1 = The situation which plastic form change starts to take form at the steels which pull forces act on it or outside pressure fiber of concrete.

L_2 = The situation which the bending moment equals to maximum carrying capacity of cross section by increasing.

This is value of plastic moment. It is represented M_p . Therefore, concrete in pressure region is crushed and broken or steels which pull force act on it are broken.

L_0 situation:

Relation of stress-deformation ($\sigma = \epsilon$) may be taken linear elastic. We can see that at shape 2.2..

$$M_{L_o} = \sigma_c^* \cdot \frac{I_x}{\eta a}$$

$$\sigma_c = 2 \cdot \sqrt{\sigma_b}$$

$$\sigma_c^* = \frac{0.85}{1.50} \cdot \sigma_c$$

$$\sigma_b^* = \frac{0.85}{1.50} \cdot \sigma_b$$

$$\sigma_b = \text{Prism resistance of concrete.}$$

$$\sigma_c = \text{Pull resistance of concrete.}$$

$$\sigma_c^* = \text{Using pull resistance of concrete in calculation.}$$

$$\sigma_b^* = \text{Using prism resistance of concrete in calculation.}$$

At the L_1 situation:

For concrete, plastic form change is accepted to start

$\epsilon \approx 0,002$. For steel, it is accepted to start at the boundary of flow. We can see that at shape 2.3 .

$$\sigma_u = E_b \cdot \epsilon_u \cdot \left(1 - \frac{E_b}{4 \cdot \sigma_b} \cdot \epsilon_u\right) = E_b \cdot \epsilon_u \cdot (1 - 250 \cdot \epsilon_u)$$

$$B_b = \frac{1}{6} \cdot b \cdot \eta_u \cdot (2 \cdot \sigma_u + E_b \cdot \epsilon_u)$$

$$Y_b = \frac{1}{2} \cdot \eta_u \cdot \frac{3 \cdot \sigma_u + E_b \cdot \epsilon_u}{2 \cdot \sigma_u + E_b \cdot \epsilon_u}$$

Total Pressure force;

$$B = B_b + F'_e \cdot \sigma_{eu}$$

Total pull force;

$$C = F_e \cdot \sigma_{ea}$$

At the L_2 situation:

We can see that at shape.2.4.

For steel;

$$\epsilon \leq \epsilon_e \quad \sigma = E \cdot \epsilon$$

$$\epsilon > \epsilon_e \quad \sigma = \sigma_e^*$$

For σ_b^* and σ_e^* , We can see that at shape.2.6.

At this shape, for steel and concrete, relations of stress-deformation (σ - ϵ) are given.

$$Y = \frac{2 \cdot \epsilon_o}{\epsilon_u} \cdot \eta_u$$

$$B_b = b \cdot \sigma_b^* \cdot \eta_u \cdot \left(\eta_u - \frac{1}{3} \cdot y \right)$$

$$Y_b = \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta_u^2 - \frac{1}{6} \cdot y^2}{\eta_u - \frac{1}{3} \cdot y}$$

$$B = B_b + F'_e \cdot \sigma_{eu}$$

$$C = F_e \cdot \sigma_{ea}$$

The program named **OKAN5** uses a consecutive approach method. At the beginning of this consecutive approach method, those formulas are used.

$$\left(\frac{du}{ds} \right)_1 = \frac{N_o}{EF}$$

$$X_1 = \frac{M_o}{EI}$$

If at the end of the method, calculated N_1 is not equal N_0 .
Then,

$$\left(\frac{du}{ds}\right)_2 = \frac{N_0}{N_1} \cdot \left(\frac{du}{ds}\right)_1$$

If N_2 is not equal to N_0 again; for following steps, that formula is used.

$$\left(\frac{du}{ds}\right)_i = \left(\frac{du}{ds}\right)_{i-1} + \frac{N_0 - N_{i-1}}{N_{i-1} - N_{i-2}} \cdot \left[\left(\frac{du}{ds}\right)_{i-1} - \left(\frac{du}{ds}\right)_{i-2} \right]$$

If N_i is equal N_0 and M_1 is equal to M_0 , calculated χ_1 (rotation) and $\left(\frac{du}{ds}\right)_i$ (unit extension) are real deformations.
If M_1 is not equal to M_0 then χ_j is taken as χ_2 ;

$$\chi_2 = \frac{M_0}{M_1} \chi_1$$

Again the program goes to beginning of the consecutive approach method. i.e. Like the former, approach is repeated for N_0 . If N_i is equal to N_0 and M_2 is equal to M_0 , then real rotation χ_2 and real unit extension $\left(\frac{du}{ds}\right)_i$ of cross section of rod which is forced by M_0 and N_0 is found.

If M_2 is not equal to M_0 , then

$$\chi_j = \chi_{j-1} + \frac{M_0 - M_{j-1}}{M_{j-1} - M_{j-2}} \cdot (\chi_{j-1} - \chi_{j-2})$$

Approach is repeated. If N_i equals to N_0 and M_j is equal to M_0 , then the calculation is completed and $\left(\frac{du}{ds}\right)_i$ and χ_j are real deformations.

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Gerilme-deformasyon bağıntıları orantı sınırı adı verilen bir sınır gerilmenin altında lineer elastik kabul edilen sistemlere lineer elastik sistemler denilmektedir. Bu sistemlerin deplasmanları da küçük deplasman teorisinin uygulanabileceği kadar küçüktür.

Lineer sistemlerde süperpozisyon kuralı geçerli olduğundan emniyet gerilmesi yöntemine göre hesap yapılabilmektedir. Bu yöntemle göre hesapta, işletme yükünden meydana gelen gerilmeler bulunarak bu gerilmeler emniyet gerilmesinden küçük olacak şekilde sistem boyutlandırılır.

Gerçekte ise, yapı orantı sınırından sonra da yük taşımaya devam eder. Dış yükler artarak belirli bir değere ulaşınca sistem kullanılmaz hale gelir yani göçer. Göçme kırılma, burkulma, büyük yer değiştirme, büyük çatlak gibi olayların biri veya bir kaçının ortaya çıkması ile oluşur.

Malzemenin orantı sınırından sonra ki taşıma kapasitesi gözönüne alınarak yapılan hesapta iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntısı lineer-elastik kabul edilememektedir.

Diğer taraftan, yüksek mukavemetli malzemelerin kullanılması nedeni ile yapılar narinleşir. Bu yapılarda çok kere deplasmanlar yeter derecede küçük olmadığından geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisini ihmal etmek mümkün değildir.

Lineerliği bozan bu iki nedenden dolayı süperpozisyon yapılamayacağından, orantı sınırına karşı gelen yük ile göçme yükü arasında sabit bir oran bulunmamaktadır.

Bu nedenle, emniyet gerilmesi yöntemine göre boyutlandırılan yapıların karşı emniyeti sabit değildir. Sistemin ve malzemenin özellikleri, yükleme şekli gibi çeşitli etkenlere bağlıdır.

Bir yapı sistemi gerçekleştirilirken, göçmeye karşı istenen bir güvenlik sağlanarak, malzemenin lineer-elastik sınırın üstündeki taşıma gücünden faydalanılabilir. Bu güvenlik saptanırken, işletme sırasındaki dış etkiler altında, yapıda meydana gelen yerdeğiştirmelerin ve çatlak kalınlıklarının sınırlı kalmaları istenir, [1].

BÖLÜM 2

KESİT TESİRİ - ŞEKİL DEĞİŞTİRME BAĞINTILARI

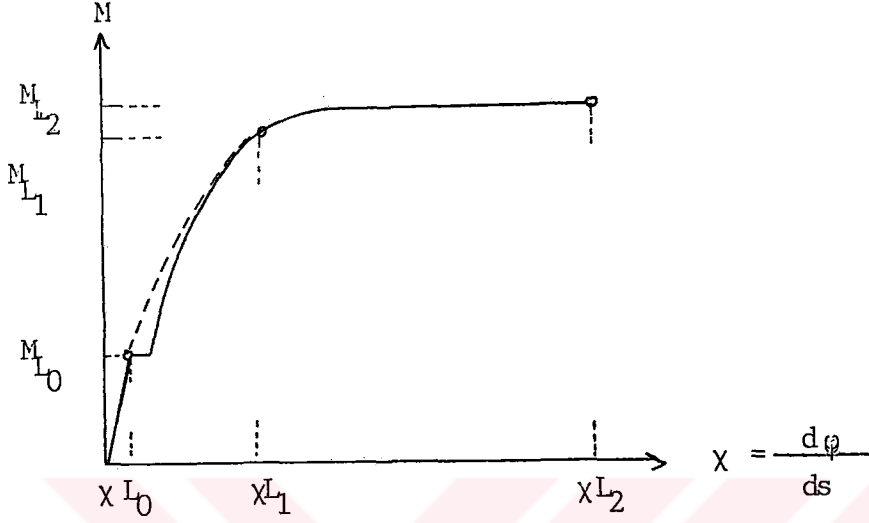
2.1. Kesit Tesiri-Sekil Değıştirme Bağıntılarının Çıkarılması

Lineer olmayan ideal elastoplastik malzemeden yapılmış homogen kesitlet için kesit tesiri-şekil değıştirme bağıntılarının çıkarılması şu kabullere dayanır:

- a) Çubuk elemanın en az bir simetri düzlemi vardır ve kesit tesirleri bu düzlemlerde etmektedir.
- b) Düzlem kesitler şekil değıştirmeden sonra yine düzlem kalırlar. (Bernoulli-Navier Hipotezi) Yani deformasyonlar tarafsız eksenden uzaklıklarına bağılı olarak doğrusal diyagramda belirtilebilir.
- c) Beton çeliğı ile beton arasında tam bir aderans vardır. Tarafsız eksenden aynı uzaklıktaki beton ve çelikteki deformasyonlar aynıdır.
- d) Betonun çekme gerilmesi almadığı kabul edilir.
- e) Çubuk elemanının iki boyutu uzunluğu yanında yeter derecede küçüktür. Bu nedenle kesme kuvvetinin eğilme ve uzama şekildeğıştirmelerine etkisi ihmal edilir.

2.2. Eğilme Momenti ve Normal Kuvveti Etkisindeki Çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme çubuk elemanlarına ait kesit tesiri-şekildeğıştirme bağıntıları üç ayrı bölgeden oluşmaktadır. Bu bölgeleri sınırlayan L_0 , L_1 , L_2 noktalarına karşı gelen durumlar, beton ve çelik için Şekil 2.5, Şekil 2.6 da verilen σ - ϵ diyagramları esas alınarak aşağıda açıklanmıştır, [2].



Sekil 2.1. Eğilme Momenti-Eğrilik Bağıntısı

L_0 : Betonarme kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme betonun çekme mukavemetine eşit olunca betonda çatlaklar meydana geldiği kabul edilmektedir. Bu duruma ait gerilme yayılımı Sekil 2.4.'deki gibidir. Eğilme momenti etkisindeki kesitlerde betonun çekme mukavemeti A.C.I.'ye göre;

$$\sigma_a = 2 \sqrt{\sigma_b} \quad (\sigma_b : \text{Beton prizma mukavemeti}) \quad (2.1)$$

formülü ile hesaplanabilir.

L_0 noktasına karşı gelen M_{L_0} eğilme momentinin hesabında, beton kesitin homojen olduğu, şekildeğiştirdikten sonra düzlem kaldığı kabul edilmekte ve betonun $\sigma-\epsilon$ bağıntısı lineer-elastik olarak kabul edilebilmektedir.

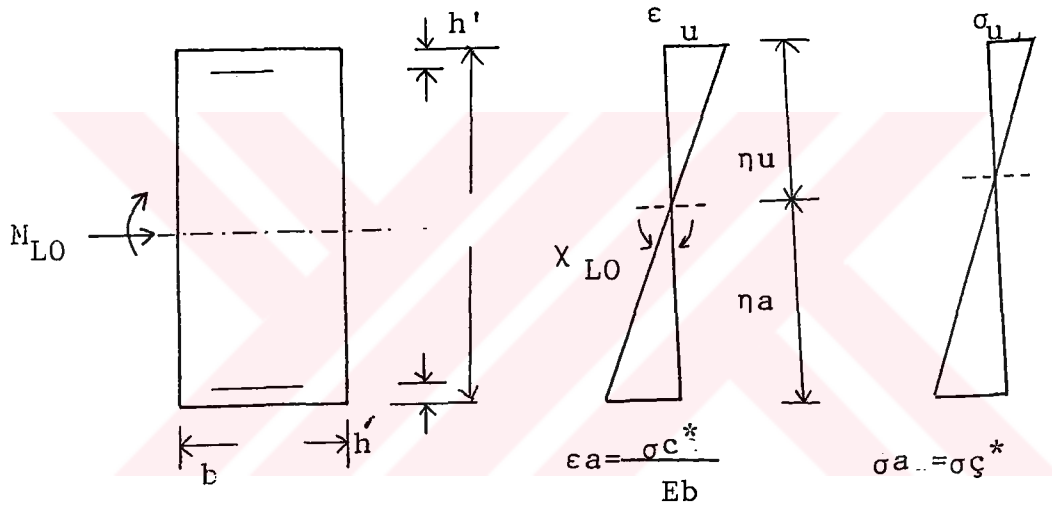
M_{L_0} momentini;

$$M_{L_0} = \frac{I_x}{\eta_a} \cdot \sigma_b \quad (2.2)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Burada;

- I_x : Betonarme kesitin atalet momenti,
 η_a : Tarafsız eksenin dış çekme lifinden olan uzaklığı,
 $\sigma_{b\zeta}$: Beton çekme mukavemeti.

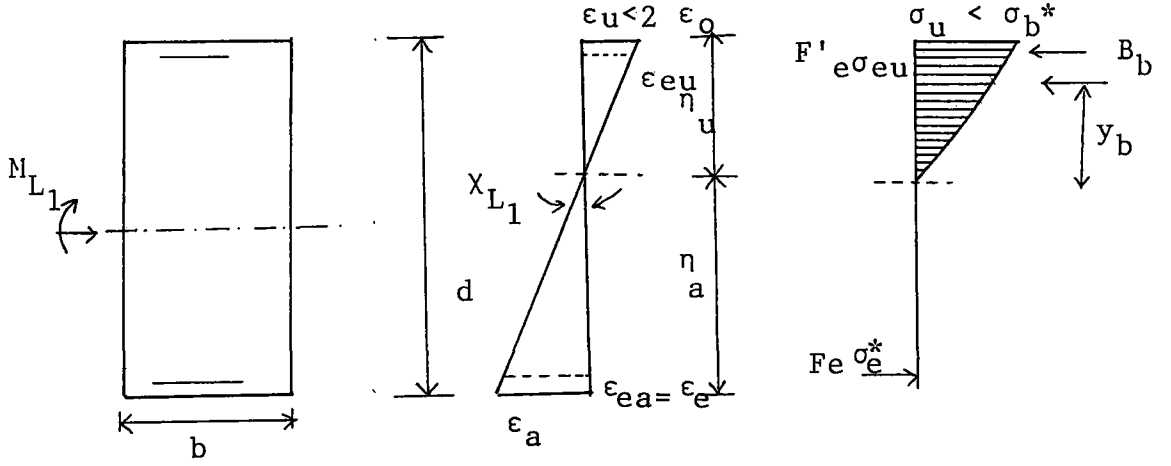
A.C.I., Amerikan Beton Enstitüsünün kısaltılmış yazımıdır. Aşağıdaki şekilde gerilme yayılımının yanında şekil değiştirme durumunda verilmiştir.



Sekil 2.2. Gerilme Yayılımı

L_1 : Çekme donatısında veya betonun dış basınç lifinde plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelir. Plastik şekildeğiştirmelerin betonda $\epsilon \approx 0,002$ değerinde, çelikte ise akma sınırında başladığı kabul edilmektedir. M_{L1} momentinin hesabında betonun çekme almadığı ve kesitin düzlem kaldığı kabul edilmektedir. Bu duruma karşı gelen gerilme boy değişimi aşağıdaki gibidir.

Eğilme momenti M_{11} sınır değerine eşit olunca beton kesitin dış basınç lifinde plastik şekil değıştirmeler başlamakta veya çekme donatısındaki gerilmeler akma sınırına erişmektedir.



Sekil 2.3. Gerilme Yayılımı

$$\sigma_u = E_b \cdot \epsilon_u \cdot \left(1 - \frac{E_b}{4 \cdot \sigma_b} \cdot \epsilon_u\right) = E_b \cdot \epsilon_u \cdot (1 - 250 \cdot \epsilon_u) \quad (2.3)$$

E_b : Betonun elastisite modülü

$$\sigma_b^* = \frac{0,85}{1,50} \cdot \sigma_b \quad (2.4)$$

$$B_b = \frac{1}{6} \cdot b \cdot \eta_u \cdot (2 \cdot \sigma_u + E_b \cdot \epsilon_u) \quad (2.5)$$

$$y_b = \frac{1}{2} \cdot \eta_u \cdot \frac{3 \cdot \sigma_u + E_b \cdot \epsilon_u}{2 \cdot \sigma_u + E_b \cdot \epsilon_u} \quad (2.6)$$

Kesite etkiyen toplam basınç ve çekme kuvvetleri, F_e ve F_e' çekme ve basınç donatılarının kesit alanlarını göstermek üzere,

$$B = B_b + F_e' \cdot \sigma_{eu} \quad (2.7)$$

$$Ç = F_e \cdot \sigma_{ea} \quad (2.8)$$

formülleriyle hesaplanılır.

L_2 : Eğilme momenti ve normal kuvvetin artarak kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L2} = M_D$ plastik moment değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar.

Betonun basınç bölgesinde ezilerek kırılması iki şekilde ortaya çıkabilir. Bunlardan birincisinde çekme donatısı akma durumuna gelmeden betonda ezilme olur. İkincisinde ise, önce çekme donatısı akar sonra beton basınç bölgesi hızla küçülerek ezilir. Birincisinde gevrek kırılma söz konusu olduğundan, boyutlandırma yapılırken birinci tür kırılmanın meydana gelmemesine dikkat edilmelidir.

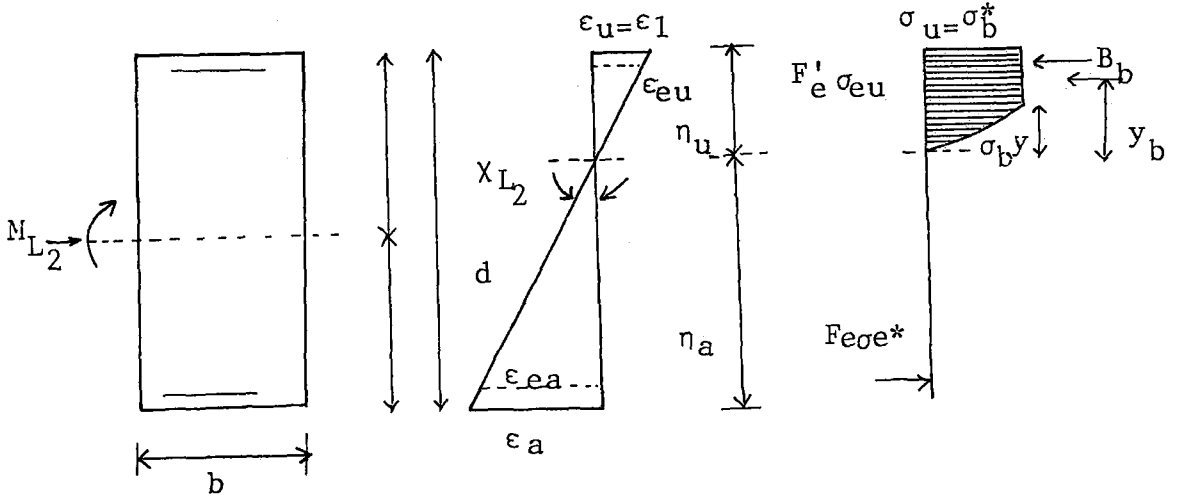
Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, büyük şekildeğiştirmeler nedeniyle sistemin kullanılmaz hale gelmesini önlemek için, genellikle çekme donatısının kopması yerine çelikteki birim boy değişmesinin bir ϵ_{maks} değerinden büyük olmamasına dikkat edilmelidir.

M_{L2} taşıma gücünün tayininde, betondaki ezilmenin $\epsilon_r = 0,0035$ değerinde meydana geldiği kabul edilir. Çekme donatısında ise, birim uzama $\epsilon_{maks} = 0,01$ değeri ile sınırlanır. M_{L2} momentinin hesabında ayrıca, betonun çekmeye çalışmadığı ve kesitin düzlem kaldığı da kabul edilir.

Çubuk elemanına etkiyen M eğilme momenti ve N normal kuvveti artarak,

$$K_1(M, N) = 0 \quad (2.9)$$

kırılma şartının belirlediği sınır değerlere eşit olunca kesitin taşıma gücü sona erer. Bu durumun dış beton basınç lifindeki birim kısalmanın ϵ_1 sınır değerine erişip betonun ezilmesi ile veya çekme donatısındaki birim uzamanın $\epsilon_{maks} = 0,01$ değerine ulaşması ile meydana geldiği kabul edilmektedir.



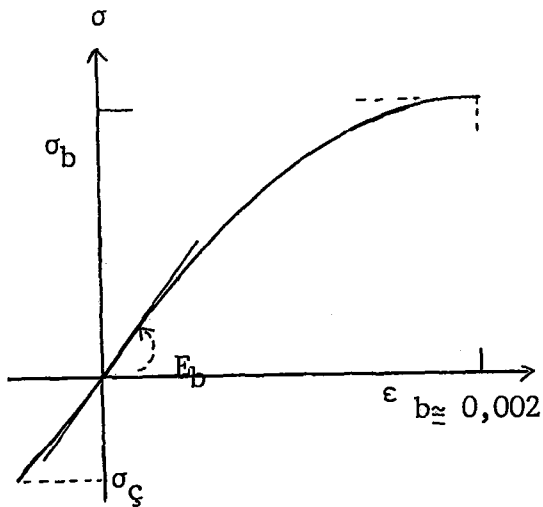
Şekil 2.4. Gerilme Yayılımı

$$Y = \frac{2 \cdot \epsilon_0}{\epsilon_u} \cdot \eta_u \quad (2.10)$$

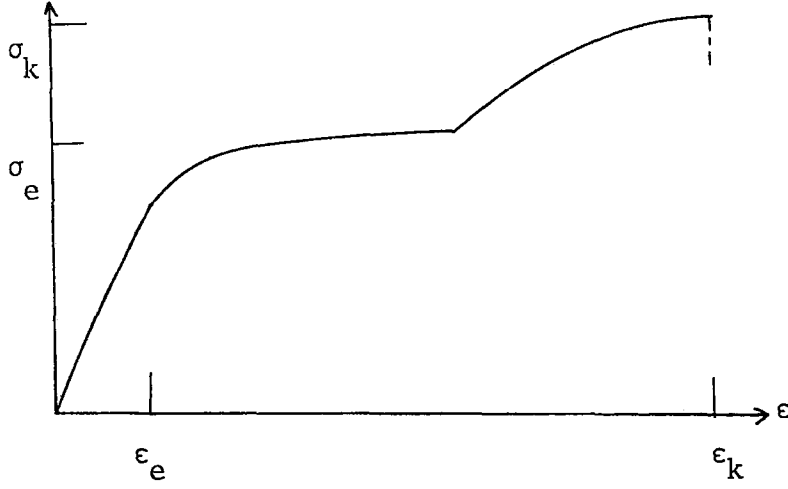
$$B_b = h \cdot \sigma_b^* \cdot \left(\eta_u - \frac{1}{3} \cdot y \right) \quad (2.11)$$

$$Y_h = \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta_u^2 - \frac{1}{6} \cdot y^2}{\eta_u - \frac{1}{3} \cdot y} \quad (2.12)$$

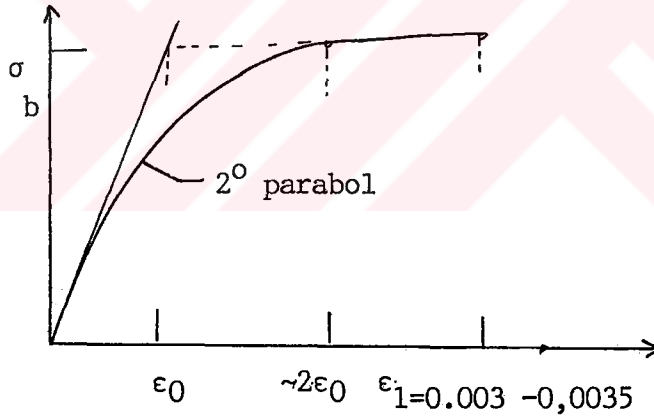
Kesite etkiyen toplam basınç ve çekme kuvvetleri (2.7) ve (2.8) formülleriyle hesaplanabilir.



Şekil 2.5. Beton İçin Gerilme-Sekildeğiştirme Bağlantısı



Şekil 2.6. Çelik İçin Gerilme-Sekildeğiştirme BAğıntısı



Şekil 2.7. Betonarme Kiriş Elemanının Basınç Lifindeki Gerilme-Sekildeğiştirme BAğıntısı

Şekil 2.8.'de, dış beton basınç lifindeki birim kısalmanın, normal kuvvetin eğilme momentine oranına bağlı olarak hangi değerleri aldığı açıklanmıştır.

2.3. Kesit Tesiri-Sekildeğiştirme Bağıntılarının Çıkarılmasında İzlenen Yol

M eğilme momenti ve N normal kuvveti etkisindeki betonarme çubuk elemanlarında, χ ve $\frac{du}{ds}$ sekildeğiştirmeleri doğrudan doğruya tayin edilememektedir. Lineer olmayan sistemler (Çakıroğlu A., Özer E) adlı yayında bu sekildeğiştirmelerin tayini için aşağıdaki ardışık yaklaşım yolu verilmiştir.

Ardışık yaklaşımın her adımında çubuk elemanının χ ve $\frac{du}{ds}$ sekildeğiştirmeleri tahmin edilir. Bu büyüklükler o şekilde tahmin edilmelidir ki bunların belirledikleri birim boy değişmesi diyagramına bağlı olarak bulunan beton ve çelik gerilmelerine ait eğilme momenti ve normal kuvvet verilen kesit tesirlerine eşit olsun.

Tahmin edilen χ ve $\frac{du}{ds}$ için hesaplanan M ve N kesit tesirlerinin verilen M_0 , N_0 değerlerine eşit olması halinde, tahmin edilen sekildeğiştirmeler çubuk elemanının gerçek sekildeğiştirme durumunu belirlemektedir.

Bu şartın sağlanmaması halinde ise, yeni χ ve $\frac{du}{ds}$ değerleri için ardışık yaklaşıma devam edilir. Bu metodun uygulanmasında aşağıda anlatılan yol izlenir.

χ ve $\frac{du}{ds}$ 'in ilk değerleri olarak aşağıdaki formüllerde bulunan değerler alınır.

$$\left(\frac{du}{ds}\right)_1 = \frac{N_0}{EF} \quad (EF: \text{Beton kesitin uzama rijitliği}) \quad (2.13)$$

E = Betonun elastisite modülü,

F = Elemanın kesit alanı.

$$(\chi)_1 = \frac{M_0}{EI} \quad (EI: \text{Beton kesitin eğilme rijitliği}) \quad (2.14)$$

I = Kesitin atalet momenti

Elemanın, daha önce anlatılan üç sınır değerinden hangisinin sınırları içinde bulunduğu x_1 ve $(\frac{du}{ds})_1$ başlangıç değerleri yardımıyla tespit edilir. Bunlara bağlı olarak gerilme yayılımı ve şekildeğiştirme durumu belirlenir. Bunlardan bulunan normal kuvvet değeri (N_1), başlangıçta verilen normal kuvvet değerine (N_0)'a eşit değilse, o zaman $\frac{du}{ds}$ şekildeğiştirme- si için;

$$(\frac{du}{ds})_2 = \frac{N_0}{N_1} \cdot (\frac{du}{ds})_1 \quad (2.15)$$

değeri alınarak hesaplanan N_2 değerinin, N_0 değerine eşit olup olmadığına bakılır. Eğer gene eşit değilse, bundan sonraki bütün adımlar için $\frac{du}{ds}$ değerleri,

$i > 2$ için;

$$(\frac{du}{ds})_i = (\frac{du}{ds})_{i-1} + \frac{N_0 - N_{i-1}}{N_{i-1} - N_{i-2}} \cdot [(\frac{du}{ds})_{i-1} - (\frac{du}{ds})_{i-2}] \quad (2.16)$$

formülüyle bulunur. Bu arada x_1 daima sabittir.

Eğer N_i değeri N_0 değerine eşit olduğu zaman, x_1 ve $(\frac{du}{ds})_i$ şekildeğiştirmelerinin oluşturduğu gerilme yayılımından bulunan M_1 momenti M_0 'a eşit oluyorsa, x_1 ve $(\frac{du}{ds})_i$ gerçek şekildeğiştirmelerdir. M_1 momenti M_0 'a eşit değilse, x şekildeğiştirmesi için

$$x_2 = \frac{M_0}{M_1} x_1 \quad (2.17)$$

değeri alınır. Bu değer için yukarıda anlatılan method tekrar edilir, [3].

Yani N_i , N_0 'a eşitlendikten sonra $(\frac{du}{ds})_i$ ve x_2 'ye karşı gelen M_2 momenti M_0 'a eşitse gerçek şekildeğiştirme

$(\frac{du}{ds})_i$ ve x_2 'dir. Değilse, bundan sonraki adımlar için x değerleri,

$j > 2$ için;

$$x_j = x_{j-1} + \frac{M_0 - M_{j-1}}{M_{j-1} - M_{j-2}} \cdot (x_{j-1} - x_{j-2}) \quad (2.18)$$

Yukarıda anlatılan adımlar tekrarlanır. Sonunda önce N_i değeri N_0 eşitlenir, ($i \geq 1$ için) ve $(\frac{du}{ds})_i$ ile x_j ($j > 2$ için) şekildeğiştirmelerine karşı gelen M_j momenti M_0 değerine eşitse gerçek şekildeğiştirmeler $(\frac{du}{ds})_i$ ile x_j olarak bulunmuş olur. Biz bu işlemi yapan programı OKAN5 olarak adlandırdık.

Yukarıdaki formüllerde;

n : Adım sayısı

N_0 : Hesap normal kuvveti

N_{n-1} : $(n-1)$ adımdaki normal kuvvet değeri

M_0 : Hesap eğilme momenti

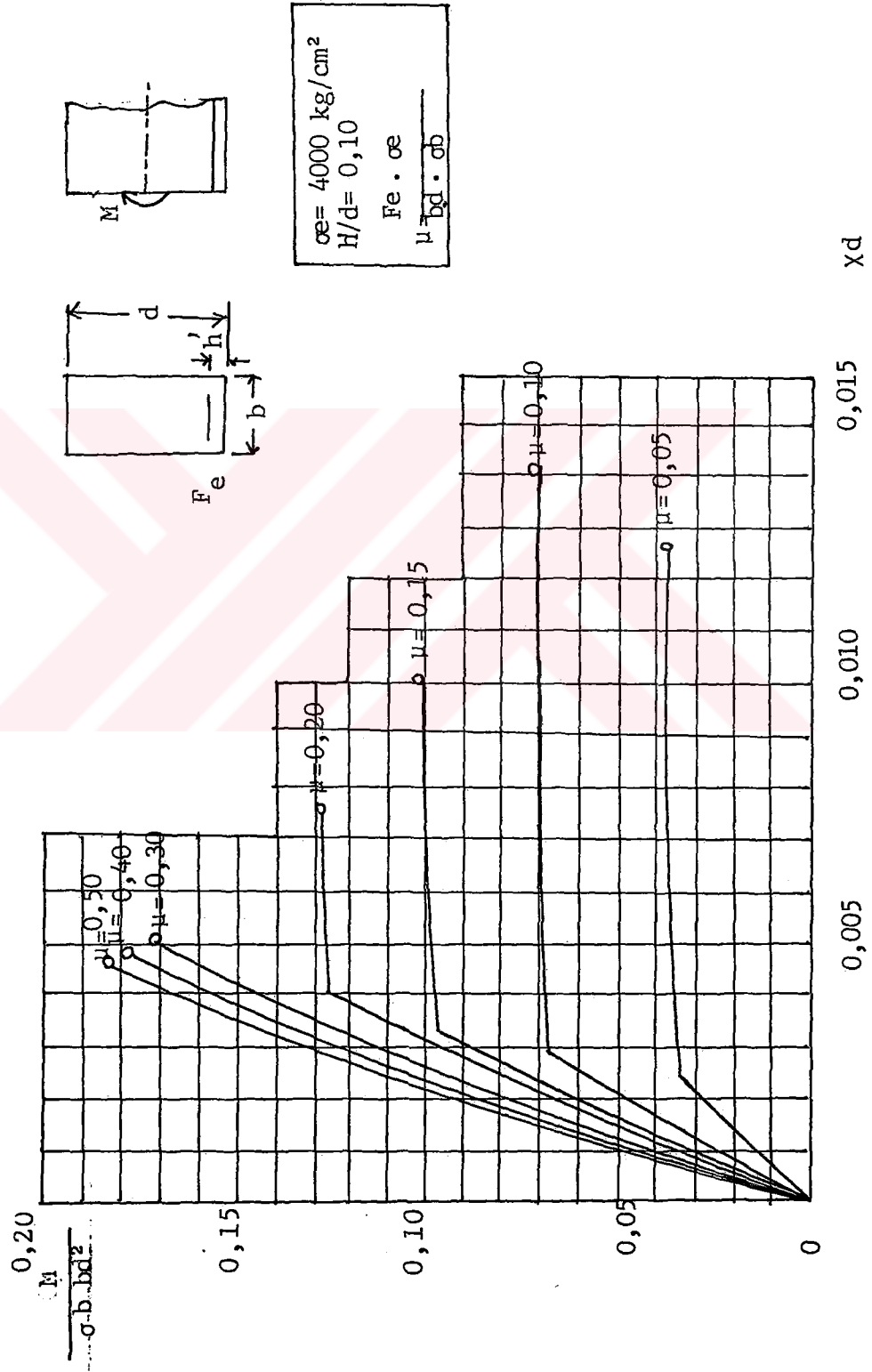
M_{n-1} : $(n-1)$ adımdaki eğilme momenti değeridir.

Yukarıda açıklanan ardışık yaklaşım yöntemi ile hesaplanan,

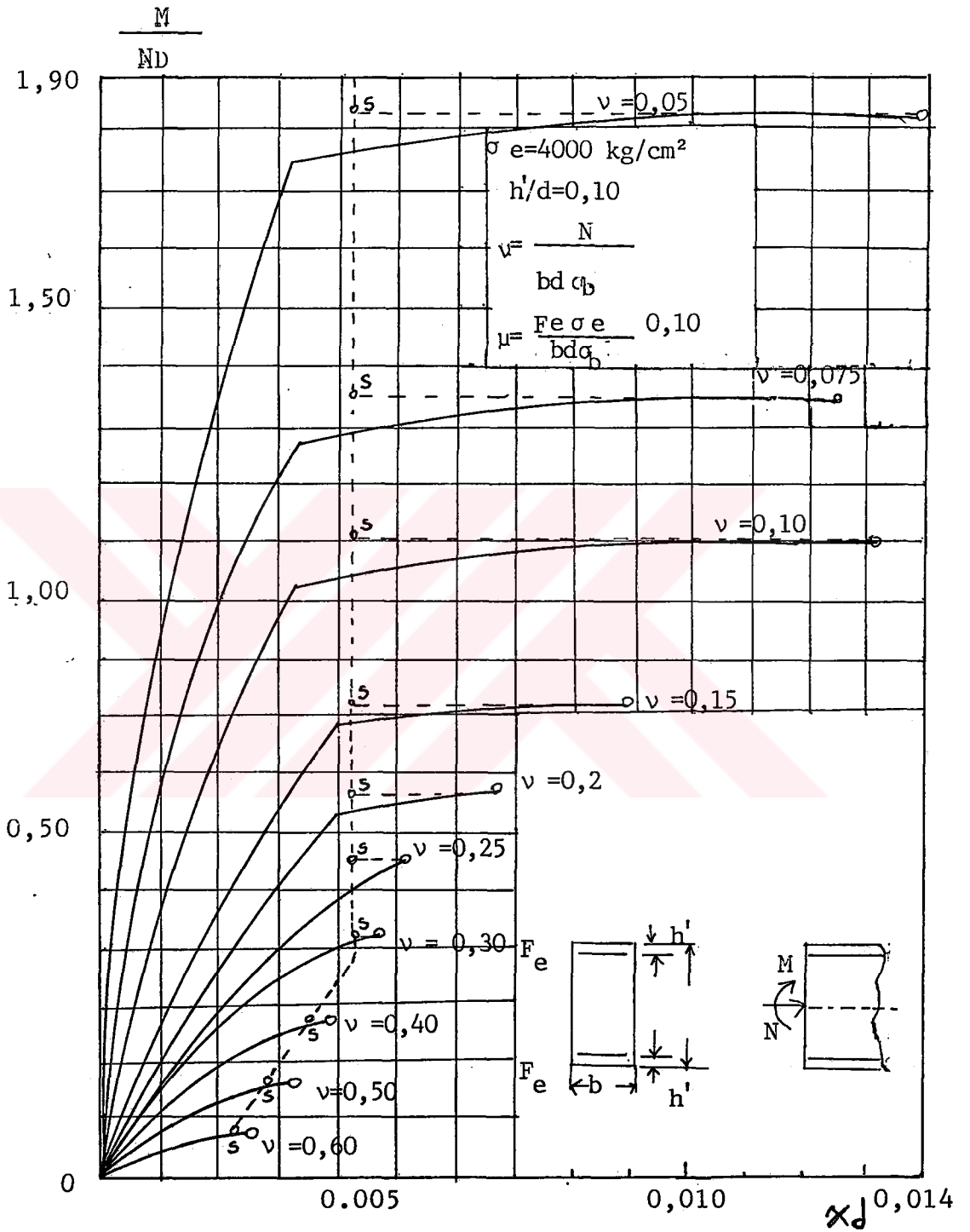
- Tek donatılı dikdörtgen kesitlerde $M-x$ bağıntısı

Şekil 2.9'da.

- Simetrik donatılı dikdörtgen kesitlerde μ mekanik donatı oranının sadece 0,1 değeri için M_1 , $N-x$ bağıntısı Şekil 2.10'da diyagramlar ile verilmişlerdir.



ŞEKİL 2.9.



ŞEKİL 2.10.

2.4. Bilgisayar Programlarının Yapısı ve Çalışma Düzeni

Yukarıda anlatılan ardışık yaklaşım metoduyla, bir kesite etkiyen normal kuvvet (N_0) ve Moment (M_0) sebebiyle o kesitte oluşan χ (birim dönme) ve $\frac{du}{ds}$ (birim uzama ya da kısalma) bulunabiliyordu. Bu ardışık yaklaşım metodu kullanılan OKAN5 programıyla ayrıca, çekme donatısındaki birim uzama, kesitin birim dönmesi, basınç bölgesindeki betonun dış lifindeki birim kısalma, kesitin orta noktasındaki birim uzama, kesitin eğilme rijitliği ve uzama rijitliği bulunur.

Kesitin eğilme ve uzama rijitlikleri aşağıdaki formüller yardımıyla programda hesaplatılır. Program ilk olarak χ ve $\frac{du}{ds}$ 'i ardışık yaklaşım metodunu kullanarak hesaplanmıştı. N ve M değerleri, data olarak programa verilmişti.

$$\frac{du}{ds} = \frac{N}{EF} , \quad EF = \frac{N}{\frac{du}{ds}} \quad (2.19)$$

$$\chi = \frac{M}{EI} , \quad EI = \frac{M}{\chi} \quad (2.20)$$

OKAN5 programına data olarak girilmesi gereken veriler şunlardır:

- 1- Kesitte kullanılan donatı alanları (basınç ve çekme donatıları).
- 2- Beton prizma mukavemeti.
- 3- Çelik akma gerilmesi.
- 4- Kesitin genişliği.
- 5- Kesitin yüksekliği.
- 6- Pas payı.
- 7- Kesite etkiyen normal kuvvet miktarı.
- 8- Kesite etkiyen eğilme momenti miktarı.

- 9- Çeliğin elastisite modülü.
- 10- Normal kuvvet için kabul edilen hata oranı.
- 11- Eğilme momenti için kabul edilen hata oranı.
- 12- S100 değeri.
- 13- Kesitin eğilme rijitliği değeri.
- 14- Kesitin uzama rijitliği değeri.

Biz daha önceden, dikdörtgen kesitli betonarme çubuğun eğilme ve uzama rijitliklerini biliyorsak, o zaman S100 datasına 1. değerini verip ondan sonraki iki datayı, bu bilinen rijitlikler olarak sırasıyla girebiliriz. Program, o zaman bu son iki datayı sırasıyla eğilme rijitliği ve uzama rijitliği değerleri olarak ardışık yaklaşım metodunu uygular. Eğer biz önceden bu iki değeri bilmiyorsak, S100 datasına 1'den farklı herhangi bir değer gireriz. Böylece OKAN5 programı, dikdörtgen kesitli betonarme çubuğun eğilme ve uzama rijitliklerini yaklaşık olarak kendi hesaplar ve bu hesapladığı değerleri ardışık yaklaşım metodunda kullanır. Bu iki değer aşağıdaki formüllerle hesaplanır.

$$EI = E_b \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} \quad (2.21)$$

$$EA = E_b \cdot b \cdot d \quad (2.22)$$

Burada;

E_b = Betonun elastisite modülü.

b = Kesitin genişliği.

d = Kesitin yüksekliğidir.

Biz örnek yapı olarak Şekil 3.1.'deki gösterilmiş yapıyı inceledik. Bu yapı taşıyıcı eleman olarak perde, kolon ve kirişlerden oluşmuştur. Biz bu yapının, yatay ve düşey yükler altındaki davranışını daha iyi ve daha rahat inceleyebilmek için, bu yapıyı bir çerçeveye indirgedik.

Bulunan, yapıya eşdeğer çerçevenin, belli yatay ve düşey yükler altında, gerçek yapıyla aynı şekilde davranması yani çerçevenin belli noktalardaki kesitlerinin, gerçek yapıdaki karşıtlarıyla orantılı ve benzer şekilde zorlanması ve deplasman yapması gerekmektedir. Yoksa bulunan çerçeve gerçek yapıya eşdeğer olamazdı.

Biz bu çerçeveyi, artan yatay ve düşey yükler altındaki davranışını daha iyi inceleyebilmek için, düşey ve yatay doğrultuda, yeterli sayıda elemanlara ayırdık.

Bu çerçeveyi belli yatay ve düşey yükler altında çözen programa OKAN23 adı verilmiştir. Bu program, her kata etkileyen deprem kuvvetlerinin, çerçevenin her elemanında oluşturduğu normal kuvvetleri ve eğilme momentlerini hesaplamaktadır. Ayrıca OKAN23 programıyla, belli deprem yüklerinin her düğüm noktasında oluşturduğu deplasmanlarda hesaplanmaktadır.

OKAN23 programına data olarak girilmesi gereken veriler şunlardır:

- 1- Çerçevenin düğüm noktalarının koordinatları.
- 2- Elemanların sağ ve sol düğüm noktaları.
- 3- Çerçeveye etkileyen yatay ve düşey yükler.
- 4- Düşey yayılı yüklerin sınırları. Tekil yüklerin bulunduğu noktalar.
- 5- Betonarme çubuk elemanların eğilme rijitlikleri.
- 6- Betonarme çubuk elemanların uzama rijitlikleri.

Yatay yükler (deprem yükleri) ve bu yüklerin katları, çerçeveye uygulanarak bu çerçeve pek çok kere çözüldü.

İlk yüklemede, çerçeve OKAN23 programıyla çözülür. Data olarak, zayıflamamış kesitler yani çatlamamış kesitler ya da azalmamış uzama ve eğilme rijitlikleri çerçevenin her elemanı için girilir. OKAN23 programıyla her elemene gelen normal kuvvet ve momentler bulunur.

OKAN5 programında, her çubuk için, bulunan normal kuvvet ve eğilme momentinden meydana gelen şekildeğistirmeler bulunur. Ayrıca her çubuk için yeni eğilme ve uzama rijitlikleri bulunur. Bu rijitlikler bir önceki değerinden daha küçüktür. Çünkü, moment ve normal kuvvetten dolayı kesit çatlamış yani zayıflamıştır. İkinci yüklemede yatay yükler aralarındaki oranlar sabit kalacak şekilde belli bir kat arttırılır. Çerçeve gene OKAN23 programıyla çözülür. Yalnız bu sefer, OKAN23 programında data olarak, zayıflamış kesitler yani yeni bulunan, azalmış uzama ve eğilme rijitlikleri data olarak girilir. OKAN23 programıyla gene her elemana etkiyen normal kuvvetler ve eğilme momentleri bulunur.

Gene OKAN5 programıyla her çubuk için kendisine ait eğilme momenti ve normal kuvvetin meydana getirdiği şekildeğistirmeler ve yeni eğilme ve uzama rijitlikleri bulunur. Bu yeni azalmış rijitlikler bir dahaki yüklemede data olarak girilirler. Bu işlemler yapının yani eşdeğer çerçevenin göçmesine sebep olan yüklemeye kadar her yükleme için tekrar edilir.

BÖLÜM 3

BETONARME ÇERÇEVELERİN TASIMA GÜCÜ

3.1. Çerçeve İle İlgili Açıklamalar Ve Bilgisayar Programının Kullanılması

Sekil 3.1.'de gösterilmiş olan gerçek sistem kolon, perde ve kiriş elemanlarından oluşan 15 katlı bir yapıdır. Yapının, yaklaşık düşey ve yatay yüklerinin bulunması aşağıda gösterilmiştir. Yatay yüklerin bulunmasında, statik hesap yöntemi uygulanmıştır.

Çatı katı için :

Plak kendi ağırlığı	$0,10 \times 2,5 = 0,250 \text{ t/m}^2$
Kaplama + sıva	$0,150 \text{ t/m}^2$
SABİT YÜK	$q = 0,400 \text{ t/m}^2$

Normal katlar için :

Plak kendi ağırlığı	$0,12 \times 2,5 = 0,300 \text{ t/m}^2$
Kaplama + sıva	$0,150 \text{ t/m}^2$
SABİT YÜK	$q = 0,450 \text{ t/m}^2$

HAREKETLİ YÜK,

Normal katlar için $q = 0,200 \text{ t/m}^2$

Çatı katı için $q = 0,150 \text{ t/m}^2$

Yalnız biz duvar, kolon, perde ve kiriş ağırlıklarını hesaba katmadığımız için hareketli yükleri daha fazla aldık.

$q_{\text{normal}} = 0,300 \text{ t/m}^2$

$q_{\text{çatı}} = 0,25 \text{ t/m}^2$

Deprem kuvvetlerinin hesabıda aşağıda açıklanmıştır.

W_i kat ağırlığı,

$$W_i = G_i + n.Q_i$$

olarak hesaplanacaktır. Burada, G_i ve Q_i söz konusu kattaki sabit ve hareketli yüklerin toplamıdır. Hesaba esas olan depremin meydana gelmesi ile bütün katlarda tam hareketli yükün bulunmasının beraberce ortaya çıkması ihtimalinin çok düşük olacağı düşünülerek, n gibi bir hareketli yük azaltma katsayısı öngörülmüştür. Konut için $n = 0,30$ alınmalıdır.

Yapıların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasında kullanılacak eşdeğer statik yatay yüklerin toplamı, W toplam yapı ağırlığı olmak üzere,

$$F = C.W$$

şeklinde belirlenir. Buradaki C deprem katsayısıdır.

$$C = C_0.K.S.I. \geq C_0/2$$

olarak hesaplanır. Burada;

C_0 : Deprem bölgesi katsayısı.

K : Yapı tipi katsayısı.

S : Yapı dinamik (Spektrum) katsayısı.

I : Yapı önem katsayısı.

Ayrıca yapı dinamik (spektrum) katsayısı,

$$S = 1/|0,8 + T - T_0| \leq 1,0$$

denklemleri ile hesaplanır. Burada;

T : Saniye olarak yapının birinci doğal periyodu.

T_0 : Zeminin hakim periyodudur.

Bina türünden yapılar için doğal periyod,

$$T = 0,09H/\sqrt{D}$$

olarak hesaplanabilir. Burada;

H : Binanın temel üst kotundan ölçülen yüksekliği
(metre olarak)

D : Yatay yükler doğrultusuna paralel doğrultudaki bina
genişliği (metre olarak)

Biz $C_0 = 0,10$ aldık yani deprem bölgesi 1.deprem bölgesi-
dir. $K = 0,8$ aldık yani yapımız betonarme, düktil çerçeveler
ile yatay yüklerin en az % 25'ini taşıyabilen perde duvarlardan
oluşturmuştur. $T_0 = 0,35$ aldık yani zemin gevşek magmatik
kayalar, ayrışmış tortul kayalardan oluşmuştur. $I = 1,0$
alınmıştır yani yapımız halkın az yığıldığı yapılar (özel
konutlar, oteller, iş yerleri) gibi bölümlerden oluşmaktadır.

Yukarıdaki veriler alınarak ve statik metod uygulanarak
bulunan, eşdeğer statik yükler yani deprem yükleri aşağıda
verilmiştir.

$F_1 = 2,02$ ton, $F_2 = 4,05$ ton, $F_3 = 6,07$ ton, $F_4 = 8,09$ ton,

$F_5 = 10,12$ ton, $F_6 = 12,14$ ton, $F_8 = 16,19$ ton, $F_9 = 18,21$ ton,

$F_{10} = 20,24$ ton, $F_{11} = 22,26$ ton, $F_{13} = 26,31$ ton, $F_{14} = 28,33$ ton

$F_{15} = 26,7$ ton, $F_7 = 14,17$ ton, $F_{12} = 24,28$ ton.

Donatı oranlarının seçiminde de şu hususlar gözönünde
bulundurulmuştur. Bayındırlık ve İskan Bakanlığının yayını olan
"Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" adlı,
taslak yayında, perde ve kolon için minimum boyuna donatı
oranının $\rho_{min} = 0,01$ olduğu belirtilmiştir.

Ayrıca betonarme perde duvarların en kesitlerinin her iki ucunda, perdenin plandaki büyük boyutunun % 10'u boyutundaki bölgelerde dikey donatı aralığı yarıya indirilir. Bir başka deyişle bu bölgede minimum dikey donatı oranı 0,005 olacaktır. Perdede iki uç olduğuna göre bu oran, tüm perde alanı için $2 \times 0,005$ alınacaktır. Kirişlerde de minimum boyuna çekme donatısı, beton çeliği I için (BCI), 0,006'dır. BC III için, 0,003'dür. Biz perde ve kolonda minimum yani 0,01 aldık. Kirişte, kolon ve perdeden önce plastik mafsall oluşmasını istemediğimiz için büyük bir oran 0,009 değeri seçildi, [4].

Yapıda kullanılan beton ve çeliğin malzeme özellikleri de şunlardır:

- 1- Beton prizma mukavemeti, $q_b = 250 \text{ kg/cm}^2$
- 2- Beton çeliğin akma gerilmesi, $\sigma_e = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- 3- Beton çeliğin elastisite modülü ise $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$
- 4- Betonun elastisite modülü ise $E_b = 142.000 \text{ kg/cm}^2$

alınmıştır.

Sekil 3.1.'de görülen gerçek sistem, Sekil 3.2.'de görülen eşdeğer çerçeveye indirgenebilir. Bu işlem aşağıda açıklanmıştır.

Daha önceki adımda yatay kuvvetler bulunmuştu. Eşdeğer çerçevede çatı katındaki düzgün yayılı yükün hesabı :

$$P_{\text{Toplam}} = 9 + q = 0,4 + 0,25 = 0,65 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Katın alanı} = 15,50 \times 35,50 = 550,25 \text{ m}^2$$

$$\text{Toplam kat ağırlığı} = 0,65 \times 550,25 = 357,66 \text{ ton}$$

$$\text{Eşdeğer çerçevedeki iki kirişin toplam uzunluğu} = 10 \text{ m}$$

$$q_{\text{çatı}} = \text{Yayılı yük değeri} = 357,66/10 = 35,76 \text{ t/m}$$

Normal katlardaki düzgün yayılı yükün hesabı da,

$$P_{\text{Toplam}} = 0,45 + 0,3 = 0,75 \text{ t/m}^2$$

$$W = 0,75 \times 550,25 = 412,69 \text{ ton}$$

$$q = 412,69/10 = 41,27 \text{ t/m}$$

Böylece Şekil 3.2.'de görüldüğü gibi eşdeğer çerçevede kolon, kiriş ve perdelerin en kesit boyutları belirlenmiştir. Eşdeğer, yatay ve düşey yüklerde yaklaşık olarak hesaplanmıştır. Yalnız biz, daha küçük rakkamlarla çalışmak için perde, kolon, kiriş enkesit boyutlarıyla, eşdeğer yatay ve düşey yükleri ortak bir sayıya böleriz. Bu sayı beştir. Sistemimiz bu indirgemeye, en son şeklini ve durumunu Şekil 3.3.'de görüldüğü gibi almıştır. Boyutlardaki indirgeme yalnız deprem yüklerine dik doğrultudaki kenarlarda yapılır. Zaten bu indirgemeyi yatay yükler doğrultusundaki kesit kenarında yapsaydık, çerçeve gerçek yapının eşdeğeri olamazdı.

Örneğin (7-1) katlar için kolonda indirgeme şöyle yapılır :

$\frac{12 \times 80}{5} / 80$ yani kesit 190/80 boyutlarına gelir. Yani çarpma ve bölme depreme dik doğrultudaki kesitte yapılır. Beş'e bölünerek indirgenen deprem kuvvetleri de,

$$F_1 = 0,40 \text{ ton}, F_2 = 0,81 \text{ ton}, F_3 = 1,21 \text{ ton}, F_4 = 1,62 \text{ ton},$$

$$F_5 = 2,02 \text{ ton}, F_6 = 2,43 \text{ ton}, F_7 = 2,83 \text{ ton}, F_8 = 3,24 \text{ ton},$$

$$F_9 = 3,64 \text{ ton}, F_{10} = 4,05 \text{ ton}, F_{11} = 4,45 \text{ ton}, F_{12} = 4,86 \text{ ton},$$

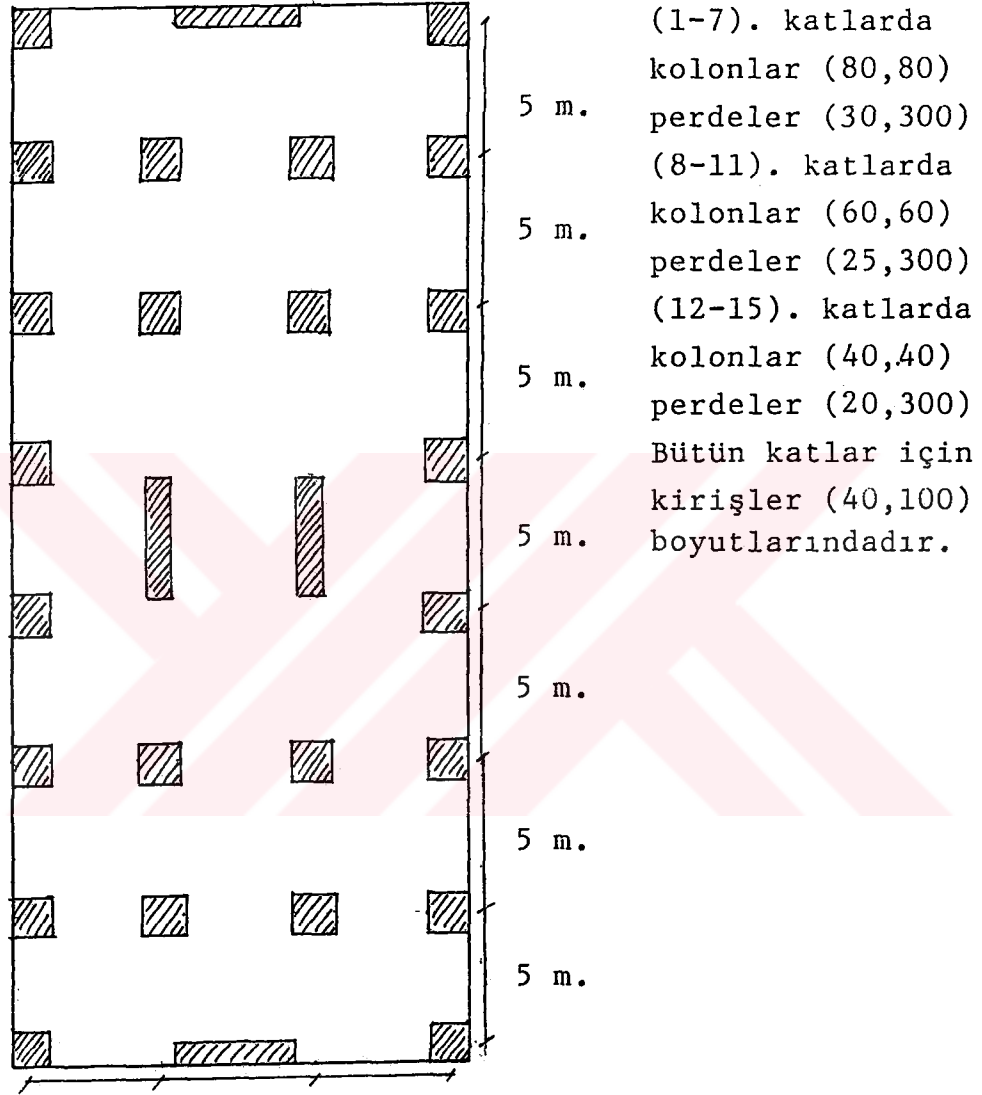
$$F_{13} = 5,26 \text{ ton}, F_{14} = 5,67 \text{ ton}, F_{15} = 5,34 \text{ ton}$$

değerlerini, düşey yayılı yüklerde,

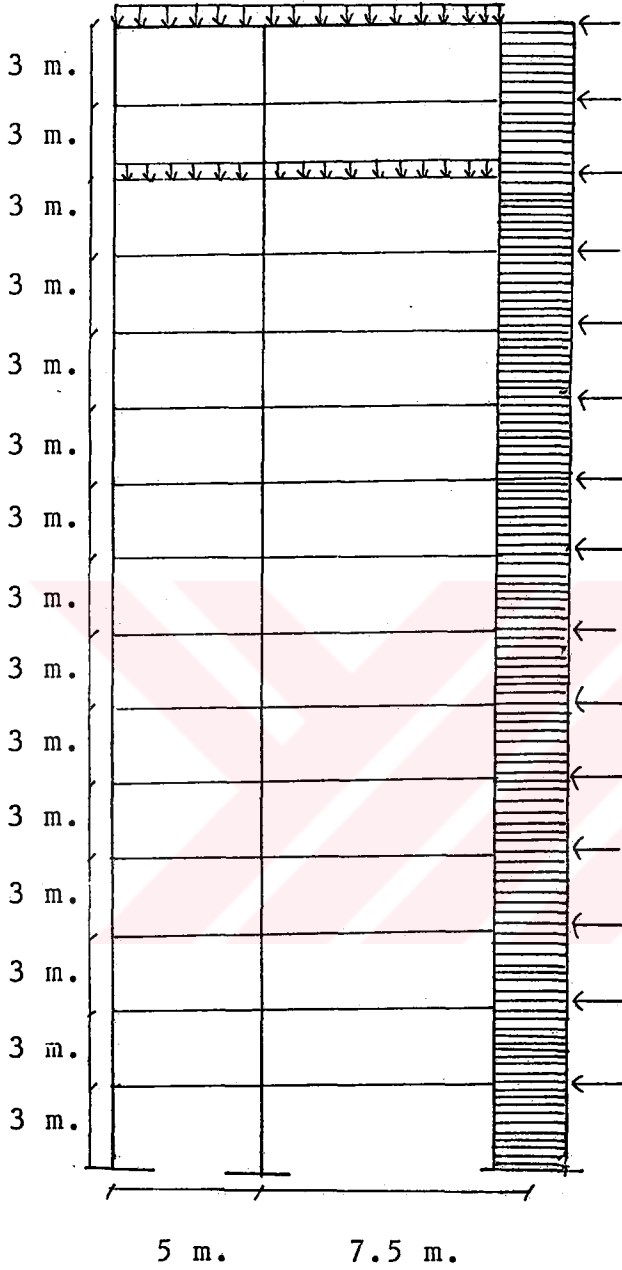
$$q_{\text{çatı}} = 7 \text{ t/m}$$

$$q_{\text{normal}} = 8 \text{ t/m}$$

değerlerini alırlar.



Şekil 3.1. : Esas Yapı



(1-7). katlar da

1. kolon ((12x80),80)

2. kolon ((12x80),80)

Perde ((4x30),300)

1. kiriş ((19x40),100)

2. kiriş ((19x40),100)

(11-8). katlar için

1. kolon ((12x60),60)

2. kolon ((12x60),60)

Perde ((4x25),300)

1. kiriş ((19x40),100)

2. kiriş ((19x40),100)

(12-15). katlar için

1. kolon ((12x40),40)

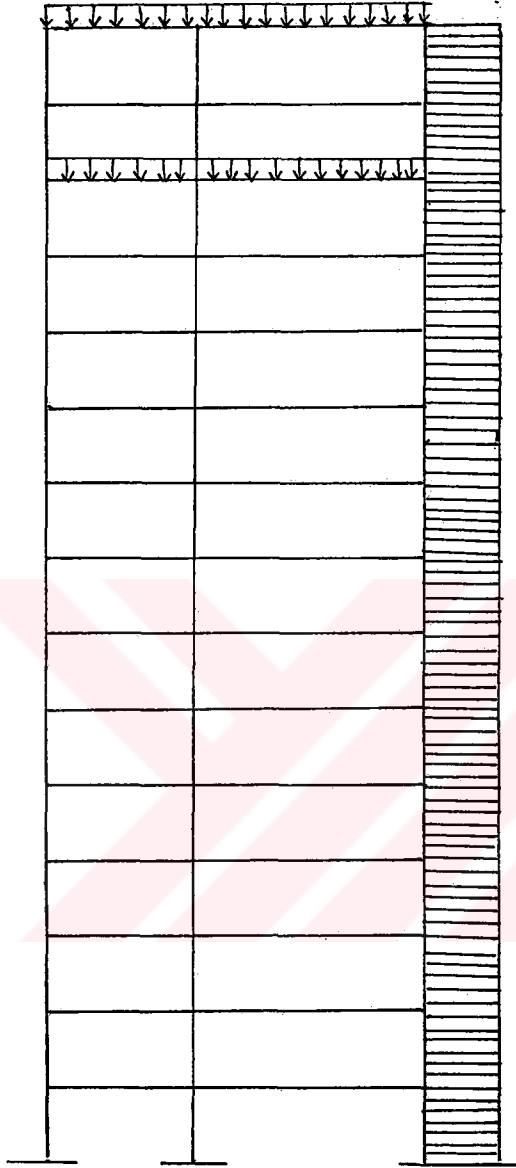
2. kolon ((12x40),40)

Perde ((4x20),300)

1. kiriş ((19x40),100)

2. kiriş ((19x40),100)

ŞEKİL 3.2. : Eşdeğer Çerçeve



(1-7). katlar da

Kolonlar (190,80)

Perde (25,300)

(8-11). katlarda

Kolonlar (145,60)

Perde (20,300)

(12-15). katlarda

Kolonlar (95, 40)

Perde (15,300)

Bütün katlar için

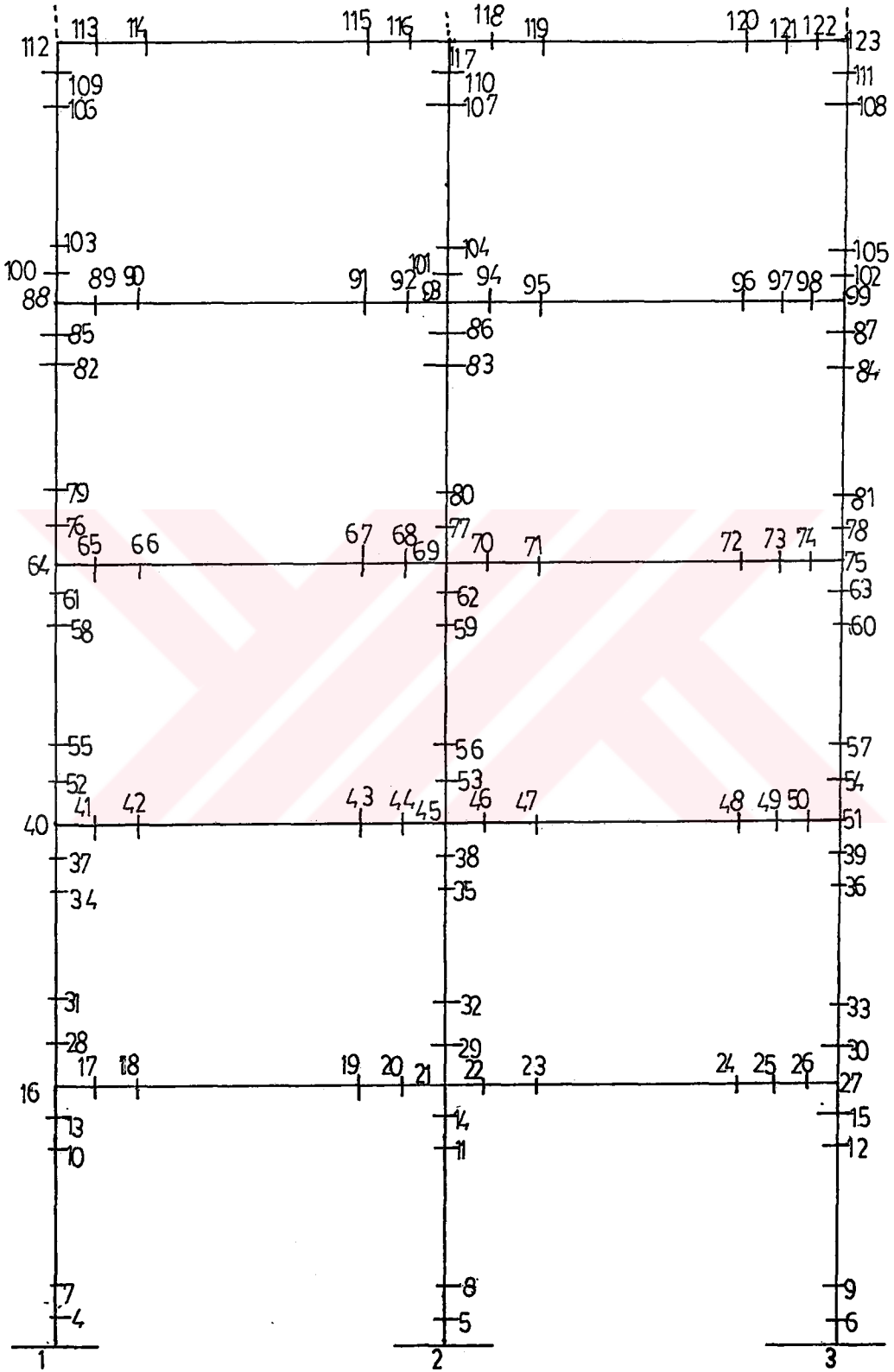
Kirişler (150,100)

boyutlarındadır.

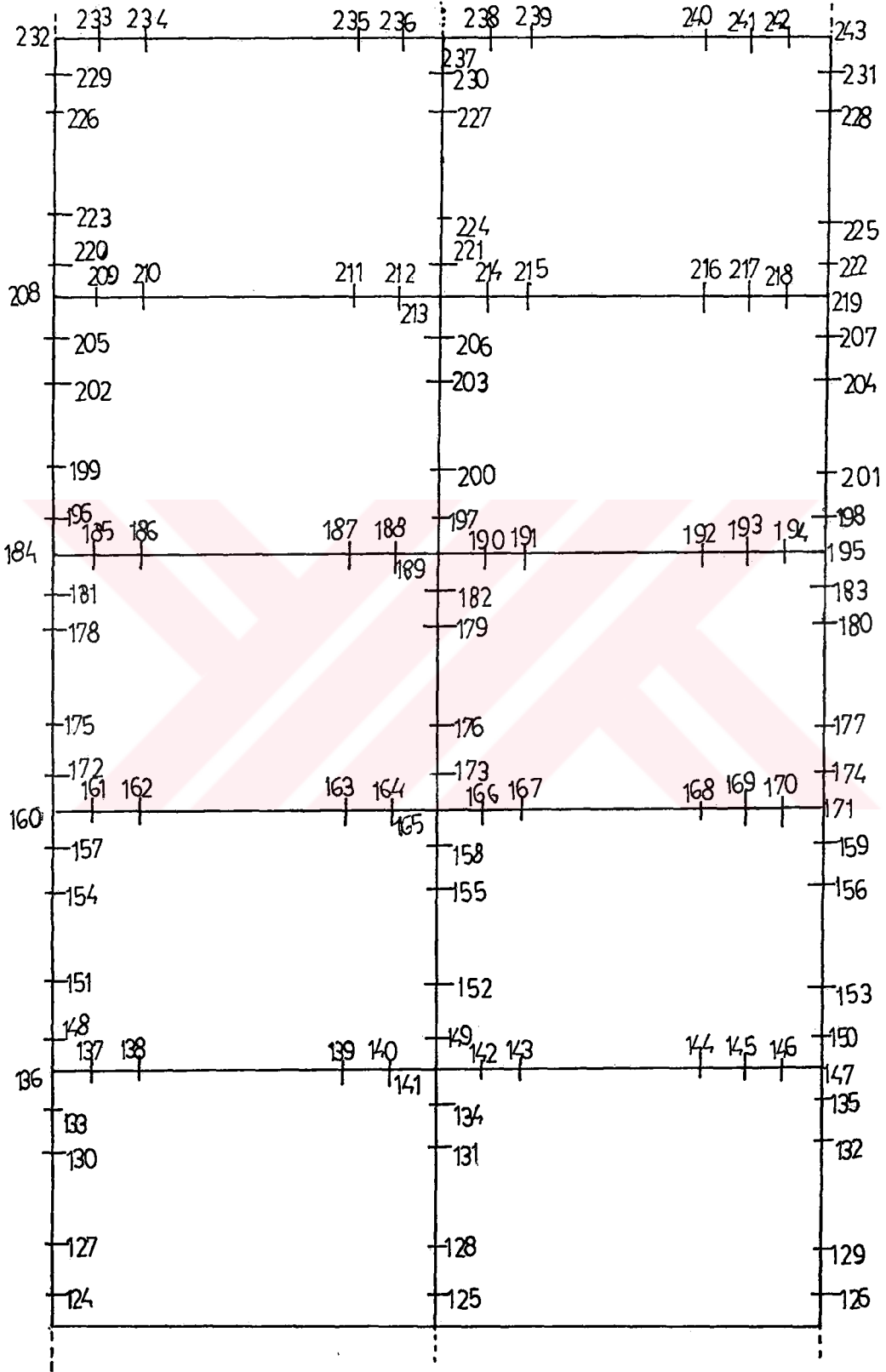
Perde hariç diğer eleman-
larda pas payı, $h'/d=0,1$ dir.

Perde elemanlarında paspayı
5 cm olarak alınmıştır.

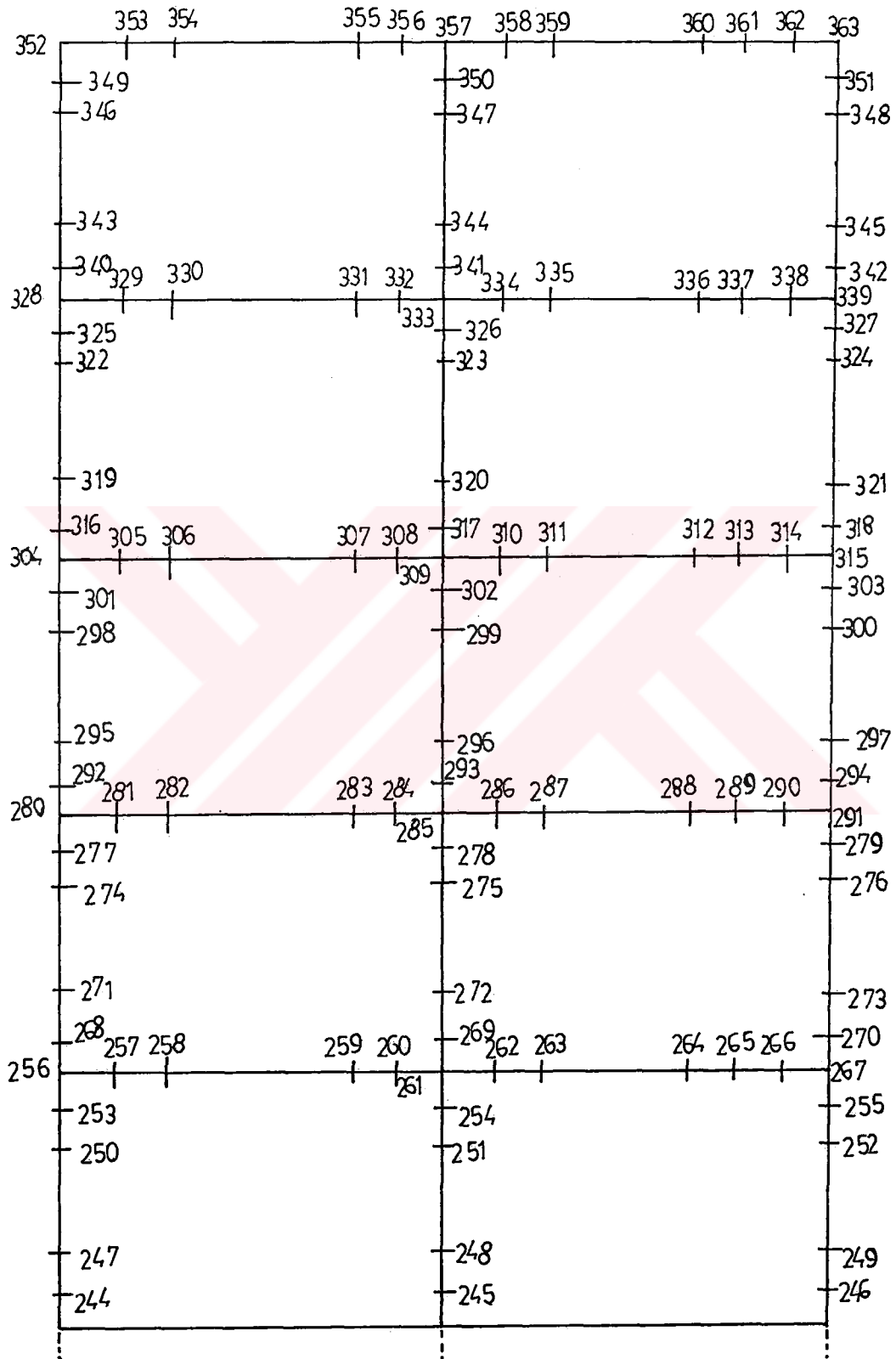
ŞEKİL 3.3. : İndirgenmiş Eşdeğer Çerçeve

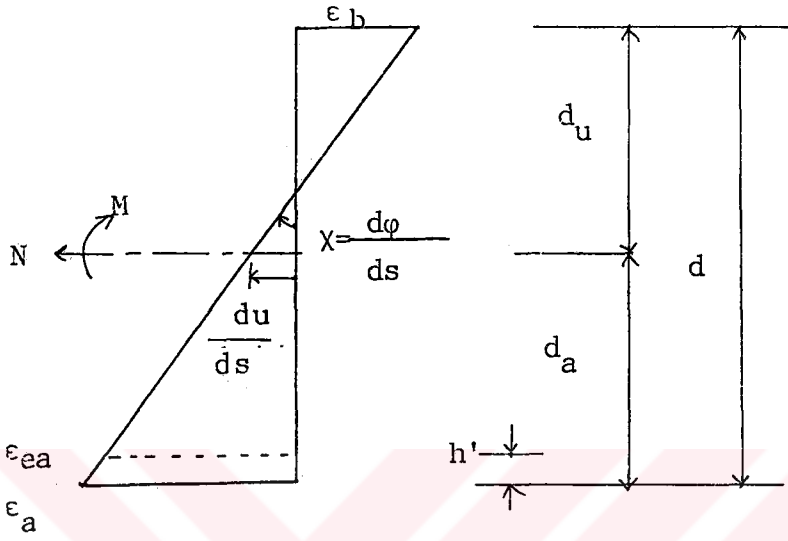


ŞEKİL 3.4. Düğüm Noktaları



Ufak Elemanların hepsi aynı uzunlukta olup , 20 cm'dir.-





Şekil 3.5. Şekil değiştirmeler.

3.2. Yüklemler ve Sonuçları

Yükleme 1 :

Bu yüklemde, bulunan esdeğer statik deprem yüklerinin 0.5 ile çarpımları çerçeveye yüklennmiştir. Perdenin en alt elemanına 30.75 tm moment ve 398,46 ton basınç kuvveti etkimıştır. Orta kolonun en alt elemanına, Tablo 3.1.'de görüldüğü gibi 15,20 tm moment ve 666,02 ton basınç kuvveti etkimıştır. Kenar kolonun en alt elemanına 13,11 tm moment ve 423,02 ton basınç kuvveti etkimıştır. Görüldüğü gibi perdenin en alttaki elemanı diğer iki kolonun en alttaki elemanlarına göre yaklaşık iki kat moment almıştır ama normal kuvveti diğer ikisinden küçüktür. En büyük normal kuvvet ortadaki kolona aittir. Bu yüklemeye ait diğer sonuçlar Tablo 3.1.'de verilmiştir. İlk yükleme olduğu için çerçevenin bütün elemanlarına ait sonuçlar verilmiştir. Tablo 3.1.'de ilk kolonda çubuk elemanlarının hangi düğüm noktaları arasında bulunduğu belirtilir. İkinci kolonda çubukların kesitlerine etkiyen normal kuvvet, üçüncü kolonda moment miktarları verilmiştir. Dördüncü kolonda çubuk elemanlarının birim dönmelerini (χ), beşinci kolonda çubuk elemanlarının kesitlerinin ortasındaki $\frac{du}{ds}$ şekildeğiştirme miktarını vermektedir. Altıncı kolon çubuğun eğilme rijitliği, yedinci kolonda uzama rijitliklerini vermektedir.

Normal kuvvetteki eksi (-) işareti basıncı ifade eder. ($\frac{du}{ds}$) şekildeğiştirmesindeki eksi (-) işareti tarafsız eksenin, kesitin momentinin aksi yönündeki yarısı içinde bulunduğunu gösterir. Çerçeveyi oluşturan elemanlar yani çubuklar Sekil 3.5.'de belirtilmiştir.

TABLO 3.1

Ç.No	N(t)	M(tn)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	El(tm ²)	EA(t)
1-4	-423.02	13.11	0.0000901	-0.000178	145262	2375390
4-7	-432.02	11.39	0.0000781	-0.000178	145736	2375723
7-10	-423.02	9.67	0.0000562	-0.000178	146010	2376016
10-13	-423.02	-4.96	0.0000337	-0.000178	146754	2376560
13-16	-423.02	-6.68	0.0000456	-0.000178	146483	2376406
16-17	-2.01	-29.93	0.0002585	0.00003	115748	67000
17-18	-2.01	-16.46	0.0001408	0.0000156	116879	128414
18-19	-2.01	-12.61	0.0001072	0.0000115	117527	174386
19-20	-2.01	3.89	0.0000374	0.0000003	103739	5241216
20-21	-2.01	1.96	0.0000184	-0.0000008	107197	2465495
2-5	-666.02	15.20	0.0001047	-0.0002874	145127	2316730
5-8	-666.02	13.64	0.0000696	-0.0002874	145473	2317045
8-11	-666.02	10.87	0.0000745	-0.0002874	145819	2317306
11-14	-666.02	-7.51	0.0000513	-0.0002873	146352	2317627
14-21	-666.02	-9.67	0.0000662	-0.0002873	146010	2317430
21-22	-5.34	-46.58	0.0004015	0.0000439	115994	121402
22-23	-5.34	-26.37	0.0002238	0.0000227	117798	234639
23-24	-5.34	-20.28	0.0001706	0.000163	118870	327545
24-25	-5.34	15.37	0.0001277	0.000011	120289	481452
25-26	-5.34	13.46	0.0001111	0.000009	121109	588984
3-6	-398.46	30.75	0.0000276	-0.000354	1111522	1125560
6-9	-398.46	29.84	0.0000268	-0.000354	1112013	1125589
9-12	-398.46	28.93	0.000026	-0.000354	1112506	1125617
12-15	-398.46	21.23	0.000019	-0.0003539	1116672	1125811
15-27	-398.46	20.32	0.0000181	-0.0003539	1117161	1125828
16-28	-398.17	17.23	0.000119	-0.0001672	144800	2380071
28-31	-398.17	9.93	0.000068	-0.0001671	145969	2381773
31-34	-398.17	7.85	0.0000536	-0.0001671	146298	2382082

C.No	N(t)	M(tm)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	ET(tm ²)	EA(t)
37-40	-398.17	-11.95	0.000082	-0.0001672	145647	2381397
40-41	-1.73	-38.24	0.0003318	0.000039	115233	44284
41-42	-1.73	-22.79	0.0001963	0.0000227	116050	76181
42-43	-1.73	-18.28	0.000157	0.0000178	116433	96690
43-44	-1.73	9.43	0.0000799	0.0000084	117968	205950
121-122	-1.11	13.36	0.0001147	0.0000132	116386	83647
21-29	-614.79	23.68	0.0001647	-0.0002641	143752	2327431
29-32	-614.79	13.78	0.0000948	-0.0002639	145354	2329531
32-35	-614.79	10.95	0.000075	-0.0002638	145806	2329920
35-38	-614.79	-13.09	0.0000899	-0.0002638	145465	2329636
38-45	-614.79	-15.92	0.0001097	-0.0002639	145011	2329182
45-46	-3.00	-48.83	0.0004238	0.0000487	115193	61478
46-47	-3.00	-28.04	0.0002409	0.0000269	116366	111298
47-48	-3.00	-21.75	0.0001859	0.0000202	116975	147995
48-49	-3.00	17.19	0.0001461	0.0000154	117631	194717
49-50	-3.00	15.48	0.0001312	0.0000135	117962	220920
27-30	-374.54	-2.93	0.0000026	-0.0003308	1125019	1132123
30-33	-374.54	-2.36	0.000002	-0.0003308	1126243	1132123
33-36	-374.54	-2.20	0.0000019	-0.0003308	1126385	1132178
36-39	-374.54	-0.82	0.0000007	-0.0003308	1127429	1132151
39-51	-374.54	-0.66	0.0000005	-0.0003308	1127593	1132100
40-52	-370.02	18.99	0.0001314	-0.000155	144516	2385869
52-55	-370.02	10.77	0.0000738	-0.0001549	145835	2388138
55-58	-370.02	8.43	0.0000576	-0.0001549	146206	2388549
58-61	-370.02	-11.53	0.0000791	-0.0001549	145714	2387980
61-64	-370.02	-13.88	0.0000955	-0.0001549	145339	2387430
64-65	-1.17	-41.92	0.0003648	0.0000435	114901	26882
65-66	-1.17	-25.56	0.0002212	0.0000262	115551	44573

Ç.No	N(t)	m(tm)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	FA(t)
66-67	-1.17	-20.75	0.0001791	0.0000211	115820	55390
67-68	-1.17	12.11	0.0001038	0.0000118	116514	98630
68-69	-1.17	11.16	0.000095	0.0000108	116760	107926
45-53	-565.89	25.52	0.0001779	-0.0002419	143451	2338556
53-56	-565.89	14.73	0.0001014	-0.0002417	145203	2341238
56-59	-565.89	11.65	0.0000799	-0.0002416	145695	2341731
59-62	-565.89	-14.56	0.0001002	-0.0002417	145229	2341271
62-69	-565.89	-17.64	0.0001218	-0.0002417	144734	2340664
69-70	-1.28	-47.66	0.0004153	0.0000494	114745	25907
70-71	-1.28	-27.08	0.0002343	0.0000277	115536	46129
71-72	-1.28	-20.86	0.00015	0.0000211	115888	60594
72-73	-1.28	16.88	0.0001452	0.0000168	116194	75885
73-74	-1.28	15.10	0.0001297	0.0000149	116367	85564
51-54	-351.59	-16.13	0.0000144	-0.000309	1119417	1137815
54-57	-351.59	-13.45	0.000012	-0.000309	1120854	1137859
57-60	-351.59	-12.69	0.0000113	-0.000309	1121263	1137867
60-63	-351.59	-6.20	0.0000055	-0.0003089	1124715	1137942
63-75	-351.59	-5.44	0.0000048	-0.0003089	1125121	1137936
64-76	-340.36	19.82	0.0001372	-0.0001422	144382	2392156
76-79	-340.36	11.22	0.0000769	-0.0001421	145763	2394847
79-82	-340.36	8.76	0.0000599	-0.000142	146154	2395338
82-85	-340.36	-12.15	0.0000834	-0.0001421	145615	2394631
85-88	-340.36	-14.61	0.0001006	-0.0001421	145222	2393972
88-89	-1.07	-43.57	0.0003794	0.0000453	114815	23590
89-90	-1.07	-26.78	0.0002319	0.0000276	115439	38695
90-91	-1.07	-21.82	0.0001886	0.0000223	115688	47831
91-92	-1.07	13.48	0.0001158	0.0000134	116329	79608
92-93	-1.07	12.68	0.0001089	0.0000125	116422	85048
69-77	-518.85	25.63	0.0001786	-0.0002208	143433	2349541

C.No.	N(t)	m(tm)	(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
77-80	-518.85	14.75	0.0001615	-0.0002205	145199	2352499
80-83	-518.85	11.65	0.00008	-0.0002205	145695	2353039
83-86	-518.85	-14.76	0.0001016	-0.0002205	145197	2352500
86-93	-518.85	-17.87	0.0001234	-0.0002206	144697	2351827
93-94	-0.86	-45.72	0.0003986	0.0000478	114682	17980
94-95	-0.86	-25.52	0.0002211	0.0000265	115381	82410
95-96	-0.86	-19.42	0.0001678	0.00002	115678	42938
96-97	-0.86	16.16	0.0001394	0.0000165	115885	52001
97-98	-0.86	14.25	0.0001228	0.0000144	116034	59356
75-78	-328.29	-19.91	0.0000178	-0.000287	1117381	1143551
78-81	-328.29	-16.34	0.0000145	-0.000287	1119307	1143627
81-84	-328.29	-15.32	0.0000136	-0.000287	1119853	1143651
84-87	-328.29	-6.65	0.0000559	-0.000287	1124478	1143760
87-99	-328.29	-5.63	0.000065	-0.000287	1125831	1143771
88-100	-309.97	20.35	0.000141	-0.0001292	144296	2398558
100-103	-309.97	11.56	0.0000793	-0.000129	145769	2401667
103-106	-309.97	9.05	0.0000619	-0.000129	146168	2402234
106-109	-309.97	-12.29	0.0000844	-0.000129	145593	2401480
109-112	-309.97	-14.80	0.0001019	-0.0001291	145191	2400733
112-113	-1.31	-44.62	0.0003884	0.0000462	114855	28354
113-114	-1.31	-27.35	0.0002384	0.0000282	115528	46428
114-115	-1.31	-22.50	0.0001942	0.0000228	115803	57349
115-116	-1.31	14.41	0.0001237	0.0000141	116474	92333
116-117	-1.31	13.70	0.0001175	0.0000134	116561	97585
93-101	-473.17	25.32	0.0001764	-0.0002004	143484	2360182
101-104	-473.17	14.59	0.0001004	-0.0002002	145225	2363343
104-107	-473.17	11.53	0.0000791	-0.0002001	145714	2363919
107-110	-473.17	-14.53	0.0001	-0.0002002	145235	2363354

C.No	N(t)	m(tm)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
110-117	-473.17	-17.60	0.0001215	-0.0002002	144740	2362635
117-118	-1.11	-43.84	0.0003818	0.0000455	114818	24343
118-119	-1.11	-24.02	0.00002077	0.0000246	115595	44987
119-120	-1.11	-18.95	0.0001556	0.0000182	115959	60658
120-121	-1.11	15.40	0.0001325	0.0000154	116176	71799
99-102	-304.36	-21.39	0.0000191	-0.0002647	1116583	1149413
102-105	-304.36	-17.22	0.0000153	-0.0002647	1118024	1149515
105-108	-304.36	-16.02	0.0000143	-0.0002647	1119471	1149544
108-111	-304.36	-5.89	0.0000052	-0.0002647	1124881	1149689
111-123	-304.36	-4.70	0.0000041	-0.0002647	1124489	1149685
112-124	-279.12	21.03	0.0001458	-0.000116	144185	2404800
124-127	-279.12	12.03	0.0000826	-0.0001158	145635	2408465
127-130	-279.12	9.46	0.0000647	-0.0001158	146043	2409135
130-133	-279.12	-12.39	0.0000851	-0.0001158	145577	2408361
133-136	-279.12	-14.96	0.000103	-0.0001159	145166	2407505
136-137	-2.01	-45.81	0.0003982	0.0000467	115026	43041
137-138	-2.01	-28.41	0.0002452	0.0000283	115837	70802
138-139	-2.01	-23.25	0.0002001	0.0000229	116190	87754
139-140	-2.01	15.50	0.0001324	0.0000146	117014	137441
140-141	-2.01	14.89	0.0001271	0.0000139	117108	143870
117-125	-428.59	25.17	0.0001753	-0.0001808	143509	2370339
125-128	-428.59	14.58	0.0001003	-0.0001805	145226	2373765
128-131	-428.59	11.55	0.0000792	-0.0001805	145711	2374395
131-134	-428.59	-14.17	0.0000975	-0.0001805	145292	2373860
134-141	-428.59	-17.20	0.0001187	-0.0001806	144805	2373097
141-142	-3.06	-42.76	0.0003702	0.0000424	115438	72170
142-143	-3.06	-23.16	0.0001981	0.0000217	116854	140952
143-144	-3.06	-17.27	0.0001467	0.0000154	117668	198309
144-145	-3.06	14.91	0.0001261	0.0000129	118148	237051

Ç.No.	N(t)	m(tn)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tn ²)	EA(t)
145-146	-3.06	12.80	0.0001078	0.0000106	118713	287265
123-126	-279.80	-22.06	0.0000197	-0.0002421	1116223	1155374
126-129	-279.80	-17.11	0.0000152	-0.0002421	1118878	1155510
129-132	-279.80	-15.69	0.000014	-0.0002421	1119650	1155547
132-135	-279.80	-3.66	0.0000032	-0.0002421	1125268	1155697
135-147	-279.80	-2.25	0.0000020	-0.0002421	1126325	1155723
136-148	-247.72	21.85	0.0001516	-0.0001027	144051	2410801
148-151	-247.72	12.30	0.0000244	-0.0001025	145592	2415334
151-154	-247.72	9.57	0.0000655	-0.0001025	146026	2416148
154-157	-247.72	-13.63	0.0000937	-0.0001025	145379	2414862
157-160	-247.72	-16.36	0.0001128	-0.0001026	144940	2413731
160-161	0.88	-41.84	0.0003662	0.0000456	114229	19285
161-162	0.88	-25.43	0.0002223	0.0000283	114360	31084
162-163	0.88	-20.60	0.00018	0.0000231	114419	38020
163-164	0.88	12.54	0.0001097	0.0000145	114213	60671
164-165	0.88	11.61	0.0001017	0.0000135	114155	65167
141-149	-384.92	26.14	0.0001823	-0.0001617	143349	2379577
149-152	-384.92	14.82	0.000102	-0.0001614	145188	2383780
152-155	-384.92	11.58	0.0000794	-0.0001614	145706	2384536
155-158	-384.92	-15.92	0.0001097	-0.0001614	145011	2383478
158-165	-384.92	-19.16	0.0001326	-0.0001615	144488	2382459
165-166	5.30	-40.41	0.0003583	0.0000489	112770	106328
166-167	5.30	-20.95	0.0001878	0.0000283	111547	186871
167-168	5.30	-15.11	0.0001368	0.0000221	110376	239227
168-169	5.30	16.24	0.0001467	0.0000233	110672	226931
169-170	5.30	14.09	0.000123	0.000021	110066	251520
147-150	-254.86	-20.18	0.00001806	-0.0002194	1117234	1161440
150-153	-254.86	-13.09	0.0000116	-0.0002194	1121045	1161622
153-156	-254.86	-11.86	0.0000098	-0.0002193	1122130	1161663

Ç.No.	N(t)	M(tm)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	ET(tm ²)	EA(t)
160-172	-217.98	15.93	0.0003496	-0.0001604	45564	1358738
172-175	-217.98	7.98	0.0001714	-0.0001597	46549	1364283
175-178	-217.98	5.71	0.0001219	-0.0001596	46823	1365156
178-181	-217.98	-7.91	0.0001698	-0.0001597	46557	1364314
181-184	-217.98	-10.18	0.0002199	-0.0001599	46280	1363145
184-185	-3.22	-37.97	0.0003199	0.0000362	115849	88807
185-186	-3.22	-21.62	0.0001845	0.0000199	117139	161775
186-187	-3.22	-17.16	0.0001451	0.000015	117838	213469
187-188	-3.22	10.63	0.0000887	0.0000081	119744	394112
188-189	-3.22	9.39	0.000078	0.0000068	120395	470283
165-173	-339.84	16.82	0.00037	-0.0002552	45451	1331627
173-176	-339.84	8.58	0.0001846	-0.0002544	46476	1335584
176-179	-339.84	6.23	0.0001332	-0.0002543	46760	1336218
179-182	-339.84	-7.88	0.0001692	-0.0002544	46561	1335795
182-189	-339.84	-10.23	0.000221	-0.0002545	46274	1335014
189-190	-4.01	-33.29	0.0002859	0.0000314	116424	127507
190-191	-4.01	-14.76	0.0001283	0.0000117	119151	340400
192-193	-4.01	16.90	0.0001425	0.000014	118573	285175
193-194	-4.01	14.44	0.000121	0.0000114	119252	350552
171-174	-229.68	-6.81	0.0000075	-0.0002488	898791	923112
174-177	-229.68	-3.42	0.0000038	-0.0002488	899839	923132
177-180	-229.68	-2.45	0.0000027	-0.0002488	900574	923148
180-183	-229.68	3.35	0.0000037	-0.0002488	899894	923141
183-195	-229.68	4.32	0.0000047	-0.0002488	900114	923130
184-196	-189.82	18.94	0.0004192	-0.0001395	45173	1360572
196-199	-189.82	9.88	0.0002133	-0.0001386	46317	1369469
199-202	-189.82	7.29	0.0001563	-0.0001384	46632	1370918
202-205	-189.82	-8.25	0.0001773	-0.0001385	46516	1370433
205-208	-189.82	-10.84	0.0002346	-0.0001386	46199	1368813

G.No.	N(t)	M(tm)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
208-209	-3.04	-40.81	0.000353	0.0006493	115579	75288
209-210	-3.04	-24.31	0.0002682	0.000229	116722	132442
210-211	-3.04	-19.45	0.0001656	0.0000177	117303	170998
211-212	-3.04	14.19	0.0001199	0.0000121	118202	250015
212-213	-3.04	13.29	0.0001121	0.0000111	118544	271508
189-197	-294.72	18.55	0.0004101	-0.0002196	45229	1340398
197-200	-294.72	9.77	-0.0002106	-0.0002189	46331	1345871
200-203	-294.72	7.26	0.0001556	-0.0002188	46626	1346770
203-206	-294.72	-7.80	0.0001674	-0.0002188	46571	1346602
206-213	-294.72	-10.31	0.0002228	-0.000219	46265	1345642
213-214	-3.56	-29.78	0.0002556	0.0000282	116501	126188
214-215	-3.56	-11.89	0.0000993	0.0000091	116654	388082
215-216	-3.56	-6.56	0.0000631	0.0000094	103920	7645014
216-217	-3.56	15.95	0.0001347	0.0000135	118388	263554
217-218	-3.56	13.27	0.0001113	0.0000106	119141	334382
195-198	-202.97	-17.27	0.0000193	-0.0002184	893180	929333
198-201	-202.97	-11.07	0.0000123	-0.0002183	896517	929506
201-204	-202.97	-8.30	0.0000103	-0.0002183	897465	929539
204-207	-202.97	1.32	0.0000014	-0.0002183	901426	929653
207-219	-202.97	3.09	0.0000034	-0.0002183	900097	929610
220-223	-159.92	10.97	0.0002375	-0.0001163	46183	1374885
223-226	-159.92	8.14	0.0001749	-0.0001161	46530	1376989
226-229	-159.92	-8.87	0.0001909	-0.0001161	46441	1376510
229-232	-159.92	-11.70	0.0002538	-0.0001163	46093	1374232
232-233	-4.10	-44.77	0.0003868	0.0000434	115718	94468
233-234	-4.10	-27.24	0.0002327	0.0000249	117015	164260
234-235	-4.10	-22.84	0.0001873	0.0000194	117672	210891
235-236	-4.10	17.46	0.0001473	0.0000145	118521	281468

G.No.	N(t)	M(tn)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tn ²)	EA(t)
236-237	-4.10	16.90	0.0001686	0.0000171	118025	238660
213-221	-252.39	19.35	0.0004287	-0.0001871	45126	1348464
221-224	-252.39	10.21	0.0002206	-0.0001862	46277	1355427
224-227	-252.39	7.59	0.0001628	-0.000186	46596	1356574
227-230	-252.39	-0.08	0.0001736	-0.000186	46537	1356388
230-237	-252.39	-10.79	0.0002315	-0.0001862	46217	1355172
237-238	-5.59	-27.56	0.000234	0.0000237	117770	235269
238-239	-5.59	-9.99	0.0000806	0.0000051	123797	1082719
239-240	-5.59	-4.78	0.0000356	-0.0000001	134263	37304912
240-241	-5.59	15.90	0.0001321	0.0000114	120337	490182
241-242	-5.59	13.12	0.0001079	0.0000084	121577	660755
219-222	-175.19	-19.10	0.0000214	-0.0001871	892195	935846
222-225	-175.19	-10.42	0.0000116	-0.0001871	896863	936134
225-228	-175.19	-7.94	0.0000088	-0.0001871	898188	936182
228-231	-175.19	6.95	0.0000077	-0.0001871	898717	936189
231-243	-175.19	9.43	0.0000105	-0.0001871	897395	936154
232-244	-128.31	23.15	0.0005839	-0.0000839	39543	1529027
244-247	-128.31	11.78	0.0002556	-0.0000329	46078	1380059
247-250	-128.31	8.53	0.0001835	-0.0000927	46482	1383267
250-253	-128.31	-10.95	0.0002373	-0.0000929	46185	1380972
253-256	-128.31	-14.21	0.0003102	-0.0000931	45800	1376943
256-257	7.55	-34.86	0.0003119	0.0000455	111753	165655
257-258	7.55	-19.42	0.0001768	0.0000292	109812	257826
258-259	7.55	-14.91	0.0001375	0.0000245	108416	307724
259-260	7.55	12.73	0.0001185	0.0000222	107399	339220
260-261	7.55	11.47	0.0001075	0.0000209	106651	360374
237-245	-212.33	21.03	0.0004683	-0.0001575	44900	1353787
245-248	-212.33	10.84	0.0002346	-0.0001564	46199	1363764

C.No.	N(t)	M(tm)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
248-251	-212.33	7.93	0.0001703	-0.0001562	46555	1365354
251-254	-212.33	-9.54	0.0002057	-0.0001563	46359	1364540
254-261	-212.33	-12.45	0.0002706	-0.0001565	46000	1362651
261-262	16.87	-24.56	0.0002313	0.0000456	106141	369956
264-265	16.87	19.96	0.000191	0.0000409	104469	411054
265-266	16.87	17.22	0.0001617	0.0000382	103035	440660
243-246	-146.87	-11.55	0.0000128	-0.0001557	896259	942736
246-249	-146.87	1.05	0.0000011	-0.0001557	901628	942913
249-252	-146.87	4.65	0.0000051	-0.0001557	899945	942887
252-255	-146.87	26.25	0.0000295	-0.0001559	886318	941987
255-267	-146.87	29.85	0.0000336	-0.0001559	866356	941711
256-268	-100.18	9.27	0.0011137	-0.000169	8323	592624
268-271	-100.18	4.75	0.0005375	-0.0001691	8836	592311
271-274	-100.18	3.45	0.0003857	-0.0001686	8944	593855
274-277	-100.18	-4.30	0.0004845	-0.0001689	8874	592907
277-280	-100.18	-5.60	0.000639	-0.0001695	8763	591003
280-281	-3.77	-21.70	0.0001846	0.0000194	117500	194129
282-283	-3.77	-4.63	0.0000437	-0.0000009	105816	3862202
283-284	-3.77	10.79	0.0000895	0.0000077	120454	483961
261-269	-168.52	7.72	0.0009001	-0.0002937	8576	573658
269-272	-168.52	4.05	0.0004553	-0.0002917	8894	577606
272-275	-168.52	3.00	0.000334	-0.0002914	8981	578236
275-278	-168.52	-3.29	0.0003672	-0.0002915	8957	578084
278-285	-168.52	-4.33	0.0004881	-0.0002918	8871	577403
285-286	-4.40	-15.81	0.0001326	0.0000125	119222	351883
287-288	-4.40	6.32	0.0000601	-0.0000005	104994	7750592
288-289	-4.40	24.18	0.0002056	0.0000214	117555	205557
289-290	-4.40	21.23	0.0001799	0.0000182	118007	240809

Ç.No.	N.(t)	M(tm)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
267-270	-118.80	17.42	0.000026	-0.0001685	667470	704657
270-273	-118.80	18.21	0.0000272	-0.0001686	667041	704610
273-276	-118.80	18.44	0.0000276	-0.0001686	666918	704596
276-279	-118.80	18.90	0.0000297	-0.0001686	666177	704509
279-291	-118.80	20.93	0.00003	-0.0001686	666052	704492
280-292	-75.64	11.58	0.0017824	-0.0000868	6497	871044
295-298	-75.64	4.55	0.0005139	-0.0001266	8853	597352
298-301	-75.64	-4.82	0.0005463	-0.0001267	8822	596854
304-305	-3.27	-24.42	0.000209	0.0000226	116847	143228
305-306	-3.27	-10.06	0.0000837	0.0000075	120100	435341
306-307	-3.27	-5.92	0.0000569	0.0000003	103588	9096140
307-308	-3.27	15.50	0.0001318	0.0000134	118197	243665
308-309	-3.27	13.97	0.0001177	0.0000116	116606	279749
285-293	-122.21	8.79	0.0010369	-0.0002104	8476	580644
293-296	-122.21	4.68	0.0005293	-0.0002079	8842	587740
296-299	-122.21	3.51	0.0003926	-0.0002075	8939	588880
299-302	-122.21	-3.54	0.0003961	-0.0002075	8937	588856
302-309	-122.21	-4.71	0.0005328	-0.0002079	8839	587707
309-310	-3.50	-10.75	0.0000895	0.00000801	120068	436562
310-311	-3.50	5.62	0.0000537	-0.00000007	104481	46465152
311-312	-3.50	10.43	0.0000867	0.0000076	120252	455974
312-313	-3.50	24.33	0.0002079	0.0000224	116994	155583
313-314	-3.50	21.15	0.0001891	0.0000191	117394	183115
291-294	-89.66	-2.47	0.0000036	-0.0001259	674957	711923
294-297	-89.66	1.40	0.000002	-0.0001259	675761	711937
297-300	-89.66	2.51	0.0000037	-0.0001259	674928	711925
300-303	-89.66	9.15	0.0000136	-0.0001259	671932	711755
303-315	-89.66	10.25	0.0000152	-0.0001259	671341	711708

C.No.	N.(t)	M(tm)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
304-316	-49.31	12.58	0.0025772	0.0000461	4881	1067361
316-319	-49.31	6.67	0.0009275	-0.0000661	7191	745067
319-322	-49.31	4.98	0.000592	-0.0000793	8411	621215
322-325	-49.31	-5.16	0.0006223	-0.0000785	8291	627538
325-328	-49.31	-6.85	0.0009679	-0.0000641	7077	768831
328-329	-3.27	-25.85	0.0002215	0.0000243	116703	134294
329-330	-3.27	-10.86	0.0000907	0.0000083	119709	390885
330-331	-3.27	-6.51	0.0000628	0.0000007	103638	4408516
331-332	-3.27	18.60	0.0001581	0.0000166	117613	196591
309-317	-78.84	0.15	0.0011866	-0.0001227	7711	642333
317-320	-78.84	4.87	0.0005518	-0.0001322	8825	596208
320-323	-78.84	3.65	0.0004088	-0.0001318	8928	598123
323-326	-78.84	-3.67	0.0004111	-0.0001318	8926	598096
326-333	-78.84	-4.49	0.0005543	-0.0001322	8821	596170
333-334	-3.23	-7.15	0.0000692	0.0000012	103284	2687144
335-336	-3.23	13.28	0.0001118	0.0000109	118762	293841
337-338	-3.23	20.57	0.0001753	0.0000187	117285	172034
315-318	-59.34	-11.71	0.0000174	-0.0000826	670556	718397
318-321	-59.34	-5.38	0.0000679	-0.0000825	673449	718753
321-324	-59.34	-3.57	0.0000052	-0.0000825	674911	718804
324-327	-59.34	7.27	0.0000108	-0.0000825	672939	718674
327-339	-59.34	9.08	0.0000135	-0.0000825	671970	718577
328-340	-21.93	13.10	0.0034405	0.00022	3808	99651
340-343	-21.93	6.88	0.001509	0.000054	4559	405782
343-346	-21.93	5.11	0.0009784	0.0000107	5222	2034192
346-349	-21.93	-5.55	0.0011083	0.000021	5007	1040420
349-352	-21.93	-7.32	0.0016433	0.0000653	4454	335595
352-353	6.21	-13.54	0.0001241	0.0000215	169030	288357

Ç.No.	N.(t)	M(tm)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
355-356	6.21	16.82	0.0001527	0.000023	110198	246363
356-357	6.21	15.16	0.0001355	0.0000232	109630	266771
333-341	-37.49	9.66	0.0017821	0.0000245	5964	1525668
341-344	-37.49	4.82	0.0006423	-0.0000523	7593	713257
344-347	-37.49	3.61	0.0004184	-0.0000605	8628	619055
347-350	-37.49	-3.66	0.0004261	-0.0000603	8589	620824
350-357	-37.49	-4.99	0.0006554	-0.0000519	7446	721676
358-359	12.27	12.88	0.0001245	0.0000281	103459	435191
359-360	12.27	16.79	0.0001387	0.0000321	105751	362119
360-361	12.27	23.67	0.0002189	0.0000392	108132	312953
361-362	12.27	29.57	0.0001918	0.000036	107244	340912
339-342	-28.08	-13.81	0.0000194	-0.0000397	668865	723954
342-345	-28.08	-4.42	0.00000651	-0.0000386	674460	725700
345-348	-28.08	-1.97	0.0000029	-0.0000386	675332	725808
351-363	-28.08	15.21	0.0000227	-0.0000388	666651	723574
156-159	-254.86	6.17	0.0000054	-0.0002193	1124736	1161725
332-333	-3.27	17.20	0.0001459	0.0000151	117662	215992
159-171	-254.86	8.20	0.0000072	-0.0002193	1123661	1161696

Yükleme 2 :

Bu yüklemelerde eşdeğer statik yükler doğrudan doğruya çerçeveye yüklenmiştir yani yükler 1 ile çarpılmıştır. Sonuçlar Tablo 3.2.'de verilmiştir. Sonuçlarda, (1-4) çubuğuna 510,74 ton basınç kuvveti ile 31,37 ton metre moment etkimektedir; (2-5) çubuğuna 604,83 ton basınç kuvveti ile 34 tm moment etkimıştır; (3-6) çubuğuna 371,93 ton basınç kuvveti ile 107,38 tm moment etkimektedir.

Görüldüğü gibi, perde elemanına gelen moment bir önceki yüklemeye göre yaklaşık üç kat artmıştır. Bir önceki yüklemeye göre en alttaki perde elemanına gelen basınç kuvveti bir miktar azalmıştır. Ayrıca orta kolonun en alt elemanına da etkiyen basınç kuvveti bir miktar azalmış, kenar kolona etkiyen basınç kuvveti artmıştır. Ayrıca kenar ve orta kolon elemanlarına ve kirişlere etkiyen momentlerde de artış gözlenmiştir.

TABLO 3.2. -47-

C.No.	N.(t)	M(tm)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
1-4	-510.74	31.37	0.00022	-0.0002173	142576	2350315
16-17	-0.77	-42.75	0.0003725	0.0000448	114754	17181
17-18	-0.77	-26.24	0.0002275	0.0000273	115315	28109
2-5	-504.83	34.00	0.0002391	-0.00026	142149	2325691
21-22	-4.65	-54.71	0.0004741	0.0000531	115379	87696
23-24	-4.65	-23.29	0.00025	0.0000265	117129	175610
3-6	-371.93	107.38	0.0001005	-0.0003304	1067925	1125560
40-41	-1.11	-52.19	0.0004555	0.0000542	114564	20443
49-50	-3.61	23.59	0.0002013	0.00002159	117164	167179
69-70	-1.63	-68.35	0.0005985	0.0000703	114191	23160
64-76	-412.06	26.27	0.0001832	-0.0001739	143351	2374027
88-89	-1.24	-52.52	0.0004583	0.0000545	114581	22751
69-77	-469.73	42.46	0.0003017	-0.0001939	140730	2349541
93-94	-1.54	-79.64	0.0006395	0.0000819	113847	18797
117-118	-1.89	-72.20	0.0006326	0.000074	114126	25533
141-142	-5.87	-76.56	0.0006675	0.0000741	114689	79114
136-148	-311.43	28.36	0.0001983	-0.00013	143008	2394242
149-152	-319.42	27.48	0.0001919	-0.0001335	143183	2392498
150-153	-256.65	18.97	0.0000169	-0.0002209	1117898	1161622
159-171	-256.65	29.09	0.0000261	-0.0002209	1112539	1161696
160-172	-278.48	24.52	0.0005517	-0.000208	44438	1338314
165-173	-268.42	41.89	0.0010345	-0.0001955	40492	1372487
182-189	-268.42	-20.36	0.0004525	-0.0001997	44988	1343828
189-190	-7.53	-64.83	0.000561	0.0000605	115544	124431
171-174	-240.60	56.35	0.0000646	-0.000262	871499	918057
184-196	-243.83	33.15	0.0007724	-0.0001808	42915	1348159
208-209	-7.01	-65.82	0.0005705	0.000062	115366	112909
189-197	-222.79	42.78	0.0011596	-0.0001438	36890	1548705

G.No.	N(t)	M(tn)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
232-233	-4.95	-71.74	0.0006253	0.0000702	114720	70427
213-221	-183.61	45.24	0.0014238	-0.0000789	31773	2324953
230-237	-183.61	-19.32	0.0004281	-0.0001349	45124	1360943
237-238	-6.31	-43.37	0.0003721	0.0000396	116543	159273
232-244	-162.75	37.46	0.0011177	-0.0000807	33515	2016685
237-245	-149.17	43.70	0.0015182	-0.0000263	28783	5667517
254-261	-149.17	-24.00	0.0005745	-0.0001039	41774	1435139
243-246	-175.53	54.19	0.000062	-0.0001381	873504	933128
256-268	-125.55	23.73	0.00441	-0.000082	5381	1531031
268-271	-125.55	12.21	0.0015217	-0.0002158	8024	587112
271-274	-125.55	8.92	0.0010538	-0.0002163	8464	580254
277-280	-125.55	-14.11	0.0018768	-0.0002052	7516	611681
280-281	-6.02	-50.33	0.0044343	0.0000472	115394	127510
261-269	-110.60	19.14	0.0023054	-0.0000289	5799	1117332
269-272	-110.60	19.83	0.0013357	-0.0001662	8108	593800
275-278	-110.60	-5.78	0.0006608	-0.000188	8746	588287
278-285	-110.60	-0.15	0.0009493	-0.0001624	8585	606176
285-286	-4.75	7.64	0.0000731	-0.0000909	104469	50824608
267-270	-151.36	84.98	0.0001352	-0.0002201	628322	687586
279-291	-151.36	101.51	0.0001635	-0.0002212	620554	683976
280-292	-91.39	24.76	0.0054334	0.0001049	4557	870730
295-298	-91.39	8.91	0.0010799	-0.0001522	8250	600198
298-301	-91.39	-12.22	0.0017444	-0.0001291	7005	707376
304-305	-3.58	-49.80	0.0004317	0.0000491	115339	72791
308-309	-3.58	45.22	0.0003912	0.0000444	115587	80630
285-293	-84.49	16.12	0.0028925	-0.0000446	3573	1893049
291-294	-111.62	30.34	0.0000459	-0.0001582	660691	705404
304-316	-56.83	21.73	0.0052776	0.0002289	4117	248171
351-363	-33.23	32.41	0.0000543	-0.000042	596461	789347

Yükleme 3 :

Bu yüklemde eşdeğer statik yüklerin 2 ile çarpımları çerçeveye yüklenmiştir. Yani çerçeveye gelen deprem yükleri iki kat artmıştır. Tablo 3.3.'de elemanlara gelen yükler ve sonuçları gösterilmiştir. Çerçevenin (1-4) çubuğuna 504 ton basınç kuvveti 59,44 tm moment etkimiş, (2-5) çubuğuna 632,08 ton basınç kuvveti ile 64,13 tm moment etkimiş, (3-6) çubuğuna 261,42 ton basınç kuvveti ile 231,14 tm moment etkimiştir. Bu sonuçlara göre perde elemanının momenti bu yüklemde yaklaşık olarak 2,3 kat artmış, etkiyen basınç kuvveti azalmaya devam etmiştir.

Bu yüklemde ayrıca çerçevenin bir elemanında da plastik mafsall oluşmuştur. (328-340) nolu kenar kolona ait çubuk elemanında, normal kuvvetin önemli derece azalması sebebiyle (18,68 ton basınç kuvveti), faydalı normal kuvvetin azalması yüzünden 27,47'lik bir momentle bu çubukta plastik mafsall oluşmuştur. Çubuk esasında 26,20 tm'lik bir moment sınır değeriyle (plastik moment), plastik mafsall oluşumuna varmaytaydı. (Aynı normal kuvvet altında) plastik moment ve aynı normal kuvvet halinde çubukta plastik mafsall oluşunu çelikten meydana gelmiştir. Bu anda, çekme donatısındaki uzama $\epsilon = 0,013$ değerindedir ve $\epsilon_1 = 0,01$ sınır değeri aşılmıştır. Basınç bölgesindeki betonun dış basınç lifindeki kısalma ise $\epsilon = 0,0025$ olmuştur. Bu değer 0,0035 sınır değerine ulaşamamıştır. Plastik moment (26,2 tm) ile aynı normal kuvvet (18,68 ton) altında yani plastik mafsallın oluştuğu ilk anda çubuğun birim dönmesi $\chi = 0,0448919$ 1/n, $(\frac{du}{ds})$ şekildeğiştirmesi de, $(\frac{du}{ds}) = 0,0064067$ 'dir. Bu anda kesitin sahip olduğu eğilme rijitliği $EI = 584$ tm²m², uzama rijitliği de $EA = 2916$ ton'dur. Yükleme sonucunda bu çubuğa gelen moment, plastik momentten daha büyük olduğu için, bu elemanın rijitlikleri daha da küçük miktarlarda alınmıştır.

Ayrıca (340-343) çubuk elemanında da plastik mafsala oldukça yaklaşılmıştır. Bu çubuğa etkiyen moment 25,20 tm, normal kuvvet 18,68 ton basınç idi. Bu çubukta çekme donatısındaki uzama $\epsilon = 0,0096$ 'dır yani sınır değere çok yakındır. Basınç bölgesindeki betonun dış basınç lifindeki kısalmada $\epsilon = 0,002$ değeriyle sınır değerden uzakta kalmıştır.

Bu çubuğun, eğilme rijitliği $EI = 2993 \text{ tm}^2$, uzama rijitliği $EA = 26116 \text{ ton}$ değerlerine inmiştir. Plastik mafsallı oluşan (328-348) nolu çubukta plastik moment ile aynı normal kuvvet etkisi altında, yani plastik mafsallın olduğu ilk anda betonun basınç bölgesindeki dış basınç lifindeki kısalma $\epsilon = 0,00257$ dir. Yani betonda sınır şekildeğiştirmeye ulaşılmamıştır. ($\epsilon_1 = 0,0035$) Çekme donatısındaki uzama $\epsilon = 0,0135$ dir. Çelikte de sınır şekildeğiştirme miktarı aşılmıştır. ($\epsilon = 0,01$)

TABLO 3.3.

G.No.	N(t)	M(tm)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
1-4	-594.00	59.44	0.0004319	-0.0002565	137610	2315279
16-17	-0.48	-69.58	0.0006106	0.0000728	113938	6588
17-18	-0.48	-47.08	0.000411	0.0000496	114538	9667
2-5	-632.08	64.13	0.0004689	-0.0002744	136761	2302990
8-11	-632.08	50.86	0.0003654	-0.0002734	139159	2311331
21-22	-4.05	-73.48	0.0006418	0.000073	114485	55470
23-24	-4.05	-43.11	0.0003722	0.0000417	115817	97091
3-6	-261.42	231.14	0.0002404	-0.0002227	961220	1173370
16-28	-554.09	50.23	0.0003606	-0.0002379	139269	2328786
40-41	-1.81	-86.82	0.0007637	0.0000888	113682	28371
21-29	-590.83	68.04	0.0005	-0.0002561	136080	2306649
49-50	-6.45	44.30	0.0003882	0.0000404	116504	159466
40-52	-567.34	46.25	0.0003304	-0.0002166	139968	2341451
45-53	-551.88	72.60	0.0005369	-0.0002389	135288	2309264
69-70	-3.86	-98.50	0.000867	0.0000982	113601	39281
64-76	-459.42	44.65	0.0003184	-0.0001952	140216	2353303
88-89	-3.60	-91.20	0.0008013	0.0000913	113806	39428
93-94	-3.26	-98.49	0.0008676	0.0000989	113516	32961
88-100	-410.74	45.34	0.0003235	-0.0001739	140117	2361640
117-118	-2.99	-89.38	0.0007856	0.0000901	113766	33165
112-124	-361.07	46.45	0.000332	-0.0001523	139904	2369753
141-142	-6.19	-86.42	0.0007557	0.0000837	114343	73885
123-126	-207.22	20.96	0.0006187	-0.0001767	1116815	1172684
165-166	-0.14	-79.67	0.0007012	0.0000834	113603	1677
160-172	-263.45	36.69	0.0008669	-0.000196	42323	1343560
184-185	-8.63	-82.35	0.0007165	0.000077	114920	111940
165-173	-354.64	54.93	0.0014112	-0.000257	38924	1344920
189-190	-4.30	-64.85	0.0005646	0.0000639	114957	67238

C.No.	N(t)	M(tm)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
184-196	-217.43	42.98	0.0011843	-0.0001364	36289	1593740
208-209	-6.94	-76.66	0.0006673	0.0000731	114864	94849
189-197	-310.47	49.05	0.0012377	-0.0002295	39629	1358237
213-214	-6.43	-66.35	0.0005757	0.0000632	115249	101704
195-198	-159.60	4.85	0.0000053	-0.0001698	899839	939907
208-220	-180.29	37.16	0.0010369	-0.0001066	35835	1690481
232-233	-4.45	-76.58	0.0006692	0.0000757	114428	58757
213-221	-266.80	46.25	0.0012016	-0.0001869	38488	1427143
237-238	-4.71	-60.87	0.0005287	0.0000594	115129	79258
231-243	-140.41	7.89	0.0000087	-0.0001486	898215	944333
232-244	-136.96	32.27	0.0009689	-0.0000637	33305	2147293
256-257	2.31	-54.78	0.000482	0.0000606	113632	38081
237-245	-229.97	46.55	0.0013086	-0.0001416	35560	1623467
261-262	23.74	-55.42	0.000509	0.0000852	108753	278381
285-286	-9.30	-34.26	0.0002889	0.000027	118586	344178
267-270	-99.44	53.88	0.0000832	-0.0001413	646945	703216
280-281	-9.11	-36.10	0.0003055	0.0000291	118164	312324
304-305	-10.23	-36.22	0.0003051	0.0000281	118659	363698
299-302	-132.09	-9.24	0.0010955	-0.0002283	8434	578473
302-309	-132.09	-11.76	0.0014352	-0.0002284	8194	578318
309-310	-10.12	-31.82	0.0002664	0.0000236	119410	428478
291-294	-77.45	12.71	0.0000189	-0.0001084	669911	714108
304-316	-49.49	16.89	0.0039151	0.0001505	4314	328762
319-322	-49.49	6.63	0.0009153	-0.0000672	7243	736352
328-329	-11.29	-44.78	0.0003794	0.0000359	117874	313553
309-317	-86.08	17.36	0.0032286	-0.0000276	5377	3107960
352-353	0.66	-12.23	0.0001068	0.0000139	114465	47373
361-362	6.12	23.36	0.0002097	0.0000318	111382	192233
339-342	-25.61	-8.30	0.0000123	-0.0000353	672389	725143

Yükleme 4 :

Bu yüklemde esdeğer statik yüklerin 3 ile çarpımları çerçeveye yüklenmiştir. Yani çerçeveye gelen deprem yükleri üç kat arttırılmıştır. Tablo 3.4 de elemanlara gelen yükler ve sonuçları gösterilmiştir. Örneğin çerçevenin (1-4) çubuğuna 665,07 ton basınç kuvveti ile 94,82 tm moment etmiştir; (2-5) çubuğuna 637,84 ton basınç kuvveti ile 100,48 tm'lik moment, (3-6) çubuğuna 134,59 ton basınç kuvveti ile 285,84 tm moment etmiştir. Bir önceki yüklemeye göre (3-6) perde elemanının normal kuvvetinde azalma devam etmiştir. Bu üç çubuğunda momentleri artmıştır. Kenar kolonun (1-4) elemanının normal kuvvetindeki artış devam etmiş, orta kolonun (2-5) elemanının normal kuvveti hemen hemen aynı kalmış, artmamıştır.

Önceki yüklemde plastik mafsall oluşmuş, kenar kolonun (328-340) çubuğunda, 14,69 ton basınç kuvveti ile 3,13 tm moment etmiştir. Bu elemana gelen moment ve normal kuvvet, yatay yükler artmasına rağmen çok düşük kalmıştır.

TABLO 3.4.

-54-

C.No.	N(t)	M(tm)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
1-4	-665.07	94.82	0.0007243	-0.0002936	130897	2263041
16-17	-0.23	-99.77	0.0008822	0.0001034	113091	2224
8-11	-637.64	79.74	0.0005957	-0.0002708	133848	2287044
3-6	-184.59	285.84	0.0003826	-0.0000733	746607	2516419
15-27	-184.59	172.09	0.0001775	-0.0001501	969429	1229490
40-41	-2.26	-119.17	0.0010475	0.0001191	112806	16963
45-46	-9.00	-107.79	0.0009463	0.0001010	113903	88342
27-30	-170.60	168.16	0.0001767	-0.0001348	951519	1266521
33-36	-170.60	129.31	0.0001246	-0.000145	1042297	1177435
39-51	-170.60	70.39	0.0000646	-0.0001453	1089636	1175294
64-65	-2.91	-124.03	0.0011005	0.000124	112697	23449
69-70	-3.54	-113.80	0.0010064	0.0001135	113075	31169
64-76	-493.43	63.41	0.0004632	-0.0002117	136891	2330271
69-77	-536.45	102.15	0.0007966	-0.0002305	128220	2326831
93-94	-2.36	-119.11	0.0010469	0.000119	112818	19830
75-78	-157.63	69.65	0.0000638	-0.0001338	1090231	1178097
112-113	-5.53	-124.30	0.0011005	0.0001215	112947	45507
93-101	-489.02	92.96	0.000717	-0.0002085	129642	2345018
117-118	-4.11	-109.36	0.0009654	0.0001086	113278	37828
99-102	-153.38	54.81	0.0000499	-0.0001298	1090369	1181344
136-137	-7.42	-111.91	0.0009853	0.0001075	113569	68979
117-125	-459.59	93.94	0.0007306	-0.0001923	127172	2389435
141-142	-3.21	-108.19	0.0009556	0.0001084	113211	29591
160-161	-4.55	-106.94	0.0009429	0.0001058	113407	42999
141-149	-415.93	86.75	0.0006822	-0.0001717	127149	2421736
165-166	0.27	-102.74	0.0009096	0.0001068	112950	2526
147-150	-138.43	39.66	0.0000358	-0.0001166	1106886	1186560
150-153	-138.43	25.46	0.0000228	-0.0001165	1114491	1187838

Ç.No.	N(t)	M(tm)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
175-178	-286.37	17.04	0.000375	-0.0002131	45436	1343739
181-184	-286.37	-31.48	0.0007212	-0.0002128	43848	1345253
165-173	-370.70	76.41	0.0023133	-0.0002399	33031	1544895
176-179	-370.70	27.53	0.0006252	-0.0002816	44031	1316225
171-174	-130.43	41.06	0.0000466	-0.0001381	880478	943857
184-196	-231.02	53.77	0.0016576	-0.0001169	32438	1975628
189-197	-338.37	64.87	0.0018448	-0.0002292	35163	1476262
200-203	-338.37	23.53	0.0005274	-0.0002549	44614	1327062
195-198	-118.11	27.86	0.0000313	-0.0001245	887610	948046
208-220	-186.28	48.80	0.0016016	-0.0000662	30469	2812183
229-232	-186.28	-31.68	0.0007895	-0.0001283	40124	1451254
213-221	-288.66	63.53	0.0019326	-0.0001853	32872	1745396
232-244	-143.34	37.81	0.0012255	-0.0000477	30852	3001256
237-245	-245.17	59.72	0.0019125	-0.0001132	31225	2163987
243-246	-98.99	54.16	0.000062	-0.0001044	873288	947617
255-267	-98.99	46.45	0.0000529	-0.0001042	877223	949502
256-268	-107.36	21.68	0.0041157	-0.0000396	5268	2709079
271-274	-107.36	7.17	0.0008314	-0.0001829	8624	586830
277-280	-107.36	-15.39	0.0023333	-0.0001422	6596	754497
261-269	-197.83	22.31	0.0032062	-0.0003442	6958	574638
272-275	-197.83	7.19	0.0008339	-0.0003482	8622	568085
267-270	-82.32	79.74	0.0001369	-0.0001078	582116	763636
280-292	-74.73	28.77	0.0045315	0.000103	4583	725419
295-298	-74.73	6.92	0.0008148	-0.000124	8493	601909
301-304	-74.73	-14.63	0.002645	-0.0000367	5531	2427555
285-293	-147.80	22.27	0.0036362	-0.0001923	6124	768549
291-294	-64.98	24.72	0.0000372	-0.0000987	663578	715673
325-328	-41.27	-11.76	0.0025171	0.000069	4672	597425
351-363	-19.52	-13.17	0.0000197	-0.0000268	667115	727489

Yükleme 5 :

Bu yüklemelerde esdeğer statik yüklerin 4 ile çarpınları çerçeveye yüklenmiştir. Yani çerçeveye gelen deprem yükleri dört kat arttırılmıştır. Tablo 3.5 de elemanlara gelen yükler ve sonuçları gösterilmiştir. Örneğin çerçevenin (1-4) çubuğuna 783,86 ton basınç kuvveti ile 124,19 tm moment, (2-5) çubuğuna 634,09 ton basınç kuvveti ile 133,84 tm moment, (3-6) çubuğuna 69,55 ton basınç ve 352,99 tm moment etmiştir. (3-6) perde çubuğunun normal kuvvet azalması devam etmiştir. (2-5) kolon çubuğunun, normal kuvveti artmamıştır. (1-4) kolon çubuğunun normal kuvveti artışına devam etmiştir.

Ç.No.	N(t)	M(tn)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tn ²)	EA(t)
7-10	-783.86	192.36	0.0007912	-0.0003511	129358	2232318
16-17	-0.10	-127.99	0.0011396	0.0001309	112311	764
2-5	-634.09	133.84	0.0011131	-0.0002718	120231	2332631
21-22	-7.97	-112.62	0.0009913	0.0001976	113505	74023
3-6	-69.55	352.99	0.0006668	0.0001961	528329	234833
6-9	-69.55	339.49	0.0006368	0.0002775	533093	250570
16-28	-721.60	88.44	0.0006689	-0.0003192	132208	2260456
40-41	-2.81	-151.62	0.0013555	0.00015	111851	18725
21-29	-603.07	122.11	0.0009891	-0.0002595	123450	2323617
45-46	-10.47	-132.68	0.0011728	0.0001241	113124	84329
27-30	-62.83	212.32	0.0003671	0.0001225	578274	512845
40-52	-649.99	80.83	0.0006046	-0.0002847	133683	2282390
64-65	-3.62	-158.53	0.0014192	0.0001554	111697	23280
45-53	-574.34	129.94	0.0011027	-0.0002376	117836	2416664
69-70	-4.78	-138.41	0.0012311	0.0001356	112422	35230
51-54	-63.17	128.54	0.0001878	0.0000127	684164	4955167
64-76	-575.06	81.44	0.0006094	-0.0002505	133638	2295112
88-89	-4.60	-141.12	0.0012563	0.0001384	112321	33236
69-77	-546.92	130.23	0.001131	-0.0002195	115138	2491145
93-94	-4.38	-155.95	0.0013944	0.0001523	111834	28755
75-78	-65.52	85.49	0.0001003	-0.0000364	851864	1796559
88-100	-517.79	68.29	0.0005021	-0.0002231	135991	2319966
112-113	-7.59	-158.69	0.0014171	0.0001513	111979	50159
93-101	-483.77	125.84	0.0011343	-0.00018	118932	2686291
117-118	-3.90	-134.98	0.0012003	0.0001334	112453	29233
99-102	-85.94	98.04	0.0001076	-0.0000586	910821	1467522
136-137	-8.91	-139.81	0.0012402	0.0001325	112731	67236
117-125	-457.30	122.06	0.001111	-0.0001652	109855	2766697

C.No.	N(t)	M(tm)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
141-142	-1.16	-130.39	0.0011606	0.000132	112342	8785
123-126	-87.81	82.29	0.0000822	-0.0000688	999949	1274898
136-148	-385.46	71.00	0.0005307	-0.0001623	133766	2374686
160-161	-6.46	-133.52	0.0011844	0.0001292	112730	49975
141-149	-413.89	102.87	0.0008861	-0.0001574	116089	2628630
165-166	0.49	-128.12	0.0011413	0.0001316	112252	3721
147-150	-88.12	71.18	0.0000674	-0.0000723	1054663	1218251
160-172	-331.19	59.80	0.001634	-0.0002326	36597	1423723
184-185	-13.32	-132.28	0.0011664	0.0001207	113401	110331
165-173	-355.90	94.22	0.0033639	-0.0001463	28009	2431537
189-190	-3.85	-103.11	0.0009088	0.0001028	113446	37445
171-174	-100.41	90.27	0.0001123	-0.0001013	803317	990895
184-196	-267.49	61.93	0.0019344	-0.0001393	32014	1919106
208-209	-14.07	-131.02	0.0011541	0.0001187	113521	118495
189-197	-325.26	81.66	0.0027681	-0.0001493	29500	2178501
213-214	-14.81	-94.23	0.0008176	0.0000824	115247	179669
195-198	-94.75	63.62	0.0000734	-0.0000999	866368	948107
208-220	-204.88	61.73	0.0022304	-0.0000308	27676	6631672
232-233	-9.22	-114.81	0.0010101	0.0001084	113662	85016
213-221	-295.35	84.41	0.0030733	-0.0000818	27465	3607514
237-238	-6.33	-96.76	0.0008489	0.0000939	113980	67409
219-222	-87.27	43.73	0.0000497	-0.0000916	878824	952222
232-244	-156.85	46.80	0.0016538	-0.0000217	28297	7187993
256-257	-0.17	-87.89	0.000775	0.0000916	113396	1854
237-245	-250.86	75.16	0.0027607	-0.0000454	27224	5518972
261-262	34.67	-73.80	0.000684	0.0001166	107682	297311
243-246	-80.59	71.78	0.0000882	-0.0000809	812983	995934
256-268	-109.14	25.89	0.0054121	0.0000372	4784	2932303
280-281	-17.63	-54.21	0.0004564	0.0000392	118776	449344

Yükleme 6 :

Bu yüklemde eşdeğer statik yüklerin 5 ile çarpımları çerçeveye yüklenmiştir. Yani çerçeveye gelen deprem yükleri beş kat arttırılmıştır. Tablo 3.6 da elemanlara gelen yükler ve sonuçları gösterilmiştir. Örneğin çerçevenin (1-4) çubuğuna 894,96 ton basınç kuvveti ile 156,45 tm moment, (2-5) çubuğuna 619,62 ton basınç kuvveti ile 171,08 tm moment, (3-6) çubuğuna 27,07 ton çekme kuvveti ile 353,53 tm moment etmiştir. Bu yüklemde ilk defa perde elemanlarında çekme kuvveti meydana gelmiştir. (3-6) perde çubuğu dışında, (27-30) perde çubuğunda 25,79 ton çekme kuvveti, (51-54) perde çubuğunda 15,62 ton çekme kuvveti, (75-78) perde çubuğunda 3,65 ton çekme kuvveti meydana gelmiştir. (99-102) perde çubuğunda çekme kuvveti tekrar basınç kuvvetine dönüşmüştür. (99-102) çubuğunda 29.45 ton basınç kuvveti oluşmuştur. Bu yüklemde farklı katlardaki perdeye ait bazı çubuk elemanlarının normal kuvvetleri, basınç halinden azala azala çekme haline dönüşmüşlerdir.

Normal kuvveti çekme olan çubuklarda eğilme ve uzama rijitliklerindeki azalmanın, normal kuvveti basınç olan duruma göre çok daha fazla olduğu gözlenmiştir. Yani sabit moment altında belli bir değere sahip bir çekme kuvveti, aynı değere sahip bir basınç kuvvetinden daha fazla rijitlik azalmasına sebep olmaktadır. Esasında basınç kuvvetinin fazla olması kesitteki şekil değiştirmeleri küçültmektedir. Bu da eğilme ve uzama rijitliklerindeki küçülmeyi azaltmaktadır. Basınç kuvveti kesitte faydalı yük görevini görmektedir.

Bu arada orta kolona ait çubuklarda normal basınç kuvveti azalmaya, kenar kolona ait çubuklarda normal basınç kuvvetinin artmaya devam ettiği gözlenmektedir.

TABSLO 3.6.

Ç.No.	N(t)	M(tn)	x(l/m)	$-\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
1-4	-894.96	136.45	0.0012984	-0.0004144	120399	2159649
7-10	-894.96	128.99	0.001032	-0.0003913	124984	2286897
2-5	-619.62	171.09	0.0016596	-0.0002266	109984	2734279
21-22	-9.95	-137.34	0.0012154	0.0001289	112912	77133
3-6	27.07	353.53	0.002157	0.0003827	163898	11361
6-9	27.07	337.10	0.000769	0.0005911	438438	45795
9-12	27.07	320.88	0.0007332	0.0005676	437584	47684
12-15	27.07	182.12	0.0004312	0.0003668	427310	73800
15-27	27.07	165.80	0.0003959	0.000343	418737	78906
16-28	-820.03	111.62	0.0008769	-0.0003704	127285	2213507
40-41	-3.08	-189.70	0.001714	0.0001836	110675	16770
21-29	-592.27	155.23	0.0014422	-0.0002263	107627	2620891
45-46	-10.95	-162.12	0.0014461	0.0001507	112181	72697
27-30	25.79	286.02	0.0004811	0.0003969	428188	64977
40-52	-733.93	101.32	0.0007819	-0.0003272	129571	2242732
64-65	-4.13	-195.94	0.0017823	0.0001886	110497	21889
45-53	-569.19	161.69	0.001576	-0.0001985	102595	2865819
69-70	-4.58	-167.49	0.0015024	0.0001625	111480	28181
51-54	15.62	130.19	0.0003023	0.0002491	430564	62686
88-89	-5.49	-174.92	0.0015717	0.0001681	111299	32652
69-77	-546.75	159.83	0.0015781	-0.0001827	101275	2991594
93-94	-4.42	-186.14	0.0016789	0.0001791	110868	24678
75-78	3.65	95.28	0.0002095	0.0001552	454779	23510
78-81	3.65	55.99	0.0001251	0.0000966	447245	37769
84-87	3.65	-22.61	0.0000537	0.0000468	420756	77895
88-100	-577.18	84.76	0.0006321	-0.0002395	134084	2409393
93-101	-480.87	151.89	0.0015568	-0.000138	97565	3484563
99-102	-29.45	119.49	0.0002129	0.000087	560996	338233

Ç.No.	N(t)	M(tn)	x(l/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tn ²)	FA(t)
102-105	-29.45	83.28	0.0001356	0.0000368	613715	799223
112-124	-488.12	95.82	0.0007473	-0.000287	128217	2357823
117-125	-459.21	146.18	0.001498	-0.0001286	97578	3570508
141-142	-0.31	-158.61	0.001423	0.0001591	111456	1947
123-126	-40.17	107.98	0.0001737	0.0000422	621441	950288
136-148	-421.43	87.15	0.0005836	-0.0001749	127477	2411983
141-149	-415.12	124.76	0.0013153	-0.0001275	102654	3253982
147-150	-50.45	109.20	0.0001631	0.0000186	669385	2707193
160-172	-358.82	74.47	0.0022523	-0.000229	33063	1566667
184-185	-15.82	-181.58	0.0014367	0.000145	112466	109084
165-173	-370.12	111.51	0.0048756	-0.0003897	23484	4125240
184-196	-285.28	75.16	0.0025821	-0.0001697	29188	2599191
189-197	-341.54	95.63	0.0035792	-0.000168	26887	3161819
195-198	-60.68	81.98	0.000123	-0.0000336	666361	1532206
208-220	-214.13	72.22	0.0027983	0.0000122	25888	17410400
213-221	-313.15	98.67	0.0038549	-0.0000408	25596	7665358
232-244	-159.15	56.18	0.0021821	0.0000298	35745	5331622
261-262	40.23	-89.10	0.0008263	0.0001382	107929	290934
264-265	40.23	92.09	0.0008532	0.0001412	107933	284863
243-246	-60.12	90.42	0.0001436	-0.0000288	629455	2081040
256-268	-115.21	27.34	0.005744	0.0000338	4760	3417907
261-269	-216.81	33.86	0.0062236	-0.0003049	5441	711042
267-270	-54.88	125.79	0.0003241	0.0000449	388116	1221288
270-273	-54.88	83.36	0.0001781	-0.0000346	467880	1584561
280-292	-78.30	27.61	0.0066793	0.0002459	4134	318382
291-294	-48.83	37.00	0.0000573	-0.0000673	644952	725076
303-315	-48.83	-51.14	0.0000895	-0.0000596	571177	818103
304-316	-42.56	25.57	0.0068988	0.0004172	3706	101991
351-363	-15.75	-34.67	0.0000862	0.0000113	492027	1388630

Yükleme 7:

Bu yüklemde eşdeğer statik yüklerin 6 ile çarpımları çerçeveye yüklenmiştir. Yani çerçeveye gelen deprem yükleri altı kat arttırılmıştır. Tablo 3.7 de elemanlara gelen yükler ve sonuçları gösterilmiştir. Örneğin (1-4) çubuğuna 1121.19 ton basınç ile 214,23 tm moment, (2-5) çubuğuna 420,53 ton basınç ile 216,07 tm moment, (3-6) çubuğuna 54,22 ton çekme ile 353,64 tm moment etkimıştır.

Orta kolona ait çubuklarda normal basınç kuvveti azalmaya devam etmektedir. Örneğin bir önceki yüklemde 619,62 ton basınç kuvvetine sahip (2-5) çubuğunun normal basınç kuvveti 420,53 ton olup, yaklaşık 200 ton azalma göstermiştir. Kenar kolona ait çubuklarda normal basınç kuvvetinin artmağa devam ettiği gözlenmektedir. Bu yüklemde perdeye ait üç çubuk elemanında plastik mafsall oluşmuştur. Bu üç eleman (3-6), (6-9), (9-12) nolu elemanlardır. Bu üç elemanın çekme kuvvetleri aynı olup 54,22 tondur. (3-6) çubuğuna 353,64 tm moment, (6-9) çubuğuna 336,54 tm moment, (9-12) çubuğuna 319,44 tm moment etkimıştır. Bir önceki yüklemde çekme kuvvetine sahip çubuk elemanlarında, bu yüklemde çekme kuvvetlerinde artış gözlenmiştir. Çekme kuvveti, perde çubuk elemanlarında (99-102) nolu elemandan itibaren basınç haline dönmüşlerdir. (99-102) nolu elemana etkiyen normal kuvvet 2.34 ton basınçtır. Plastik mafsall oluşan bu üç perde elemanında, plastik mafsall aslında momentin 318 tm'lik değerinde oluşmustu. Yani plastik moment 318 tm dir. Betondaki kısalma plastik mafsall ve aynı normal kuvvet altında $\epsilon = 0,0009$ dur. Yani sınır değerinden oldukça uzaktadır. Çelikteki uzama $\epsilon = 0,0117$ dir. Sınır değer aşılmıştır. Bu anda şekildeğistirmeler $\chi = 0,0042779$ 1/m

$\frac{du}{ds} = 0,0055154$ olmuştur. Bu anda bu çubuğun eğilmi rijitliği $EI = 74335$ tm², uzama rijitliği ise $EA = 9831$ ton değerine inmiştir.

TABLO 3.7.

-63-

C.No.	N(t)	M(tn)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tn ²)	EA(t)
1-4	-1121.19	214.28	0.0019739	-0.0005469	108553	2449799
2-5	-420.53	216.07	0.002931	0.0000817	73718	5144752
5-8	-420.53	194.08	0.0024863	0.000023	78057	18223760
8-11	-420.53	172.08	0.0020557	-0.0000325	83706	12906636
21-22	-10.60	-145.98	0.0012956	0.0001362	112668	79289
12-15	54.22	174.13	0.0004524	0.0004593	384890	118049
15-27	54.22	157.02	0.0004153	0.0004358	378106	124399
40-41	-5.14	-259.00	0.0023931	0.0002366	108258	21716
21-29	-409.10	187.29	0.0023813	0.0000194	78648	21047888
29-32	-409.10	102.75	0.0008905	-0.000154	115379	2656594
32-35	-409.10	78.59	0.000598	-0.0001719	131401	2379769
38-45	-409.10	-90.49	0.00073	-0.0001655	123954	2471863
45-46	-15.32	-169.23	0.0015091	0.0001523	112139	100596
27-30	50.02	207.72	0.0005196	0.00049	399743	102077
30-33	50.02	155.44	0.0004061	0.0004166	382762	120043
33-36	50.02	140.51	0.0003735	0.0003962	376121	126243
52-55	-915.59	77.49	0.0005769	-0.0004109	134318	2228079
64-65	-6.58	-268.90	0.0024916	0.000242	107920	27182
45-53	-409.14	199.27	0.0026204	0.0000511	76044	8005968
53-56	-409.14	107.60	0.0009595	-0.0001482	112131	2760198
69-70	-7.98	-175.90	0.0015786	0.0001662	111423	47993
51-54	37.23	135.40	0.0003448	0.0003379	392691	110170
64-76	-797.76	140.76	0.0011415	-0.0003619	123301	2204000
88-89	-6.33	-246.87	0.0022676	0.0002261	108867	27987
69-77	-411.82	202.53	0.002679	0.0000564	75599	7297580
77-80	-411.82	109.88	0.0009895	-0.0001472	111042	2796496
86-93	-411.82	-101.91	0.0008751	-0.000157	116444	2621879
93-94	-0.54	-163.09	0.0014647	0.000163	111340	3313

Ç.No.	N(t)	M(tn)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	FA(t)
78-81	22.09	84.06	0.0002124	0.000206	395718	107218
81-84	22.09	72.78	0.0001903	0.0001915	387548	115328
109-112	-707.37	-74.83	0.000555	-0.0003106	134019	2276843
112-113	-8.01	-261.90	0.0024195	0.0002354	108241	34014
93-101	-377.86	172.18	0.002166	0.0000191	79491	20738736
117-118	-0.96	-161.37	0.0014452	0.0001609	111421	5963
99-102	-2.34	102.95	0.000217	0.0001464	474259	15979
102-105	-2.34	67.37	0.0001406	0.0000934	479027	25052
105-108	-2.34	57.21	0.0001188	0.0000782	481448	29915
112-124	-591.94	127.33	0.0010575	-0.0002502	120405	2365091
136-137	-11.47	-230.78	0.0021045	0.0002001	109659	55103
117-125	-381.44	169.03	0.0020962	0.0000056	80662	67112672
141-142	0.25	-158.90	0.0014269	0.0001601	111405	1561
123-126	-14.13	102.53	0.0001987	0.000108	515962	130745
126-129	-14.13	67.62	0.0001237	0.000057	546580	247590
129-132	-14.13	57.64	0.0001023	0.0000427	563042	330063
136-148	-508.01	114.43	0.0009533	-0.0002078	120029	2444636
160-161	-10.09	-219.67	0.0019969	0.0002008	110005	50234
141-149	-353.60	147.75	0.0017579	-0.0000161	84046	21902048
158-165	-353.60	-100.20	0.000926	-0.0001163	108199	3038212
165-166	1.37	-148.07	0.0013264	0.0001513	111630	9051
147-150	-25.89	107.21	0.0001917	0.0000798	559171	324204
150-153	-25.89	72.13	0.0001168	0.000031	617412	835030
160-172	-428.15	99.74	0.0033918	-0.0002482	29406	1724912
184-185	-16.52	-211.21	0.0019093	0.0001869	110619	88377
165-173	-323.37	135.88	0.0062968	0.0001492	21579	2166634
189-190	-1.51	-107.39	0.00095	0.0001095	113036	13786
171-174	-35.98	109.49	0.0002288	0.0000684	478538	525789
267-270	-49.76	140.64	0.0004171	0.0001154	356352	431001

Yükleme 8:

Bu yüklemde eşdeğer statik yüklerin 7 ile çarpımları çerçeveye yüklenmiştir. Yani çerçeveye gelen deprem yükleri 7 kat arttırılmıştır. Tablo 3.8 de elemanlara gelen yükler ve sonuçları gösterilmiştir. Örneğin (1-4) çubuğuna 1470,49 ton basınç ile 341,09 tm moment, (2-5) çubuğuna 20,05 ton basınç ile 332,18 tm moment, (3-6) çubuğuna 3.04 ton çekme ile 15,77 tm moment etmiştir. Bir önceki yüklemde plastik mafsallardan oluşan (3-6) çubuğunda normal kuvvet ve momentin küçük değer aldığı gözlenmektedir. Orta kolon elemanlarındaki normal kuvvet azalması devam etmiş ve birinci kattaki elemanlarda 20,05 tona kadar inmiştir. Kenar kolon elemanlarındaki normal kuvvet artması da devam etmiştir. Bu yüklemde yapı göçmüştür. Perdenin, ortadaki ve kenardaki kolonların en alt elemanlarında plastik mafsallardan oluşmuştur. Ayrıca diğer bazı çubuk elemanlarında ve ilk kez kirise ait bazı çubuklarda da plastik mafsallardan oluşmuştur. Bu çubukların numaraları, yükleri, plastik momentleri ve plastik mafsallardan ilk oluştuğu anda (plastik momentin yüklü olduğu durum) çekme donatısındaki uzama, basınç bölgesindeki betonun dış çekme lifindeki kısalmalar aşağıda verilmiştir.

(1-4) çubuğuna 1470,49 ton basınç ve 341,09 tm moment etmiştir. Bu yükler altında bu çubukta plastik mafsallardan oluşmuştur. Betondaki kısalma $\epsilon = 0,00497$ değerini almıştır. Çelikteki uzama $\epsilon = 0,0043$ dir. Beton için sınır değeri ($\epsilon_1=0,0035$) aşılmıştır. (4-7) çubuğunda 147,49 ton basınç, 311,14 tm moment altında plastik moment oluşmamıştır ama bu duruma yakındır. Bu çubukta betondaki kısalma $\epsilon = 0,00298$ değerini almıştır ve sınır değerden küçüktür. (2-5), (5-8), (8-11) çubuklarında da plastik mafsallardan oluşmuştur. Plastik moment 192 tm dir. Bu moment altında betondaki kısalma $\epsilon = 0,0021$ dir ve sınır değeri aşılmıştır ($\epsilon = 0,0035$). Çelikteki kısalma ise $\epsilon = 0,0119$ dir ve sınır değeri aşılmıştır.

Gerçeğin (40-41) nolu kiriş elemanında 4,73 ton çekme 408,11 tm moment etkisiyle plastik mafsall oluşmuştur. Plastik moment 384 tm dir. Plastik moment altında betondaki kısıalma $\epsilon = 0,00359$, çelikteki kısıalma $\epsilon = 0,0078$ dir. Betonda sınır değeri aşılmış, çelikte sınırın altında kalınmıştır. (21-29) çubuğunda 77,85 ton basınç, 219,75 tm moment etkisiyle plastik mafsall oluşmuştur. Plastik moment 210,2 tm dir. Plastik moment ve aynı normal kuvvet altında, betondaki kısıalma $\epsilon = 0,0021$, çelikteki uzama $\epsilon = 0,0101$ dir. Çelikte sınır değeri aşılmıştır.

(64-65) nolu kiriş elemanında 0,40 ton çekme 395,82 tm moment etkisiyle plastik mafsall oluşmuştur. Plastik moment 385,1 tm dir. Plastik moment ve aynı normal kuvvet altında, betondaki kısıalma $\epsilon = 0,00356$ çelikteki uzama $\epsilon = 0,00768$ dir. Betonda sınır değeri aşılmış çelikte ise sınır değeri ulaşılmamıştır.

(165-173) nolu çubuk elemanında 254,89 ton basınç ile 161,26 tm moment etkisiyle plastik mafsall oluşmuştur. Plastik moment 136,6 tm dir. Plastik moment ve aynı normal kuvvet altında betondaki kısıalma $\epsilon = 0,00351$ ile sınır değeri aşmış, çelikteki uzama $\epsilon = 0,00888$ ile sınır değeri altında kalmıştır. (256-268) nolu elemanda 142,39 ton çekme ile 44,82 tm moment etkisiyle plastik mafsall oluşmuştur. Plastik moment 43 tm dir. Bu plastik moment ve aynı normal kuvvet altında betondaki kısıalma $\epsilon = 0,00372$, çelikteki uzama $\epsilon = 0,0066$ dir. Betonda sınır değeri aşılmış, çelikte ise sınır değeri ulaşılmamıştır. (280-292) nolu çubuk elemanında 87,78 ton çekme kuvveti ile 39,93 tm moment etkisiyle plastik mafsall oluşmuştur.

Plastik moment 36,9 tm dir. Bu plastik moment altında ve aynı normal kuvvet altında, betondaki kısalma = 0,0032, çelikteki uzama 0,0103 dür. Beton ve çelikte sınır degere ulaşmıştır. (309-317) nolu çubuk elemanında 112, 53 ton çekme kuvveti ile 43,24 tm moment etkisiyle plastik moment oluşmuştur. Plastik moment 39,92 tm dir. Bu plastik moment altında ve aynı normal kuvvet altında, betondaki kısalma =0,00356, çelikteki uzama =0,00889 bulunmuştur. (16-17) nolu kiriş elemanına 351.48 tm moment etkimiştir. Bu çubuğa etkiyen normal kuvvet sıfır değerini almıştır. Bu elemanda plastik mafsall oluşmamış ama plastik şekil değiştirmeler oluşmuş ve moment, plastik moment değerine yaklaşmıştır.

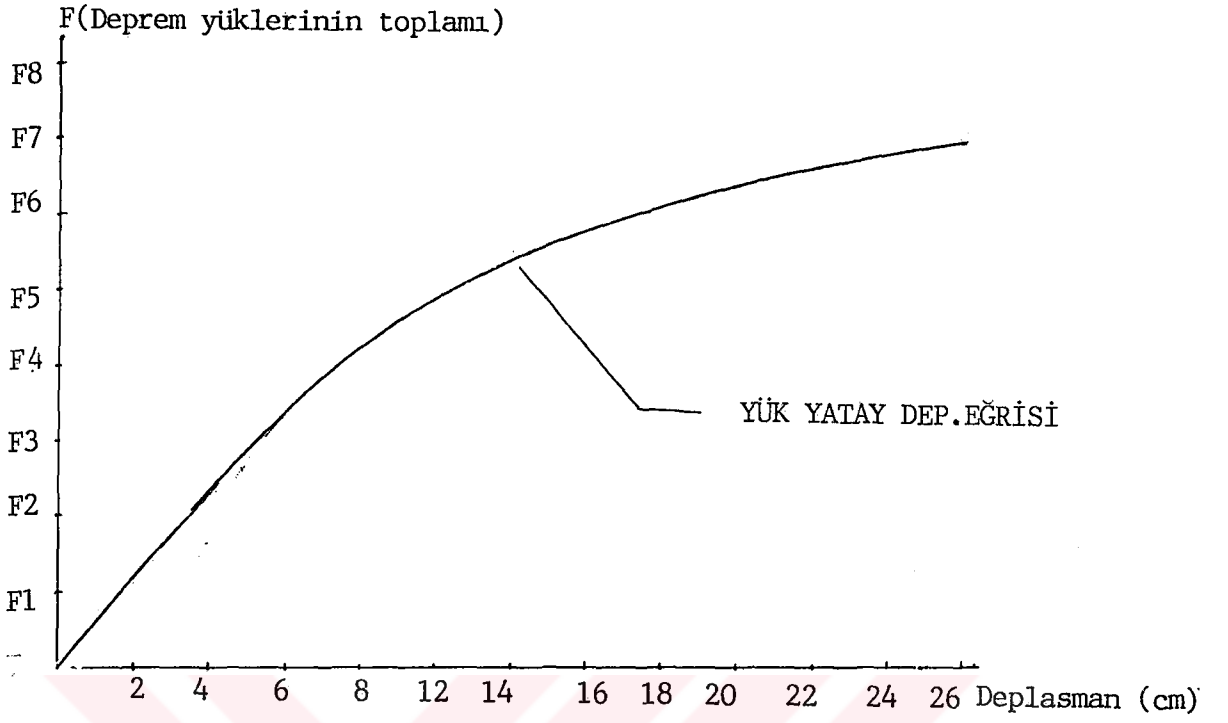


TABLO 3.8.

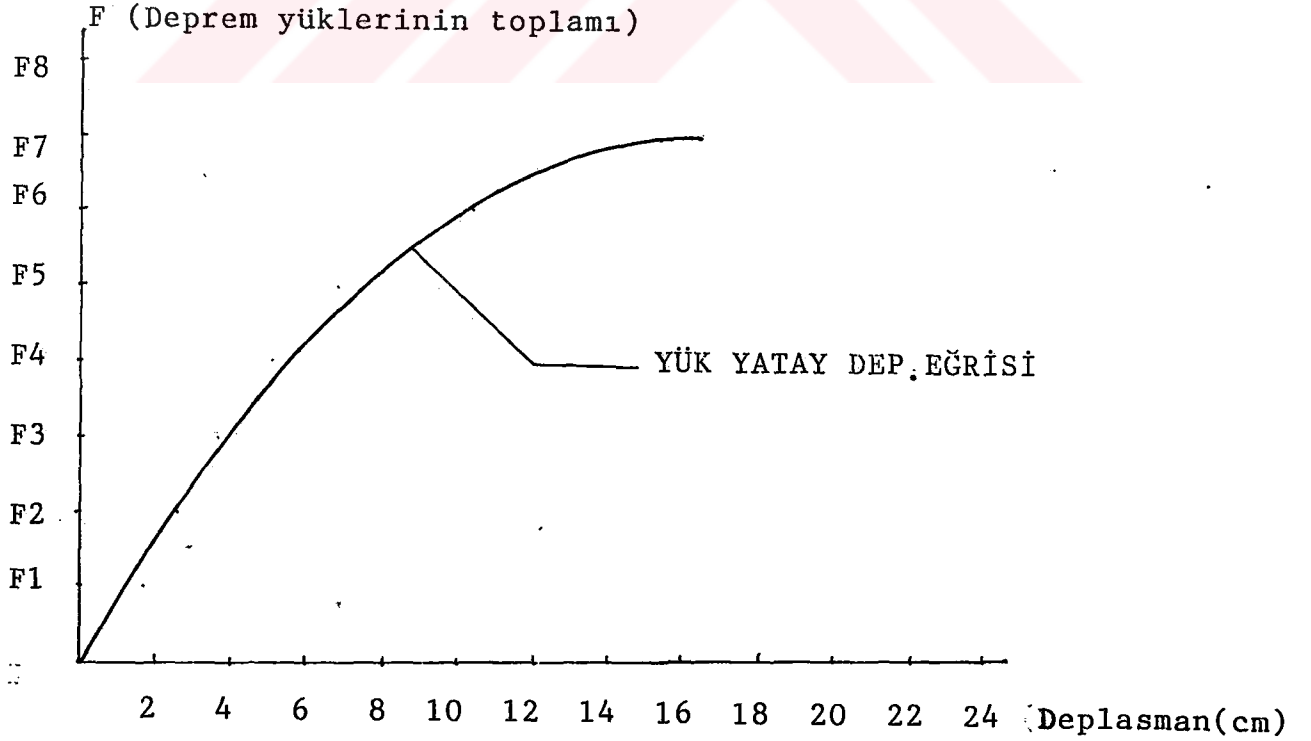
-68-

Ç.No.	N(t)	M(tm)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
1-4	-1470.49	341.09	0.0094621	-0.001592	40308	923652
4-7	-1470.49	311.14	0.0048734	-0.0010301	53844	1427485
7-10	-1470.49	281.19	0.0032204	-0.0008418	87315	1746835
10-13	-1470.49	26.23	0.0001858	-0.0007025	143269	2092940
11-14	-20.05	-36.64	0.0006296	0.0000958	58132	209130
14-21	-20.05	-71.76	0.0013082	0.0002195	54854	91337
21-22	17.65	-103.77	0.0009361	0.000127	110852	138979
15-27	3.04	-5.95	0.0000169	0.0000207	350475	146408
16-28	-1318.06	243.35	0.0023957	-0.0006836	101578	1928051
28-31	-1318.06	140.49	0.0011625	-0.0006371	120343	2068700
31-34	-1318.06	111.11	0.000071	-0.0006276	127564	2099967
34-37	-1318.06	-65.22	0.0004774	-0.0006192	136596	2128623
37-40	-1318.06	-94.60	0.0007222	-0.0006238	130394	2112687
29-32	-77.85	109.16	0.0018376	0.0002507	59403	310517
32-35	-77.85	77.56	0.0012212	0.0001434	63509	542749
35-38	-77.85	-112.02	0.0018939	0.0002604	59149	298891
38-45	-77.85	-143.62	0.0025225	0.0003684	56935	211276
45-46	10.69	-119.05	0.0010682	0.0001341	111454	79674
27-30	8.41	68.43	0.0001589	0.0001320	430560	63703
40-52	-1146.92	210.65	0.0019267	-0.0005636	109330	2034870
52-55	-1146.92	115.08	0.0009082	-0.0005356	126787	2141334
45-53	-149.55	212.44	0.0036789	0.000477	57745	313480
59-62	-149.55	-106.81	0.0015549	0.0001311	68690	1140035
62-69	-149.55	-137.22	0.002155	0.0002301	63674	649676
69-70	4.07	-132.62	0.0011861	0.0001398	111806	29100
51-54	8.97	88.86	0.0002036	0.0001643	436388	54590
64-76	-981.16	196.86	0.0017662	-0.0004594	111456	2135678
76-79	-981.16	107.49	0.0008375	-0.0004488	128333	2186036

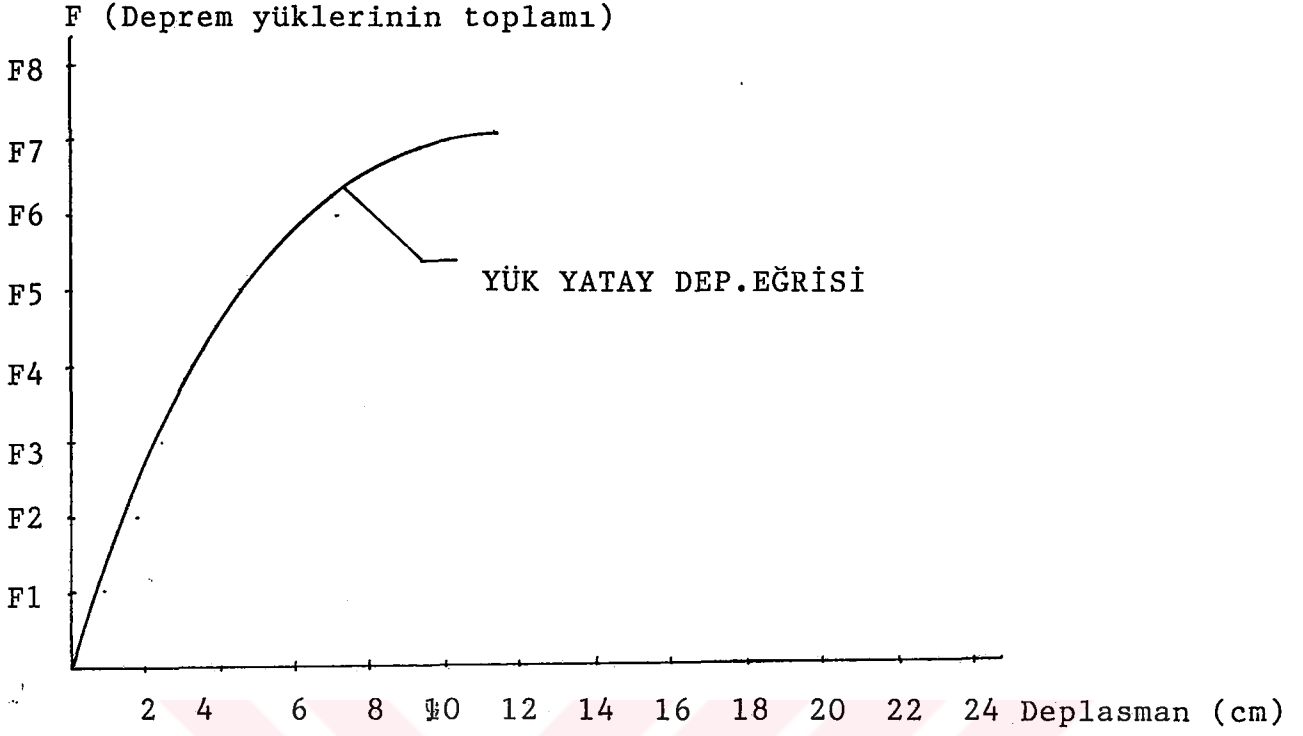
C.No.	N(t)	M(tm)	x(1/m)	$\frac{du}{ds}$	EI(tm ²)	EA(t)
88-89	-2.12	-354.96	0.0034129	0.0002967	104005	7143
69-77	-211.05	221.95	0.0036781	0.0004069	60343	518622
86-93	-211.05	-119.24	0.0016057	0.0000231	74260	2537692
93-94	2.29	-106.74	0.0009478	0.000113	112609	20263
75-78	4.71	99.88	0.0002209	0.0001657	451994	28415
88-100	-857.94	163.81	0.0014458	-0.0003906	116753	2194317
109-112	-857.94	-103.62	0.0008023	-0.000387	129143	2216410
112-113	-3.82	-350.43	0.0033619	0.0002928	104252	13045
93-101	-228.85	169.32	0.0029492	0.0002755	64192	630459
110-117	-228.85	-141.74	0.0019925	0.0001263	71134	1802393
117-118	3.34	-144.07	0.0012911	0.0001496	111560	22295
99-102	-0.71	77.46	0.0001647	0.0001136	470276	6234
112-124	-709.64	163.96	0.0014582	-0.0003	112433	2365734
133-136	-709.64	-84.73	0.0006373	-0.000313	132931	2266766
136-137	-10.61	-307.54	0.0028905	0.0002625	106396	40413
117-125	-268.14	192.57	0.0028931	0.0002265	66560	1183628
134-141	-268.14	-122.04	0.0014954	0.0000177	81607	15066892
141-142	0.69	-145.71	0.0013038	0.0001484	111750	4649
123-126	-9.72	93.56	0.0001859	0.0001086	563254	89493
136-148	-603.02	147.13	0.0013127	-0.0002419	112075	2492373
160-161	-11.26	-288.16	0.0026865	0.0002497	107258	45082
141-149	-264.50	174.74	0.0025423	0.0001771	68731	1492824
165-166	2.42	-137.77	0.001232	0.0001429	111821	16933
147-150	-19.97	107.31	0.0002004	0.0000972	535348	205295
160-172	-502.81	130.13	0.0050348	-0.000268	25846	1875544
184-185	-16.44	-274.17	0.0025387	0.0002345	107996	70079
189-190	3.31	-76.50	0.0006764	0.0000839	113097	39407
171-174	-29.80	123.72	0.0002777	0.0001144	445368	260332
351-363	-13.28	-54.99	0.0001636	0.0000684	335927	194001



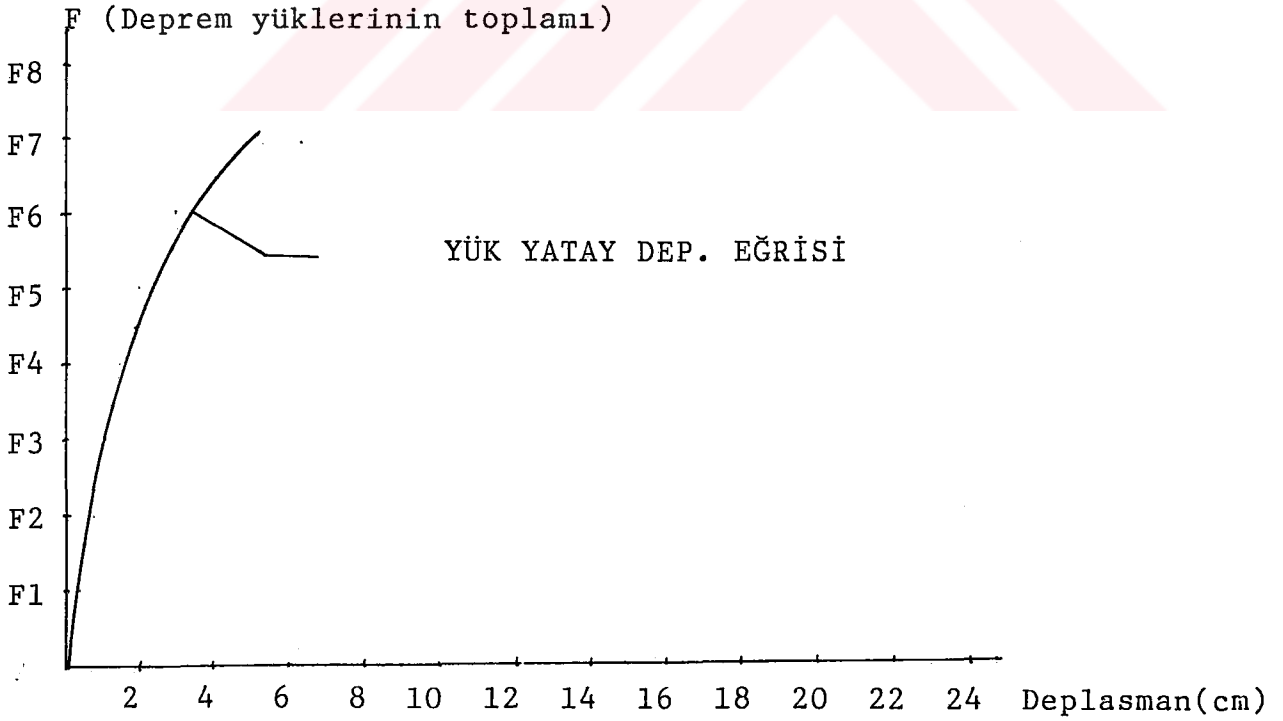
ŞEKİL 3.6. : 363 Nolu Düğüm Noktası için Yük-Yatay Deplasman Eğrisi



ŞEKİL 3.7. : 267 Nolu Düğüm Noktası için Yük-Yatay Deplasman Eğrisi



ŞEKİL 3.8. : 195 Nolu Düğüm Noktası için Yük-Yatay Deplasman Eğrisi



ŞEKİL 3.9. : 99 Nolu Düğüm Noktası için Yük-Yatay Deplasman Eğrisi

BÖLÜM 4

SONUÇLAR

Emniyet gerilmesi yöntemine göre boyutlandırılan yapıların göçmeye karşı emniyeti tam olarak belirlenemez. Sistemin ve malzemenin özellikleri, yükleme şekli gibi çeşitli etkenlere bağlıdır.

Bir yapı sistemi gerçekleştirilirken, göçmeye karşı istenen bir güvenlik sağlanarak malzemenin lineer-elastik sınırın üstündeki taşıma gücünden faydalanılabilir. Bu güvenlik saptanırken, işletme sırasındaki dış etkiler altında, yapıda meydana gelen yerdeğiştirme ve çatlak kalınlıklarının sınırlı kalmaları istenir.

Bu çalışmada malzeme bakımından lineer olmayan sistemlerin göçme yüklerinin bulunması için bir yük artımı yöntemi verilmiştir.

Bu amaçla eşdeğer çerçevenin artan yatay yükler altında, çözümleri bulunarak, davranışları incelenmiştir.

Yük artışı sonunda çerçevenin bir kesiti donatının akması veya betonun ezilmesiyle plastikleşir. Plastikleşen kesit, daha fazla eğilme momenti taşıyamaz ve belirli bir eğilme momentini karşılayabilen bir mafsalsal gibi çalışır. Bu mafsalsal, plastik mafsalsal ve mafsalsal oluşturan eğilme momenti, plastik moment olarak adlandırılır. Sürekli artan yük etkisiyle, plastik mafsalsalın olduğu kesimde deformasyon (dönme, sehim) artar fakat eğilme momenti artmaz, sabit kalır. Bu yeni dönmeleri oluşturan momentler, sistemin henüz plastikleşmemiş olan öteki kesitlerine dağılır. Artık momentlerin eklenmesiyle, çerçevenin öteki kritik kesitlerindeki momentler, plastik değere ulaşır.

Bu kesitlerde de plastik mafsallar oluşur. Yüklerin artışına koştut olarak, ardışık oluşan plastik mafsalların sayısı, sistemin hiperstatiklik derecesine ulaşınca, sistem izolastik duruma geçer ve bir mafsal daha ulaşınca sistem "mekanizma durumu" na dönüşerek göçer.

Eşdeğer çerçeve, artan yatay yükler altında çözülürken her adımda azalan atalet momentleri kullanılmıştır. Böyle olmasa idi, bulunan yüklere göçme yükü demek mümkün olmayacaktı. Böyle bir hesapla, çerçeveye ait kesitlerin bağlangıçta olduğu gibi homojen kaldığı kabul edilmektedir. Halbuki yükün her artan değeri için kesit rijitlikleri değişecek, kesitte çatlaklar oluşacaktır. Bu çatlaklar kesitin zayıflamasına, atalet momentlerinin küçülmesine, uzama ve eğilme rijitliklerinin küçülmesine neden olacaktır. Bu küçülme sonucunda kesitte, kesit tesirleri artacak dolayısıyla çerçeve, taşıma gücü en zayıf kesitlerde mekanizma durumuna geçecektir.

Kırılma sırasındaki toplam şekildeğiştirmenin lineer şekildeğiştirmeye oranına süneklik oranı denilmektedir. Bu oranın büyük değerleri kesitin süneklik özelliğini, küçük değerleri ise kesitin gevreklik özelliğini belirtir.

I.Mertebe Teorisi ile yapılan hesapta sisteme etkiyen kuvvetler şekildeğiştirmemiş durumda gözönüne alınmaktadır. Gittikçe daha yüksek mukavemetli malzemelerin kullanılması ve bunların elastisite modüllerinin aynı oranda yüksek olmaması sonucunda narinleşen yapıların şekildeğiştirmeleri de daha büyük olmakta ve bu yüzden bazı sistemlerde meydana gelen tesirler I.Mertebe Teorisine göre boyutlandırılan yapıların yıkılmasına sebep olacak değerlere kadar yükselebilmektedir.

Bu çalışmada göçme yükünün daha doğru ve hassas olarak bulunabilmesi için II.Mertebe Teorisinin uygulanması yani dış kuvvetlerin şekildeğiştirmiş sistem üzerinde yazılması gerekirdi.

Esdeğer çerçeve, statik metod ile bulunan ve döşeme hizalarına etki eden esdeğer statik yüklerin yedi katının çerçeveye yüklenmesi ile sekizinci yükleme sonucunda görülmüştür. Bu geçmede, plastik mafsall oluşumları ile çerçevenin çubuk elemanlarının uzama ve eğilme rijitliklerindeki azalmanın rolü vardır.

KAYNAKLAR

- [1] ÇAKIROĞLU, A., ÖZER, E., Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul, 1980.
- [2] KUMBASAR, N., CELEP, Z., Çözümlü Örneklerle Betonarme, İstanbul.
- [3] KUMBASAR, N., ÖZDEN, K., SARIAKÇALI, S., Betonarme Yüksek Yapılar, 1988.
- [4] T.C.BAYINDIRLIK VE İSKAN BAKANLIĞI AFET İŞLERİ GENEL MÜDÜRLÜĞÜ DEPREM ARAŞTIRMA DAİRESİ BAŞKANLIĞI, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Taslak, Mart 1991.

ÖZGEÇMİŞ

Okan İSMAİLOĞLU 1967 yılında Buldan'da doğdu. İlk, Orta ve Lise öğrenimini Tekirdağ'da tamamladı. 1984 yılında İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünde eğitime başladı. 1988 yılında İnşaat Mühendisi olarak mezun oldu.

Aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü'nde İnşaat Ana Bilim Dalı'na bağlı Yapı Mühendisliği bölümüne başladı. Çeşitli özel şirketlerde şantiye mühendisi olarak çalışmış olan Okan İSMAİLOĞLU, İngilizce bilmektedir.