

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SONLU KİRİŞLERİN
DENEYSEL İNCELENMESİ

DOKTORA TEZİ

Y.Müh. Muzaffer ELMAS

T. C.

Yükseköğretim Kurulu
Dokümantasyon Merkezi

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 28 Nisan 1988

Tezin Savunulduğu Tarih : 29 Haziran 1988

Tez Danışmanı : Doç.Dr.Kaya ÖZGEN

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.İsmet AKA

Doç.Dr.Saadettin ÖKTEN

HAZİRAN 1988



Bu çalışmayı yöneten ve çalışmalarımda yardımlarını
esirgemeyen Sayın Doç.Dr.Kaya ÖZGEN'e, bu çalışmanın de-
neysel bölümünün yapılması sırasındaki yardımlarından do-
layı İ.T.Ü.İnşaat Fakültesi Dekanlığı'na ve Yapı Labora-
tuvarı ilgililerine teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

ÖZET	iii
SUMMARY	iv
BÖLÜM 1 - GİRİŞ	1
1.1. PROBLEMİN TANIMI	1
1.2. KONU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR	2
1.3. ÇALIŞMANIN AMAÇ VE KAPSAMI	6
BÖLÜM 2 - KURAMSAL ÇALIŞMA	8
2.1. ELASTİK ZEMİNE OTURAN KİRİŞİN ESAS DENKLEMLERİ	8
2.1.1. Problemin Diferansiyel Denklemi	8
2.1.2. Ortasından Yüklü Sonlu Kiriş ..	9
2.1.3. Kirişin Elastoplastik Çözümü ..	10
2.2. YER VE ŞEKİL DEĞİŞTİRMELER	13
2.2.1. Çökmeler	13
2.2.2. Dönmeler	16
2.2.3. Eğrilikler	17
2.3. KESİT TESİRİ ŞEKİL DEĞİŞTİRME BAĞINTILARI	18
2.3.1. İdeal Elastoplastik Malzemeden Yapılmış Dikdörtgen Kesitler ..	19
2.3.2. Betonarme Çubuklar	21
2.3.3. Ahşap Çubuklar	24
2.4. DEFORMASYON VE ÇATLAK SINIRLANDIRILMASI	26
2.4.1. Deformasyon Hesabı	27
2.4.2. Çatlak Sınırlandırılması	29
BÖLÜM 3 - DENEYSEL ÇALIŞMA	30
3.1. KULLANILAN DENEY ELEMANLARI VE ÖZELLİKLERİ	30
3.1.1. Betonarme Kiriş Malzeme Özellikleri	30

3.1.1.1. B1 Tipi Kirişler ..	35
3.1.1.2. B2 Tipi Kirişler ..	37
3.1.1.3. B3 Tipi Kirişler ..	38
3.1.1.4. B4 Tipi Kirişler ..	39
3.1.1.5. B5 Tipi Kirişler ..	40
3.1.1.6. B6 Tipi Kirişler ..	41
3.1.2. Ahşap Kiriş Malzeme Özellikleri	42
3.1.2.1. A1 Tipi Kirişler ..	42
3.1.2.2. A2 Tipi Kirişler ..	43
3.1.3. Kullanılan Zemin	44
3.1.3.1. Yatak Katsayısı ...	44
3.1.3.2. Kullanılan Lastik Takozların Yatak Katsayısı	45
3.2. DENEYİN YAPILIŞI	47
BÖLÜM 4 - DENEYSEL SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRİLMESİ	50
4.1. BETONARME KİRİŞ İLE YAPILAN DENEYLER	50
4.1.1. B1 Tipi Kirişler	50
4.1.2. B2 Tipi Kirişler	58
4.1.3. B3 Tipi Kirişler	63
4.1.4. B4 Tipi Kirişler	68
4.1.5. B5 Tipi Kirişler	74
4.1.6. B6 Tipi Kirişler	79
4.2. AHŞAP KİRİŞ İLE YAPILAN DENEYLER ..	84
4.2.1. A1 Tipi Kirişler	84
4.2.2. A2 Tipi Kirişler	90
SONUÇLAR	96
KAYNAKLAR	102
ÖZGEÇMİŞ	106

Ö Z E T

Bu çalışmada Winkler elastik zeminine oturan, sonlu uzunlukta betonarme ve ahşap kirişlerin davranışı incelenmiş, orta noktadan etki eden tekil yükün limit değeri araştırılmıştır. Ayrıca kirişin davranışına ve limit yüke, farklı malzeme ve boyutların etkisi incelenmiştir.

Mühendislikte Winkler hipotezine dayanarak iyi sonuçlar veren bazı önemli problemler vardır: Gemi kaburgaları, uzay araçları, bina döşemeleri ve köprü tabliyelerindeki ızgara sistemler, bir ve iki doğrultuda sürekli temeller, dönel kabuklar, yatay yük etkisindeki düşey kazıklar vb.

Deneysel ağırlıklı bu çalışmanın birinci bölümünde çalışmanın konusu açıklanmış, konu ile ilgili çalışmalar verilerek yapılan varsayımlar belirtilmiş ve çalışmanın amacı açıklanmıştır.

İkinci bölüm, konu ile ilgili kuramsal çalışmaya ayrılmıştır. Önce problemin bilinen diferansiyel denklemi çıkarılmış, daha sonra da bu çalışmada kullanılmak üzere, ortasından tekil yüklü sonlu kirişlerin çözümü yapılmıştır. Bu bölümde ayrıca betonarme ve ahşap kesitlerin yük altında davranışı hakkında özet bilgi verilmiştir.

Üçüncü bölümde, yapılan deneysel çalışmada kullanılan ahşap ve betonarme kiriş ile elastik mesnet yerine geçen lastik takozların mekanik özellikleri saptanmış, deneyin yapılışı ve yapılan ölçümler açıklanmıştır. Deneysel çalışma, çeşitli boyut ve donatıda 16 betonarme ve 6 ahşap kiriş ile yapılmıştır. Deney düzeni İ.T.Ü. Yapı Laboratuvarındaki 20 ton kapasiteli eğilme çerçevesinde oluşturulmuştur. Bu kirişlere orta noktadan tekil yük uygulanırken oluşan çökme ve şekil değiştirme değerleri ölçülmüş, çatlak oluşması izlenmiştir.

Dördüncü bölümde kuramsal ve deneysel sonuçların karşılaştırılması yapılmıştır. Tüm kirişlerin deneyler sonucu elde edilen moment-eğrilik değişimi ve çökme eğrileri incelenmiştir. Ayrıca deneysel sonuçlardan yararlanarak birim deformasyon ve gerilme yayılımı ile ilgili şekiller verilmiştir. Betonarme kesit hesaplarında taşıma gücü yöntemi, ahşap kesitlerde ise Brochard tarafından kesit içindeki gerilme yayılımı için verilen bağıntılar kullanılmıştır.

Sonuçlar bölümünde çalışmada elde edilen bazı sonuçlar ve önemli bulgular özetlenmiştir.

S U M M A R Y

EXPERIMENTAL STUDY OF FINITE LENGTH BEAMS ON ELASTIC FOUNDATION

In this work, the behaviour of reinforced concrete and timber beams of finite length, on elastic Winkler foundation has been analyzed. The limit value of singular load acting on the beams at the middle point has been examined. In addition to this, the effect of using different materials' dimensions and the effect of different elastic foundation modulus on the behaviour of beam and on limit load have been examined.

The problem of beams on elastic foundation has been examined firstly by Winkler. In "Winkler" foundation it is assumed that the pressure of foundation is proportional to the deflection and that the foundation has been composed of independent springs.

In engineering applications, there are some important problems which can be handled successfully by means of Winkler hypothesis : the frames of ships, space vehicles grid systems at plates and bridges, continuous foundations in one or two directions, shell of rotation and perpendicular piles under the effect of horizontal load are some examples.

Mathematical solution of problems of beams on elastic foundation is highly tiresome and difficult, but today's widespread use of computers has greatly eliminated this difficulty. Calculation of reinforced concrete beams according to the elastic theory is being the use, of ultimate strength design is increasingly becoming wide spread. This method which takes the actual behaviour of reinforced concrete section into consideration has emerged from the idea of taking as starting point ultimate strength against failure.

In the first chapter, the problem has been introduced the literature related to the subject and hypothesis have been given and the aim of the work has been explained.

In the experimental work related to elastic foundation modulus, hypothesis made in obtaining this modulus have been indicated; examination of the variation of elastic foundation modulus under the effect of foundation surface and depth and various tables have been given.

In the works which examine the behaviour of finite, semifinite and infinite beams the solution of problem has been made under different loading conditions, and related

tables, and curves have been given. Some information has been given especially on the contents of works analyzing the finite beams.

Lastly the works examining the beam on elastic and viscoelastic foundation excluding the Winkler foundation have been referred.

The second chapter has been assigned to the theoretical works related to the subject. Firstly the differential equation of the problem has been obtained. Then, the solution of finite beams loaded in the middle has been obtained to be used in this work.

The characteristic beam length is defined as

$$L = \left| \frac{4EI}{bC} \right|^{1/4} \quad \text{where } EI \text{ is flexural rigidity, } b \text{ is}$$

the width of foundation surface width and C is elastic foundation modulus.

$L = \left| \frac{Eh^3}{3C} \right|^{1/4}$ at constant uniform rectangular cross section of h height. Foundation reactions depending on characteristic length have been give by Hetergi. By making use of relation and the definition of relative stiffness

$$\lambda = \frac{\ell}{L}$$

Loading of beams has been obtained by dimensionless variables. Then, the equations which give shear strength and bending moment have been obtained by integration. Maximum bending moment is at the middle and from here the equation for limit load

$$P = \frac{4M_u}{L} \frac{Sh\lambda + Sin\lambda}{Ch\lambda - Cos\lambda}$$

has been obtained. Then the variation of the value of collapse has been obtained, by means of $Q = C \cdot W$.

The deflection in the middle of the beam is

$$W_{\text{middle}} = \frac{P}{2LC} \frac{Ch\lambda + Cos\lambda + 2}{Sh\lambda + Sin\lambda}$$

The deflection at the end point is

$$W_{\text{endpoint}} = \frac{2P}{LC} \frac{Ch\lambda/2 - Cos\lambda/2}{Sh\lambda + Sin\lambda}$$

When these two equations have been examined.

$$W_{\text{endpoint}} = 0 \quad , \quad W_{\text{middle}} = \frac{PL}{2c}$$

for the values of λ approaching infinity

$$W_{\text{endpoint}} = W_{\text{middle}} = \frac{P}{CL}$$

for the values of λ approaching zero.

Also the beams on elastic foundation are considered as some beam short beam when $\lambda < \pi/4$ medium length beam when $\pi/4 < \lambda < \pi$ and long beam when $\lambda > \pi$.

The materials of the beams used are either reinforced concrete or timber.

The work on distribution of stress, unit elongation, variation of in moment curvature and cracking in reinforced concrete beams have been summarized and the main aspects of the method of ultimate strength have been given for the reinforced concrete beams equivalent rectangular distribution of stress in the compression zone has been adapted. In the calculation of deflection moment of inertia of cracked beam has been used in each step. Unit deformation distribution of stress has been analyzed and investigation of deflection, examination of variation of moment curvature of timber beam cross sections have been realized by making use of the definitions given by Brochard.

In the third chapter, the mechanical features of timber and reinforced concrete beam and rubber wedge used in the experiment, have been determined and information about experimental procedure and measurements has been given.

The properties and grading of the materials such as sand, pebble, gravel and cement used in the production of reinforced concrete beam have been determined. The composition proportions necessary to obtain C 16 concrete has been given. Mechanical features of the equipment used have been determined by the tensile test. In this way, 8 elements of 10 x 20 cm. cross-section and 240 cm. length and 8 elements of 15 x 30 cm. cross-section and 240 cm. length making a total of 16 elements of reinforced concrete have been produced. Compressive strength, elasticity modulus and unit deformation of each type of beam have been established by using 36 cylindrical samples obtained during the production of these beams.

3 elements of 4.6 x 9.4 cross-section 230 cm. length and 3 elements of 9.3 x 9.5 cross-section and 230 cm. length making of total 6 elements have been used as timber beams. The tensile and compressive strength, the elasticity modulus and unit deformation values have been determined by using samples obtained from sections of each beam element.

In the experiments, 35 pieces of rubber wedges of 9 x 9 cm. cross-section and 22 cm. length which are produced in Adapazarı Good Year Rubber Factory have been used as the foundation elements.

The elastic foundation modulus of rubber wedges have been determined by the loading experiment. Loading caps of 5 cm., 10 cm., 15 cm., 20 cm., and 30 cm. have been used. Different foundation modulus have been used for each foundation width, thus obtaining in accordance with the experimental beam widths. In this way, the effect of using different modulus dimensions on elastic foundation modulus has been eliminated.

Finite beam experiments have been made in the bending frame of İ.T.Ü. Building Laboratory by using experimental elements of timber and reinforced concrete beams and rubber wedges. A rigid foundation has been obtained by means of three elements, of profiles. Rubber wedges made of 7-15 elements have been placed on this foundation. The plate has been placed under the concentrated load acting on the beams on this foundation. A concentrated loading at the middle point has been realized by using hydrolic loader. Each loading step has been taken as nearly one eighth of limit load which is found by theoretical solution.

In each loading step ;

1. Measurements of shape changes in the central area have been made using a deformer of 0.0008 mm. sensitivity.
2. Measurements of deflection values have been made using comparators of 0.001 mm. sensitivity.
3. Cracks have been traced with a crack binoculars.

In the fourth section, the results obtained by the experiments have been given together with theoretical results.

Equivalent rectangular distribution of stress in the cross sections of reinforced concrete beams has been assumed, and by making use of balanced equations. Theoretical cracking moment and limit moment values have been found.

Experimental unit deformation and stress distribution diagrams have been drawn by making use of deformation values measured by deformer in the middle section.

Moment values have been obtained by making use of these values and mechanical features of beams. $M-K$ diagrams have been drawn by means of theoretical and experimental moment and curvature values.

Theoretical and experimental $M-K$ diagrams have been drawn by means of elastic, plastic and limit moment values and the corresponding curvature values in timber beams.

From the solution of finite beam loaded singularly from the middle point theoretical deflection values have been obtained by making use of computer and are given together with the curves of experimental values.

The main results of this study can be summarized as follows :

1. The experimental deflection values obtained for the reinforced concrete beams have been obtained are close to the theoretical values given for the middle area. However in the edges, they are different. In the timber beams, values, very close to the theoretical solutions, have been obtained along the full length of the beam.

2. Since the entire surface of the beams on the foundation has been supported, the curvature hasn't reached high values even when the ultimate strength is reached. It can be said that this condition arises from the friction effect of the foundation which hasn't been considered.

3. The character of $M-K$ diagrams also changes according to the ratio of reinforcement ratio of reinforced concrete beams. K values are bigger, for low ratio of reinforcement beams and, K values are smaller for high ratio of reinforcement beams.

4. In the reinforced beams with the longer cross-section values suddenly approach infinity in the middle areas of the beams, whereas in smaller cross-sections this tendency is less pronounced.

5. $M-K$ diagrams in the timber beams which have been obtained theoretically differ from the experimental diagrams. In the diagram which has been drawn according to the experimental results K values increase linearly.

6. In the experiments made with reinforced concrete beams, cracks have been traced and it has been observed that the widening of the crack is less.

7. The load and deflection values which affect the foundation in all areas of the cross-section, have been observed to remain in the elastic area of load deflection curve which has been obtained during the pre-experiments made with rubber wedges.

8. The controls have shown that the fracture of beams does not arise from shear, bending or punching effects.

9. The experimental results are in a better agreement to the theoretical results of timber beams of 9 x 9 cross sections than the 9 x 4 cross-sections.



SEMBOLLER

A_c	Beton alanı
A_s	Donatı alanı
b	Kirişin zemine oturan taban genişliği
C	Zemin yatak katsayısı (N/cm^3)
c	Beton örtüsü
E_c	Beton elastisite modülü (N/mm^2)
E_s	Çelik elastisite modülü (N/mm^2)
f_{ck}	Betonun silindirik basınç dayanımı (N/mm^2)
f_{ctk}	Betonun çekme dayanımı
f_{cr}	Betonun çatlama dayanımı (N/mm^2)
f_{yk}	Donatı çeliğinin akma dayanımı (N/mm^2)
h	Kiriş yüksekliği
I	Atalet momenti
κ, w''	Eğrilik
L	Karakteristik kiriş uzunluğu
l	Açıklık
M, m	Eğilme momenti (kNcm)
P, p	Düşey yük (kN)
Q, q	Zemin tepkileri (N/mm^2)
V, v	Kesme kuvveti
W, w	Zemin çökmesi
X, x	Kiriş noktalarının absisi
θ, θ'	Dönme
t	Çatlak genişliği
ϵ	Birim boy değişimi
ρ	Donatı oranı
σ	Normal gerilme (N/mm^2)
λ	Bağıl rijitlik
τ	Kayma gerilmesi (N/mm^2)

BÖLÜM I - GİRİŞ

1.1. PROBLEMİN TANIMI

Elastik zemine oturan kiriş problemi önce Winkler [1] tarafından incelenmiş ve teoremin esasları verilmiştir. Çeşitli yük etkisi altındaki elastik ve prizmatik bir kirişin, elastik yatak üzerinde bulunduğu ve herhangi bir noktadaki taban basıncının aynı noktadaki çökme ile orantılı olduğu varsayılmıştır. Bu zemin modeli, birbirinden bağımsız, sıkışarak serbestçe hareket edebilen düşey yaylardan oluşan mekanik bir sistem olarak gösterilebilir. Burada komşu yayın taban basıncı dikkate alınmaz. Bu basitleştirilmiş zemin modeli Winkler yarı uzayı olarak bilinir.

Mühendislikte Winkler hipotezine dayanarak iyi sonuçlar veren bazı önemli problemler vardır. Gemi kaburgaları, bina döşemeleri ve köprü tabliyelerinin karakteristik konstrüksiyonu olan ızgara sistemler, bir ve iki doğrultuda sürekli temeller, dönel kabuklar, yatay yük etkisindeki düşey kazıklar ve palplanşlar bunlara bazı örneklerdir. Özellikle dönel sistemlerde Winkler hipotezini doğrulayan bazı önemli hususlar görülmüştür. Bu düşüncelerden hareketle, basitliğine rağmen, Winkler hipotezinin, gerçek temel zemini durumunu, bazı karmaşık bağıntılarla verilen hipotezlere göre, gerçeğe daha yakın bir şekilde ifade ettiği sonucuna varılabilir [2].

Sonsuz, yarı sonsuz ve sonlu uzunlukta kirişlerin davranışını etki çizgileri yardımıyla inceleyen dolaylı çözümler geliştirilmiştir. Ancak bu tür çözümler de zaman alıcı olduğundan geniş bir uygulama alanı bulamamıştır. Son yıllarda bilgisayarların yaygın olarak devreye girmesiyle bu sakıncalar büyük ölçüde giderilmiştir.

1.2. KONU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR

Yatak katsayısının değeri bir çok etkene, özellikle zeminin elastik özelliklerine ve yüklü alanın boyutlarına bağlıdır. Bu faktörlerin etkisi ve uygulamada yatak katsayısının sayısal değerinin ne alınabileceği konusunda bir çok araştırma yapılmıştır. Yatak katsayısı kavramı uygulamalı mekaniğe önce Winkler tarafından getirilmiş ve Zimmermann [3] tarafından bütün uzunlukları boyunca balast üzerine oturan demiryolu traverslerinin hesabı amacıyla kullanılmış ve bu araştırmacılar özel uygulamalarında belli türdeki zeminler için buldukları ve kullandıkları C değerlerini vermişlerdir. Engesser, kiriş genişliği arttıkça yatak katsayısı değerinin azaldığına işaret etmiştir. Hayashi ve Freund, yatak katsayısı değerinin taban basıncına bağlı olacağı düşüncesiyle p taban basıncı arttıkça C yatak katsayısı azalacak şekilde bir kabul yaparak çeşitli problemler çözmüşlerdir. Küçük şekil değiştirmeler için ve $P_{göçme}/2$ dolaylarında gerçek durumla Winkler kabulü arasındaki farklar çok küçük olduğundan, böyle bir hassasiyetin pratik yönden sonuçları etkilemesi yok denecek kadar azdır. Hayashi [4] elastik zemine oturan kirişler konusundaki ayrıntılı çalışmasında C yatak katsayısının yükleme deneyleri sonucunda bulunacağını belirtmiş, fakat yükleme deneyleri sonuçlarının yüklü alanın büyüklüğüne bağlı olduğu gerçeğinden söz etmemiştir. Terzaghi [5] şerit yük etkisindeki esnek radye temeller için yatak katsayısı değerlerini belirleyen bir çalışma yayınlamıştır. Biot [6] tam elastik ortama oturan yüklü kirişler için C yatak katsayısının yalnız kiriş genişliğine değil, bir dereceye kadar kirişin eğilme rijitliğine bağlı olduğunu göstermiş bunun gözönüne alınabilmesini mümkün kılan bağıntılar sunmuştur. Kögler-Scheiding [7] sonsuz yüzey, dairesel ve kare plaklar, sonsuz uzunluklu şerit temeller için çeşitli parametrelere bağlı olarak, yatak katsayısının sayısal değerlerini bulmağa yarayan amprik bağıntılar vermişlerdir. Hetenyi [8] kitabında yatak katsayısının sayısal değerleri hakkında hiç bir bilgi vermemiştir.

Verdeyen [9] uygulamada genellikle yatak katsayısının $C = 0.5 - 12 \text{ kg/cm}^3$ değerlerini aldığını belirtmiştir.

Terzaghi ve Peck [10], yaptıkları deneysel araştırmalar sonucunda aynı p taban basıncı değeri için çökmelerin giriş genişliğine bağlı olarak değişimini gösteren bir bağıntı elde etmişler ve bundan yararlanarak yatak katsayısının giriş genişliği ile değişimini gösteren bir bağıntı vermişlerdir. Terzaghi basit ve çok karşılaşılan yükleme durumlarındaki kohezyonsuz kum ve sert kil için yatak katsayıları değerlerini belirleyen faktörleri incelemiştir. Yatak katsayısı olarak, zeminin elastik özelliklerine ve yüklü alanın boyutlarına bağlı uygun değerler seçmek için kurallar vermiştir. Bu önemli çalışmada yatak katsayılarının sayısal değerlerinin bu kurallara göre seçilmesi durumunda, temellerde hesaplanacak taban basınçları ve kesit zorları sonuçlarına güvenilebileceği belirtilmiş, yatak katsayısı teorilerinin oturma ve yer değiştirme hesabı amacıyla kullanılmaması öğütlenmiştir.

Daha sonra yapılan araştırmalarda, bir noktadaki çökmenin belirlenmesinde bütün noktadaki yüklerin etkisi gözönüne alınmıştır. Bu durumda çökme, bilinmeyen taban basıncına bağlı olarak bir integral formunda belirlenmektedir. Integral ifadenin çekirdek fonksiyonu, elastik ortam olarak varsayılan zemin idealleştirilmesine göre değişmektedir. Çekirdek fonksiyonu çok özel hallerde kapalı bir şekilde bilinmekte genellikle bir integral fonksiyonu olarak ortaya çıkmaktadır. Bu tip çözümlere örnek olarak Ohde [11] ve Kany [12] yöntemleri gösterilebilir. Ohde yönteminde, integral formundaki ifade bir toplam şeklinde varsayılmakta ve burada çekirdek fonksiyonuna ait katsayılarla oturma kalıbı katsayıları ve bunların temel boyunca belirttiği eğriye de oturma kalıbı denilmektedir. Ohde bu katsayıları yarı sonsuz uzay için yapılan Boussinesq çözümünün, Steinbrenner [13] varsayımları altında tabakalı ortama uygulanmasından elde etmiştir. Ayrıca, çözümde temel, elastik mesnetler üzerinde oturan sürekli giriş gibi düşünülerek Clapeyron

denklemleri kullanılmaktadır. Kany yönteminin Ohde yönteminden farkı oturma kalıbı katsayılarının zemin özelliklerine bağlı amprik bir bağıntıdan elde edilmesidir[14].

Krashenninnikova [15,16], rijit taban üzerine oturan, sıkışabilir tabakanın çökmelerini, elastisite teorisinden alarak, temel çözümünü Zemochkin'in rijit çubuk teorisi ve Gorbunov ve Posadov [17]'un çalışmalarından yararlanarak yapmıştır.

Sonlu kirişler hesabı en basit olarak etki çizgileri yardımıyla yapılabilir. Bu amaçla çeşitli yazarlar tarafından ayrıntılı çizelgeler düzenlenmiştir. Bunlardan en gelişmiş olanları Müllersdorf, Mölfer, Keskinel [18], ve Grasshoff [19,20] tarafından yayınlanan çizelgelerdir. Grasshoff [21] diğer bir çalışmada, yatak katsayısı kabulündeki hataları ortadan kaldırabilmek için kiriş üzerine Levington hesap yöntemini uygulayıp değişken yatak katsayısını kullanmıştır. Burada yatak katsayısı üniform yükten oluşan oturma kalıplarının verilmesiyle hesaplanmaktadır. Bu yöntem Grasshoff tarafından daha da geliştirilmiştir.

Durelli ve Parks [22] tarafından, elastik zemin üzerine oturan sonsuz ve sonlu uzunlukta kirişlerin fotoelastik incelemesi yapılmıştır. Kirişler bir ve iki noktadan yüklenererek davranışları incelenmiş, bulunan sonuçlar kuramsal çözümle karşılaştırılmıştır.

Bu çalışmadan sonra Munther [23] aynı durumdaki kirişlerin davranışını sonlu elemanlar yöntemiyle incelenmiş ve sonuçları, fotoelastik çalışmadan elde edilen sonuçlarla birlikte, çizilen eğriler üzerinde verilmiştir. Son zamanlarda bu tür kirişlerin sonlu elemanlar yöntemi ile çözümü Malter [24] tarafından geliştirilmiştir.

Bakioğlu ve Özkan [25] yaptıkları çalışmada temelle - rin çökmeleri ile eğilme momenti arasındaki diferansiyel denklemi, sonlu farklar denklemleri şeklinde yazıp, taban basıncının bu noktalar arasında parabolik değiştiğini varsaymıştır. Bu çalışmada taban basınçları cinsinden ifade edilen moment bağıntılarından yararlanarak, çökmeler ile taban basınçları arasında lineer denklem takımlar elde edilmiştir.

Dodge [26] tarafından yapılan çalışmada, elastik zemin üzerine oturan yarı sonsuz ve sonlu uzunlukta kirişlerin davranışlarıyla ilgili tesir fonksiyonları ve buna ait eğriler verilmiştir. Aynı inceleme ile ilgili tartışmada Donalt [27], bu tür kirişlerin orta noktadan tekil yük ve eğilme momenti etki etmesi durumunu ele almıştır. Her iki yayında da kirişlerin davranışı ile ilgili çizelgeler verilmiştir Iyengar ve Anantharamu [28] tarafından yapılan çalışmada ise elastik zemin üzerine oturan kirişlerin davranışları seriler yardımıyla incelenmiş, buna ait eğriler verilmiştir.

Orta noktadan tekil yüklü kirişlerle ilgili başka bir çalışmayı da Rao ve Anandakrishan [29] başlangıç değerleri yöntemini kullanarak yapmış, bu kirişlerle ilgili çizelge ve eğriler vermişlerdir.

Miranda ve Nair [30] ise sonlu uzunlukta kirişlerin diferansiyel denkleminin özel fonksiyonlarla çözümünü yaparak buna ilişkin sayısal örnekler vermişlerdir.

Tüm bu çalışmalardan ayrı olarak Winkler zemini dışında Pasternak, Vlasov, Filonenko-Borodich, Reissner zemini gibi elastik ve viskoelastik zemin türlerini alarak bunlar üzerindeki kiriş ve plakların davranışı, çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir. Bunlara örnek olarak Kerr [31, 32], Harr [33], Tsai [34], Cheng [35], Johnson [36], Cook [37] 'un yaptığı çalışmalar verilebilir.

Elastik çözümlerin yanısıra, plastik çözümler de yapılmıştır. Hem kirişi hem zemini plastik kabul eden çalışmaların yanısıra Severn [38], zeminin elastik, kirişin ise plastik alındığı çalışmalar da yapılmıştır [39]. Bu son çalışmada, elastik zemine oturan betonarme kiriş, rijit-tam plastik alınarak sonsuz kirişe bir noktada etkiyen düşey yükün limit değeri araştırılmıştır.

Ayrıca betonarme kirişin sabit alınıp pozitif ve negatif limit momentleri farklı alınarak, malzemenin elastik tam plastik davranışa uyduğu öngörülerek göçme yükü ile yer ve şekil değiştirmelerin hesaplandığı bir çalışma yine Özgen [40] tarafından yapılmıştır.

1.3. ÇALIŞMANIN AMAÇ VE KAPSAMI

Elastik zemin üzerine oturan kirişlerin matematik çözümü için bazı özel varsayımların yapılması gerekir. Pek çok mühendislik probleminde karşılaşılan elastik ortamı burada temel zeminleri oluşturmaktadır. Zeminler ise karışık ve belirsiz özelliklere sahip olup yük altında plastik şekil değiştirme de yaptığından matematik çözümün geçerliliğini sınırlamaktadır.

Zeminlerin fiziksel ve mekanik özellikleriyle ilgili çalışmalarda en çok kullanılan hipotez Winkler hipotezidir. Daha önce de belirtildiği gibi bu hipotezinin pek çok mühendislik probleminde gerçeğe yakın sonuçlar verdiği bilinmektedir. Winkler zemininin en belirgin özelliklerinden biri, zeminin sıkça yerleştirilmiş ve birbirinden bağımsız yaylardan oluştuğu varsayımıdır.

Deneyssel ağırlıklı bu çalışmada elastik zemin ortamı, birbirinden bağımsız lastik takozların, belirli aralıklarla dizilmesinden elde edilmiştir. Yapılan ön deneylerle lastik takozların oluşturduğu elastik düzenin yatak katsayısı saptanmıştır. Bu çalışmanın kapsamına giren yükler altında, lastik takozlar birbirinden bağımsız çökmekte ve çökmeler elastik bölgede kalmaktadır.

Yapılan çalışmada çeşitli boyut ve donatıda 14 adet betonarme ve çeşitli boyutlarda 6 adet ahşap kiriş kullanılmıştır. Bu kirişlerin mekanik özellikleri, yapılan ön deneylerle saptanmış olup, kuramsal ve deneysel sonuçların irdelenmesinde bu değerler kullanılmıştır.

Kiriş için seçilen M-K eğrilerinin yanı sıra, malzemenin plastik mafsallık hipotezine uyduğu varsayılmaktadır. Çubuk sistemlerde çok kullanılan bu varsayım uyarınca, etkiyen yük altında oluşan moment, kesitin taşıyabileceği limit moment değerinin altında kaldıkça elastik davranış söz konusu olmakta, limit momente ulaşıldığında kesit kirişin sınırlı bir bölgesine sıkışan plastik mafsala dönüşmektedir.

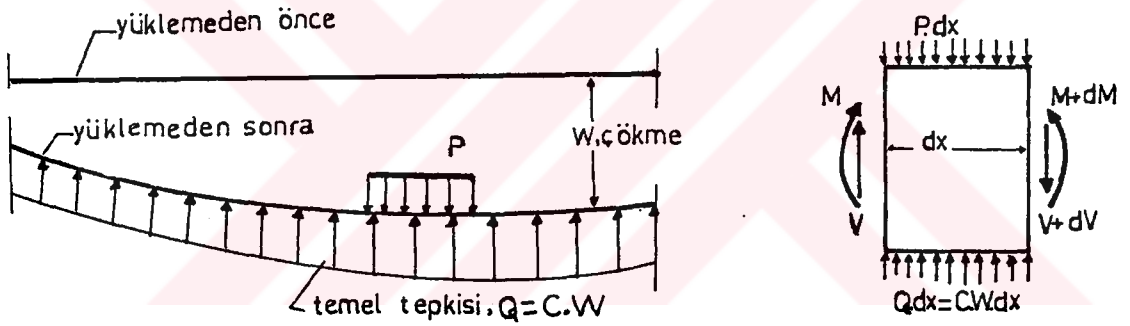
Bu çalışmada elastik zemin üzerine oturan, sonlu uzunlukta betonarme ve ahşap kirişlerin davranışı kuramsal ve deneysel olarak incelenmiş, orta noktadan etki eden tekil yükün limit değeri araştırılmıştır. Ayrıca kirişin davranışına ve limit yüke, farklı malzemenin ve farklı boyutların etkisi incelenmiştir. Bunun yanında zemini oluşturan elemanları uygun şekilde yerleştirerek farklı yatak katsayıları elde edilmiş, bunun kirişin davranışı ile limit yüke etkisi araştırılmıştır. Bunlarla ilgili irdeleme, kuramsal ve deneysel sonuçlarla birlikte çalışmanın sonunda verilmiştir.

BÖLÖM 2 - KURAMSAL ÇALIŞMA

2.1. ELASTİK ZEMİNE OTURAN KİRİŞİN ESAS DENKLEMLERİ

2.1.1. Problemin Diferansiyel Denklemi

Elastik zemine oturan ve kesiti sabit olan kirişin, eğilme rijitliği EI , zemindeki taban genişliği b , zemin özelliğine bağlı olarak yatak katsayısı C ile gösterilmektedir (Şekil 2.1).



Şekil 2.1. Elastik Zemine Oturan Kiriş Davranışı.

Zeminin elastik ve Winkler hipotezine uyduğu kabul edildiğine göre, kirişin altında oluşan Q tepkisi, W çökme-leriyle orantılı olmaktadır :

$$Q = CW \quad (2.1)$$

Diğer taraftan kirişin elastik eğrisinin diferansiyel denklemi,

$$EI \frac{d^2 W}{dx^2} = -M \quad , \quad \frac{d^2 M}{dx^2} = Q \quad (2.2)$$

şeklindedir. Bu iki bağıntı birleştirilirse, elastik eğri için

$$EI \frac{d^4 W}{dx^4} + CW = 0 \quad (2.3)$$

diferansiyel denklemi elde edilir. Yükleme durumu ve sınır şartları belli olduğunda bu denklem çözülerek elastik eğri bulunur ve

$$M = -EI \frac{d^2 W}{dx^2} \quad , \quad V = EI \frac{d^3 W}{dx^3} \quad (2.4)$$

bağıntılarıyla da kesit zorları hesaplanır. Burada M ve V kirişin kesitlerinde oluşan eğilme momenti ve kesme kuvvetini göstermektedir.

2.1.2. Ortasından Yüklü Sonlu Kiriş

Sonlu uzunlukta bir kirişin ortasından etkiyen P düşey yükü altında oluşan çökme ve zemin tepkileri;

$$L = \left| \frac{4EI}{bC} \right|^{1/4} \quad (2.5a)$$

h yüksekliği sabit üniform dikdörtgen kesitte

$$L = \left| \frac{Eh^3}{3C} \right|^{1/4} \quad (2.5b)$$

olarak tanımlanan karakteristik kiriş uzunluğuna bağlı olarak ;

$$W = \frac{P}{2CL} \frac{1}{\text{Sh}(\ell/L) + \text{Sin}(\ell/L)} \left| \begin{aligned} &\text{Cos}(\ell/L - X/L) \text{Ch}(X/L) + \\ &+ \text{Cos}(X/L) \text{Ch}(\ell/L - X/L) - \text{Sh}(X/L) \text{Sin}(\ell/L - X/L) + \\ &+ \text{Sin}(X/L) \text{Sh}(\ell/L - X/L) + 2\text{Ch}(X/L) \text{Cos}(X/L) \end{aligned} \right|$$

$$-\ell/2 \leq x \leq \ell/2 \quad (2.6)$$

olup, bağıntı (2.1) ile zemin gerilmeleri,

$$Q = \frac{P}{2L} \frac{1}{\text{Sh}(\ell/L) + \text{Sin}(\ell/L)} \left| \begin{aligned} &\text{Cos}(\ell/L - X/L) \text{Ch}(X/L) + \text{Cos}(X/L) \\ &\text{Ch}(\ell/L - X/L) - \text{Sh}(X/L) \text{Sin}(\ell/L - X/L) + \text{Sin}(X/L) \text{Sh}(\ell/L - X/L) + \\ &+ 2\text{Ch}(X/L) \text{Cos}(X/L) \end{aligned} \right| \quad -\ell/2 \leq x \leq \ell/2 \quad (2.7)$$

şeklinde olur Hetenyi [8]. Bu gerilme yayılımı etkisinde, özellikleri belli olan kirişte P yükünün limit değeri araştırılacaktır. Bunun için alt sınır teoremi uyarınca denge denklemlerini sağlayan ve akma koşulunu bozmayan gerilme alanının(burada moment diyagramının) bulunması gerekmektedir[41].

2.1.3. Kirişin Elastoplastik Çözümü

Kirişe etkiyen P yükü sıfırdan başlayarak yavaş yavaş artırılırsa kiriş kesitlerindeki momentler de sürekli artar. P yükü, P_e gibi bir değere ulaştığında kirişte plastik mafsall oluşur, bu noktada moment limit değere ulaşır.

Kirişin donatı durumuna bağlı olmakla birlikte ilk mafsallın tekil kuvvetin altında oluşması beklenir. Bu süreç içinde tümüyle elastik bölgede kalındığından kirişin davranışı ve zemin tepkileri, tekil kuvvet altında, elastik zemine oturan bir kirişinkidir.

Plastik mafsall oluşmasından sonra sistem mekanizma durumuna ulaşır ve göçer, bunun için göçme yükünün bulunması, P_e değerinin bulunması demektir.

Plastisitede boyutsuz değişkenler kullanarak hesap - larda büyük kolaylık sağlanmaktadır. Burada da bu yapıla - caktır.

$$p = \frac{PL}{Mu} , \quad v = \frac{VL}{Mu} , \quad m = \frac{M}{Mu} , \quad q = \frac{QL^2}{Mu}$$

$$x = \frac{X}{L} , \quad \lambda = \frac{\ell}{L} , \quad K = \frac{K}{L} , \quad w = \frac{CL^2}{Mu} W \quad (2.8)$$

Bu boyutsuz değişkenlere göre (2.7) bağıntısı ile ve - rilen kiriş yüklemesi

$$q = \frac{P}{2} \frac{1}{Sh\lambda + Sin\lambda} \left| Chx\cos(\lambda-x) + \cos x Ch(\lambda-x) + \right.$$

$$\left. - Shx\sin(\lambda-x) + \sin x Sh(\lambda-x) + 2Chx\cos x \right|$$

$$-1/2 \leq x \leq 1/2 \quad (2.9)$$

şeklini alır. Diğer taraftan

$$dV/dx = -q$$

olup (2.9) bağıntısının integrasyonu ile kirişte oluşan kes - me kuvvetleri,

$$v = \frac{P}{2} \frac{1}{Sh\lambda + Sin\lambda} \left\{ Chx \left| \sin x - \sin(\lambda-x) \right| + \right.$$

$$\left. + \cos x \left| Shx - Sh(\lambda-x) \right| \right\} \quad 1/2 \leq x \leq 1/2 \quad (2.10)$$

elde edilir.

Bu kere $dm/dx = v$ olduğundan, (2.10) bağıntısının in - tegrasyonu ile moment diyagramı elde edilir.

$$m = \frac{P}{4} \frac{1}{Sh\lambda + Sin\lambda} \left\{ Sh\lambda \left| \sin x - \sin(\lambda-x) \right| + \right.$$

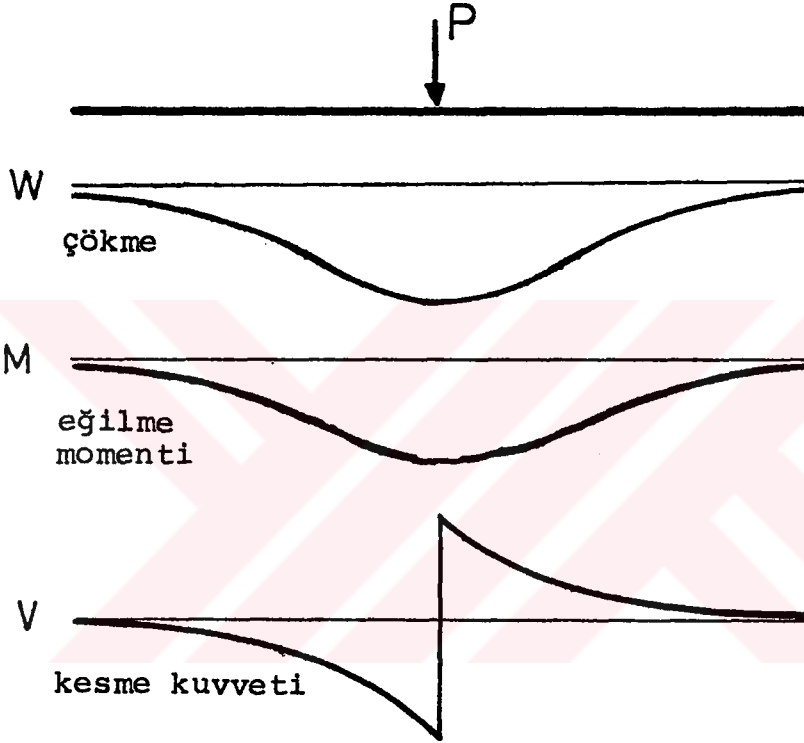
$$\left. - Chx \left| \cos x + \cos(\lambda-x) \right| + \sin x \left| Sh\lambda - Sh(\lambda-x) \right| \right.$$

$$\left. + \cos x \left| Chx + Ch(\lambda-x) \right| \right\} \quad -1/2 \leq x \leq 1/2 \quad (2.11)$$

Yukarıda verilen moment diyagramı maximum değerini $x=0$ 'da almaktadır (Şekil 2.2). 2.11 bağıntısından yararlanarak orta noktadaki eğilme momenti için ;

$$M = \frac{PL}{4} \frac{\text{Ch}\lambda - \text{Cos}\lambda}{\text{Sh}\lambda + \text{Sin}\lambda} \quad (2.12)$$

elde edilir. Böylece limit yük için,



Şekil 2.2. Ortasından Tekil Yüklü Kirişin Davranışı.

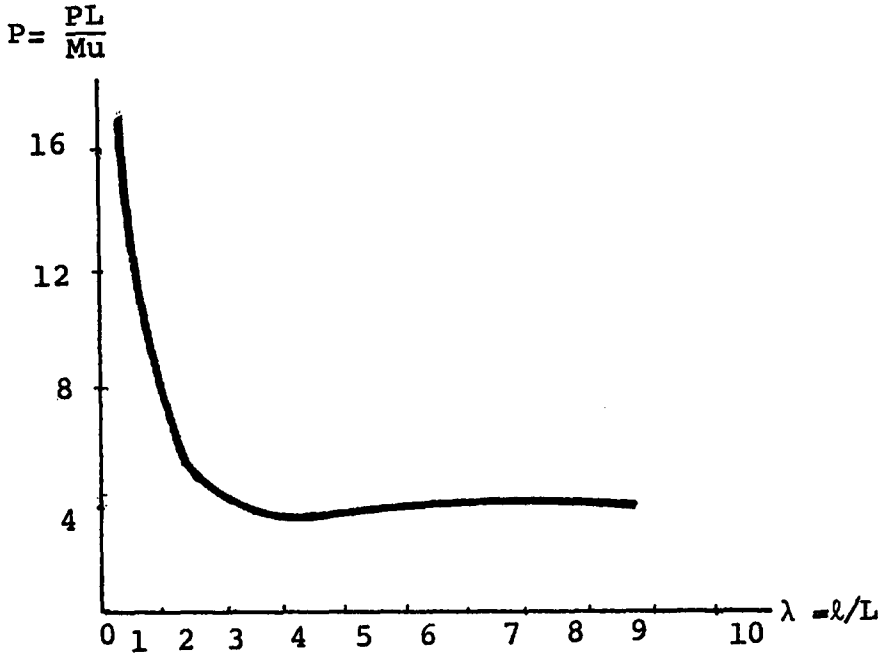
$$p = 4 \frac{\text{Sh}\lambda + \text{Sin}\lambda}{\text{Ch}\lambda - \text{Cos}\lambda} \quad (2.13)$$

bağıntısı elde edilir. Bu bağıntıda yukarıda verilen boyutsuz değişkenler yazılırsa, ortasından tekil yüklü kirişin limit yükü,

$$P = \frac{4Mu}{L} \frac{\text{Sh}(\ell/L) + \text{Sin}(\ell/L)}{\text{Ch}(\ell/L) - \text{Cos}(\ell/L)} \quad (2.14)$$

olarak bulunur. (2.12) bağıntısında verilen limit yükün λ

ile değişimi Şekil 2.3 de görülmektedir.



Şekil 2.3. Limit Yükün λ ile Değişimi.

2.2. YER VE ŞEKİL DEĞİŞTİRMELER

2.2.1. Çökmeler

Göçme yükü hesabında tek başına limit yükün bulunması yetmez. Bunun yanısıra yer ve şekil değiştirmelerin de hesaba katılması ve değerlendirilmesi gerekir [42].

İncelenmekte olan kiriş probleminde esas yerdeğiştirme düşey doğrultudaki çökmelerdir. Yüklemenin başlangıcında elastik bölgedeki yerdeğiştirmeler (2.5) bağıntısıyla bellidir. Burada boyutsuz büyüklükler kullanılırsa çökme bağıntısı

$$w = \frac{p}{2} \frac{1}{\text{Sh}\lambda + \text{Sin}\lambda} \left[\text{Cos}(\lambda - x) \text{Ch}x + \text{Cos}x(\lambda - x) + \right. \\ \left. - \text{Sh}x \text{Sin}(\lambda - x) + \text{Sin}x \text{Sh}(\lambda - x) + 2 \text{Ch}x \text{Cos}x \right]$$

$$-1/2 \leq x \leq 1/2 \quad (2.15)$$

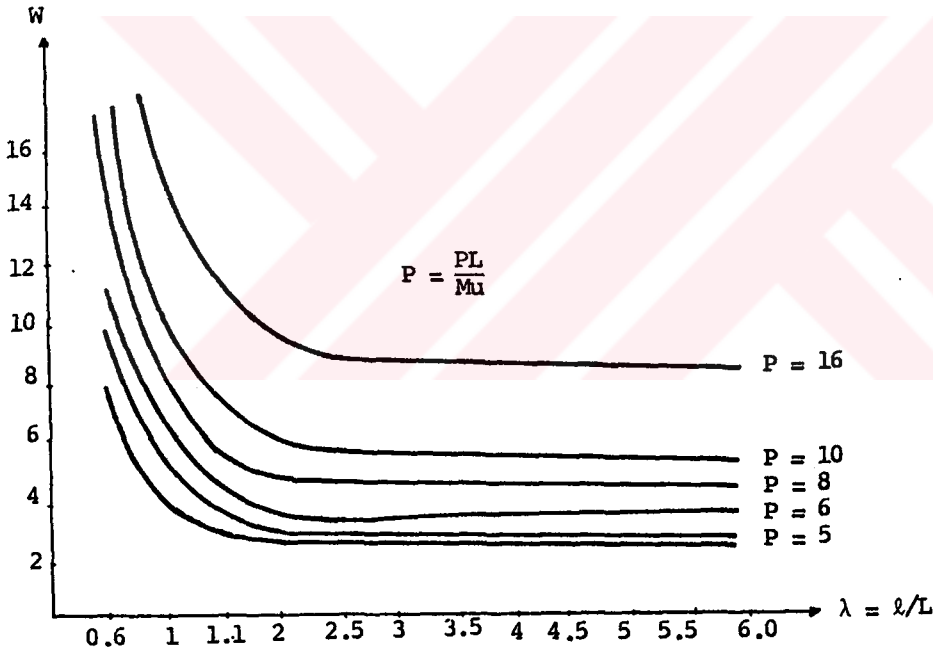
şeklini alır. Buna göre kiriş orta noktasındaki çökme,

$$W_{\text{orta}} = \frac{P}{2LC} \frac{\text{Ch}\lambda + \text{Cos}\lambda + 2}{\text{Sh}\lambda + \text{Sin}\lambda} \quad (2.16)$$

olup, uç noktadaki çökme ise

$$W_{\text{uç}} = \frac{2P}{LC} \frac{\text{Ch}(\lambda/2) \text{Cos}(\lambda/2)}{\text{Sin}\lambda + \text{Sin}\lambda} \quad (2.17)$$

şeklindedir. Çökmenin orta noktada λ ile değişimi incelenecek olursa λ 'nin artan değerleri için çökmenin ani olarak azaldığı görülür (Şekil 2.4). Çökmenin küçük değerleri için kiriş rijittir ve rijit cisim gibi hareket eder.



Şekil 2.4. $\lambda - W_{\text{orta}}$ Değişimi.

λ 'nin sonsuz değerleri için uç çökmeleri,

$$W_{\text{uç}} = 0$$

olup, orta noktadaki çökme ise

$$W_{\text{orta}} = \frac{PL}{2C} \quad (2.18)$$

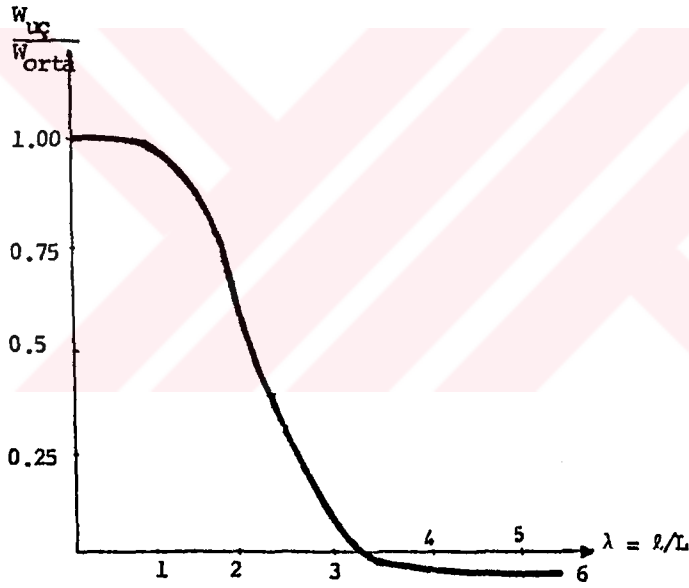
olur. Ayrıca diğer sınır durumu λ 'nin sıfır olmasında ise orta noktadaki çökme ile uç noktadaki çökme aynı olup

$$W_{uç} = W_{orta} = \frac{P}{CL} \quad (2.19)$$

şeklindedir. Bu sınırlar arasında sonlu uzunlukta kirişler için

$$\frac{W_{uç}}{W_{orta}} = \frac{4 \operatorname{Ch}(\lambda/2) \operatorname{Cos}(\lambda/2)}{\operatorname{Ch}\lambda + \operatorname{Cos}\lambda + 2} \quad (2.20)$$

bağıntısı yazılabilir. Bu bağıntıda $W_{uç}/W_{orta}$ 'nın λ ile değişimi Şekil 2.5'de görülmektedir.



Şekil 2.5. $W_{uç}/W_{orta}$ 'nın λ ile değişimi.

Orta noktasından P tekil yükü etkileyen sonlu kiriş - ler;

$$\lambda < \frac{\pi}{4} \text{ ise ;}$$

kısa kiriş olarak adlandırılır ve pratik olarak eğilmezler. Eğer ;

$$\frac{\pi}{4} < \lambda < \pi$$

ise orta uzunlukta kiriş olarak adlandırılır ve ara çökme değerleri alır. Son olarak ;

$$\lambda > \pi$$

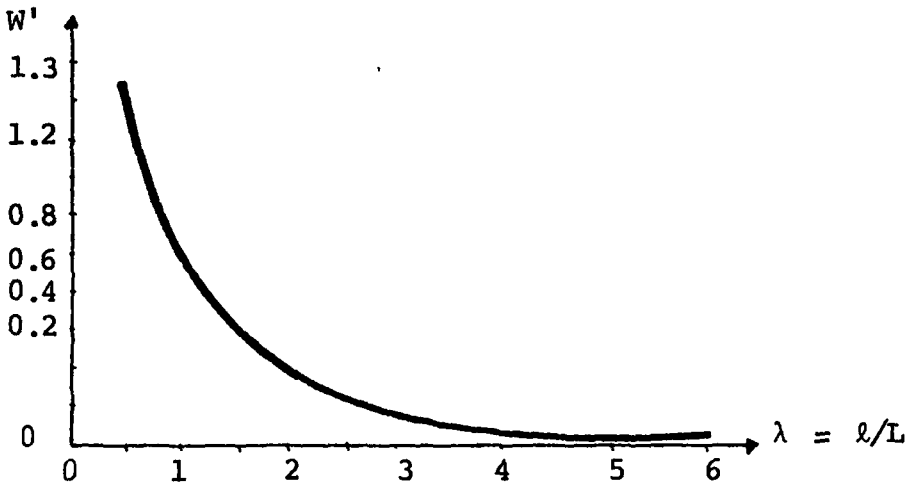
ise uzun kiriş kabulü yapılabilir. Kirişin uzun kiriş sayıldığı bu durumda, sonsuz uzunlukta kiriş çözümü de uygulanabilir.

2.2.2. Dönmeler

Ele alınan sistemin yer ve şekil değiştirmeleri incelenirken dönmelerin de hesaba katılması gerekmektedir. Yükleme başlangıcında elastik bölgede kesitlerin dönmesi 2.15 bağıntısı yardımıyla ;

$$\theta = W' = - \frac{P}{L} \frac{1}{\text{Sh}\lambda + \text{Sin}\lambda} \{ \text{Sh}x | \text{Cos}x - \text{Cos}(\lambda-x) | + \\ - \text{Sin}x | \text{Ch}x - \text{Ch}(\lambda-x) | \} \quad -1/2 \leq x \leq 1/2 \quad (2.21)$$

bulunur. Dönmenin orta noktada λ ile değişimi Şekil 2.6 da görülmektedir.



Şekil 2.6. Dönmenin $\lambda = l/L$ ile Değişimi.

Elastik zemine oturan sonlu kirişin elastik eğrisinin değişimi 2.15 bağıntısı ile verilmiştir. Bu bağıntıdan yararlanarak eğrilik için

$$\begin{aligned} \kappa = w'' = & -\frac{P}{4} \frac{1}{\text{Sh}\lambda + \text{Sin}\lambda} \{ \text{Sh}\lambda | \text{Sin}x - \text{Sin}(\lambda-x) | + \\ & - \text{Ch}x(\text{Cos}x + \text{Cos}(\lambda-x) | + \text{Sin}x | \text{Sh}x - \text{Sh}(\lambda-x) | + \\ & + \text{Cos}x(\text{Ch}x + \text{Ch}(\lambda-x) | \} \quad -1/2 \leq x \leq 1/2 \quad (2.23) \end{aligned}$$

2.3. KESİT TESİRİ - ŞEKİL DEĞİŞTİRME BAĞINTILARI

Düzlem çubuk sistemlerde kesit tesirleri ile şekil değiştirmeler arasındaki bağıntılar, genel olarak

$$\begin{aligned} \kappa &= \frac{d\psi}{dS} = F_1(M, N, V) - \alpha_t \frac{\Delta t}{d} \\ \frac{dU}{dS} &= F_2(M, N, V) - \alpha_t t \\ \frac{dv}{dS} &= F_3(M, N, V) \end{aligned} \quad (2.24)$$

şeklinde yazılabilir [43]. Burada M, N, V kesit tesirlerini, t ve Δt kesite etkiyen uniform ve farklı sıcaklık değişmelerini göstermektedir.

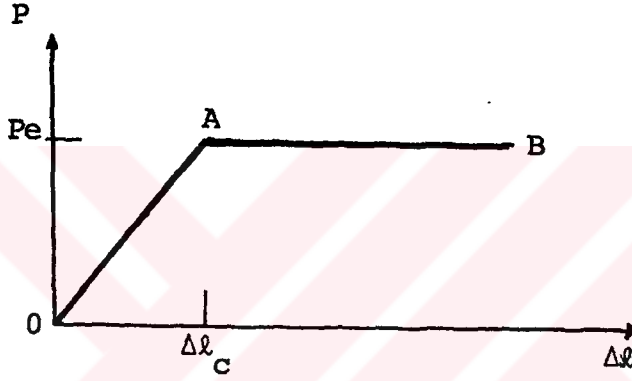
(2.24) bağıntısı ile elastik malzemeden yapılmış sistemlerde bir adımda neticeye gidildiği halde, elastik olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde birden fazla şekil değiştirme durumu sözkonusudur. Bu nedenle bu tür malzemelerde şekil değiştirmeler her adımda ayrı ayrı bilinmelidir.

Kesit tesirinin belirli bir sınır değerinde kesitin taşıma gücü sona erer. Bu duruma karşı gelen kesit tesirlerine de kesitin taşıma gücü adı verilir.

2.3.1. İdeal Elastoplastik Malzemedan Yapılmış Dikdörtgen Kesitler

Yapı sistemlerinde kullanılan malzemelerin gerçek şekil değiştirme türleri bilinmektedir. Ancak hesaplarda çok kere bazı idealleştirmeler yaparak ideal malzemelerin tanımlanması gerekmektedir.

Yükleme eğrisinin Şekil 2.8 de görüldüğü gibi iki doğru parçasından meydana geldiği ideal malzemeler, ideal elastoplastik malzeme olarak adlandırılır.



Şekil 2.8. İdeal Elastoplastik Malzemedeki $p-\Delta l$ Değişimi.

Şekil 2.9 da görüldüğü gibi diyagram

$$\begin{array}{llll}
 \text{OA} & 0 < \varepsilon < \varepsilon_e & \text{için} & \sigma = E\varepsilon \\
 \text{AB} & \varepsilon_e < \varepsilon < \infty & \text{için} & \sigma = \sigma_e
 \end{array} \quad (2.25)$$

olmak üzere iki bölgeden meydana gelir.

İdeal elastoplastik malzemedan yapılmış dikdörtgen kesitte eğilme momentinden meydana gelen $\sigma - \varepsilon$ yayılışları Şekil 2.9 da görülmektedir.

Eğilme momenti sıfırdan başlayarak artıp belirli bir değere ulaşıncaya kadar kenar liflerdeki gerilmeler, akma gerilmesinden küçüktür. Dolayısıyla kesitin şekil değiştirmesi

lineer elastiktir. Bu bölgede eğrilik ve eğilme momentleri ;

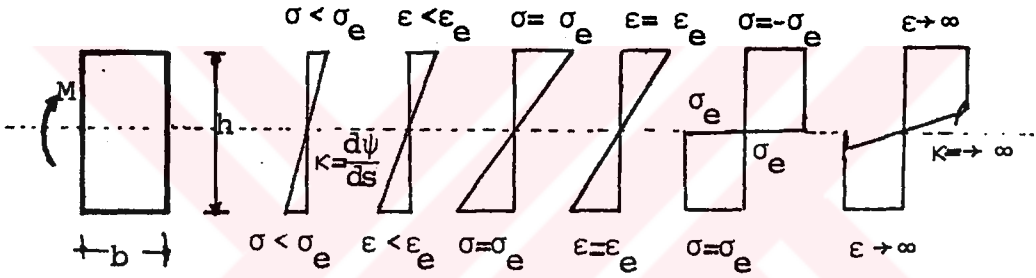
$$\kappa = \frac{d\psi}{ds} = \frac{M}{EI} \quad (M < M_e)$$

$$M_e = \sigma_e \frac{bh^2}{6} \quad (2.25a)$$

olup eğilme momentinin M_e den büyük değerleri için

$$\kappa = \frac{M_e}{EI} \frac{1}{\sqrt{3-2 M/M_e}} : (M_e < M < 3/2 M_e) \quad (2.25b)$$

şeklindedir.



Şekil 2.9. Dikdörtgen Kesitte σ ve ϵ Yayılışları.

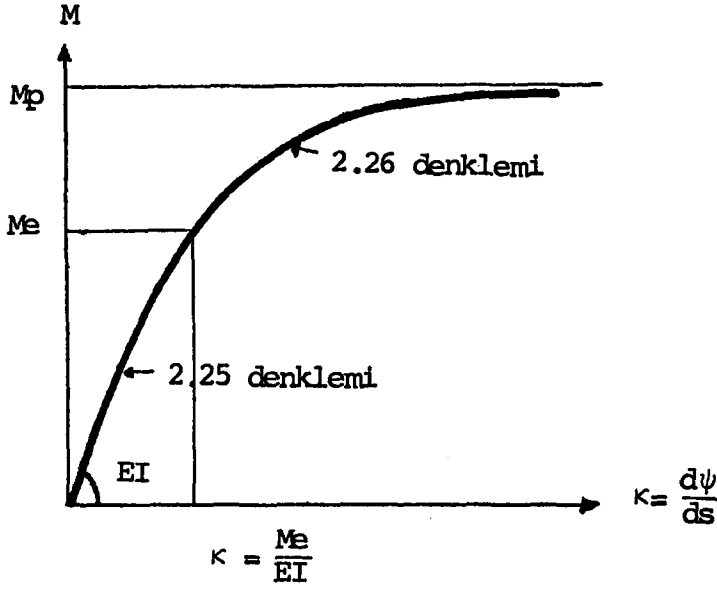
Sınır değere erişince $\kappa \rightarrow \infty$ olur ve kesitin taşıma kapasitesi sona erer. Bu kere ;

$$\frac{3}{2} M_e = M_p$$

dönüşümü yapılarak ;

$$\kappa = \frac{3}{3\sqrt{3}} \frac{M_p}{EI} \frac{1}{\sqrt{1 - M/M_p}} \quad \left(\frac{2}{3} M_p < M < M_p \right) \quad (2.25c)$$

elde edilir (Şekil 2.10).



Şekil 2.10. Dikdörtgen Kesitte M-K Eyrisi.

2.3.2. Betonarme Çubuklar

Betonarmeyi meydana getiren malzemelerden çelik için gerilme deformasyon eğrisinin belirlenmesi oldukça kolay olmasına karşın beton için aynı şey söylenemez. Betonun gerilme deformasyon ilişkisini bir çok değişken etkilediğinden tek ve kesin bir eğri önermek zordur. Betonun çekme dayanımı çok düşük olduğundan bu dayanımın ihmal edilmesi de önemli bir hata getirmez.

Betonarme elemanların basınç bölgesindeki gerilme dağılımının, aksenal basınç altında denenen numunelerden elde edilen $\sigma-\epsilon$ eğrisine benzediğini varsaymak, doğru bir yaklaşım olur. Yapılan çok sayıda deney, bu varsayımın doğruluğunu kanıtlamıştır [44].

Yapılan incelemede çelik ve beton için kabul edilen gerilme şekil değiştirme diyagramları Şekil 2.11'de görülmektedir.

Eğilme momenti etkisindeki betonarme çubuklarda moment eğrilik bağıntısı, iki denge ve yeterli sayıda

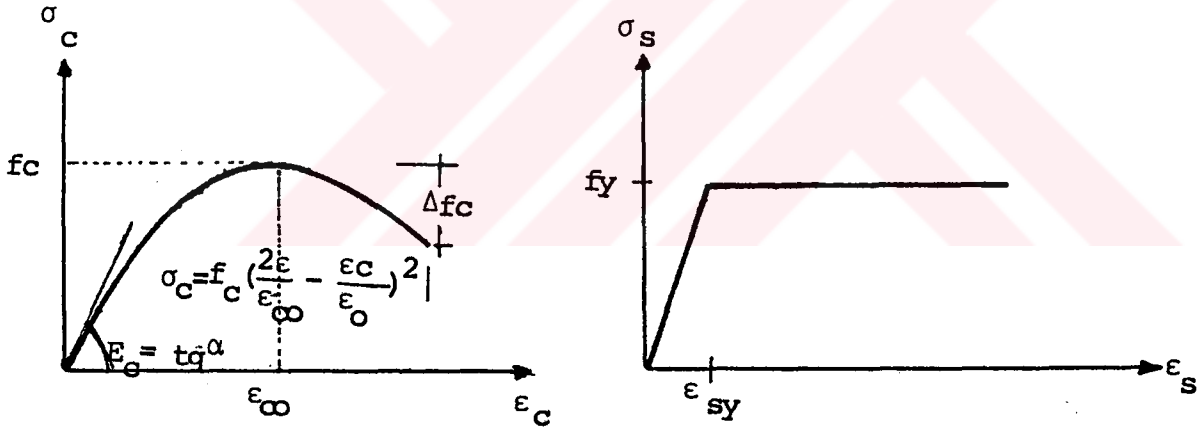
uygunluk denkleminde hesaplanır. Bu tür elemanlarda M- ϵ diyagramı üç ayrı bölgeden oluşmaktadır (Şekil 2.13)

1.Bölge :

Başlangıç noktasından, kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme, betonun çekme mukavemetine eşit olunca betonda çatlama başlar. Çatlama momenti bulunurken, beton kesitinin homojen olduğu, şekil değiştirdikten sonra düzlem kaldığı kabul edilmekte ve betonun $\sigma_c - \epsilon_c$ eğrisi elastik alınmaktadır (Şekil 2.12), buna göre çatlama momenti

$$M_{cr} = 2 f_{ctk} \frac{I_c}{Y} \quad (2.26)$$

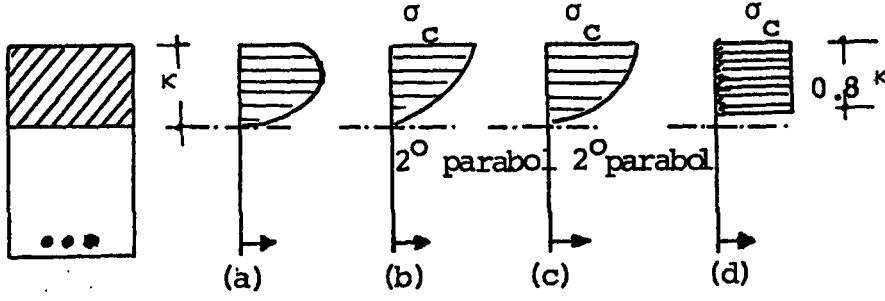
bağıntısı ile bulunur Ersoy [45].



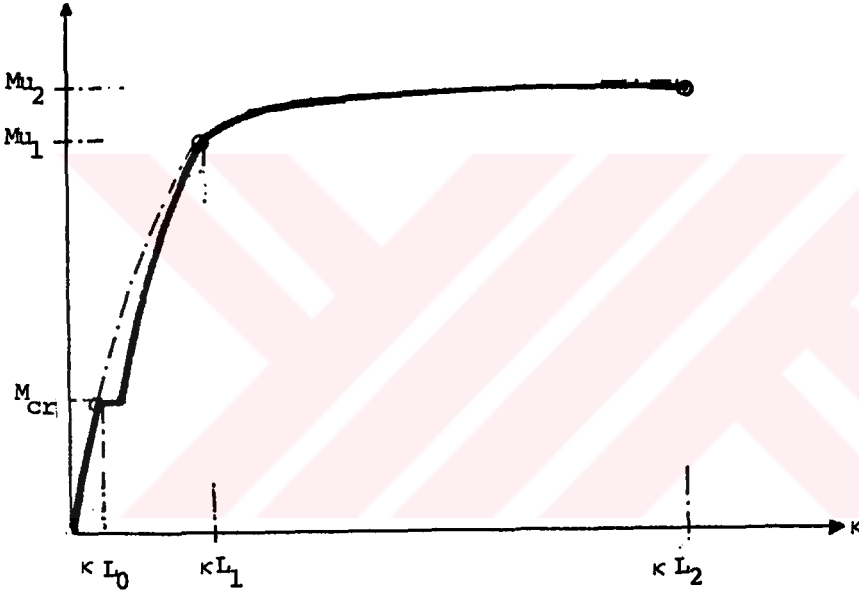
Şekil 2.11. Beton ve Çelikte Kabul Edilen σ - ϵ Eğrileri.

2.Bölge :

Çekme donatısında veya betonun dış basınç lifinde plastik şekil değiştirmelerin başlamasına karşı gelir. Plastik şekil değiştirmelerin betonda $\epsilon = 0.0035$ değerinde, çelikte ise akma sınırında başladığı kabul edilmektedir. Bu bölgede betonun çekme mukavemeti dikkate alınmaz. Ayrıca kesitlerin düzlem kaldığı ve beton için verilen σ - ϵ bağıntısının geçerli olduğu kabul edilir.



Şekil 2.12. Betonarme Kesitte Gerilme ve Şekil Değişirme.



Şekil 2.13. Betonarme Kesitte M- κ Değişimi.

3.Bölge :

Eğilme momenti artarak kesitin taşıma gücü adı verilen plastik moment değerine eşit olunca beton, basınç bölgesinde ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar.

Beton basınç dağılımı için, deneysel olarak geçerliliği kanıtlanmış herhangi bir eğri kullanılabilir. Denge denklemlerinde, yalnız alanla ağırlık merkezine gerek du - yulduğundan, bu eğrinin şeklinin önemi yoktur. Taşıma gücü gelişme sürecinde gerilme dağılımı için çok değişik eğriler

kullanılmışsa da bugün en yaygın kullanılan CEB' in paralel dikdörtgeni ve ACI'nın dikdörtgenidir. Bilindiği gibi ACI'nın dağılımı TS500'de, CEB'in dağılımı ise DIN1045'de benimsenmiştir. Yapılan araştırmalar bu iki dağılım arasındaki farkın konu edilmeyecek kadar az olduğunu göstermiştir. İncelenen problemde ACI ve TS500 tarafından benimsenen dikdörtgen dağılım kullanılmıştır (Şekil 2.12).

2.3.3. Ahşap Çubuklar

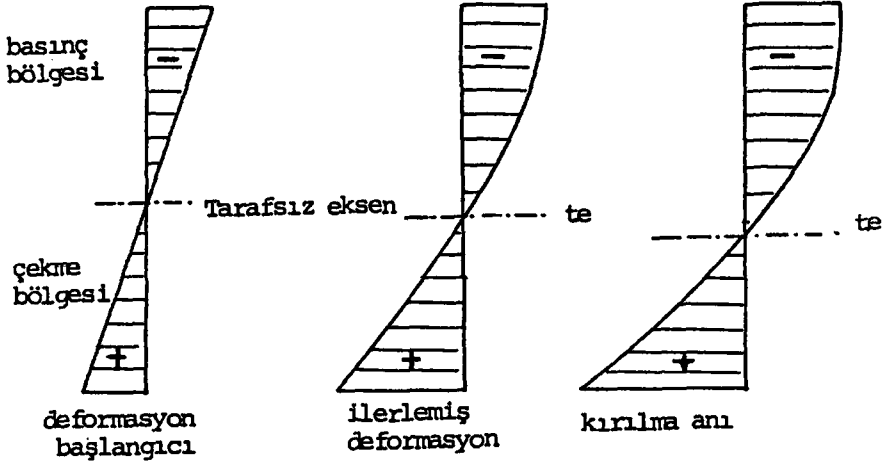
Gerilmenin yarısını aşmayan yükler altında ahşabın eğilmedeki şekil değiştirmeleri basınç ve çekme bölgesinde aynı kanunlara uymaktadır. Bu esnada elastisite modülü 9000 ile 18000 N/mm² arasında değişmekte ve klasik mukavemet bağıntıları ahşaba uygulanmaktadır. Buna göre en dış lifteki gerilmeler dikdörtgen kesit için ;

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (2.27a)$$

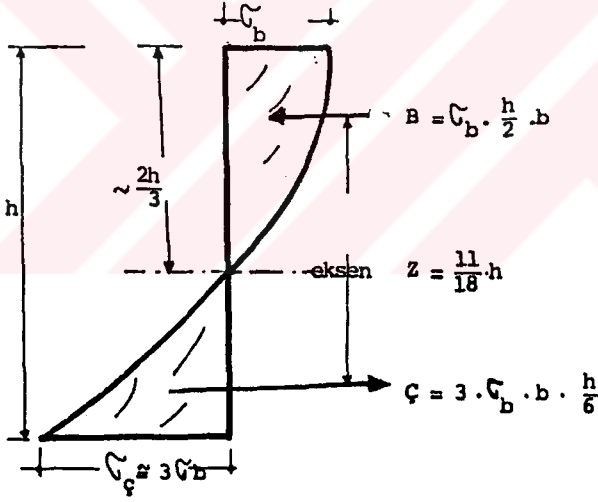
bağıntısıyla hesaplanır. Bu bağıntı elastik bölge için geçerlidir. Yükler artırılıp elastiklik sınırına ulaştığında malzemenin basınçtaki ve çekmedeki elastisite modülleri birbirine eşit olmakla birlikte basınçtaki orantılık sınırı çekmedeki orantılık sınırından 4-5 defa daha küçük olduğundan, kesitin basınç etkisindeki yüzeylerin dış liflerinde bu sınıra daha çabuk ulaşılır. Bu nedenle o bölgede önemli bir takım şekil değiştirmeler olmaya başlar. Bu sırada tarafsız eksen çekmeye çalışan bölgeye doğru kayar (Şekil 2.14).

Kesitin taşıma gücüne ulaştığı andaki gerilme yayılımının Şekil 2.15'deki eğriye uyduğu kabul edilir [46].

Görüldüğü gibi çekme bölgesinde gerilme yayılımı, başlangıçtan kırılma anına kadar doğrusal devam etmektedir. Basınç bölgesinde ise başlangıçta doğrusal, yükleme arttıkça gerilme artışının az olduğu ve hemen hemen sabit kaldığı görülür.



Şekil 2.14. Basit Eğilmede Gerilme Yayılımı.



Şekil 2.15. Ahşap Kirişlerde İç Kuvvetler.

Kesitin taşıma gücü Şekil 2.15 yardımıyla

$$M_u = \sigma_b \frac{11}{36} b h^2 \quad (2.27b)$$

bulunur.

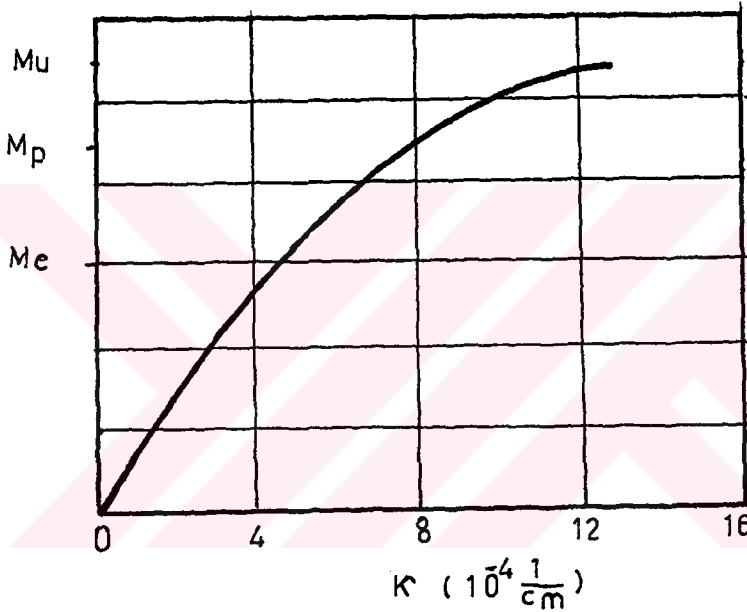
Aynı kesitin elastik bölgedeki momenti

$$M_e = \sigma_b \frac{6}{36} b h^2 \quad (2.28)$$

olup, kesitin ideal elasto plastik kabul edilmesi durumunda ise bu moment,

$$M_p = \sigma_b \frac{9}{36} b h^2 \quad (2.27c)$$

olarak hesaplanır. Bu değerler yardımıyla ahşap kesit için çizilen moment-eğrilik diyagramı Şekil 2.16 da görülmektedir.



Şekil 2.16. Ahşap Kesit İçin Tipik Moment Eğrilik Değişimi.

2.4. DEFORMASYON VE ÇATLAK SINIRLANDIRILMASI

Bilindiği gibi yapı elemanlarının, yapıya etkiyen yükleri yıkılma ve kırılma göstermeden taşıması en önemli koşuldur. Ancak yapının fonksiyonel olabilmesi için yalnızca mukavemeti yeterli değildir. Kullanılış amacına göre yapıyı oluşturan betonarme elemanların çatlak ve deformasyonlarının belirli sınırlar içinde kalması istenir. Bu, iki açıdan gereklidir :

- a) Taşıyıcı elemanın estetiği,
- b) Elemanın bulunduğu ortamda oksijen ve nemin donatıya ulaşip onun korozyonuna yol açmaması,

Çatlak ve deformasyonda sınır değerler aşıldığında ise kesit boyutlarının büyütülmesi gerekir.

2.4.1. Deformasyon Hesabı

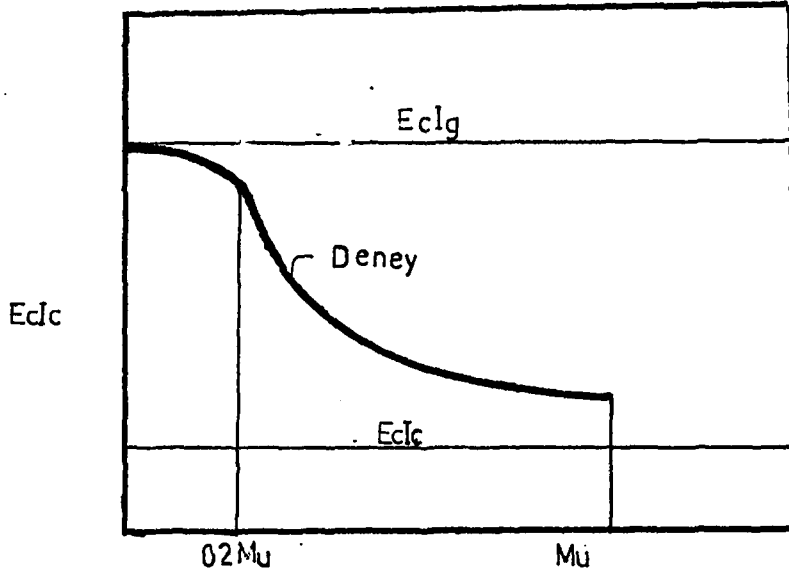
Yapılan incelemede kullanılan ahşap elemanlar ideal elastoplastik malzeme olarak kabul edildiğinde çökme hesapları bağıntı 2.15 yardımıyla yapılır. Burada kesit atalet momenti her adımda sabittir.

Betonarme kiriş elemanların ise deformasyon hesabı oldukça karışıktır. Bunun en önemli nedenlerinden biri, çatlamanın deformasyon üzerine etkisidir. Çatlama sistematik bir olay değildir ve açıklık boyunca büyük değişiklikler gösterebilir[47].

Deformasyon hesapları için E_c ve I_c 'nin ayrı ayrı hesaplanması yerine, $E_c I_c$ 'nin bütün olarak çeşitli etkiler altında değişimi deneysel olarak araştırılmıştır. Bunlar arasında en ilginç Eppes tarafından yapılan araştırmadır. Şekil 2.17'de bu araştırmadan elde edilen sonuç görülmektedir. Görüldüğü gibi deformasyonların hesabı için kesitteki moment değişimini dikkate almadan, atalet momentini I_g ve I_c gibi hesaplamak doğru olmayacaktır.

Son yıllarda bu konuda yapılan araştırmalar sonucunda atalet momentinin kirişteki moment değişiminin bir fonksiyonu olarak gösteren bir çok bağıntı elde edilmiştir. Bu çalışmada Branson tarafından önerilip 1971 yılında ACI şartnamesinde ve TS500 de yer alan bağıntı kullanılmıştır.

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 I_c + \left| 1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right| I_c \quad (2.29)$$



Şekil 2.17. Ig ve Iç'nın Deformasyona Etkisi.

Sonuç olarak kesit çatlayana kadar brüt kesit atalet momenti, çatladıktan sonraki adımlarda ise yukarıda verilen Ief atalet momentinin kullanılması uygun olacaktır.

Kabul edilebilir çökme miktarı yapının türüne, işlevine, elemanların boyutlarına bağlı olduğundan, belirli bir sınır vermek oldukça zordur. Ancak yapılan deneysel çalışmalar sonunda, ani çökme için elemanda belirli bir sınır getirilmiştir. Burada TS500 |48| de önerilen $l/360$ değeri kullanılmıştır.

Ayrıca donatı oranı

$$\rho < 0.18 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (2.30)$$

ise çökme kontrolü yapılmasına gerek olmadığı belirtilmektedir.

2.4.2. Çatlak Sınırlandırılması

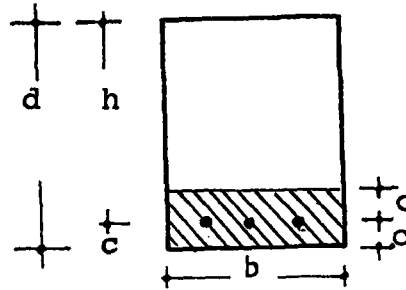
Betonarme yapı elemanlarında çatlak rastgele bir olaydır. Aynı koşullar altında ve kontrollü ortamda yapılan deneylerde bile büyük değişiklikler gösterdiği görülmüştür. En büyük çatlak genişliğinin hesaplanması için son yıllarda çok sayıda öneriler yapılmıştır. Bu önerilerin hiçbirinin çatlak genişliğinin sağlıklı hesaplanması için yeterli olduğu söylenemez. Ayrıca çatlak genişliğinin nervürlü çubuklarda düz çubuklara oranla daha az olduğu ve donatıdaki gerilmeyle orantılı olarak değiştiği de bilinmektedir.

Burada çatlak genişliği hesabı için TS500'ün önerdiği

$$t = 1,2 \left(2C + 0.12 \frac{\phi}{\rho_r} \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \quad (2.31)$$

bağıntısı kullanılacaktır. Bu bağıntıda ;

- t : çatlak genişliği (mm)
- c : dış yüzeye en yakın çekme çubuğun beton örtüsü (mm)
- ϕ : donatı çapı (mm)
- ρ_r : Şekil 2.18'deki taralı alana göre donatı yüzdesi $A_s/b.2c$.



Şekil 2.18. ρ_r Hesabında Alınan Bölge.

BÖLÜM 3 - DENEYSEL ÇALIŞMA

3.1. KULLANILAN DENEY ELEMANLARI VE ÖZELLİKLERİ

3.1.1. Betonarme Kiriş Malzeme Özellikleri

Çalışmada kullanılan betonarme kirişlerin üretiminde agregalar olarak İstanbul'un Kilyos bölgesinde denizden çıkarılan doğal kum, doğal kumlu çakıl ile 2 numara kırmataş kullanılmıştır. Bu üç cins agreganın TS706'daki elek takımına göre granülometrik bileşimleri Çizelge 3.1'de verilmiştir.

Yapılan deneyler sonucunda bu agregaların özgül ağırlıkları 2.63 kg/dm^3 olarak bulunmuştur.

Çizelge 3.1. Kullanılan Agregaların Granülometrik Bileşimi

Elek Boyutu(mm)	0.25	0.5	1	2	4	8	6
Agrega Cinsi	Elekten Geçen Agregalar Yüzdesi						
İnce Kum	1	56	79	92	97	100	100
Kumlu Çakıl	0.9	14	35	61	76	88	100
2. Kırmataş	0	0	0	0	2	54	100

Betonda, Akçimento fabrikasının 1984 yılı üretimi olan Normal Portland çimentosu kullanılmıştır. Bu çimentoda TS24'e göre bulunan fiziksel ve mekanik özellikler TS19'da istenen değerleri sağlamaktadır.

Fiziksel Özellikler :

Blain özgül yüzeyi	: 3025 gr/cm ²
4700 delikli elekten kalan	: % 6.2
950 delikli elekten kalan	: % 0.3
Özgül ağırlık	: 3.16 gr/cm ³
Normal kıvam suyu	: % 26
Priz başlangıcı	: 1 Saat 55 dakika
Priz sonu	: 2 Saat 50 dakika

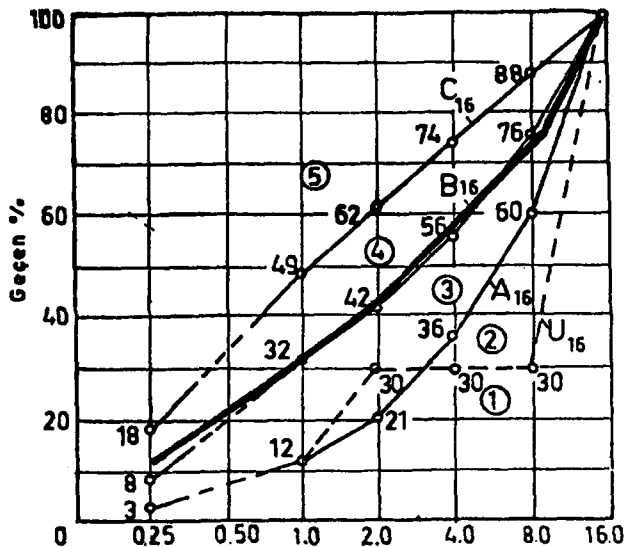
Mekanik Özellikler : (28 günlük)

Basınç dayanımı (N/mm ²)	: 28.7
Eğilme-Çekme dayanımı (N/mm ²)	: 5.8

Beton Karışımları :

Üretilen betonlarda Şekil 3.1'de görülen agrega granülometrisi kullanılmıştır. Bu eğrinin TS706'da verilen uygun eğrilere olabildiğince yakın olması sağlanmıştır. Şekilde görülen eğrinin elde edilmesinde agregalar aşağıdaki oranlarda karıştırılmıştır.

İnce tabii kum	: % 35
Kumlu çakıl	: % 35
2 numara kırmataş	: % 30



Şekil 3.1. Agrega Karışımının Granülometrik Eğrisi.

Bu karışımın incelik modülü, $K = 3.99$ olup buna göre su miktarı ;

$$S = 42 (85 - K) = 193 \text{ kg/m}^3$$

olarak tahmin edilmiştir. BS 16 sınıfı beton amaçlandığından çimento miktarı $\check{C} = 350 \text{ kg/m}^3$ alınmış olup, buna göre,

$$\frac{\text{Su}}{\text{Çimento}} = 0.256 \quad , \quad \frac{\text{Su} + \text{Hava}}{\text{Çimento}} = 0.67$$

olur. Ayrıca 1 m^3 karışımda,

Kum = 498 kg.

Kumlu çakıl = 600 kg.

Kırmataş = 620 kg.

bulunmuştur.

20 dm^3 deneme betonu için gerekli agregalar ve çimento tartılarak karıştırıcıda yarım dakika karıştırıldıktan sonra gerekli su eklenerek iki dakika daha karıştırılmıştır. Elde edilen taze beton 8 dm^3 lik çelik kaba iki tabaka halinde ve her tabaka 25 kez demir çubukla şişlenerek doldurulmuştur. Motorlu titreşim tabakası üzerinde beton suyu hafifçe yüzeye çıkacak kadar titreştirilip ve yüzey düzeltildikten sonra dolu kap terkedilerek taze beton için birim ağırlığı, gerçek malzeme miktarları, kompozite ve hava boşluğu hesaplanmıştır. Hesaplanan hava boşluğu önceden tahmin edilene eşit değilse, eşitlik sağlanıncaya kadar agrega miktarları tekrar hesaplanarak deneme betonunun üretimine devam edilmiştir.

Bileşimi belirlenen beton karışımlarından deney numunesi üretimi için taze betonun hazırlanması deneme betonunda olduğu gibi, ancak bu kez 55 dm^3 yerleşmiş beton için, hesaplanan malzeme için yapılmıştır. Taze beton üzerinde standart çökme VeBe deneyi yapıldıktan sonra aşağıdaki

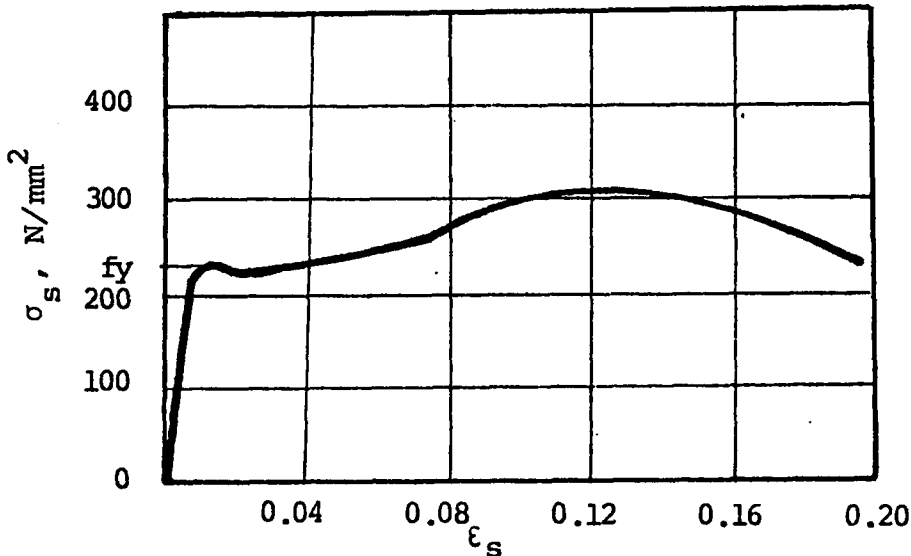
sonuçlar elde edilmiştir.

Hava boşluğu	: % 3.1
Birim ağırlık	: 2.41 kg/dm ³
Çökme	: 1 cm.
VeBe	: 1 cm.

Beton üretmede kullanılan karıştırıcı Eirich marka, SKGI tipli 1.5 HP gücünde, 55 dm³ hacminde düşey eksenli bir karıştırıcıdır. Vibro-Verken, Vibroflux GD 34 tipi olan titreşim masasının frekansı 4500/dak, genliği yüksüz durumda 0.3 mm, kapasitesi 2000 kg'dır. Çökme ve VeBe deneyleri Vibro-Verken marka, VBR tipi kıvam ölçümü ile yapılmıştır. şişleme çubuğu çapı 20 mm, ağırlığı 935 gr'dır.

Donatı :

Donatı olarak doğal sertlikte S220 (BI) sınıfı elik çubuklardan, boyuna doğrultuda Ø10, Ø12, enine doğrultuda Ø6, Ø8'lik düz yüzeyle normal çubuklar kullanılmıştır. Her çubuktan dörder örnek alınarak çekme deneyi yapılmıştır. Deney sonunda donatı için çizilen ortalama σ - ϵ eğrisi şekil 3.2 de görölmektedir.



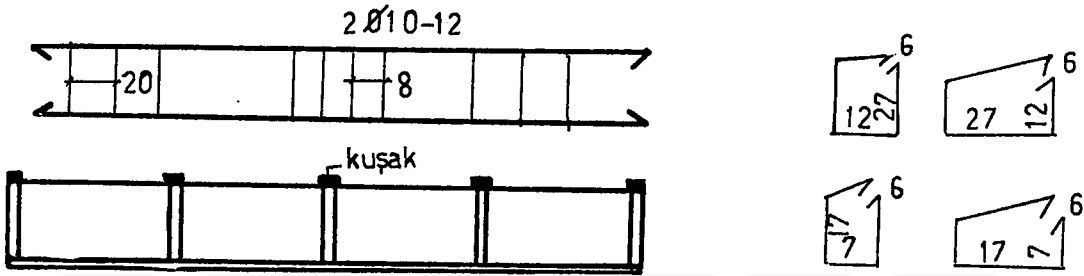
şekil 3.2. S220 Sınıfı elik İçin σ - ϵ Eğrisi.

Şekil 3.2 yardımıyla, incelemede kullanılan donatının:
Akma dayanımı, $f_{yk} = 223 \text{ N/mm}^2$,

Elastisite modülü, $E_s = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$,

Kopma uzaması, $\epsilon_{su} = 0.19$,

olarak bulunmuştur.



Şekil 3.3. Kalıp ve Donatı

Kalıp :

Yapılan deneylerde 240 cm. uzunluğunda ve 15 x 30 cm. ve 10 x 20 cm. kesitinde iki ayrı seri kiriş kullanıldığından buna uygun olarak ahşap kalıplar yapılmıştır. Yanlardan açılacak şekilde yapılan kalıpların bozulmasını önlemek için her 40 cm.de bir kuşakla sarılmıştır. Kalıplar betoniye ve vibratöre yakın, düzgün yüzey üzerine konup, içine donatı yerleştirilmiştir (Şekil 3.3).

Yukarıda belirtilen karışım oranları, hazırlanan malzemeler sırayla betoniye dökülüp, 3500 devir/dak.'lık betoniyerde 3 dakika karıştırılmış ve betoniyerden alınarak kalıplara kademe kademe yerleştirilmiştir. Yerleştirilen harç her defasında 20 mm. çaplı vibratör ile 10 sn. sıkıştırılmıştır.

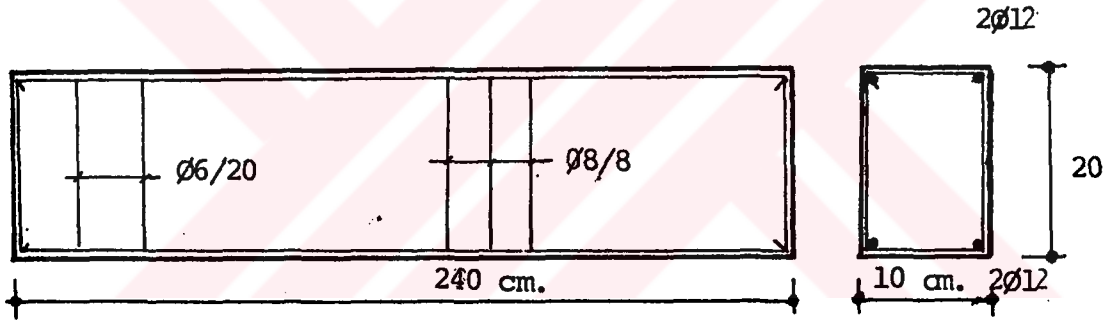
Bu şekilde değişik boyut ve donatıda her tipten ikişer adet olmak üzere 16 betonarme kiriş üretilmiştir. Üretilen her iki numune harcından 15 cm. çapında 30 cm. yüksekliğinde 6 adet silindirik numune alınmıştır.

Üretilen beton, suyun buharlaşıp çimento hidrotasyonu-
nu güçleştirmesini önlemek için yirmi gün ıslak çuval ile
yerinde korunmuştur. Daha sonra kalıplar sökülerek kiriş
ve silindir numuneler yapı labarotuarında kür odasına a-
lınmıştır.

Üretilen betonarme kirişlerin her birinin boyutları,
donatı şeması ile mekanik özellikleri aşağıda verilmiştir.

3.1.1.1. B1 Tipi Kirişler

10 x 20 cm. kesitinde ve 240 cm. uzunluğunda olup iki
adet üretilmiştir. Alt ve üst donatıları eşit $A_s=A_s'=2\phi 12$
(2.26) olarak yerleştirilmiştir. Etriye olarak orta bölge-
de $\phi 8/8$ kenarlarda ise $\phi 6/20$ kullanılmıştır (Şekil 3.4).



Şekil 3.4. B1 Tipi Kirişlerde Boyut ve Donatı.

Bu tip kirişler üretilirken alınan 6 adet silindirik
numunenin, basınç deneyi sonunda çizilen ortalama $\sigma - \epsilon$
eğrisi Şekil 3.5'de görülmektedir. Bu tip kirişlerde
basınç dayanımı ;

$$f_c = 19.8 \quad \text{N/mm}^2$$

dir. Basınç dayanımının üçte bir noktasından başlangıç nok-
tasına en küçük kareler metodu ile çizilen teğetin eğimi
olarak alınan elastisite modülü

$$E_c = 26800 \quad \text{N/mm}^2$$

çekme dayanımı TS500'de verilen bağıntı yardımıyla ;

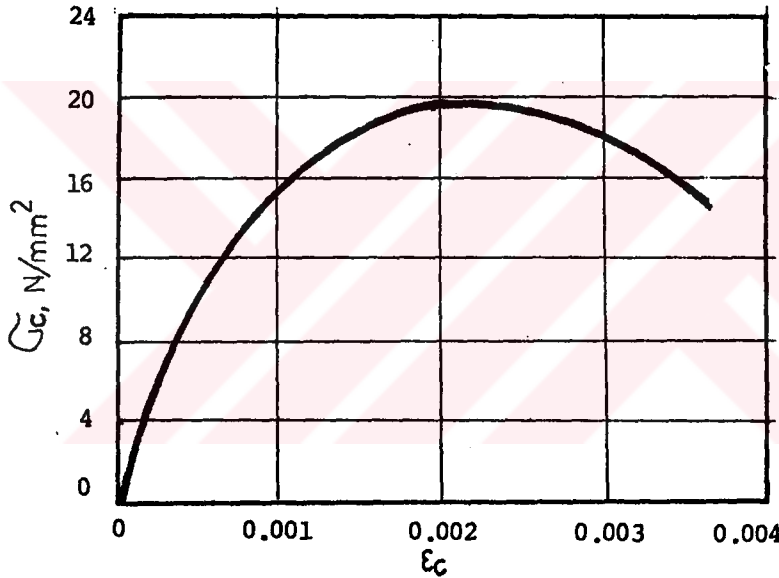
$$f_{ctk} = 0.35 \sqrt{f_{ck}} = 1.56 \text{ N/mm}^2$$

olup ayrıca

$$\epsilon_{co} = 0.0023$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0037$$

olarak bulunmuştur.

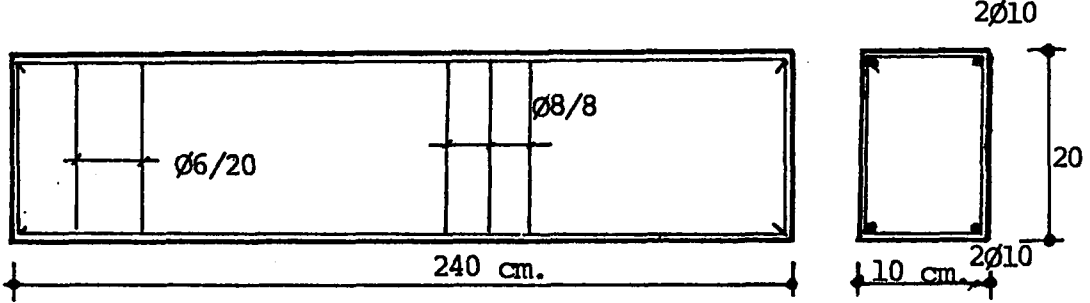


Şekil 3.5. B1 Tipi Kiriş Numunelerinin $\sigma_c - \epsilon_c$ Eğrisi

Silindirik numunelere, değişmez hızlı aksenal şekil değiştirme kontrolü altında kısa süreli bir aksenli basınç yükleri uygulanmıştır. Yükleme AMSLER marka 500 ton kapasiteli bir araçla yapılmıştır. Aksenal şekil değiştirmelerin ölçümünde numunelerin üzerine takılan ve eksende 250 mm. uzunlukta oluşan kısılmanın iki katını veren bir çerçeve kullanılmıştır. Numunedeki yanıl uzamalar yaylı ayak tarafından karşılanmakta, böylece çerçevede aşırı çekme gerilmelerin doğması numuneye de yanıl zorlamaların etki etmesi önlenmektedir.

3.1.1.2. B2 Tipi Kirişler

10 x 20 cm. kesitinde, 240 cm. uzunluğunda, iki adet kiriş üretilmiştir. Donatı olarak altta $A_s=2\phi 10$, üstte $A_s=2\phi 10$, orta bölgede $\phi 8/8$, kenarlarda $\phi 8/20$ enine donatı kullanılmıştır (Şekil 3.6).

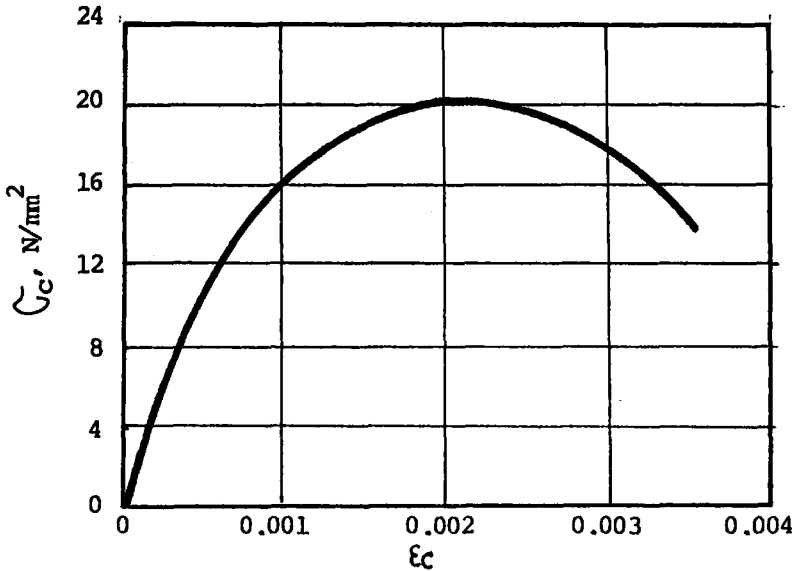


Şekil 3.6. B2 Tipi Kirişlerde Boyut ve Donatı

B2 Tipi kirişlerin üretiminde alınan 6 adet silindirik numune ile yapılan basınç deneyi sonunda çizilen σ - ϵ eğrisi Şekil 3.7 de görülmektedir. Bu eğri yardımıyla,

$f_{ck} = 20.4$	N/mm^2	$\epsilon_{cu} = 0.00343$
$E_c = 27340$	N/mm^2	$\epsilon_{co} = 0.00212$
$f_{ctk} = 1.58$	N/mm^2	

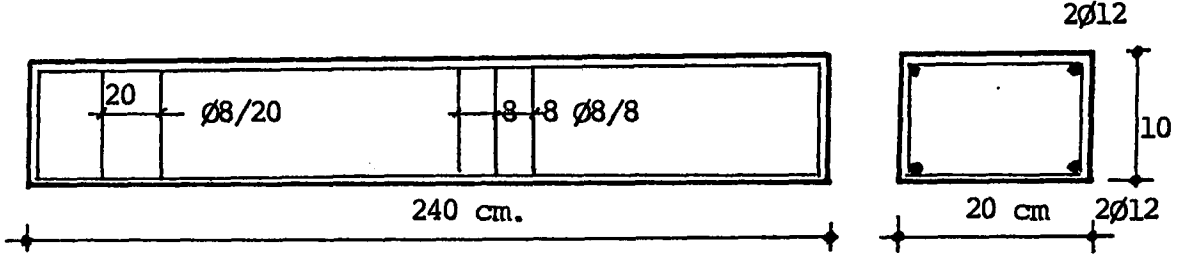
olarak bulunmuştur.



Şekil 3.7. B2 Tipi Kiriş Numunelerin σ - ϵ Eğrisi

3.1.1.3. B3 Tipi Kirişler

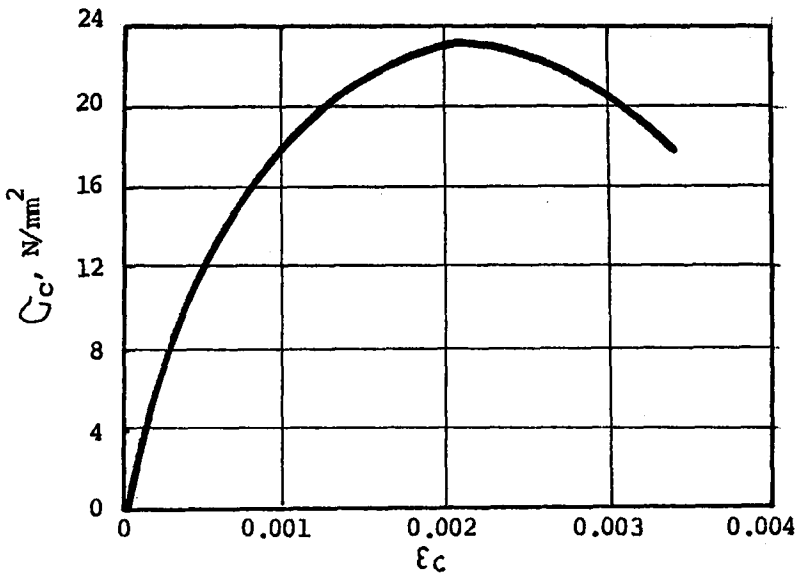
20 x 10 cm. kesitinde, 240 cm. uzunluğunda iki adet kiriş üretilmiştir. Donatı olarak altta ve üstte boyuna doğrultuda 2Ø12'lik çubuklar, orta bölgede Ø8/8 kenarlarda ise Ø8/20 lik etriye kullanılmıştır (Şekil 3.8).



Şekil 3.8. B3 Tipi Kirişlerde Boyut ve Donatı

B3 Tipi kirişlerin üretiminde alınan 6 adet silindirik numune ile yapılan basınç deneyi sonunda çizilen σ - ϵ eğrisi Şekil 3.9'da görülmektedir. Bu eğri yardımıyla B3 tipi kirişlerin mekanik özellikleri bulunmuş ve sonuçlar aşağıda verilmiştir.

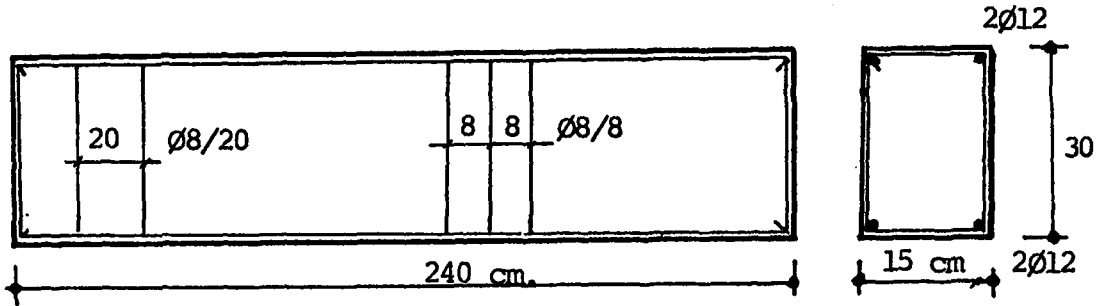
$f_{ck} = 23.7$	N/mm^2	$\epsilon_{co} = 0.00188$
$E_c = 3200$	N/mm^2	$\epsilon_{cu} = 0.00321$
$f_{ctk} = 1.7$	N/mm^2	



Şekil 3.9. B3 Tipi Kirişlerde σ - ϵ Eğrisi.

3.1.1.4. B4 Tipi Kirişler

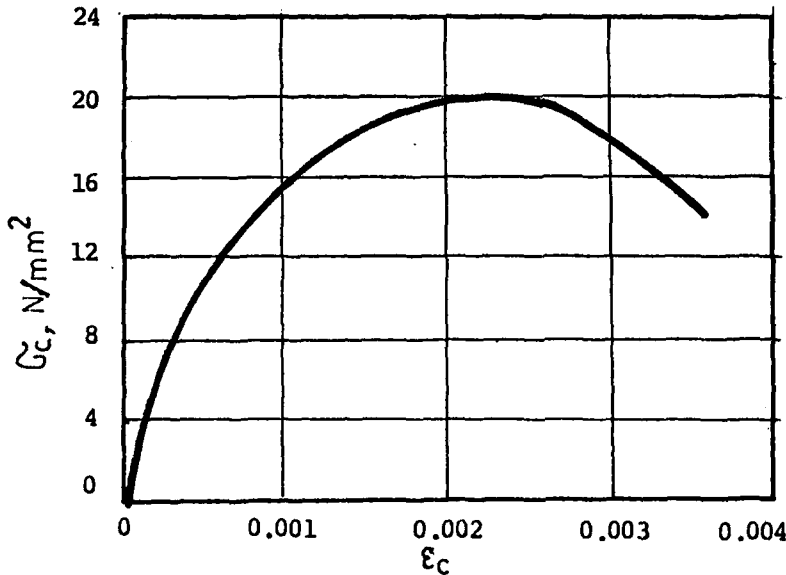
B4 Tipi olarak 15 x 30 cm. kesitinde, 240 cm. uzunluğunda, 2 adet kiriş üretilmiştir. Donatı olarak, boyuna doğrultuda altta ve üstte 2Ø12'lik çubuklar, enine doğrultuda ise orta bölgede Ø8/8 kenarlarda Ø6/20'lik etriye kullanılmıştır (Şekil 3.10).



Şekil 3.10. B4 Tipi Kirişlerde Boyut ve Donatı.

B4 Tipi kirişlerin üretimi esnasında alınan 6 adet silindirik numune ile yapılan basınç deneyi sonunda çizilen ortalama $\sigma - \epsilon$ eğrisi Şekil 3.11'de görülmektedir. Bu eğri yardımıyla B4 tipi kirişlerin mekanik özellikleri, bulunmuş ve sonuçlar aşağıda verilmiştir.

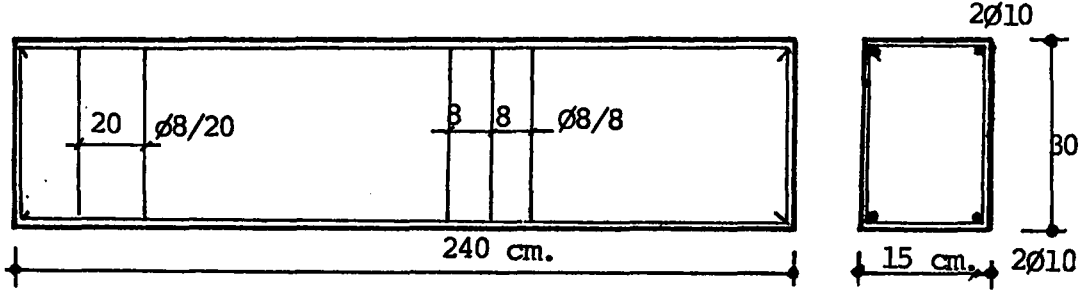
$f_{ck} = 20.37$	N/mm^2	$\epsilon_{co} = 0.00212$
$E_c = 28500$	N/mm^2	$\epsilon_{cu} = 0.00357$
$f_{ctk} = 1.58$	N/mm^2	



Şekil 3.11. B4 Tipi Kiriş Numunelerin Ortalama $\sigma - \epsilon$ Eğrisi.

3.1.1.5. B5 Tipi Kirişler

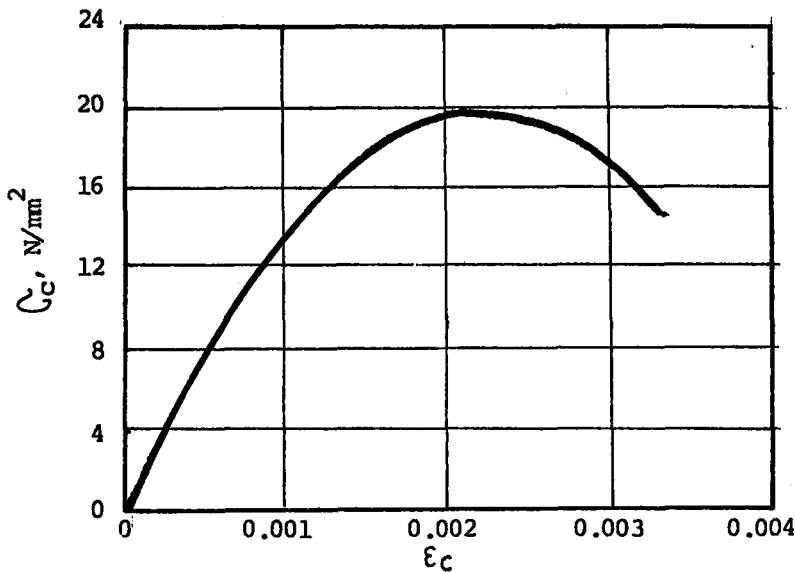
B5 Tipi olarak yine 15 x 30 cm. kesitinde, 240 cm. uzunluğunda iki adet kiriş üretilmiştir. Donatı olarak ise boyuna doğrultuda altta 2Ø10, üstte 2Ø10'luk çubuklar, enine doğrultuda orta bölgede Ø8/8, kenarlarda Ø8/20 lik etriye kullanılmıştır (Şekil 3.12).



Şekil 3.12. B5 Tipi Kirişlerin Boyutları ve Kesiti.

B5 Tipi kiriş üretiminde alınan 6 adet silindirik numune ile yapılan basınç deneyi sonunda çizilen σ - ϵ eğrisi Şekil 3.13'de görülmektedir. Bu eğri yardımıyla, B5 tipi kirişler için elde edilen mekanik özellikler aşağıdadır.

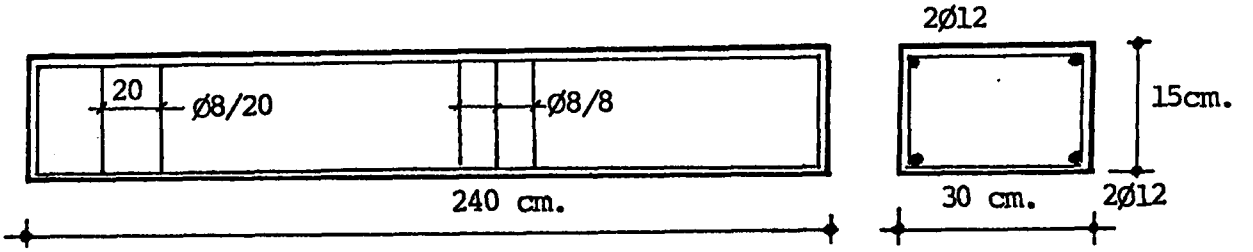
f_{ck}	= 20.37	N/mm ²	ϵ_{co}	= 0.00178
E_c	= 27.600	N/mm ²	ϵ_{cu}	= 0.00337
f_{ctk}	= 1.58	N/mm ²		



Şekil 3.13. B5 Tipi Kiriş Numunelerinin Ortalama σ - ϵ Eğrisi.

3.1.1.6. B6 Tipi Kirişler

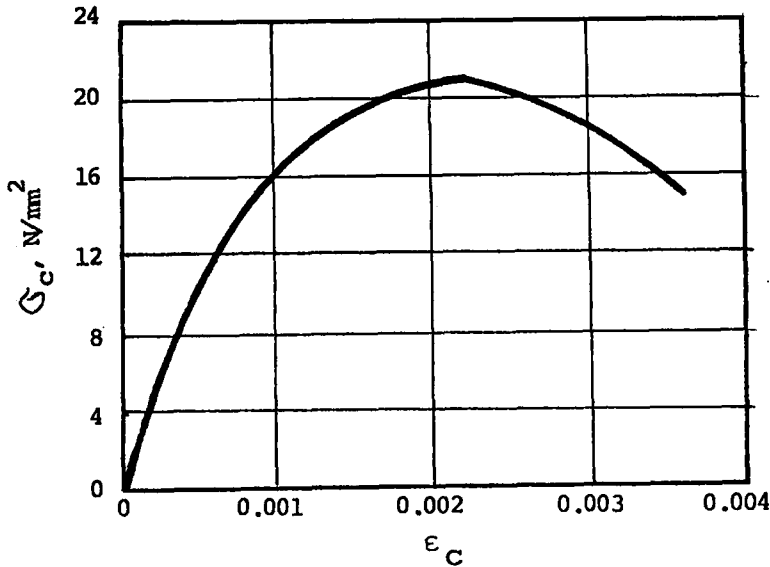
B6 Tipi olarak 30 x15 cm. kesitinde 240 cm. uzunluğunda iki adet kiriş üretilmiştir. Donatı olarak, boyuna doğrultuda altta ve üstte 2Ø12'lik çubuklar, enine doğrultuda ise orta bölgede Ø8/8, kenarlarda Ø8/20'lik etriye kullanılmıştır (Şekil 3.14).



Şekil 3.14. B6 Tipi Kiriş Boyutları ve Kesiti

B6 Tipi kiriş üretimde alınan 6 adet silindirik numune ile yapılan basınç deneyi sonunda çizilen σ - ϵ eğrisi Şekil 3.15'de görülmektedir. Bu eğri yardımıyla, B6 tipi kirişler için elde edilen mekanik özellikler aşağıdadır.

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 21 \text{ N/mm}^2 & \epsilon_{co} &= 0.00203 \\ E_c &= 26300 \text{ N/mm}^2 & \epsilon_{cu} &= 0.0037 \\ f_{ctk} &= 1.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$



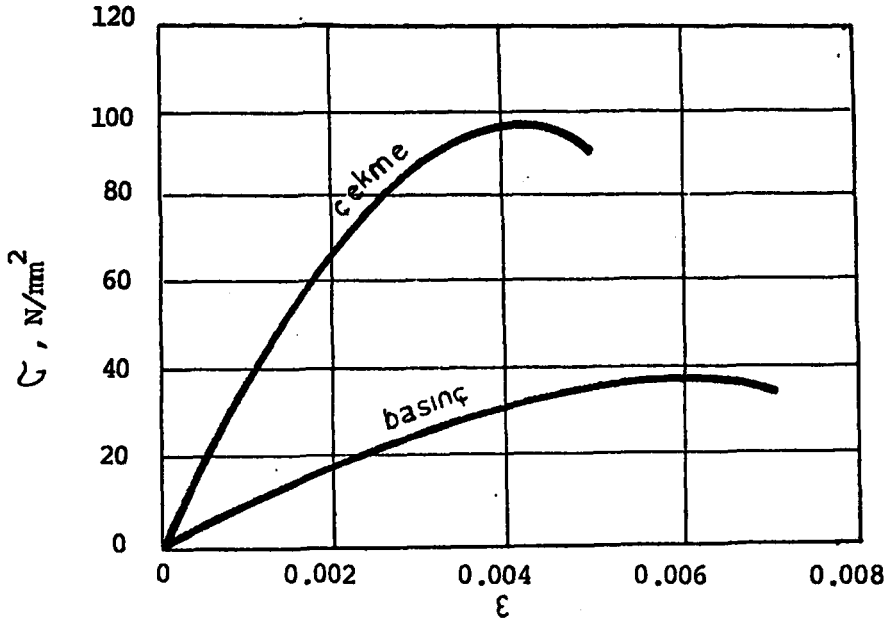
Şekil 3.15. B6 Tipi Kiriş Numunelerde σ - ϵ Eğrisi.

3.1.2. Ahşap Kiriş Malzeme Özellikleri

Yapılan deneylerde, II.sınıf çam ağacından üretilen ahşap kirişler kullanılmıştır. Seçilen kirişlerin, budaksız olmasına, yüzeyinde kılcal çatlakların bulunmamasına, sağlam ve yeterince kuru olmasına özen gösterilmiştir. Bu özellikleri taşıyan ahşap elemanların yüzeyleri planyalanıp ölçü yerleri zımparalanmıştır. İki ayrı tipte (A1, A2) seçilen kirişlerin boyları deney düzenine uygun olarak kesilmiştir. Her kirişin ucundan artan parçalar kullanılarak çekme ve basınç deneyleri yapılmıştır. Kiriş kesiti ile birlikte basınç ve çekme gerilmesinin de değişebileceği dikkate alınarak A1 ve A2 tipi kirişler için deneyler ayrı ayrı yapılarak mekanik özellikler saptanmıştır.

3.1.2.1. A1 tipi kirişler

A1 tipi kirişler, üç adet 9.4 x 4.6 cm. kesitinde ve 230 cm. uzunluğunda ahşap elemanlardır. Bu kirişlerin mekanik özelliklerini saptamak için, her kirişin uç tarafından kesilen 20 cm. uzunluğunda parçalar kullanılmıştır. Yapılan basınç ve çekme deneyi sonunda Şekil 3.16'da görülen gerilme-şekildeğiştirme (σ - ϵ) eğrileri çizilmiştir.



Şekil 3.16. A1 Tipi Kirişlerde Çekme ve Basınçta σ - ϵ Eğrileri

Şekil 3.16 eğrilerinden yararlanarak A1 tipi kirişlerin mekanik özellikleri bulunmuştur. Buna göre ;

$$\sigma_b = 36 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\epsilon_{b\max} = 0.0073$$

$$E_b = 7600 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{\phi} = 97 \quad \text{N/mm}^2$$

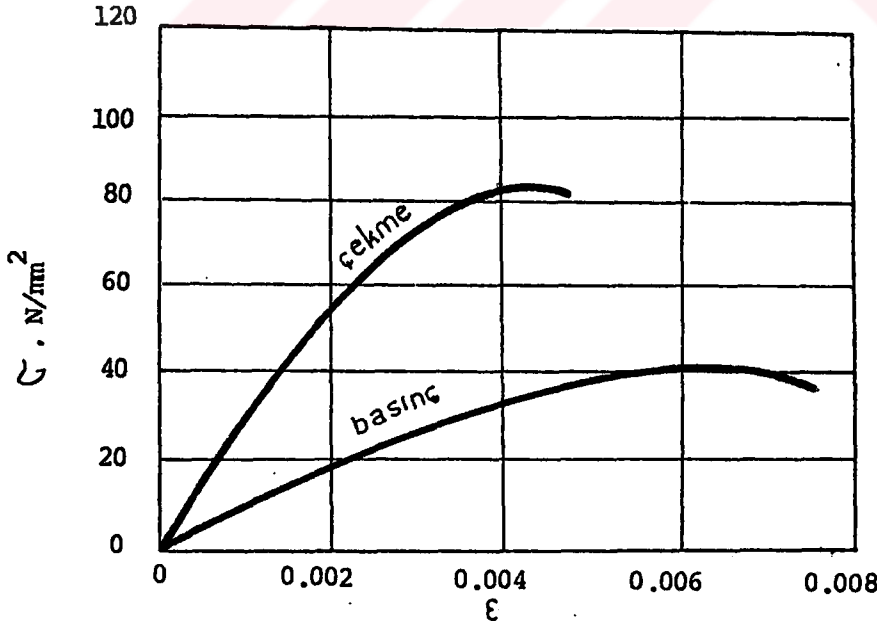
$$\epsilon_{\phi\max} = 0.0047$$

$$E_{\phi} = 24000 \quad \text{N/mm}^2$$

olmaktadır.

3.1.2.2. A2 tipi kirişler

A2 Tipi olarak 9.5 x 9.3 cm. kesitinde 230 cm. uzunluğunda üç adet kiriş kullanılmıştır. Bu kirişlerden kesilen 20 cm. uzunluğundaki parçalar üzerinde çekme ve basınç deneyleri yapılarak A2 tipi kirişlerin mekanik özellikleri saptanmıştır. Deney anında kaydedici tarafından çizilen yük-deplasman eğrisi Şekil 3.17'de görülmektedir.



Şekil 3.17. A2 Tipi Kirişlerde Çekme ve Basınçta σ - ϵ Eğrileri.

Mekanik Özellikler :

σ_b	= 40.5	N/mm ²
σ_{bmax}	= 0.0077	N/mm ²
E_b	= 8700	N/mm ²
σ_{ϕ}	= 86	N/mm ²
$\sigma_{\phi max}$	= 0.0045	N/mm ²
E_{ϕ}	= 24445	N/mm ²

Yukarıda A1 ve A2 tipi kirişler için verilen gerilme ve elastisite modülü değerleri aksenal çekme ve basınç içindir. Yapılan çalışma ile ilgili olan gerilmeler ise eğilme halindeki gerilmelerdir. Yapılan deneyler eğilme - deki gerilme değerlerinin aksenal basınç ve çekmedeki gerilme değerlerinin 1.3-2 katı olduğunu göstermiştir.

3.1.3. Kullanılan Zemin

3.1.3.1. Yatak katsayısı

Temelin, sonsuz esnekle tam rijitlik arasında olduğu durumda basınç dağılımı, kirişin rijitlik katsayısına bağlı olarak iki uç arasında değişir. Winkler, zeminin elastik direncinin değişmez bir katsayıyla gösterilebileceğini öngörmüştür. Buna göre kiriş altında herhangi bir noktada taban basıncının çökmeye oranı sabit olup yatak katsayısı diye adlandırılır. Kirişin çökmesi W, zeminin basıncı Q ise, yatak katsayısı

$$C \text{ (N/cm}^3\text{)} = \frac{Q \text{ (N/cm}^2\text{)}}{W \text{ (cm)}}$$

olur. Bu hipotezde yatak ortamının elastikliği, başka bir deyişle zemin malzemesinin Hooke Kanunu'na uyduğu kabul edilir.

Yapılan incelemeler yatak katsayısının, yükleme, boyutlar, şekil ve bazı koşullarda zamana bağlı olarak

değiştiğini göstermiştir. Ayrıca Winkler hipotezinde C yatak katsayısının Q taban basıncı değerinden bağımsız olduğu ve tüm yüzey boyunca sabit kaldığı varsayılmıştır. Bu varsayım, problemin matematiksel çözümünü oldukça basitleştirir. Ancak bazı özel durumlar göze çarpar:

Zeminin homojen olmamasından ötürü C yatak katsayısı noktadan noktaya değişebilir. Ancak zemin malzemeleeri konusunda alınabilecek bazı önlemlerle bunun giderilmesi mümkün olur.

Diğer bir konu da zemine etkiyen kuvvetlerin etdikleri noktada çökme oluşturdıkları kabulüdür. Yani zemin bu durumda birbirinden bağımsız ve birbirine yakın yaylardan bileşik gibi gözönüne alınmaktadır. Bunun sonucu olarak zemin tamamen süreksiz bir ortam olarak gözönüne alınmış olur.

3.1.3.2. Kullanılan lastik takozların yatak katsayısı

Yapılan deneysel çalışmada elastik zemin olarak, Adapazarı Good-Year Lastik Fabrikasında özel olarak yaptırılan lastik takozlar kullanılmıştır. Değişik boyutlarda ve özelliklerde üretilen deneme elemanlarının ayrı ayrı yük deplasman eğrileri çizilmiş, bunlar arasından uygun eleman seçilip kullanılmıştır.

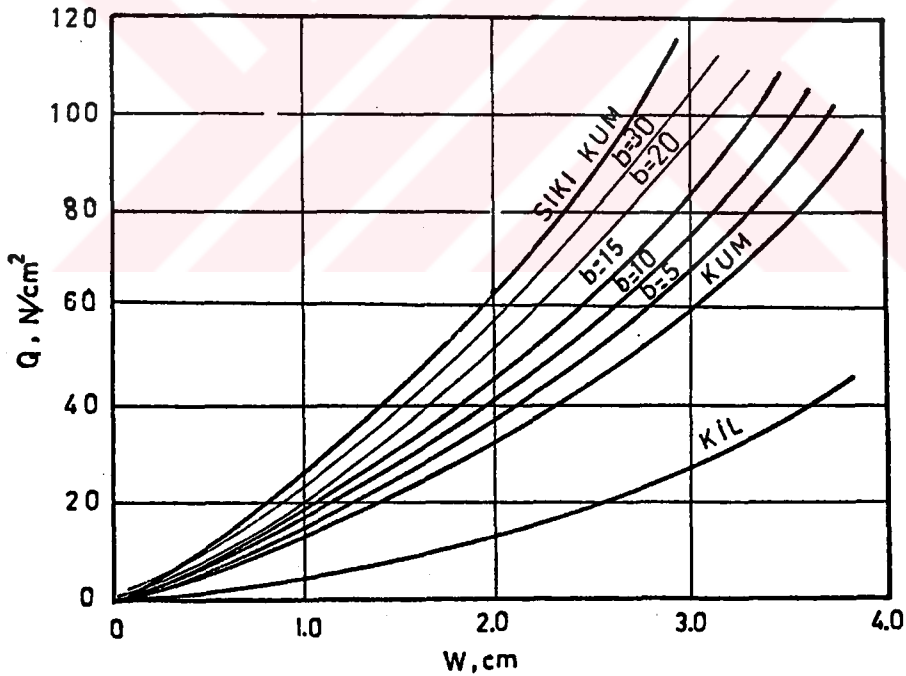
Kullanılması uygun bulunan elemanlar, 10x10 cm. kesitinde ve 22 cm. uzunluğunda olup % 97 oranında kauçuk ile % 3 oranında kükürdün 150°C de bir saat pişirilmesiyle elde edilmiştir. Toplam otuzbeş adet üretilen bu numunelerden beş adet alınıp laboratuvarında yükleme deneyi yapılmıştır. Yükleme tablasının, giriş genişliklerine eşit olarak alınması sağlanmıştır. Deneyde taban genişlikleri 5-10-15-20-30 cm. olan girişler kullanıldığından bu genişlikte tablalar ile zemin eleman boyutlarının sınırlı olmasının sakıncalarının giderilmesi sağlanmıştır. Yapılan deney sonunda çizilen gerilme-çökme eğrileri Şekil 3.18 de görülmektedir.

Şekil 3.18 'de görülen eğrilerin elastik bölgesinden başlangıca, en küçük kareler metodu ile çizilen doğrunun eğimi olan yatak katsayıları için ;

05 cm taban genişliğinde	$C = 25$	N/cm^3
10 cm taban genişliğinde	$C = 26$	N/cm^3
15 cm taban genişliğinde	$C = 27.5$	N/cm^3
20 cm taban genişliğinde	$C = 28.5$	N/cm^3
30 cm taban genişliğinde	$C = 29.0$	N/cm^3

değerleri bulunmuştur.

Bir fikir vermesi açısından bazı zemin türlerinin yaklaşık yatak katsayıları Çizelge 3.2 de verilmiştir.



Şekil 3.18. Kullanılan Lastik Takozların Gerilme-Çökme Eğrileri.

Kirişlerde kullanılan çelik çubukların çekme deneyleri, ahşap elemanların aksenal basınç ve çekme deneyleri ile lastik takozların yükleme deneyleri, Alman Trebel firmasınınca 1970 yılında üretilen, 60 kN kapasiteli UPM 60 tip-
li Universal Deney Aleti ile yapılmıştır. Bu deneylerde

sonuçlar hp marka elektronik kaydedicinin çizdiği yük-deplasman eğrilerinden alınmıştır.

Çizelge 3.2. Bazı Zeminlerin Yatak Katsayıları

Zemin Türü	C, N/cm ³
Balçık, turba	< 2
Kil, plastik	5~10
Kil, yarısert	10~15
Kil, sert	15~30
Dolma toprak	10~20
Kum, gevşek	10~20
Kum, orta sıkı	20~50
Kum, sıkı	50~100
Kum-akıl sıkı	100~150
Sağlam sert	> 500
Kaya	>2000

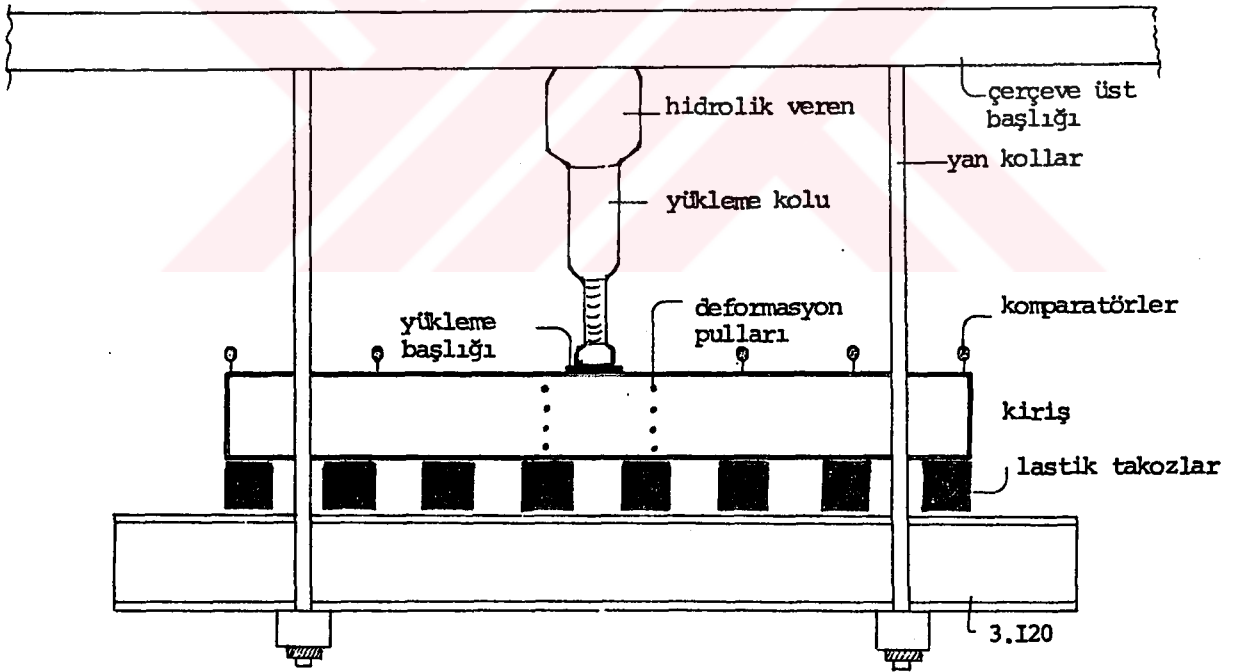
3.2. DENEYİN YAPILIşI

Oluşturulan elastik zemin üzerine oturan kiriş deneyleri, her tip kirişten iki adet olmak üzere altı tip (B1, B2, B3, B4, B5, B6) betonarme kiriş ve her tipte üçer adet olmak üzere iki tip (A1, A2) ahşap kiriş ile yapılmıştır. Bu elemanların zellikleri Bölüm 3.1.1 ve Bölüm 3.1.2'de verilmiştir.

Zemin olarak, boyutları ve zellikleri Bölüm 3.1.3'de verilen lastik takozlar kullanılmıştır. Kirişlerin boyutlarına ve özelliklerine göre altta sıralanan bu takozların sayısı yedi ile onaltı arasında değiştirilmiştir. Deney yapılırken, bazı lastik numunelerinin yüklemeden sonra tek - rar eski konuma gelmediği görülmüştür. Bu tür elemanlar, bir sonraki deneylerde kullanılmayıp yerine yeterli miktarda bulunan yedek elemanlar yerleştirilmiştir. Ayrıca her

deney kirişinin taşıma gücü teorik olarak hesaplanarak, her lastiğe gelmesi beklenen maksimum yük bulunmuştur. Bu yükün, zemin elemanının elastik sınırları içinde kalmasını sağlamak amacıyla, zemin elemanının sayısı yeteri kadar artırılmıştır.

Elastik zemin üzerine oturan kiriş deneyleri, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Yapı Laboratuvarındaki eğilme çerçevesinde yapılmıştır. Yükleme, eğilme çerçevesi üzerinde düşey ve yatay hareket edebilen, hidrolik veren ile yapılmıştır. Yükleme kapasitesi 20 ton'dur. Eğilme çerçevesinin kolları üzerine 3I20 profili yerleştirilerek çökmeyen bir taban elde edilmiştir (Şekil 3.19 ve Şekil 3.20).



Şekil 3.19. Deney Elemanları ve Ölçü Yerlerinin Genel Görünüşü.

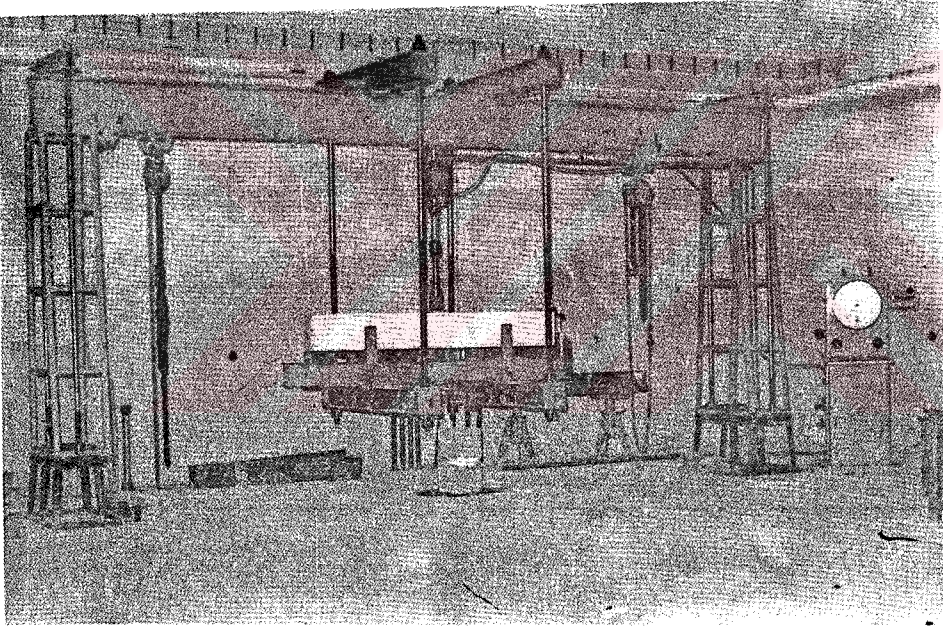
Zemin elemanları olarak kullanılan lastik takozlar üzerine yerleştirilen betonarme ve ahşap kirişlerde gerekli ölçüm noktaları belirlenerek eğilme çerçevesine Şekil 3.19 ve Şekil 3.20 de görüldüğü gibi yerleştirilmiştir.

Yüklenen her kirişte aşağıdaki ölçümler yapılmıştır.

a) Kiriş boyunca 40 cm. arayla yerleştirilen 7 adet komparatör yardımıyla düşey yer değiştirmeler,

b) Kirişin orta bölgesinde deformatre ile ölçülen şekil değiştirmeler,

c) Özellikle betonarme kirişlerde önem taşıyan çatlak izlenmesi ve ölçümü.



Şekil 3.20. Deney Düzeninin Görünüşü.

BÖLÜM 4 - DENEYSEL SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRİLMESİ

4.1. BETONARME KİRİŞ İLE YAPILAN DENEYLER

4.1.1. B1 Tipi Kirişler

B1 tipi kirişlerin özellikleri Bölüm 3.1'de verilmiştir. Kirişler kür odasından alınarak, kılcal çatlakların izlenebilmesi için yüzeylerine kireç sürülmüş ve donatı resmi çizilmiştir. Komparatörlerin yerleştirildiği noktalara cam yapıştırılarak, pürüzlü yüzeyin ölçümleri olumsuz yönde etkilemesi önlenmiştir. Şekil değiştirmeleri ölçmek için, kiriş orta bölgesine, uygun aralıklarla küçük bilyalı pullar yapıştırılmıştır (Şekil 4.1). B1 tipi kirişler eğilme çerçevesine yerleştirilmiş olan 15 adet zemin elemanı üzerine oturtulmuştur. Her zemin elemanının Co yatak katsayısı önceden saptanmıştır. Zemin elemanları yaklaşık 6 cm. aralıklarla yerleştirildiğinden, sistemin yatak katsayısı, kiriş altındaki doluluk oranına göre değişmektedir. B1 tipi kirişlerinde dolu yüzey uzunluğu 156 cm.dir. Buna göre dolu yüzeyin tüm yüzeye oranı $156:240 = 0.65$ olup sistemin yatak katsayısı

$C = 0.65 C_o = 0.65 \times 2.6 = 1.69 \text{ kg/cm}^3 = 16.9 \text{ N/cm}^3$ olmaktadır.

B1 tipi kirişlerde çatlama momenti 2.26 bağlantısı ile, buna karşı gelen çatlama yükü ise 2.11 bağlantısı ile hesaplanmıştır. Buna göre ;

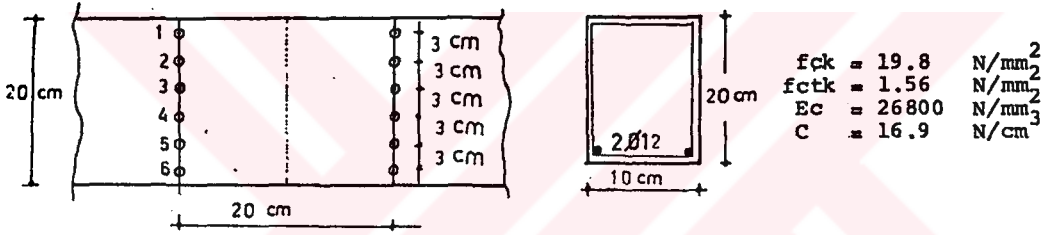
$$M_{cr} = 2 \cdot f_{ctk} \frac{bh^2}{6} = 2 \times 0.156 \frac{10 \times 20^2}{6} = 208 \text{ kNcm},$$

$$P_{cr} = 7.27 \text{ kN}$$

olarak bulunmuş ve B1 tipi kirişlerde taşıma gücü Şekil 4.2'de görülen iç kuvvetler yardımıyla hesaplanmıştır. Deneyde kullanılan bütün kirişlerde donatı oranı dengeli donatının altında kaldığından, taşıma gücü hesabı için aşağıda verilen iki denge denklemi yeterlidir.

$$0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot a = A_s f_{yk} , \quad a = \frac{A_s f_{yk}}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} \quad (4.1)$$

$$M_L = A_s f_{yk} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.2)$$



Şekil 4.1. B1 Tipi Kirişlerde Şekil Değiştirme Ölçüm Yerleri ve Kesit.

Buna göre B1 tipi kirişlerde

$$a = 2.99 \text{ cm.} , \quad M_L = 831 \text{ kNcm}$$

olmaktadır, bu momente karşı gelen limit yük 2.11 bağıntısı yardımıyla

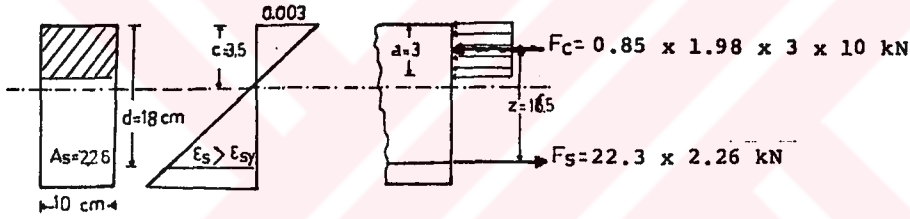
$$P_L = 28.74 \text{ kN}$$

elde edilmektedir.

Ölçümlere başlamadan önce, kuramsal olarak hesaplanan P_L limit yükün yaklaşık sekizde biri olan 3.5 kN'luk yük, kirişe iki kere yüklenip boşaltılmıştır. Bu şekilde kirişte ve sistemde varolan kılcal boşlukların giderilmesi sağlanmıştır. Bundan sonra her adımda 3.5 kN'luk yükleme

yapılarak yirmişer dakika ara verilip gerekli ölçümler yapılmıştır (Şekil 4.3b,c).

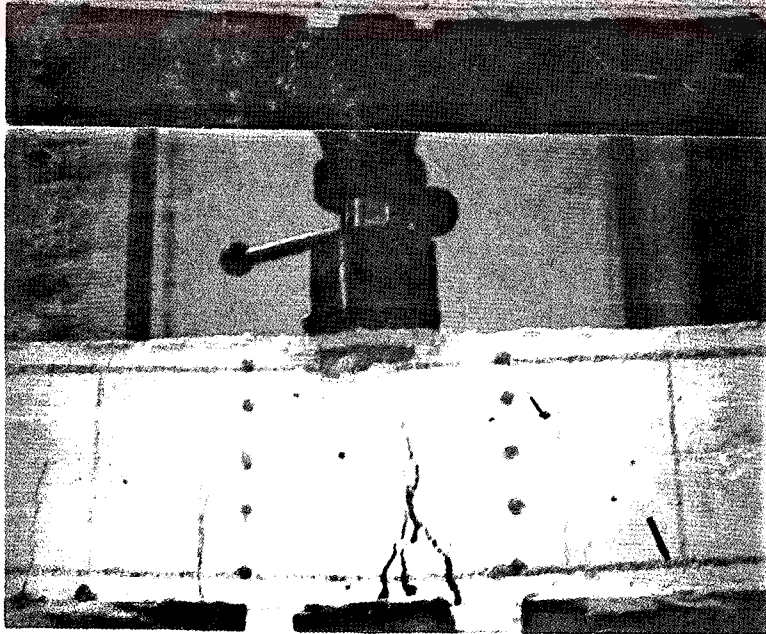
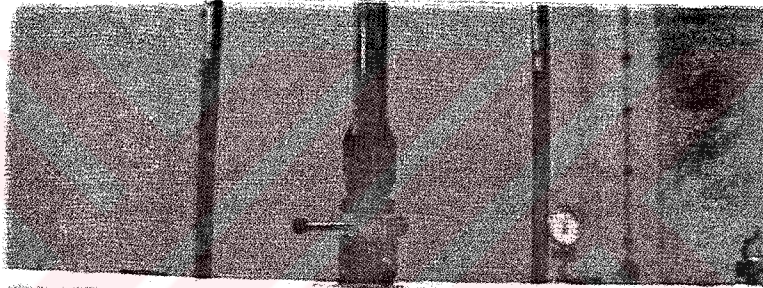
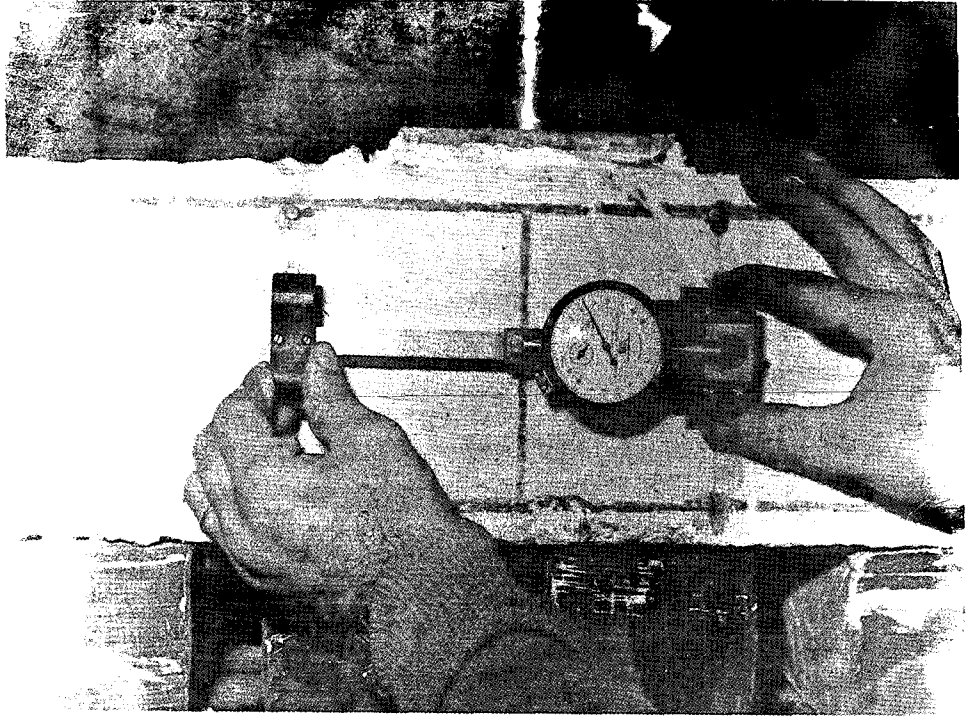
Yapılan ölçümlerde alınan çökme değerleri her adım için ayrı ayrı yazılarak düzenlenmiştir. Bu değerlerden, kirişin davranışı açısından önemli olanların eğrileri çizilmiştir (Şekil 4.4). Aynı şekil üzerinde sayısal çökme değerleri de yazılıp eğriler elde edilmiştir. Önceki bölümde belirtildiği gibi kesit çatladıktan sonra her adımda kesit atalet momenti değiştirilmiştir.



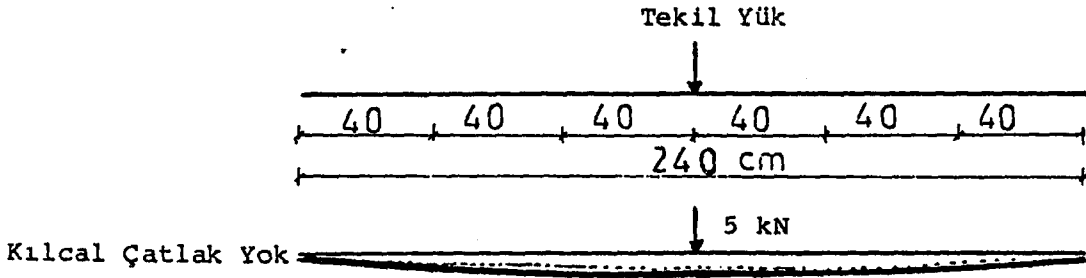
Şekil 4.2. B1 Tipi Kirişlerde İç Kuvvetler.

Kirişin ortasında 20 cm.lik bölgede, 0.0008 mm. hassasiyetle ölçüm yapan deformetre ile uzama ve kısaltmalar her adımda ölçülmüştür (Şekil 4.3a). Okunan değerler arasındaki fark 0.0008 ile çarpılarak o doğrultudaki uzama ve kısaltmalar elde edilmiştir. Uzama ve kısalma değerleri ilk uzunluğa bölünerek birim uzama-kısalma değerleri bulunmuştur. Sonuçlardan önemli adımlar Şekil 4.5 'de görülmektedir. Birim uzama-kısalma değerlerinden ve B1 tipi kirişlerin mekanik özelliklerinden yararlanarak gerilme yayılımı ve iç kuvvetler bulunmuştur (Şekil 4.6).

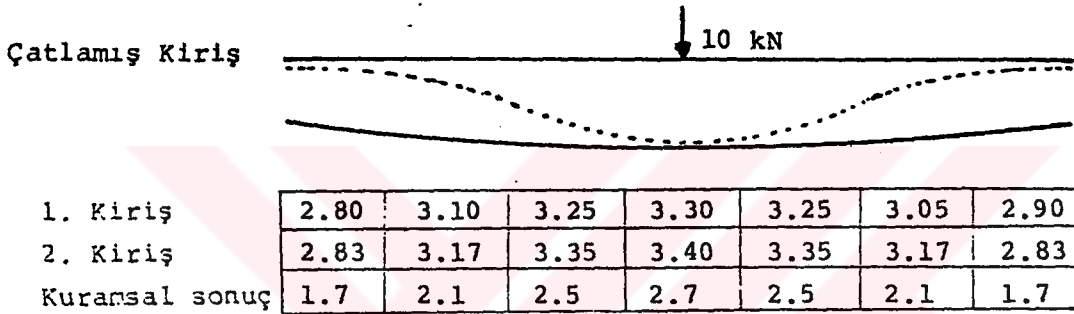
Bu şekilde çizilen birim deformasyon ve gerilme dağılımı diyagramlarından yararlanarak Şekil 4.7'de görülen moment-eğrilik diyagramı çizilmiştir. Aynı diyagram üzerinde bağıntı 2.23 yardımıyla çizilen M- κ diyagramı ile kesitin orta noktada davranışı alınarak çizilen M- κ diyagramları görülmektedir.



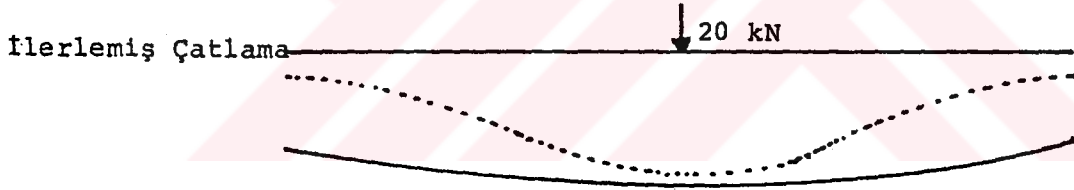
Şekil 4..3 . B1 Tipi Kirişler
a) Deformetre ile şekil değiştirme ölçülmesi
b) Yükleme
c) Göçme durumu



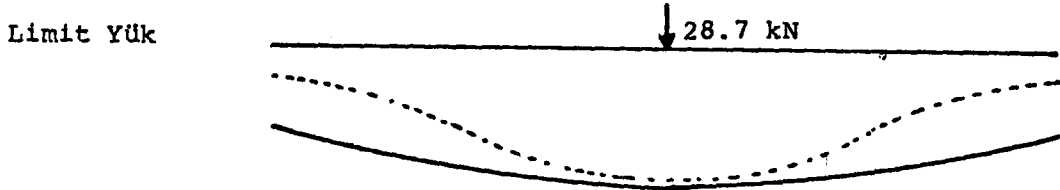
1. Kiriş	1.30	1.50	1.63	1.70	1.63	1.50	1.30
2. Kiriş	1.35	1.55	1.68	1.70	1.68	1.57	1.30
Kuramsal sonu�	0.90	1.10	1.30	1.40	1.30	1.10	0.9



1. Kiriş	2.80	3.10	3.25	3.30	3.25	3.05	2.90
2. Kiriş	2.83	3.17	3.35	3.40	3.35	3.17	2.83
Kuramsal sonu�	1.7	2.1	2.5	2.7	2.5	2.1	1.7



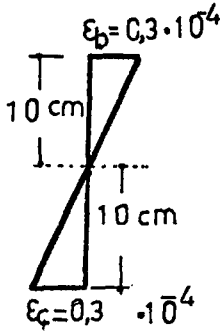
1. Kiriş	5.50	5.90	6.10	6.60	6.0	5.80	5.40
2. Kiriş	4.48	5.85	6.05	6.67	6.05	5.70	4.40
Kuramsal sonu�	3.4	4.2	5.00	5.40	5.0	4.2	3.4



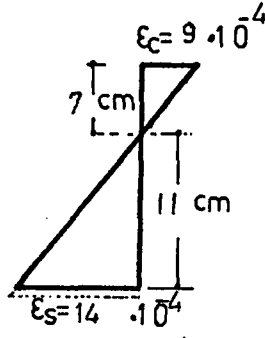
1. Kiriş	7.8	8.9	9.6	10.2	9.6	8.9	7.8
2. Kiriş	7.7	8.3	9.5	9.9	9.5	8.2	7.5
Kuramsal sonu�	5.1	6.3	7.5	8.1	7.5	6.3	5.1

şekil 4.4 - B1 Tipi Kirişlerde   kme Eğrileri ve   kme değerleri (mm.)

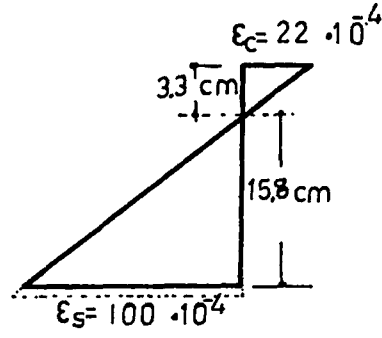
Çatlama yok



Çatlamış kiriş

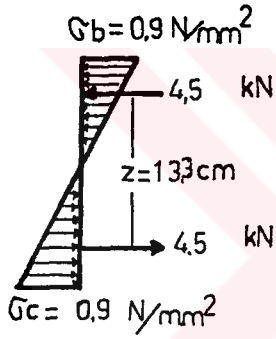


Limit yük

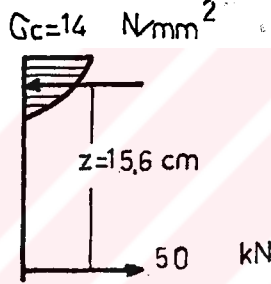


Şekil 4.5. B1 Tipi Kirişlerde Birim Deformasyon Yayılışı.

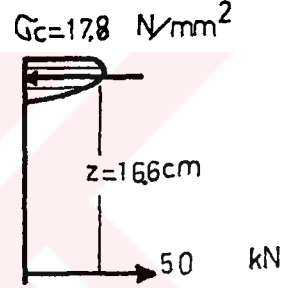
Çatlama yok



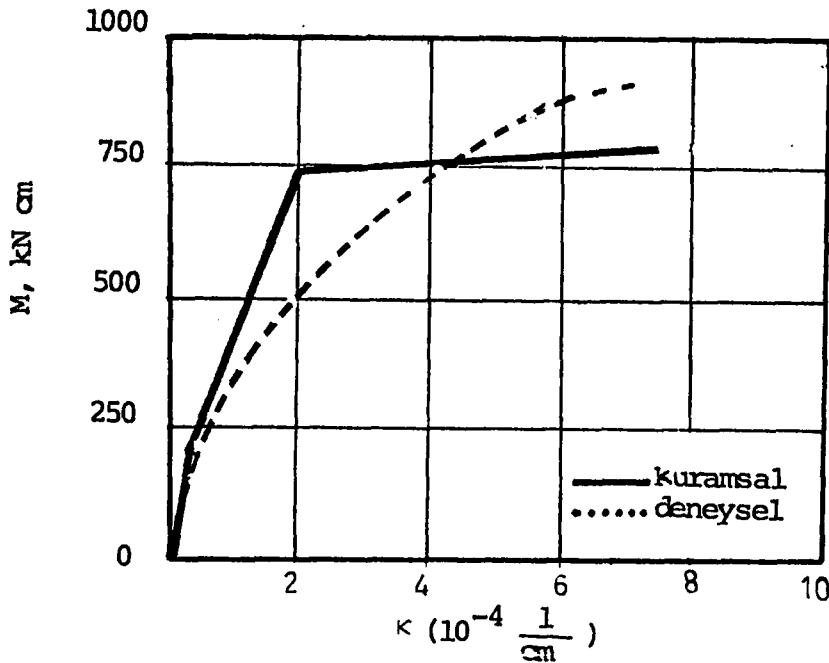
Çatlamış kiriş



Limit yük



Şekil 4.6. B1 Tipi Kirişlerde Gerilme Yayılışı



Şekil 4.7. B1 Tipi Kirişlerde Monet-Eğrilik Diyagramı.

Kesit taşıma gücüne ulaştığı anda çatlak genişliği

$$t = 0.117 \text{ mm} < 0.2 = t_{\max}$$

olarak ölçülmüştür. Başıntı 2.30 yardımıyla B1 tipi kirişin kuramsal çatlak genişliği ise ;

$$t = 0.137 \text{ mm} < 0.2 = t_{\max}$$

olarak bulunmuştur.

Yapılan yükleme ve ölçümlerin doğruluk derecesini şekil 4.4 de görülen eğrilerden birini kullanarak anlamak mümkündür. Bu eğrilerden 15 kN'luk yüklemeye karşı gelen eğri alınıp her zemin elemanının çökme değerleri üzerine yazılmış (Şekil 4.8), bu değerler yatak katsayısı ile çarpılarak zemin tepkileri ayrı ayrı bulunmuştur. B1 tipi kiriş genişliği ve zemin eleman genişliği 10 cm. ve ayrıca yatak katsayısı 26 N/cm^3 olduğuna göre zeminin 1 cm. çökmesi için gerekli kuvvet,

$$P_1 = 10 \times 10 \times 26 = 2600 \text{ N} = 2.6 \text{ kN}$$

olur. Buna göre toplam zemin tepkisi

$$P_z = 2.6 (0.50 + 0.49 + 0.46 + 0.45 + 0.41 + 0.39 + 0.36 + 0.35) \times 2 = 16.43 \text{ kN}$$

olarak bulunur. Zemine gelen toplam düşey yük ise uygulanan kuvvet ile kiriş ağırlığının toplamı olarak alınır,

kiriş ağırlığı :

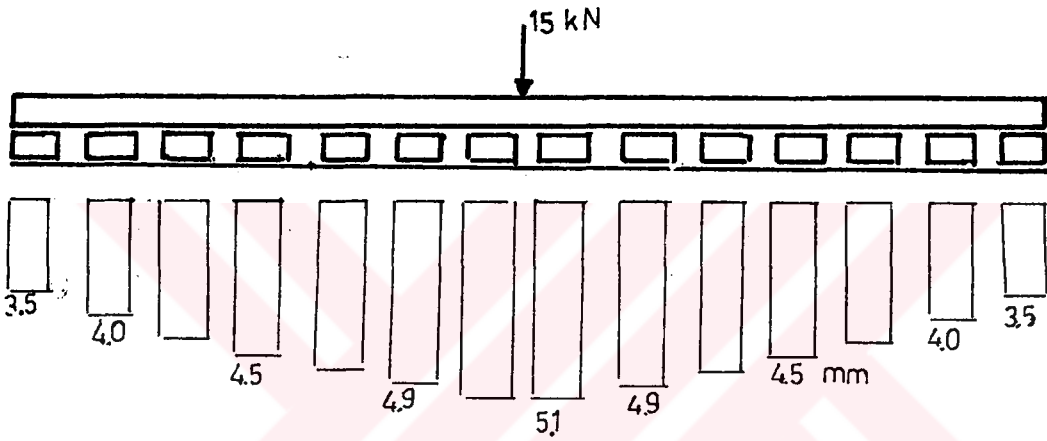
$$G = (0.2 \times 0.1 \times 2.4) \times 25 = 1.2 \text{ kN}$$

olduğuna göre ;

$$P_d = 15 + 1.2 = 16.2 \text{ kN}$$

olarak bulunur.

Toplam düşey yük ile, toplam zemin tepkisi arasında %1. 'lik fark görülmektedir. Bu değer in kabul edilebilir sınırlar içinde olduğu söylenebilir.



Şekil 4.8. 15 kN'luk Yükleme Adımında Çökme Değerleri.

B1 tipi kirişlerde, bağıntı 2.30'da öngörülen

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = 0.013 < 0.18 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = 0.016$$

koşulu sağlandığından çökme tahkiki yapılmamıştır. Ayrıca B1 tipi kirişlerde donatı oranı, diğer tip kirişlerin donatı oranlarından büyük olduğundan, deneyde kullanılan diğer tip kirişlerde de çökme tahkiki yapılmamıştır.

B1 tipi kirişlerde, uygulanan tekil yükten meydana gelen maksimum kesme kuvveti $V = 14.3 \text{ kN}$, kesitteki kritik kesme kuvveti $V_{cr} = 0.65 f_{ctd} \cdot b \cdot d = 17.2 \text{ kN}$ olup böylece $V < V_{cr}$ koşulu sağlandığından minimum kayma donatısı yeterli olmuştur. Ayrıca zımbalama kuvveti $V_{pc} = f_{ctd} \cdot U_p \cdot d = 99.8 \text{ kN} > V = 14.3 \text{ kN}$ olduğundan zımbalama güvenliği de sağlanmış olur.

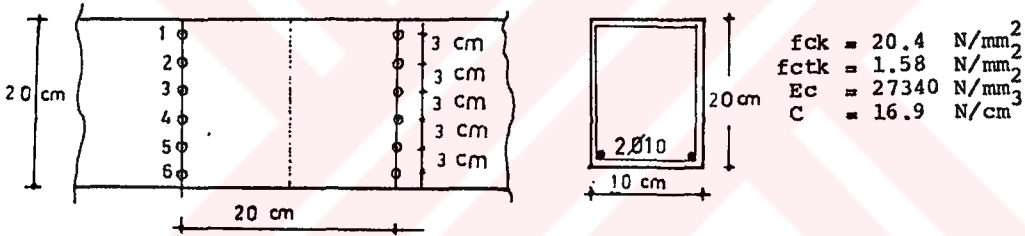
Tekil yükün uygulandığı başlık altındaki gerilme

$$\sigma = \frac{28700}{100 \times 100} = 2.87 \text{ N/mm}^2 < f_{ck} = 19.8 \text{ N/mm}^2$$

olmaktadır. Bu nedenle o bölgede ezilmeye karşı da güvenlik sağlanmıştır.

4.1.2. B2 Tipi Kirişler

Bu seride boyutları ve ölçüm noktaları Şekil 4.9'da görülen iki adet kiriş kullanılmıştır.



Şekil 4.9. B2 Tipi Kirişlerde Ölçüm Noktaları ve Kesit.

B2 tipi kirişlerde çatlama momenti ve buna bağlı olarak çatlama yükü B1 tipi kirişlere benzer şekilde ;

$$M_{cr} = 210.6 \text{ kNcm} ; \quad P = 7.35 \text{ kN}$$

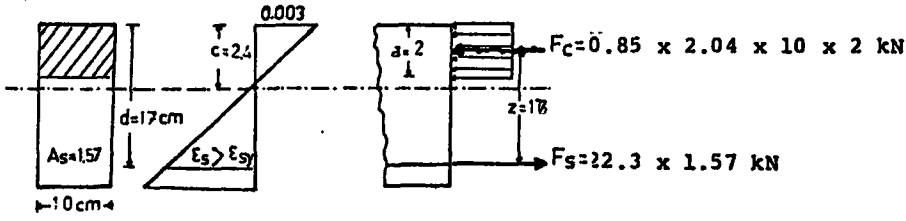
olarak bulunmuştur. Bu tip kirişlerin taşıma gücü momenti ise Şekil 4.10'da görülen iç kuvvetlerin dengesinden ve bağıntı 3.1 ve 3.2 yardımıyla

$$a = 2.03 \text{ cm} , \quad M_L = 505 \text{ kNcm.}$$

olup, buna bağlı olarak, bağıntı 2.11 yardımıyla limit yük

$$P_L = 19.5 \text{ kN}$$

olmaktadır. Limit yükün sekizde biri olan $P = 2.5$ kN, yükleme adımı olarak alınmıştır. Ölçümlere geçmeden önce çatlama yüküne yakın bir değerde iki kere yüklenip boşaltılmıştır. Her yükleme adımında yirmi dakika bekleyip gerekli ölçümler yapılmıştır (Şekil 4.11a,b,c).



Şekil 4.10. B2 Tipi Kirişlerde İç Kuvvetler.

B2 tipi kirişlerin çökme değerleri ve eğrileri, deneysel ve kuramsal sonuçlarla birlikte Şekil 4.12'de verilmiştir. Çökme değerlerinin doğruluk derecesi ise 15 kN'luk yükleme adımındaki değerlerle saptanmıştır. Bu değerler yardımıyla toplam düşey yük

$$P = 15 + 1.16 = 16.16 \text{ kN}$$

olup zemin gerilmelerinin meydana getirdiği toplam tepki kuvveti ise

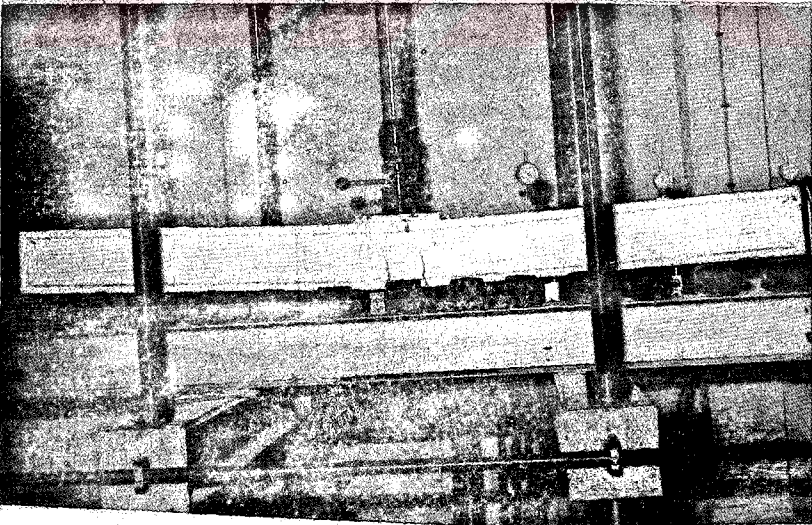
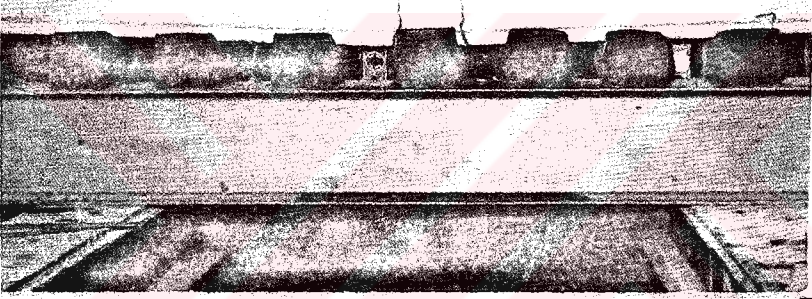
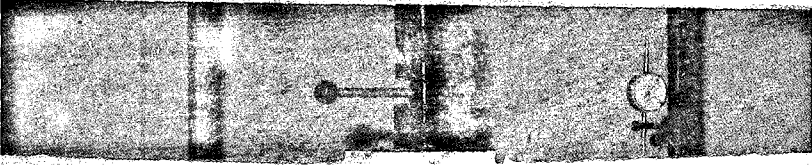
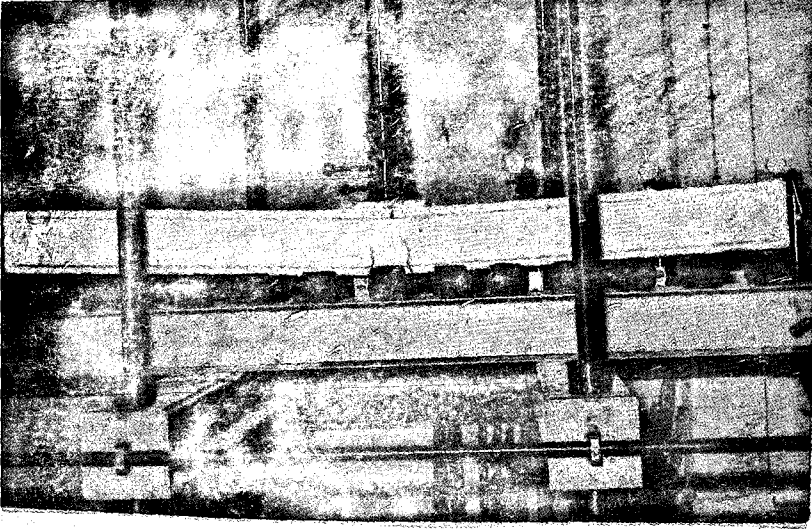
$$P_T = 10 \times 10 \times 0.024 (0.505 \times 3 + 4(8 \times 0.45 + 4 \times 0.38) = 15.88 \text{ kN}$$

olarak bulunmuştur.

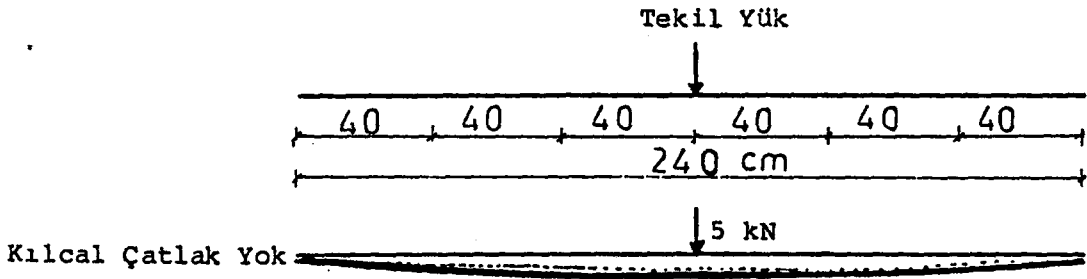
Deney anında yapılan çatlak izlenmesi sonucu, kesit taşıma gücüne ulaşınca, en büyük çatlak genişliği

$$t_1 = 0.185 \text{ mm} , \quad t_2 = 0.20 \text{ mm.}$$

olarak ölçülmüş, bağıntı 2.30 ile kuramsal çatlak genişliği



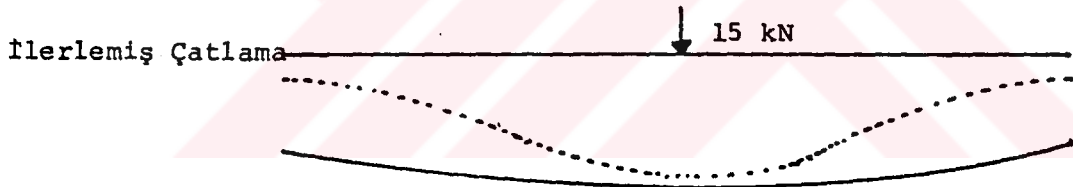
Şekil 4.11. B2 Tipi Kirişler
a,b. Çatlanmış durumu
c. Göçme durumu



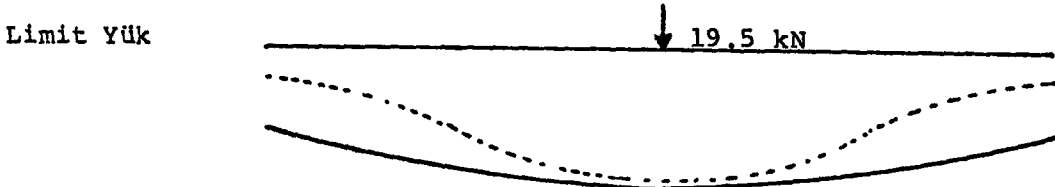
1. Kiriş	1.4	1.5	1.9	1.95	1.9	1.5	1.4
2. Kiriş	1.3	1.35	1.7	1.80	1.7	1.35	1.3
Kuramsal sonu�	0.8	1.1	1.2	1.3	1.2	1.1	0.8



1. Kiriş	2.7	3.10	3.5	3.8	3.4	3.3	2.7
2. Kiriş	2.3	3.0	3.20	3.4	3.20	3.0	2.30
Kuramsal sonu�	1.6	2.2	2.4	2.6	2.4	2.2	1.6



1. Kiriş	3.8	4.58	5.25	5.65	5.25	4.58	3.18
2. Kiriş	3.4	4.55	4.65	5.0	4.60	4.50	3.3
Kuramsal sonu�	2.4	3.3	3.6	3.9	3.6	3.3	2.4

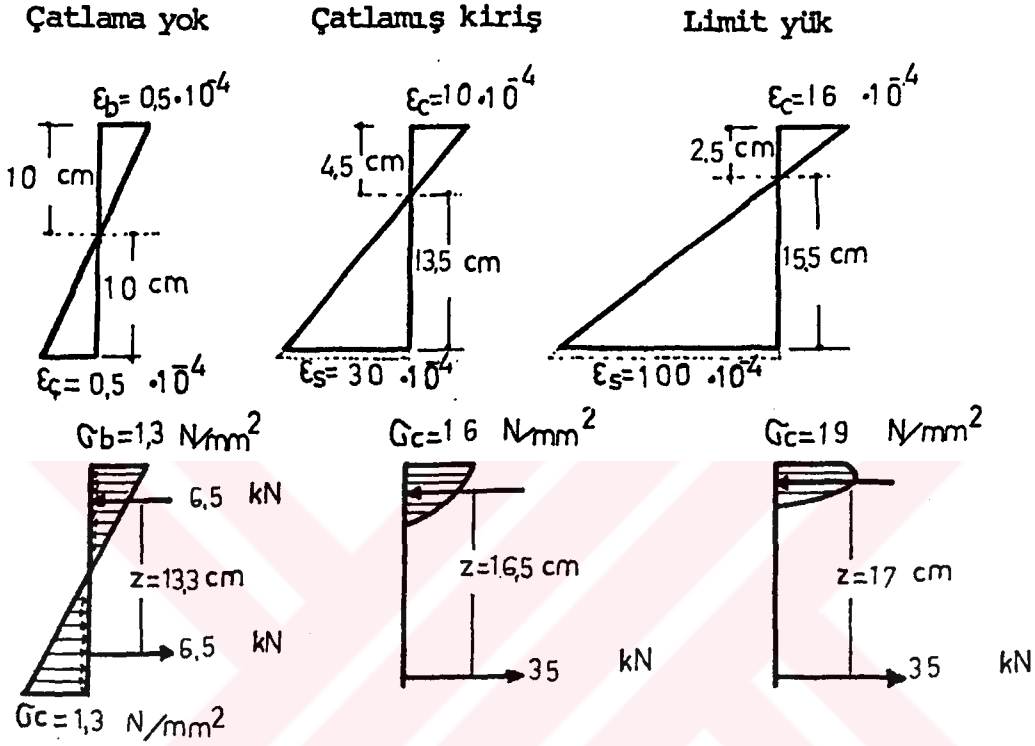


1. Kiriş	5.10	6.0	7.1	8	7.0	6.0	5.10
2. Kiriş	4.9	5.3	6.8	7.0	6.8	5.3	4.9
Kuramsal sonuç	3.2	4.4	4.8	5.2	4.8	4.4	3.2

şekil 4.12 - B2 Tipi Kirişlerde   kme Eğrileri ve çökme değerleri (mm.)

$$t = 1.3 \text{ mm.}$$

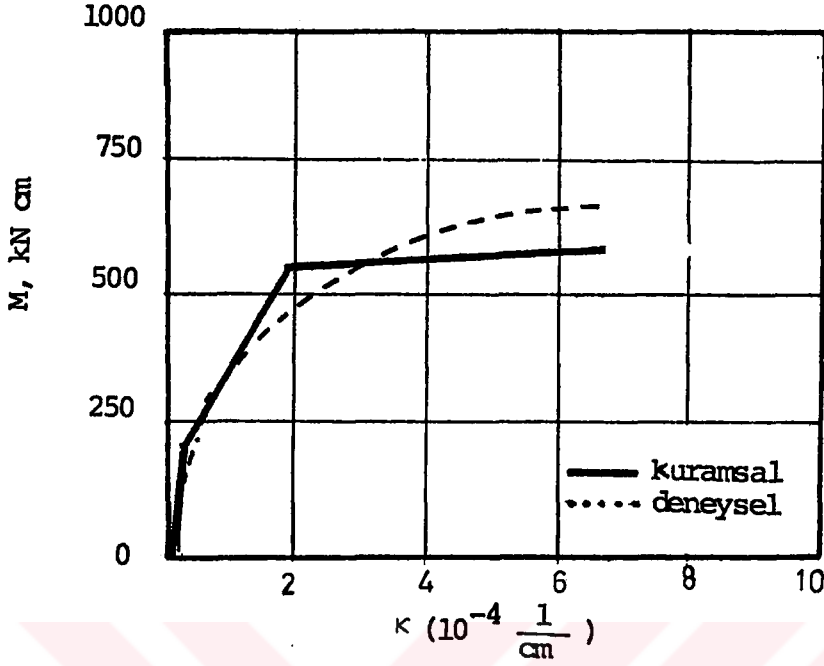
olarak bulunmuştur.



Şekil 4.13. B2 Tipi Kirişlerde Birim Deformasyon ve Gerilme Yayılışı.

Deneyde deformetre ile ölçülen şekil değiştirmelerden yararlanarak çizilen birim deformasyon değişimi ile gerilme yayılışı Şekil 4.13'de görülmektedir. Bu değişimden ve kuramsal sonuçtan yararlanarak moment-eğrilik diyagramı çizilmiştir (Şekil 4.14).

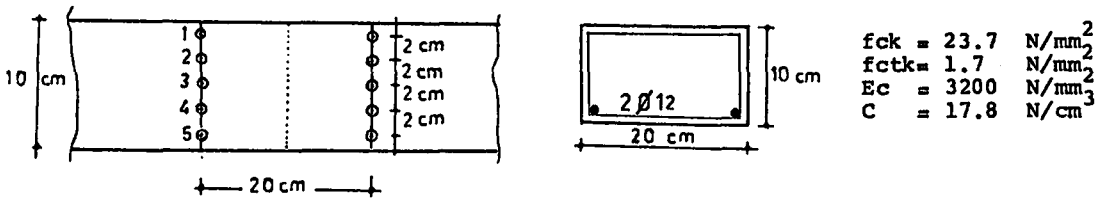
B2 tipi kirişlerde $V = 8.75 < V_{cr} = 17.4 \text{ kN}$ olduğundan kayma güvenliği, $V = 8.75 < V_{pc} = 161 \text{ kN}$ olduğundan zımbalama güvenliği, $V_{pc} = 1.95 < f_{ck} = 20.4 \text{ N/mm}^2$ olduğundan ezilme güvenliği sağlanmıştır.



Şekil 4.14. B2 Tipi Kirişlerde Moment-Eğrilik Diyagramı

4.1.3. B3 Tipi Kirişler

Bu seride boyutları ve ölçüm noktaları Şekil 4.15'de görülen iki adet kiriş kullanılmıştır.



Şekil 4.15. B3 Tipi Kirişlerde Ölçüm Noktaları ve Kesit.

B3 tipi kirişlerde çatlama momenti ve buna bağlı olarak çatlama yükü ;

$$M_{cr} = 118 \text{ kNcm} ; \quad P = 4.8 \text{ kN}$$

olarak bulunmuştur. Bu tip kirişlerin kırılma momenti ise

Şekil 4.16'da görülen iç kuvvetlerin dengesinden

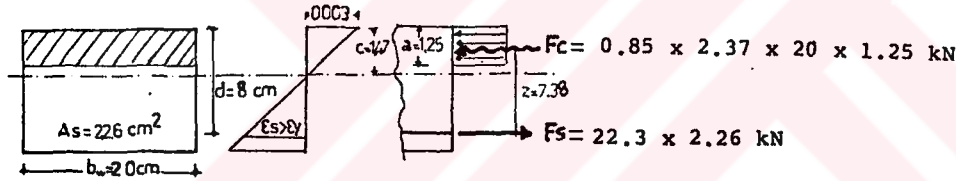
$$a = 1.25 \text{ cm.}$$

$$ML = 371 \text{ kNcm.}$$

olup, buna bağlı olarak, bağıntı 2.11 yardımıyla limit yük

$$PL = 16.9 \text{ kN}$$

olmaktadır. Limit yükün yaklaşık sekizde biri olan $P = 2$ kN yükleme adımı olarak alınmıştır. Ölçümlere geçmeden önce çatlama yüküne yakın bir değerde iki kere yüklenip boşaltılmıştır. Her yükleme adımında yirmi dakika bekleyip gerekli ölçümler yapılmıştır (Şekil 4.17a,b,c).



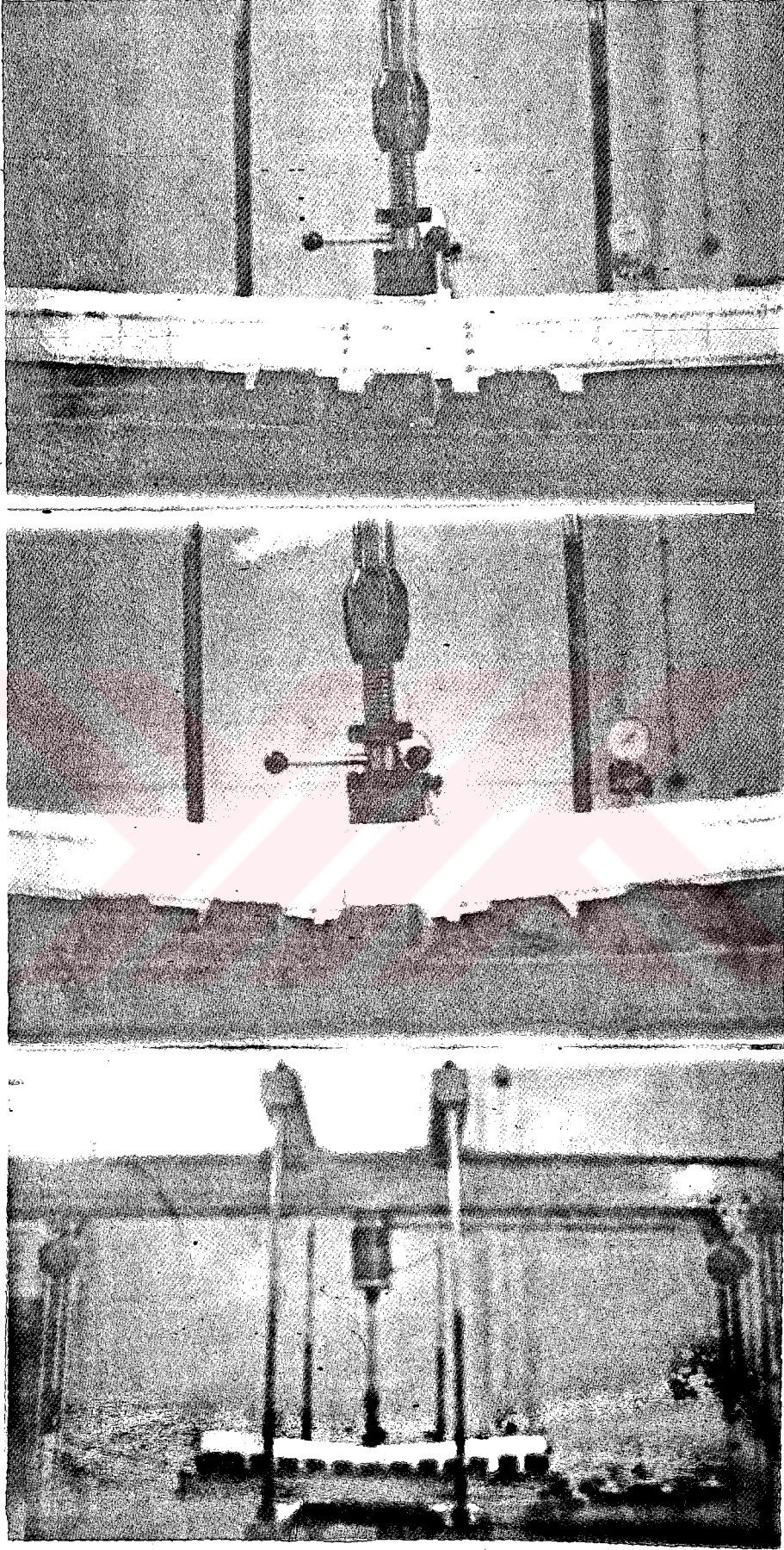
Şekil 4.16. B3 Tipi Kirişlerde İç Kuvvetler.

B3 tipi kirişlerin çökme değerleri ve eğrileri, deneysel ve kuramsal sonuçlarla birlikte Şekil 4.18'de verilmiştir. Çökme değerlerinin doğruluk derecesi ise bu kere 10 kN'luk yükleme adımındaki değerlerle saptanmıştır. Bu değerler yardımıyla toplam düşey yük

$$PD = 10 + 0.10 \times 0.20 \times 2.4 \times 24.1 = 11.15 \text{ kN}$$

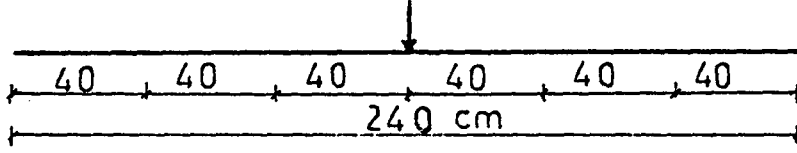
olup, zemin gerilmelerinin meydana getirdiği toplam tepki kuvveti ise

$$\begin{aligned} P_T &= 20 \times 10 \times 0.02 (0.3 \times 2 + 0.27 \times 3 + 0.26 \times 3 + 0.25 \times 3) \\ &= 11.64 \text{ kN} \end{aligned}$$



Şekil 4.17. B3 Tipi Kirişler
a,b. Çatlama durumu
c. Göçme durumu

Tekil Yük



Kılcal Çatlak Yok

3 kN

1. Kiriş

1.1	1.15	1.20	1.25	1.20	1.15	1.10
-----	------	------	------	------	------	------

2. Kiriş

1.3	1.35	1.35	1.40	1.35	1.35	1.3
-----	------	------	------	------	------	-----

Kuramsal sonuç

0.07	0.4	0.6	0.7	0.6	0.4	0.07
------	-----	-----	-----	-----	-----	------

5 kN

Çatlamış Kiriş

1. Kiriş

1.7	2.0	2.10	2.3	2.10	2.0	1.7
-----	-----	------	-----	------	-----	-----

2. Kiriş

1.6	2.1	2.15	2.2	2.15	2.10	1.6
-----	-----	------	-----	------	------	-----

Kuramsal sonuç

0.1	0.6	0.9	1.1	0.9	0.6	0.1
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

10 kN

İlerlemiş Çatlama

1. Kiriş

2.50	2.60	2.70	2.00	2.70	2.60	2.40
------	------	------	------	------	------	------

2. Kiriş

2.40	2.80	3.10	3.15	3.10	2.80	2.40
------	------	------	------	------	------	------

Kuramsal sonuç

0.2	1.2	1.8	2.2	1.8	1.2	0.2
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Limit YüK

16.9 kN

1. Kiriş

3.10	3.6	4.2	5.00	4.2	3.6	3.10
------	-----	-----	------	-----	-----	------

2. Kiriş

2.80	3.5	4.4	5.35	4.4	3.5	2.70
------	-----	-----	------	-----	-----	------

Kuramsal sonuç

0.34	2.0	3.0	3.7	3.0	2.0	0.34
------	-----	-----	-----	-----	-----	------

Şekil 4.18 - B3 Tipi Kirişlerde Çökme Eğrileri ve Çökme değerleri (mm.)

olarak bulunmuştur.

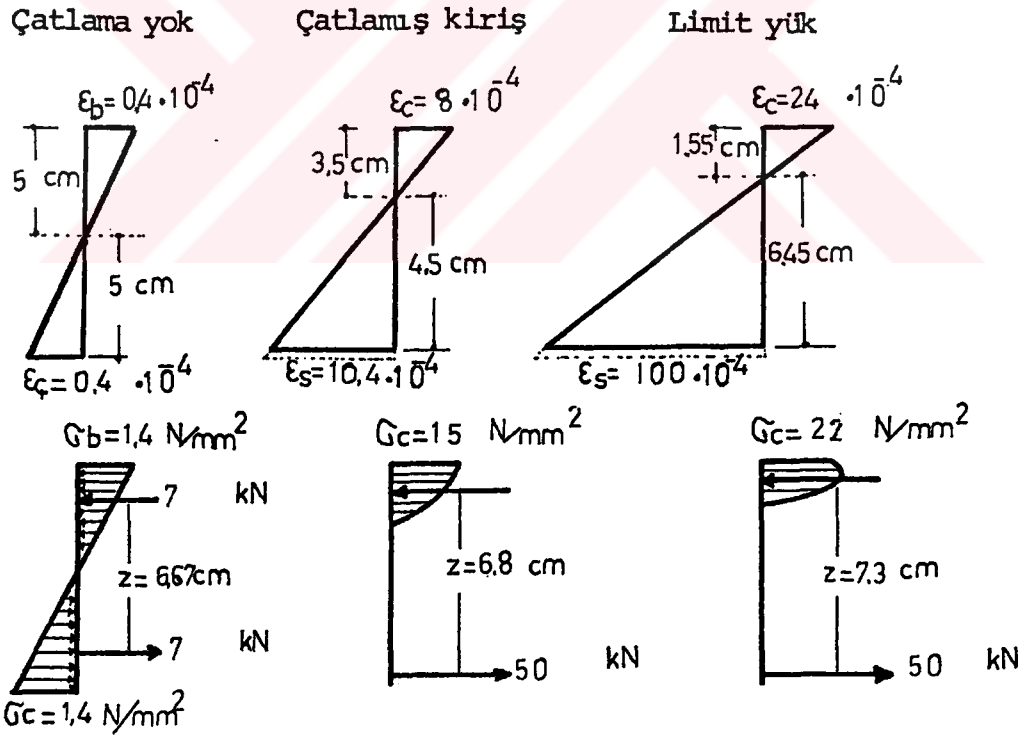
Deney anında yapılan çatlak izlenmesi sonucu en büyük çatlak genişliği

$$t_1 = 1.50 \text{ mm}, \quad t_2 = 1.75 \text{ mm}.$$

olarak ölçülmüş, bağıntı 2.30 ile ise kuramsal çatlak genişliği,

$$t = 0.135 \text{ mm}$$

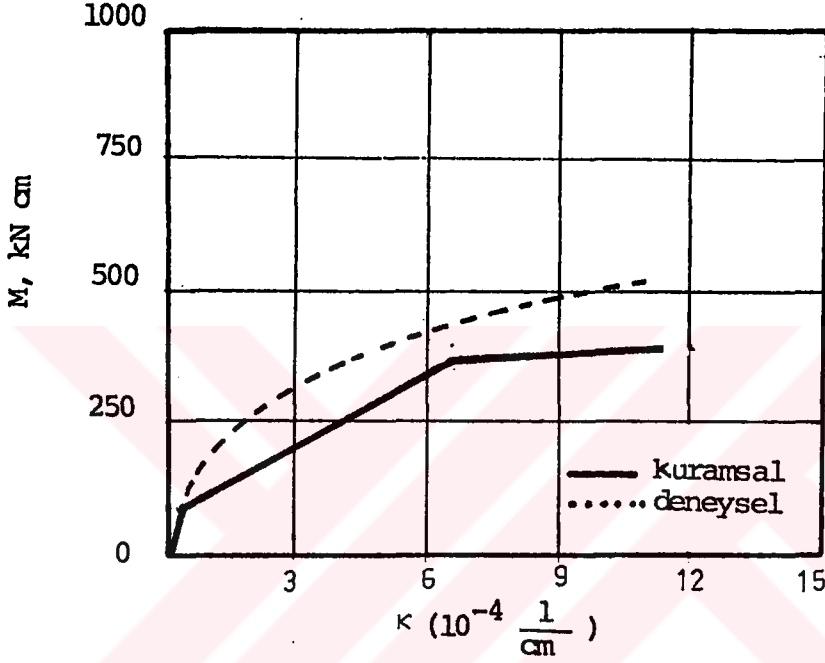
olarak bulunmuştur.



Şekil 4.19. B3 Tipi Kirişlerde Birim Deformasyon ve Gerilme Yayılımı.

B3 tipi kirişlerde $V = 8.45 < V_{cr} = 17.7 \text{ kN}$ olduğundan kayma güvenliği, $V = 8.46 < V_{pc} = 81.6 \text{ kN}$ olduğundan zımbalama güvenliği, $\sigma_b = 1.3 < f_{ck} = 23.7 \text{ N/mm}^2$ olduğundan ezilme güvenliği sağlanmıştır.

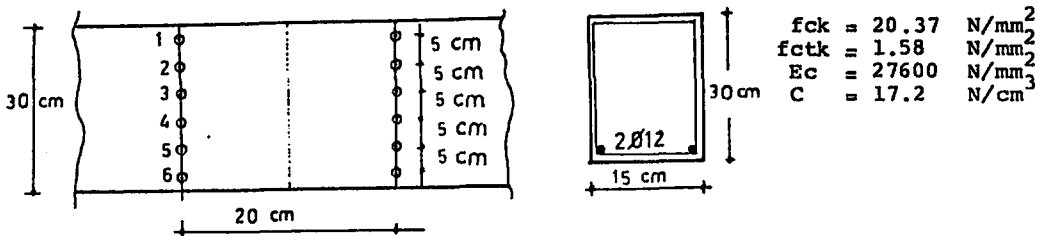
Deneyde deformetre ile ölçülen şekil değiştirmelerden yararlanarak çizilen birim deformasyon değişimi ile gerilme yayılımı Şekil 4.19'da görülmektedir. Bu değişimden ve kuramsal sonuçtan yararlanarak moment-eğrilik diyagramı çizilmiştir (Şekil 4.20).



Şekil 4.20. B3 Tipi Kirişlerde Moment-Eğrilik Diyagramı.

4.1.4. B4 Tipi Kirişler

Bu seride boyutları ve ölçüm noktaları Şekil 4.21'de görülen iki adet kiriş kullanılmıştır.



Şekil 4.21. B4 Tipi Kirişlerde Ölçüm Noktaları ve Kesit.

B4 tipi kirişlerde çatlama momenti ve buna bağlı olarak çatlama yükü

$$M_{cr} = 711 \text{ kNcm.} ; P = 24 \text{ kN}$$

olarak bulunmuştur. Bu tip kirişlerin kırılma momenti ise Şekil 4.22'de görülen iç kuvvetlerin dengesinden ve bağıntı 3.1 ve 3.2 den

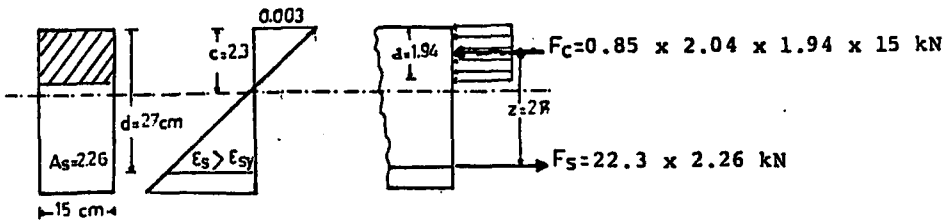
$$a = 1.94 \text{ cm.}$$

$$ML = 1360 \text{ kNcm}$$

olup, buna bağlı olarak, bağıntı 2.11 yardımıyla limit yük

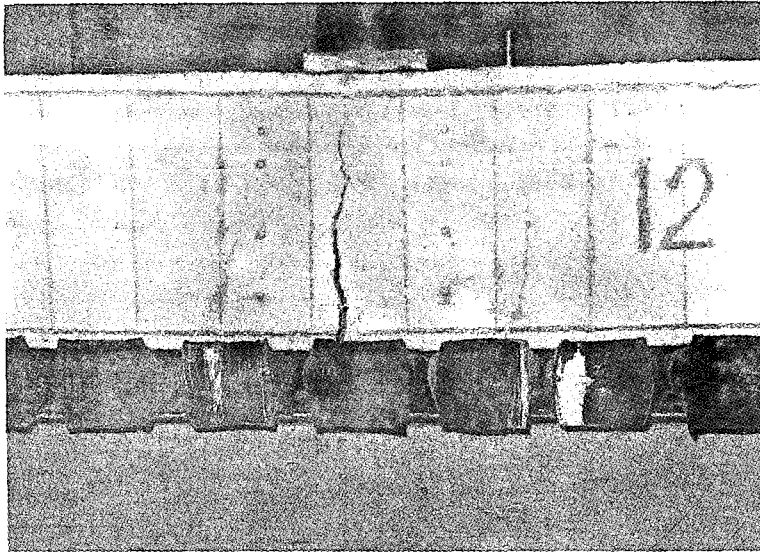
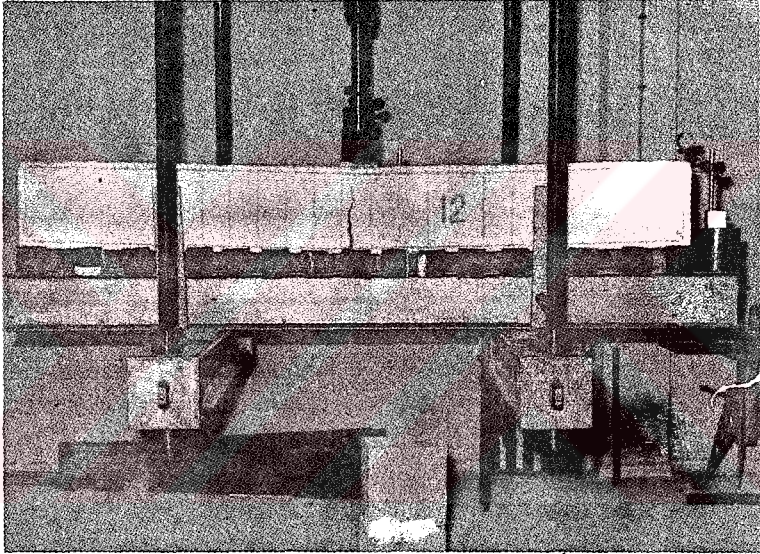
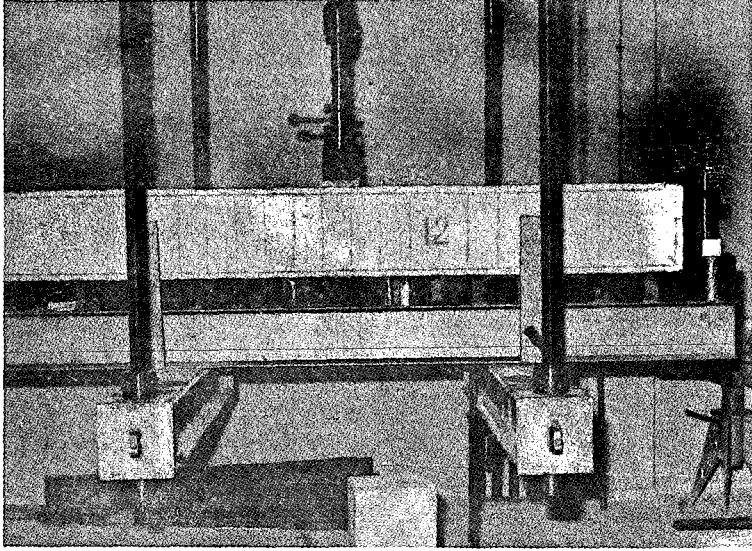
$$P = 44.6 \text{ kNcm.}$$

olmaktadır. Limit yükün yaklaşık sekizde biri olan $P = 5 \text{ kN}$ yükleme adımı olarak alınmıştır. Ölçümlere geçmeden önce çatlama yüküne yakın bir değerde iki kere yüklenip boşaltılmıştır. Her yükleme adımında yirmi dakika bekleyip gerekli ölçümler yapılmıştır (Şekil 4.23a,b,c).

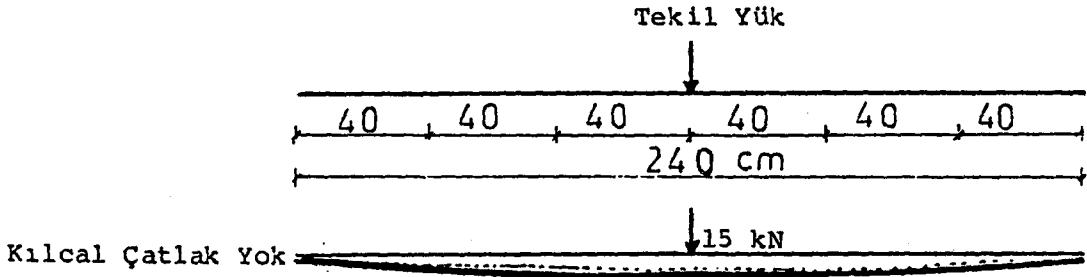


Şekil 4.22. B4 Tipi Kirişlerde İç Kuvvetler

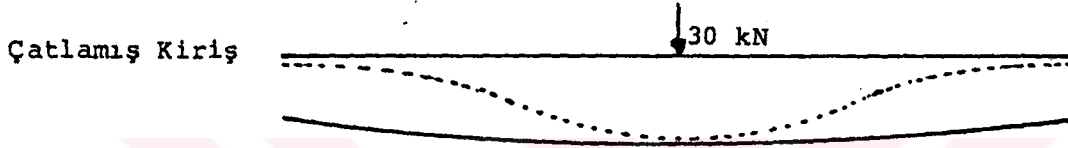
B4 tipi kirişlerin çökme değerleri ve eğrileri, deneysel ve kuramsal sonuçlarla birlikte Şekil 4.24'de verilmiştir. Çökme değerlerinin doğruluk derecesi ise bu kere 30 kN'luk yükleme adımındaki değerlerle saptanmıştır. Bu değerler yardımıyla toplam düşey yük ;



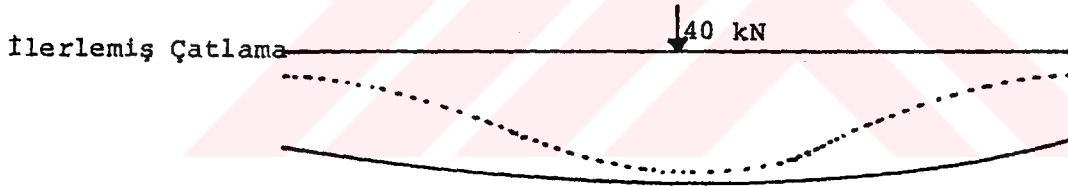
Şekil 4.23. B4 Tipi Kirişler
 a. Genel görünüş
 b. Kılcal çatlak oluşması
 c. Göçme durumu



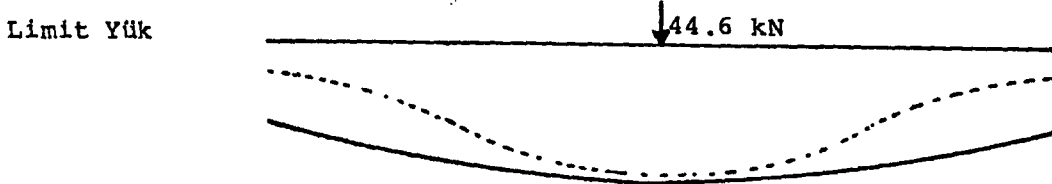
1. Kiriş	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
2. Kiriş	3.00	3.00	3.10	3.10	3.10	3.00	3.00
Kuramsal sonuç	2.2	2.3	2.4	2.5	2.4	2.3	2.2



1. Kiriş	7.00	6.90	7.4	7.70	7.40	6.90	7.0
2. Kiriş	5.30	5.40	5.55	5.60	5.55	5.40	5.35
Kuramsal sonuç	4.4	4.6	4.8	5.0	4.8	4.6	4.4

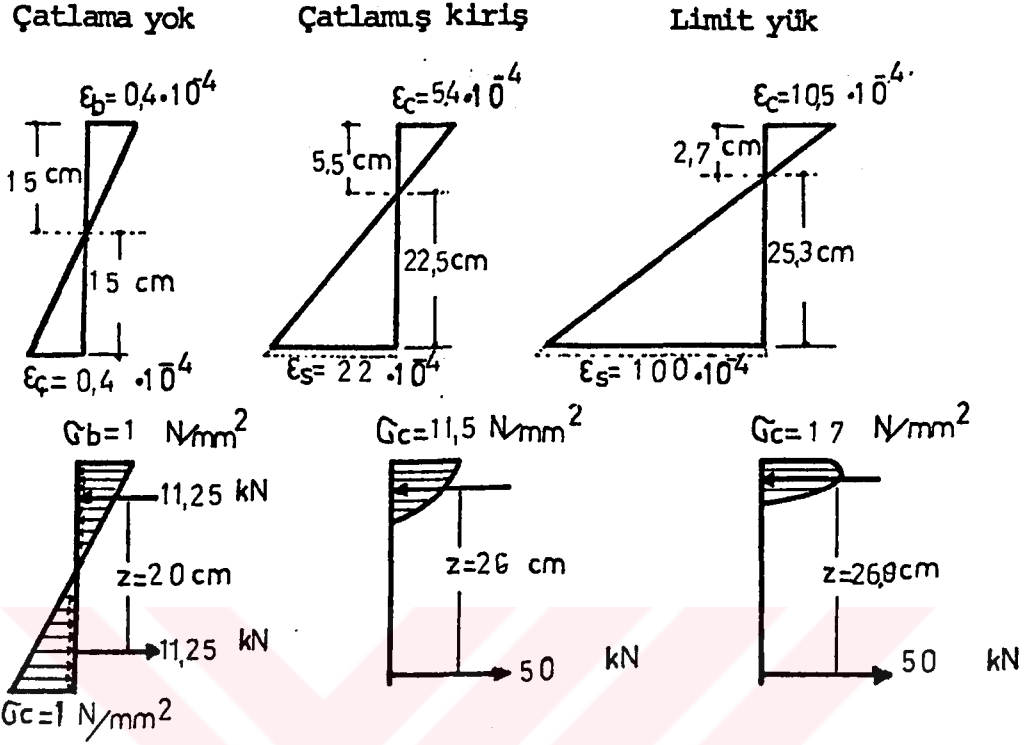


1. Kiriş	74.00	7.45	7.50	8.50	8.50	7.45	7.0
2. Kiriş	7.0	7.5	8.0	8.0	8.0	7.5	7.0
Kuramsal sonuç	5.7	6.0	6.1	6.4	6.1	6.0	5.7

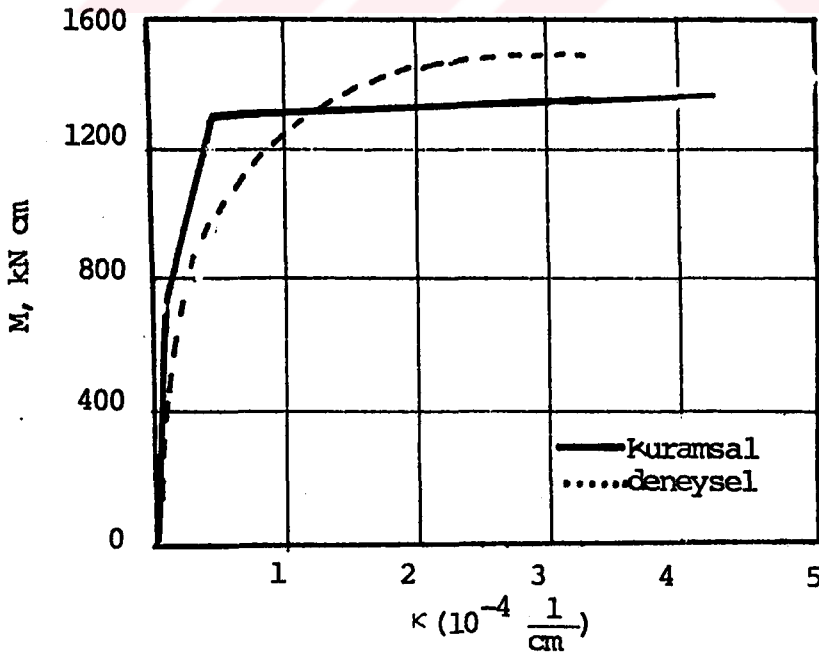


1. Kiriş	7.80	7.0	8.0	9.50	8.90	8.30	6.8
2. Kiriş	7.0	8.5	9.0	11	9.0	8.5	7.0
Kuramsal sonuç	6.4	6.8	7.0	7.2	7.0	6.8	6.4

Şekil 4.24 - B4 Tipi Kirişlerde Çökme Eğrileri ve Çökme değerleri (mm.)



Şekil 4.25. B4 Tipi Kirişlerde Birim Deformasyon ve Gerilme Yayılışı.



Şekil 4.26. B4 Tipi Kirişlerde Moment-Eğrilik Diyagramı.

$$P_D = 30 + 2.60 = 32.6 \text{ kN}$$

olup zemin gerilmelerinin meydana getirdiği toplam tepki kuvveti ise

$$\begin{aligned} P_T &= 0.02 \times 15 \times 10 (3 \times 0.77 + 4 \times 0.74 + 4 \times 0.70 + 4 \times 0.67) \\ &= 32.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

olarak bulunmuştur.

Deney anında yapılan çatlak izlenmesi sonucu en büyük çatlak genişliği

$$t_1 = 0.170 \text{ mm} \quad t_2 = 0.194 \text{ mm}$$

olarak ölçülmüş, bağıntı 2.30 ile ise kuramsal çatlak genişliği

$$t = 0.157 \text{ mm.}$$

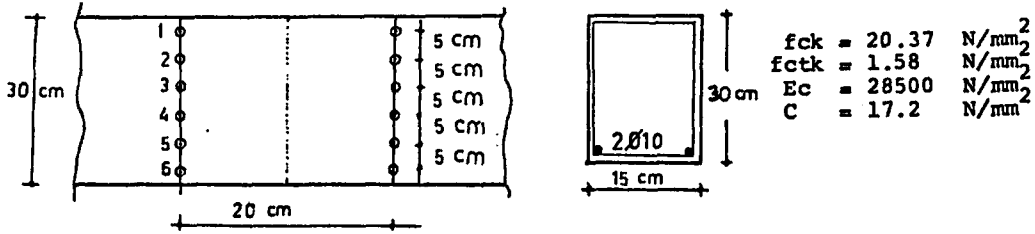
olarak bulunmuştur.

Deneyde deformetre ile ölçülen şekil değiştirmelerden yararlanarak çizilen birim deformasyon değişimi ile gerilme yayılımı Şekil 4.25 de görülmektedir. Bu değişimden ve kuramsal sonuçtan yararlanarak moment-eğrilik diyagramı çizilmiştir (Şekil 4.26).

B4 tipi kirişlerde $V = 22.3 < V_{cr} = 44.2 \text{ kN}$ olduğundan kayma güvenliği, $V = 22.3 < V_{pc} = 272 \text{ kN}$ olduğundan zımbalama güvenliği, $\sigma_b = 3.43 < f_{ck} = 20.3 \text{ N/mm}^2$ olduğundan ezilme güvenliği sağlanmıştır.

4.1.5. B5 Tipi Kirişler

Bu seride boyutları ve ölçüm noktaları Şekil 4.27'de görülen iki adet kiriş kullanılmıştır.



Şekil 4.27. B5 Tipi Kirişlerde Ölçüm Noktaları ve Kesit.

B tipi kirişlerde çatlama momenti ve buna bağlı olarak çatlama yükü,

$$M_{cr} = 711 \text{ kNcm} \quad ; \quad P = 24 \text{ kN}$$

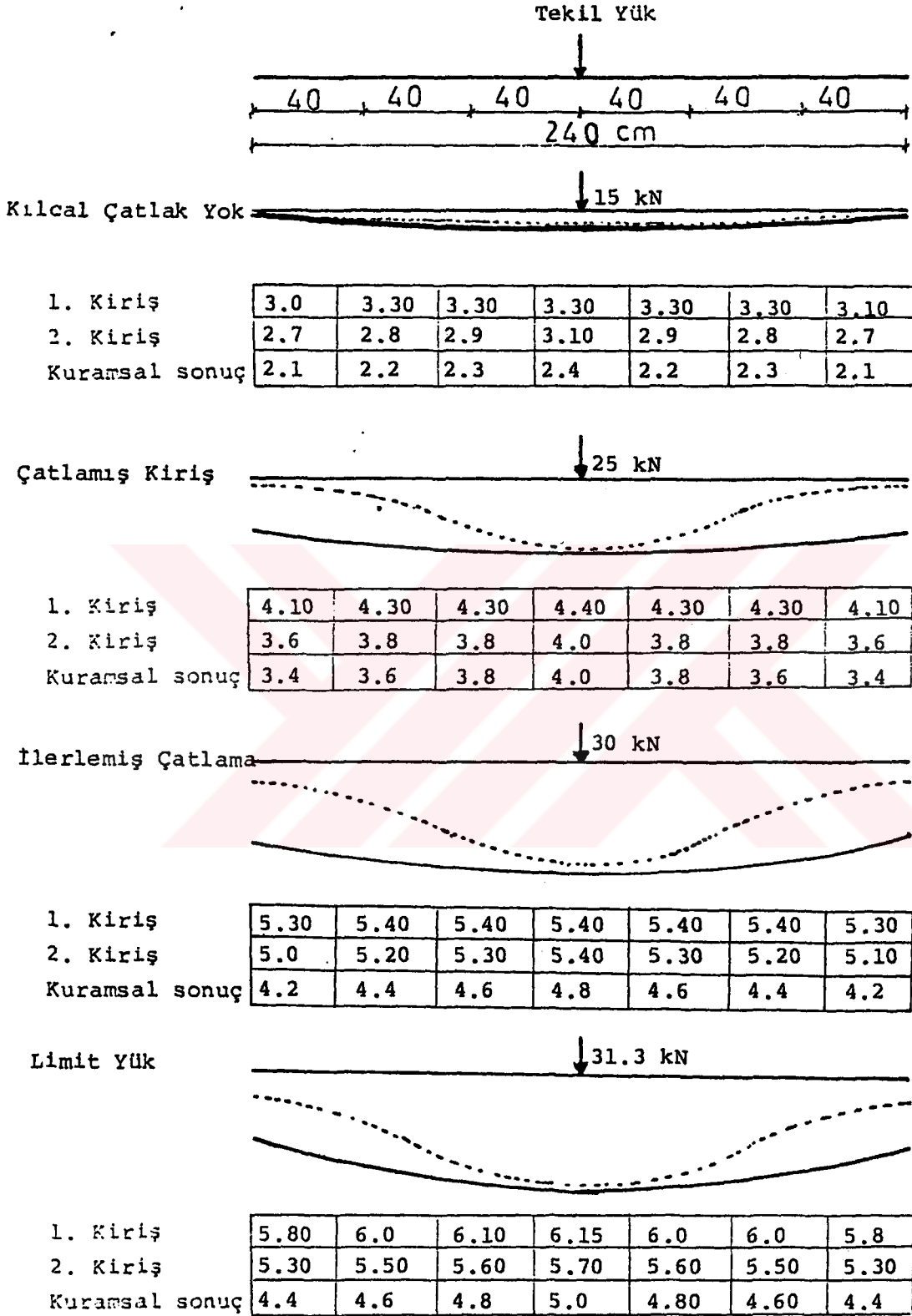
olarak bulunmuştur. Bu tip kirişlerin kırılma momenti ise Şekil 4.28 de görülen iç kuvvetlerin dengesinden ve bağıntı 3.1 ile 3.2 den

$$a = 1.34 \text{ cm} \quad \quad \quad M_L = 959 \text{ kNcm.}$$

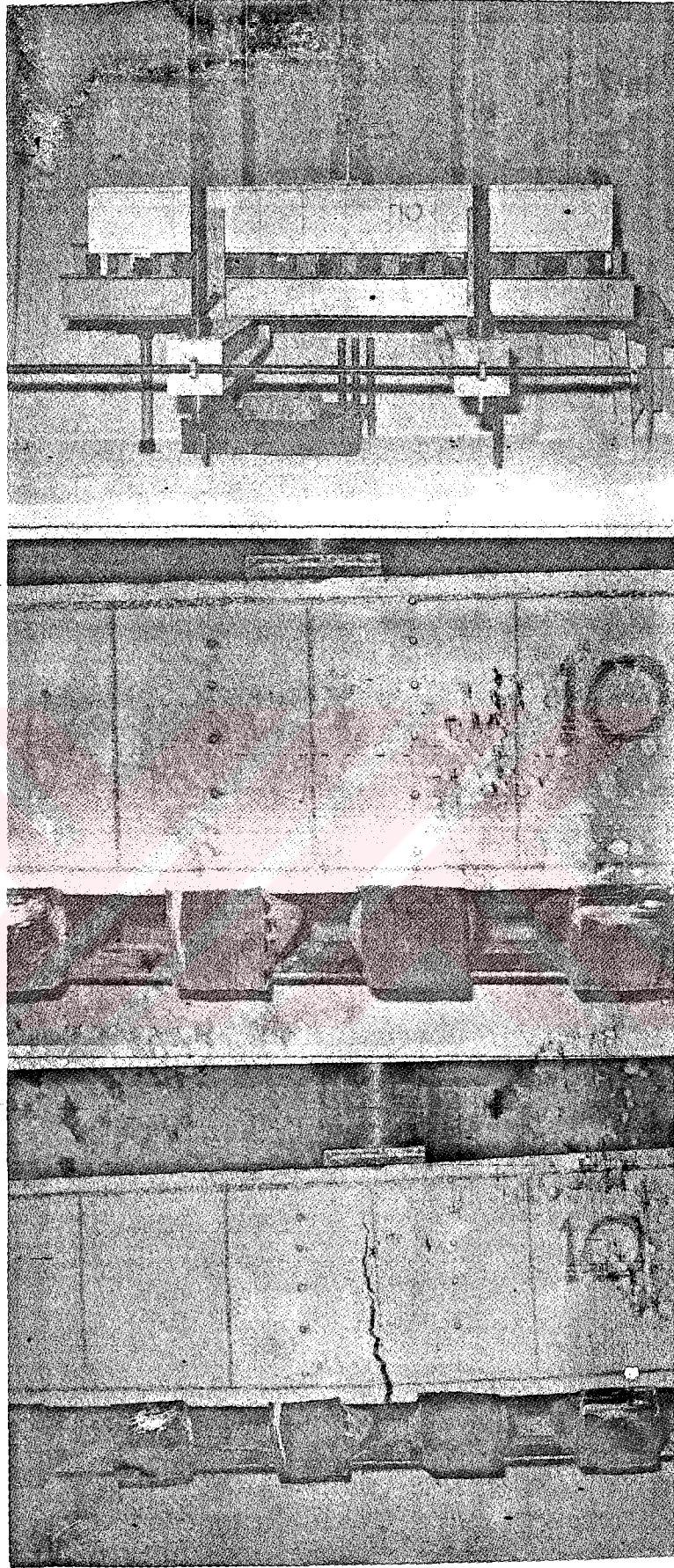
olup, buna bağlı olarak, bağıntı 2.11 yardımıyla limit yük

$$P_L = 31.3 \text{ kN}$$

olmaktadır. Limit yükün yaklaşık sekizde biri olan $P = 4 \text{ kN}$ yükleme adımı olarak alınmıştır. Ölçümlere geçmeden önce çatlama yüküne yakın bir değerde iki kere yüklenip boşaltılmıştır. Her yükleme adımı yirmi dakika bekleyip gerekli ölçümler yapılmıştır (Şekil 4.29a,b,c).

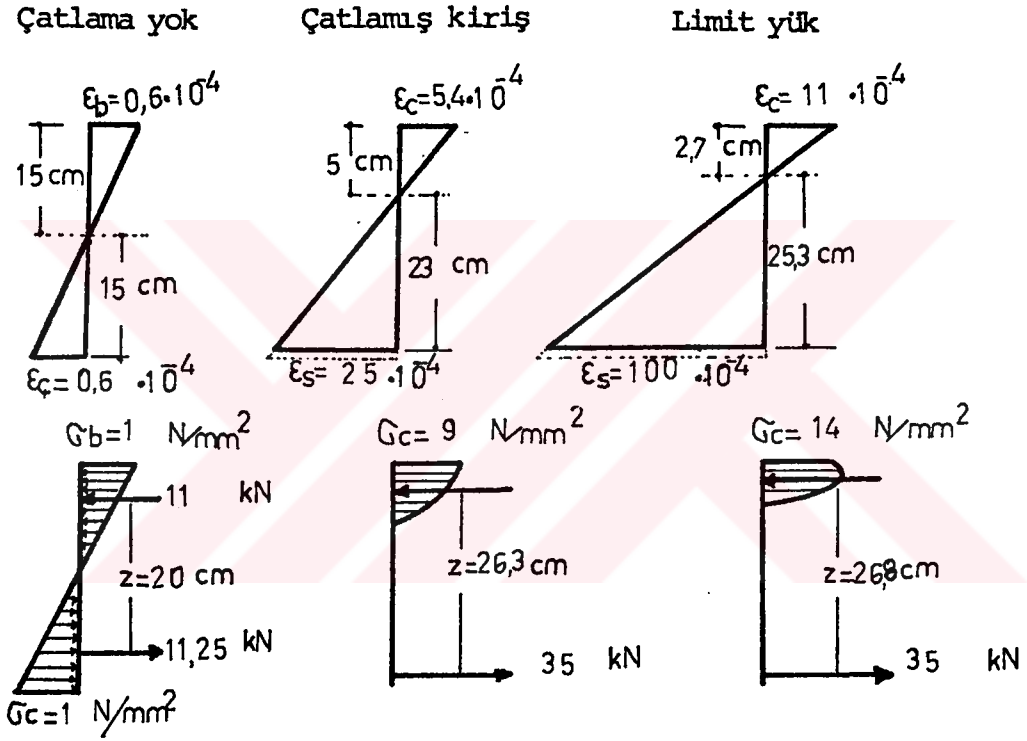


şekil 4.29 - B5 Tipi Kirişlerde Çökme Eğrileri ve Çökme değerleri (mm.)



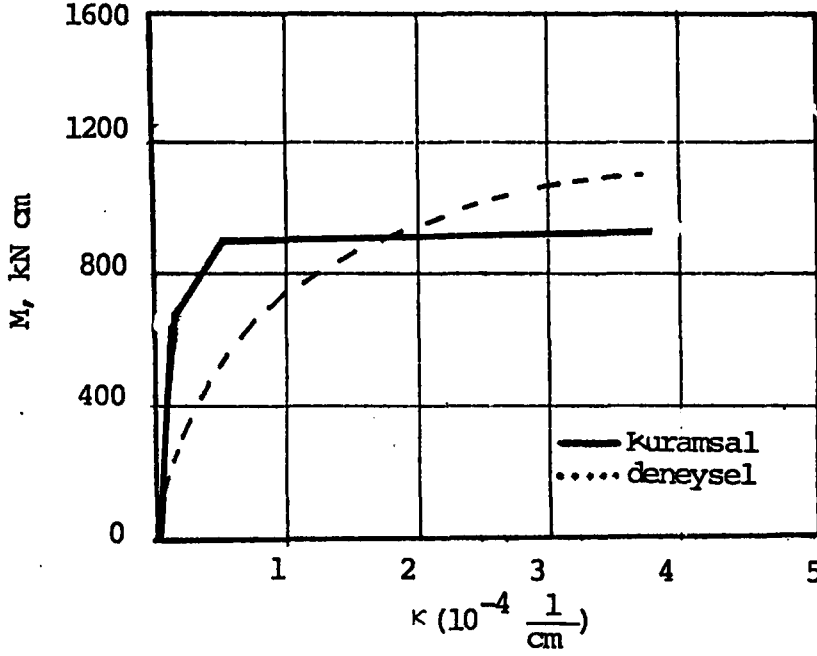
Şekil 4.30. B5 Tipi Kirişler
a. Genel görünüş
b,c. Gözme durumu

Deneyde deformetre ile ölçülen şekil değiştirmeler - den yararlanarak çizilen birim deformasyon değişimi ile gerilme yayılımı Şekil 4.31 de görülmektedir. Bu değişim- den ve kuramsal sonuçtan yararlanarak moment-eğrilik diyag- ramı çizilmiştir (Şekil 4.32).



Şekil 4.31. B5 Tipi Kirişlerde Birim Deformasyon ve Gerilme Yayılımı.

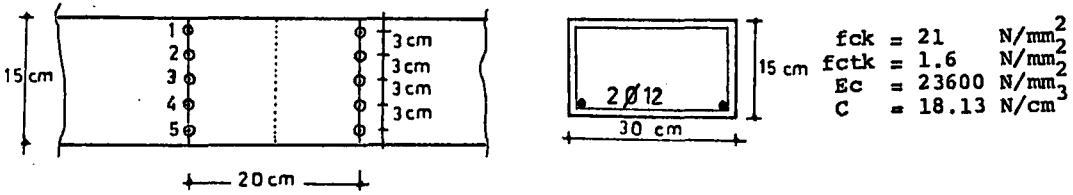
B5 tipi kirişlerde $V = 31,3 < V_{cr} = 42 \text{ kN}$ olduğun - dan kayma güvenliği, $V = 81,3 < V_{pc} = 256 \text{ kN}$ olduğundan zımbalama güvenliği, $\sigma_b = 2,4 < f_{ck} = 20,3 \text{ N/mm}^2$ olduğundan ezilme güvenliği sağlanmıştır.



Şekil 4.32. B5 Tipi Kirişlerde Moment - Eğrilik Diyagramı.

4.1.6. B6 Tipi Kirişler

Bu seride boyutları ve ölçüm noktaları Şekil 4.33' da görülen iki adet kiriş kullanılmıştır.

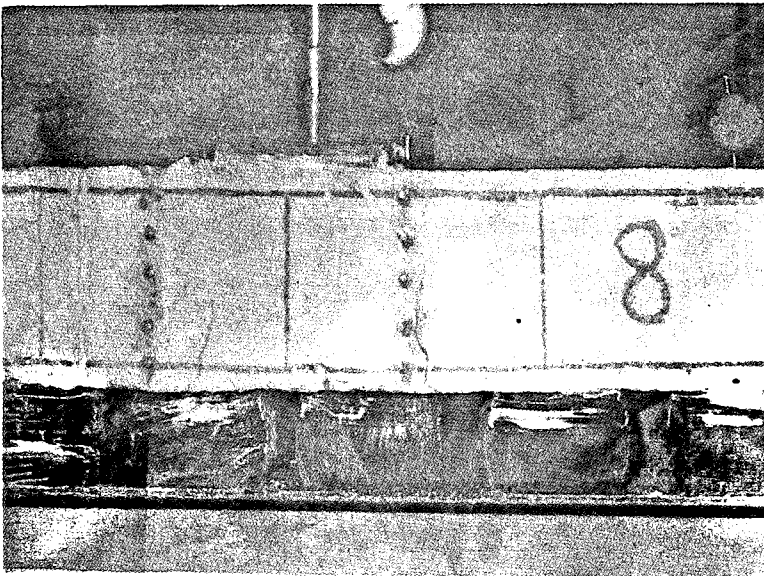
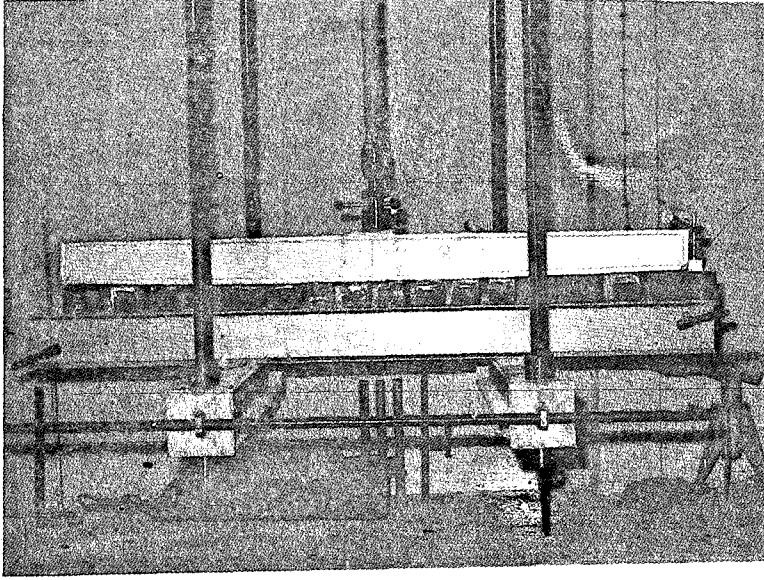


Şekil 4.33. B6 Tipi Kirişlerde Ölçüm Noktaları ve Kesit.

B6 tipi kirişlerde çatlama momenti ve buna bağlı olarak çatlama yükü

$$M_{cr} = 360 \text{ kNcm.} \quad ; \quad P = 13.3 \text{ kN}$$

olarak bulunmuştur. Bu tip kirişlerin kırılma momenti ise



Şekil 4.35. B6 Tipi Kirişler
a,b. Genel görünüş
c. İlerlemiş çatlama durumu

Şekil 4.34 de görülen iç kuvvetlerin dengesinden ve bağıntı 3.1 ile 3.2 den yararlanarak,

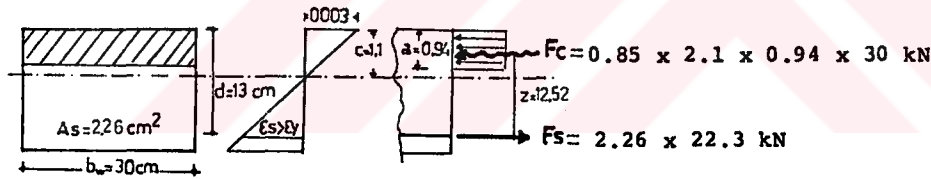
$$a = 0.94 \text{ cm}$$

$$M_L = 630 \text{ kNcm.}$$

olup, buna bağlı olarak, bağıntı 2.11 yardımıyla limit yük

$$P_L = 24.14 \text{ kN.}$$

olmaktadır. Limit yükün yaklaşık sekizde biri olan $P = 3 \text{ kN}$ yükleme adımı olarak alınmıştır. Ölçümlere geçmeden önce çatlama yüküne yakın bir değerde iki kere yüklenip boşaltılmıştır. Her yükleme adımıda yirmi dakika bekleyip gerekli ölçümler yapılmıştır (Şekil 4.35a,b,c).



Şekil 4.34. B6 Tipi Kirişlerde İç Kuvvetler.

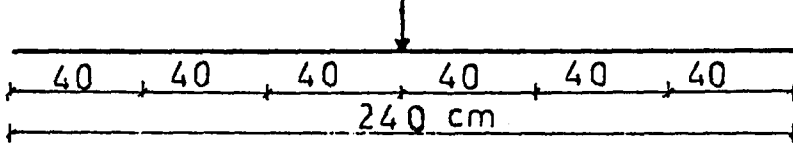
B6 tipi kirişlerin çökme değerleri ve eğrileri, deneysel ve kuramsal sonuçlarla birlikte Şekil 4.36 da verilmiştir. Çökme değerlerinin doğruluk derecesi ise bu kere 20 kN'luk yükleme adımıdaki değerlerle saptanmıştır. Bu değerler yardımıyla toplam düşey yük

$$P_D = 20 + 0.15 \times 0.30 \times 2.41 \times 2.4 = 22.60 \text{ kN}$$

olup, zemin gerilmelerinin meydana getirdiği toplam tepki kuvveti ise

$$P_T = 0.02 \times 25 \times 10 (0.34 \times 3 + 0.29 \times 9 + 0.28 \times 4) = 223 \text{ kN}$$

Tekil Yük



Kılcal Çatlak Yok

10 kN

1. Kiriş

1.4	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.45
1.3	1.3	1.35	1.35	1.35	1.3	1.3
0.45	0.6	0.8	1.0	0.8	0.6	0.45

2. Kiriş

Kuramsal sonuç

Çatlamış Kiriş

15 kN

1. Kiriş

1.9	1.9	1.95	1.95	1.95	1.9	1.9
2.0	2.0	2.05	2.10	2.05	2.0	2.0
0.68	0.9	1.2	1.5	1.2	0.9	0.68

2. Kiriş

Kuramsal sonuç

İlerlemiş Çatlama

20 kN

1. Kiriş

3.0	3.0	3.30	3.40	3.30	3.0	3.0
2.8	2.9	2.9	3.10	2.9	2.9	2.8
0.9	1.2	1.6	2.0	1.6	1.2	0.9

2. Kiriş

Kuramsal sonuç

Limit Yük

24 kN

1. Kiriş

3.2	3.6	3.7	3.8	3.7	3.7	3.2
3.4	3.45	3.45	3.5	3.45	3.45	3.4
1.1	1.5	1.9	2.4	1.9	1.5	1.1

2. Kiriş

Kuramsal sonuç

şekil 4.36 - B6 Tipi Kirişlerde Çökme Eğrileri ve Çökme değerleri (mm.)

olarak bulunmuştur.

Deney anında yapılan çatlak izlenmesi sonucu en büyük çatlak genişliği,

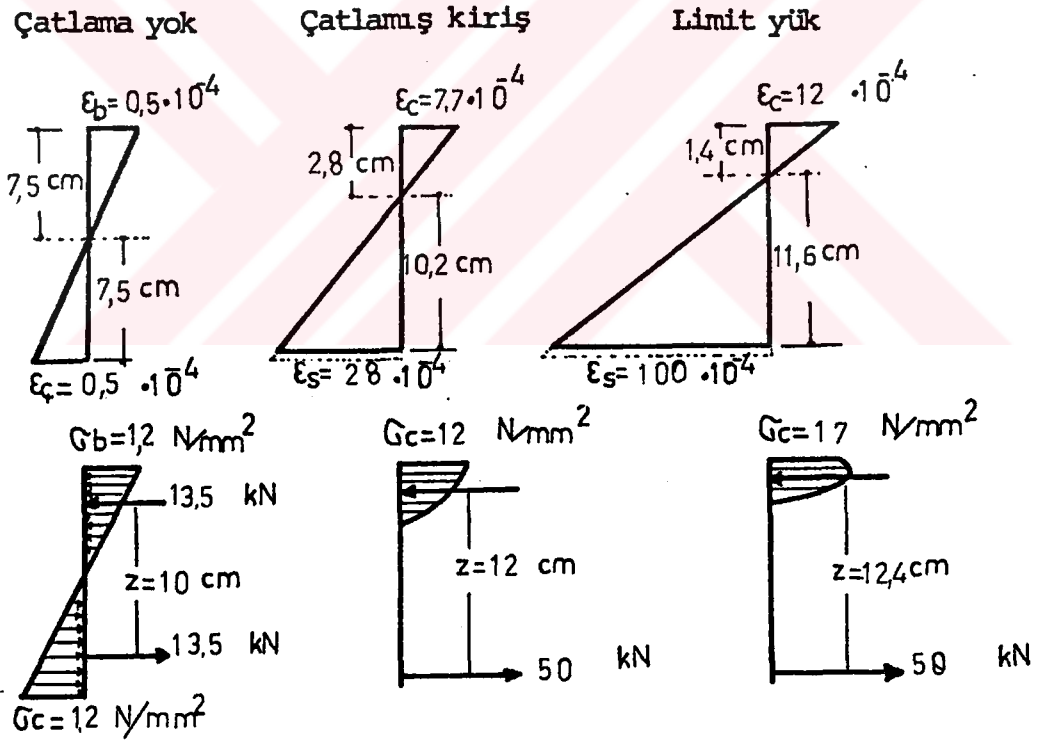
$$t_1 = 0.165 \text{ mm}$$

$$t_2 = 0.190 \text{ mm}$$

olarak ölçülmüş, bağıntı 2.30 ile ise kuramsal çatlak genişliği ise

$$t = 0.156 \text{ mm.}$$

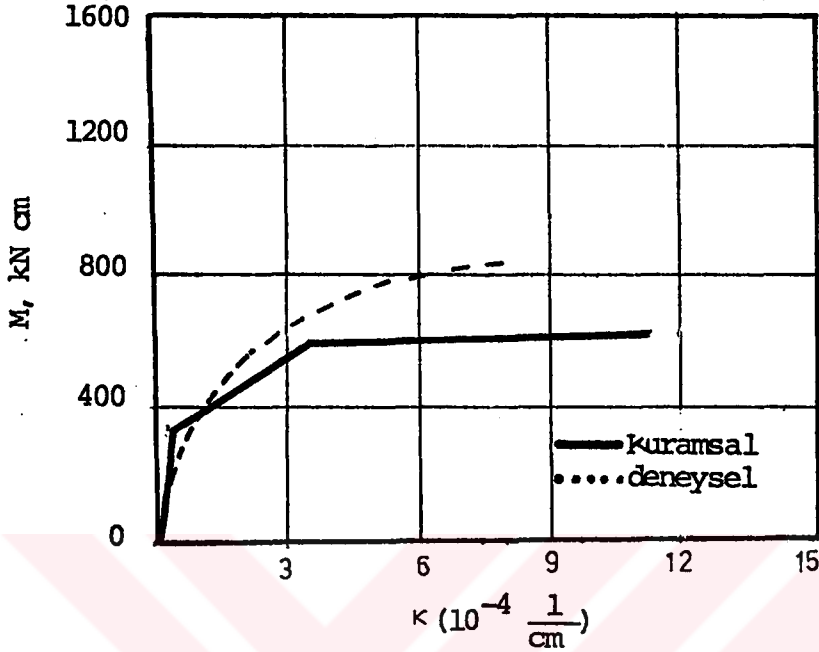
olarak bulunmuştur.



Şekil 4.37. B6 Tipi Kirişlerde Birim Deformasyon ve Gerilme Yayılışı.

Deneyde deformetre ile ölçülen şekil değiştirmeler - den yararlanarak çizilen birim deformasyon değişimi ile gerilme yayılışı Şekil 4.37 de görülmektedir. Bu değişimden ve kuramsal sonuçtan yararlanarak moment-eğrilik

diyagramı çizilmiştir (Şekil 4.38).



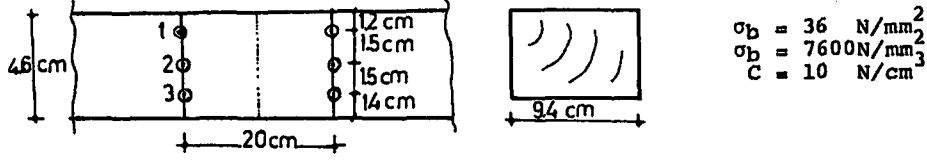
Şekil 4.38. B6 Tipi Kirişlerde Moment-Eğrilik Diyagramı.

B6 tipi kirişlerde $V = 24 \text{ kN} < V_{cr} = 40.6 \text{ kN}$ olduğundan kayma güvenliği, $V = 24 < V_{pc} = 125 \text{ kN}$ olduğundan zımbalama güvenliği, $\sigma_b = 1.85 < f_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$ olduğundan ezilme güvenliği sağlanmıştır.

4.2. AHŞAP KİRİŞ İLE YAPILAN DENEYLER

4.2.1. A1 Tipi Kirişler

Boyutları ve mekanik özellikleri saptanmış olan üç adet ahşap kiriş ile deney yapılmıştır. Ahşap kiriş üzerine eşit aralıkla yerleştirilen sekiz komparatör ile çökmeler ölçülmüştür. Orta bölgede altı noktada, küçük bilyalı ölçü noktasından yararlanarak komparatör saatli oturtmalı deformetre aleti ile şekil değiştirmeler ölçülmüştür (Şekil 4.39). Zemin olarak sekiz adet lastik ta - koz kullanılmıştır. Buna göre doluluk oranı 0.35' ve sistemin yatak katsayısı $C = 0.35 \times 28.5 = 10 \text{ N/cm}^3$ olmaktadır.



Şekil 4.39. Al Tipi Ahşap Kirişlerin Ölçüm Yerleri ve Kesiti.

Deneye ışık tutması amacıyla önce Al tipi kirişin taşıyabileceği yük hesaplanmıştır. Bağıntı 2.27 ve Şekil 4.40 yardımıyla,

$$b = 94 \text{ mm.}$$

$$h = 46 \text{ mm.}$$

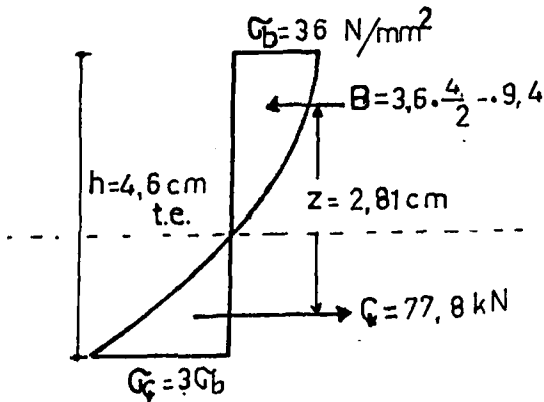
$$\sigma_b = 36 \text{ N/mm}^2 = 3.6 \text{ kN/cm}^2$$

olarak elastik moment

$$M_e = \frac{6}{36} 3.6 \times 9.4 \times 4.6^2 = 119 \text{ kNcm.}$$

olup, plastik moment,

$$M_p = \frac{9}{36} 3.6 \times 9.4 \times 4.6^2 = 179 \text{ kNcm.}$$



Şekil 4.40. Al Tipi Kirişlerde İç Kuvvetler.

ve kırılma momenti,

$$M_l = \frac{11}{36} 3.6 \times 9.4 \times 4.6^2 = 218 \text{ kNcm.}$$

olarak bulunmuştur. Bu momentlere karşı gelen elastik yük, plastik yük ve kırılma yükü ise, elastik zemin üzerine oturan kiriş çözümünü veren bağıntı 2.11 yardımıyla,

$$P_e = 10 \text{ kN}$$

$$P_p = 14 \text{ kN}$$

$$P_l = 17 \text{ kN}$$

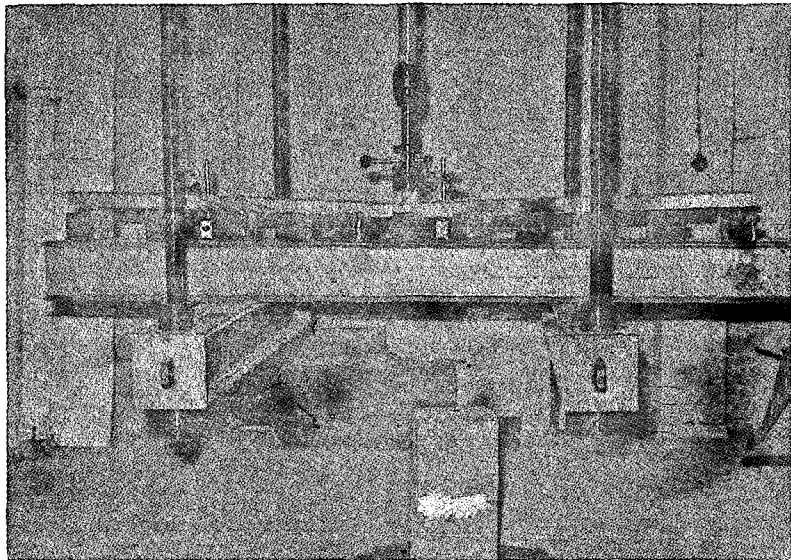
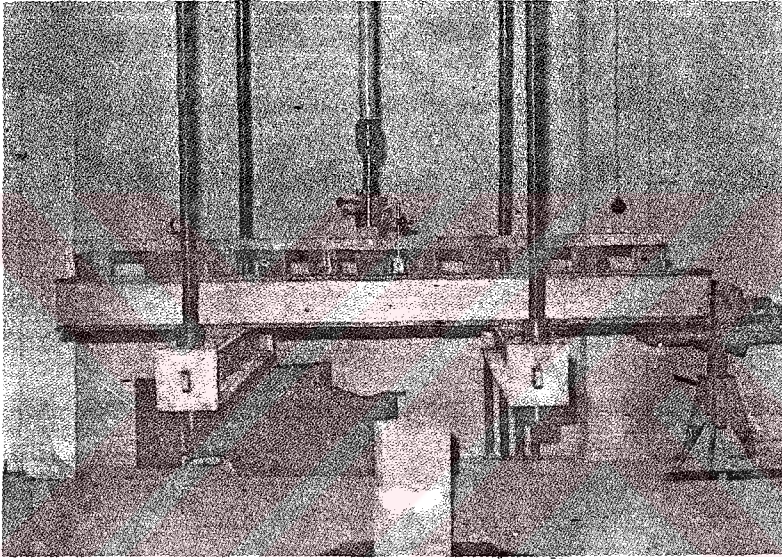
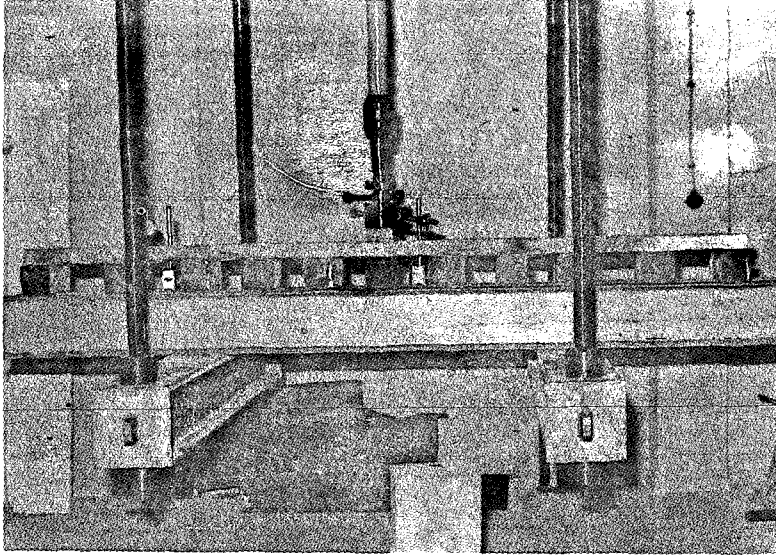
olup, yükleme adımı olarak P_l kırılma yükünün sekizde birinden az olan 2 kN'lık yük alınmıştır. Her adımda yirmi dakika beklenip çökme ve şekil değiştirme değerleri okunmuştur. Bu deney grubunda kullanılan Al tipi üç adet kirişten ikisi 16 kN da, diğerleri 17.5 kN da liflere paralel çatlak oluşturarak kırılmıştır (Şekil 4.41a,b,c).

Kırılmanın kaymadan meydana gelip gelmediğini araştırmak için kayma kontrolü yapılmıştır. Al tipi kirişlerin kesitinin 94 x 46 mm, maximum kırılma yükünün 17.5 kN olduğu dikkate alınırsa kesitte oluşan en büyük kayma gerilmesi

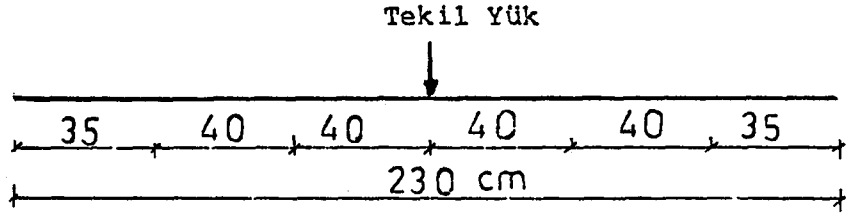
$$\tau_{\max} = \frac{17.5}{9.4 \times 4.6 \times 2} = 0.2 \text{ kN/cm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2$$

olarak bulunur. Bu değer ahşabın kayma emniyet gerilmesinden oldukça küçük olduğundan kırılmanın kaymadan değil, eğilmeden oluşan iç çatlaktan meydana geldiği rahatça söylenebilir.

Deneyden elde edilen değerler yardımıyla çizilen çökme eğrileri Şekil 4.42 de görülmektedir.



Şekil 4.41. Al Tipi Kirişler
a,b. Genel görünüş
c. Göçme durumu



Elastik Bölge

5 kN

1. Kiriş	-1.9	0.1	4.0	7.0	4.0	0.1	-1.9
2. Kiriş	-2.0	0.3	3	6.10	3	0.3	-2.0
3. Kiriş	-1.1	0.2	3.7	6.6	3.7	0.2	-1.1
Kuramsal sonuç	-1.5	0.6	3.5	6.5	3.5	0.6	-1.5

Plastik Bölge

12 kN

1. Kiriş	-4.10	2.40	10.0	18.20	10.0	2.40	-4.10
2. Kiriş	-2.90	2.00	8.70	15.10	8.70	2.0	-2.90
3. Kiriş	-3.20	1.70	9.50	15.40	9.50	1.70	-3.20
Kuramsal sonuç	-3.6	1.36	8.9	15.6	8.9	1.36	-3.6

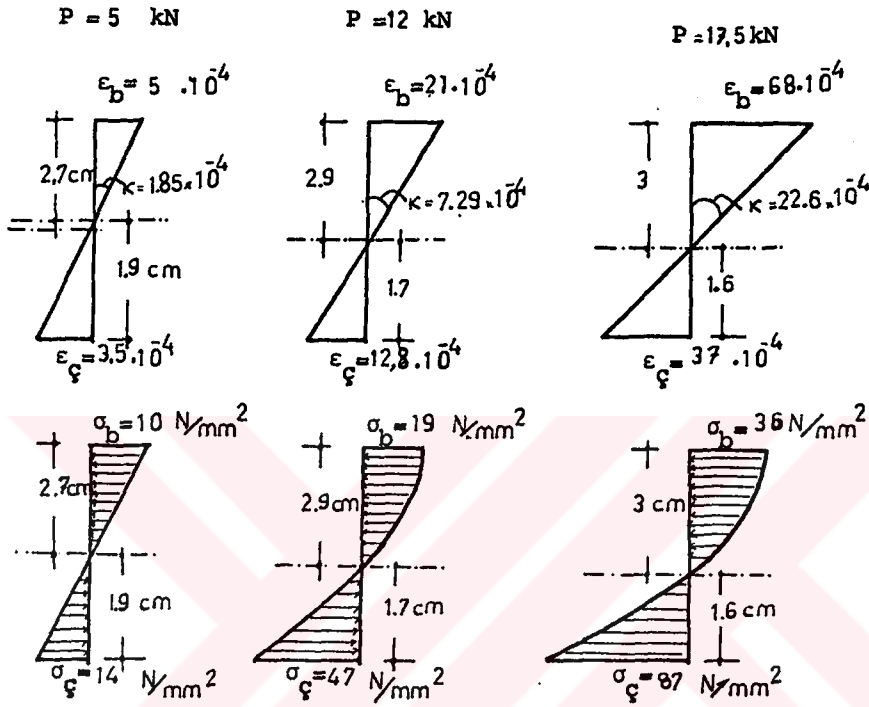
Limit Yk

17.5 kN

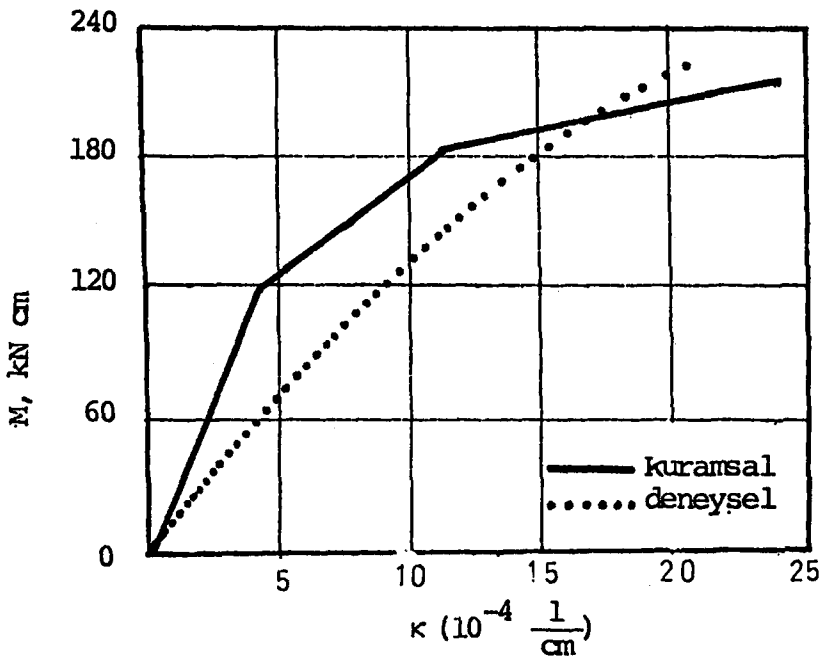
1. Kiriş	-6.0	1.0	15.0	23.0	15.0	1.0	-6.0
2. Kiriş	-7.30	1.10	15.6	22.0	15.6	1.0	-7.30
3. Kiriş	-7.10	0.0	13.70	24.40	13.70	0.0	-7.10
Kuramsal sonuç	-5.25	1.93	12.95	22.8	12.95	1.93	-5.25

şekil 4.42 - Al Tipi Kirişlerde kme Eğrileri ve çökme değerleri (mm.)

Deformetre ile ölçülen değerler yardımıyla çizilen şekil değiştirme eğrileri Şekil 4.43'de, bundan yararlanarak çizilen moment eğrilik diyagramları ise Şekil 4.44'de görülmektedir. Moment-eğrilik diyagramındaki kuramsal sonuçlar Bölüm 2.33 de ahşap kesit için verilen bağıntılardan yararlanarak elde edilmiştir.



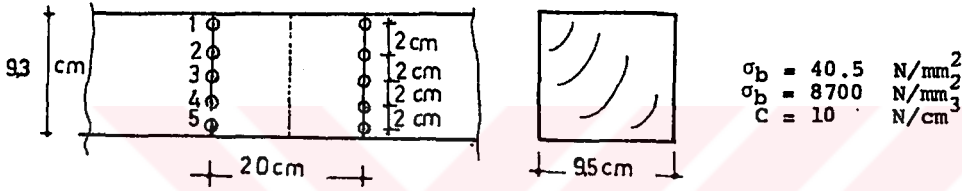
Şekil 4.43. Al Tipi Kirişlerde Birim Deformasyon ve Gerilme Yayılışı.



Şekil 4.44. Al Tipi Kirişlerde M-K Diyagramı.

4.2.2. A2 Tipi Kirişler

Boyutları ve mekanik özellikleri saptanmış olan üç adet ahşap kiriş kullanılmıştır. Ahşap kiriş üzerinde sekiz noktada yerleştirilen komparatör ile çökmeler, orta bölgede 10 noktada deformetre ile şekil değiştirmeler ölçülmüştür (Şekil 4.46).



Şekil 4.45. A2 Tipi Ahşap Kirişlerin Ölçüm Noktaları ve Kesiti.

A1 tipi kirişlerde olduğu gibi A2 tipi kirişlerde de önce kesitin kuramsal olarak moment ve yük değerleri hesaplanmıştır. Bu kere ;

$$b = 93 \text{ mm.}$$

$$h = 95 \text{ mm.}$$

$$\sigma_b = 40.5 \text{ mm.}$$

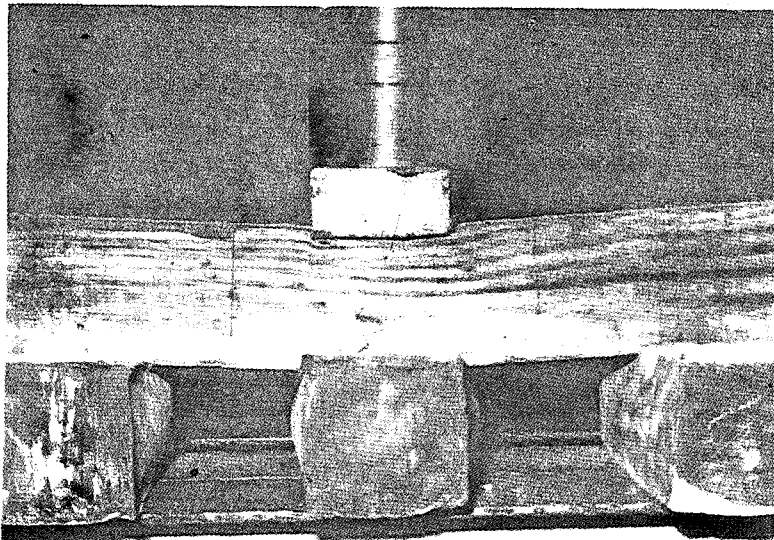
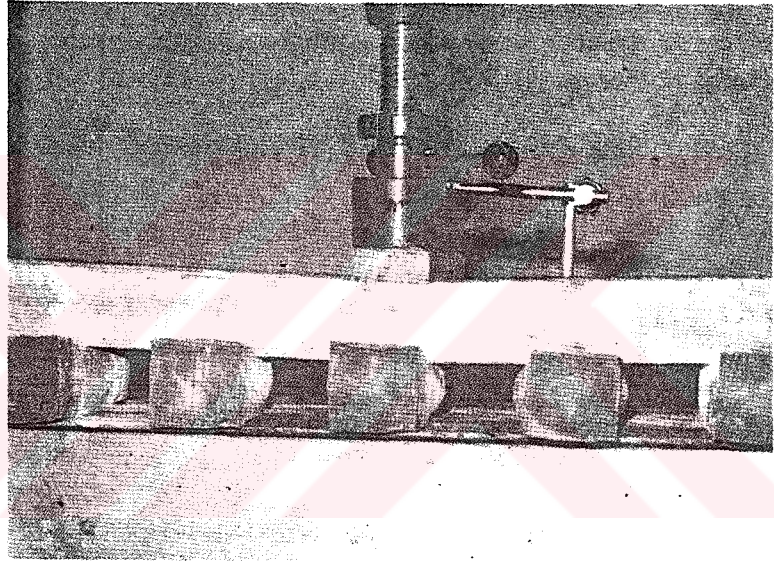
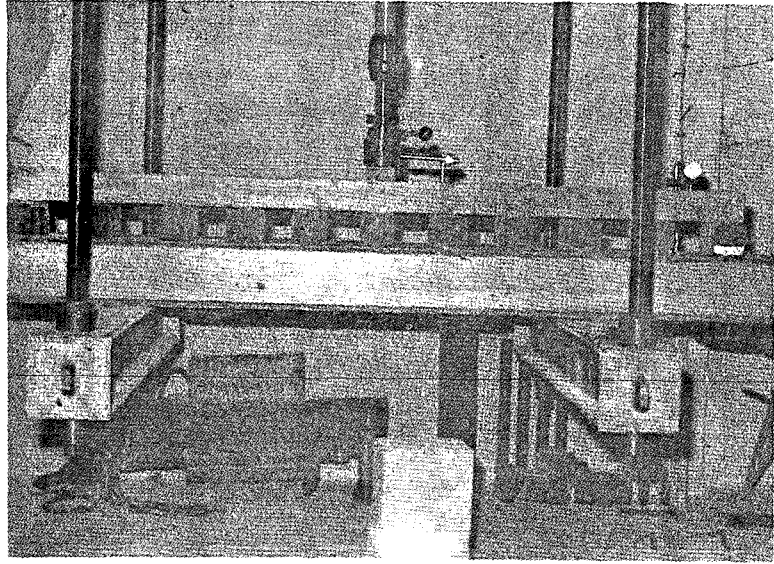
olup, elastik moment

$$M_e = \frac{6}{36} 4.05 \times 93 \times 9.5^2 = 566 \text{ kNcm}$$

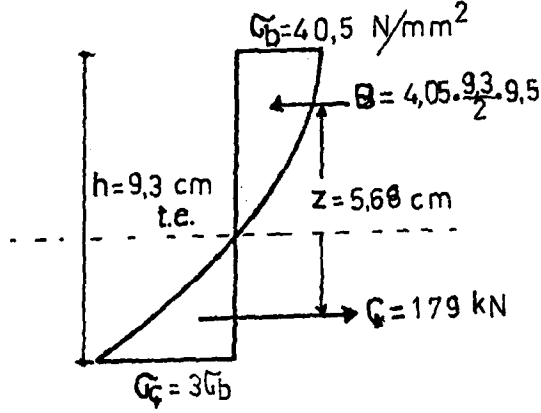
Plastik moment

$$M_p = \frac{9}{36} 40.5 \times 9.3 \times 9.5^2 = 850 \text{ kNcm}$$

ve Şekil 4.47 den yararlanarak kırılma momenti,



Şekil 4.46. A2 Tipi kirişler
a. Genel görünüş
b. Elastik durumu
c. Göçme durumu



Şekil 4.47. A2 Tipi Kirişlerde İç Kuvvetler.

$$M_x = \frac{11}{36} 40.5 \times 9.3 \times 9.5^2 = 1093 \text{ kNcm}$$

olur. Buna karşı gelen elastik, plastik ve kırılma yükleri ise yine bağıntı 2.11 ve Şekil 4.47 yardımıyla,

$$P_e = 28 \text{ kN}$$

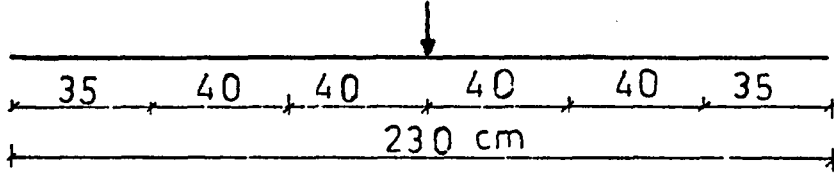
$$P_p = 44 \text{ kN}$$

$$P_l = 56 \text{ kN}$$

olarak elde edilmiştir. Kırılma yükünün sekizde biri olan 7 kN'luk yük, deneyde yükleme adımı olarak alınmıştır. Her yükleme adımında yirmi dakika beklenmiş ve bu arada komparatörden çökme değerleri, deformetre ile şekil değiştirme değerleri okunmuştur. A2 tipi kirişlerden birinin 60 kN da, diğerinin 58 kN da, üçüncünün ise 54 kN'da liflere paralel çatlayarak kırıldığı gözlenmiştir (Şekil 4.46a,b,c).

Tekil yükün uygulandığı noktada, kesme kuvveti nedeniyle meydana gelen kayma gerilmesi hesaplanarak kayma gerilmesi kontrolü yapılmıştır. Kırılma anındaki kuvvetlerin en büyüğü 60 kN olup, buna karşı gelen en büyük kayma gerilmesi ise ;

Tekil Yük



Elastik Bölge

10 kN

1. Kiriş	2.60	4.40	6.5	10.0	6.5	4.40	2.60
2. Kiriş	2.10	3.70	7.10	10.5	7.10	3.70	2.10
3. Kiriş	2.45	4.10	6.80	8.70	6.80	4.10	2.45
Kuramsal sonuç	0.07	3.3	6.3	7.85	6.3	3.3	0.07

Plastik Bölge

30 kN

1. Kiriş	4.0	11.50	20.0	2.5	20.0	11.50	4.0
2. Kiriş	4.20	13.0	20.5	2.8	20.5	13.0	4.20
3. Kiriş	2.70	11.0	19.0	2.6	19.0	11.0	2.70
Kuramsal sonuç	0.21	9.9	18.9	23.55	18.9	9.9	0.21

Limit Yük

44 kN

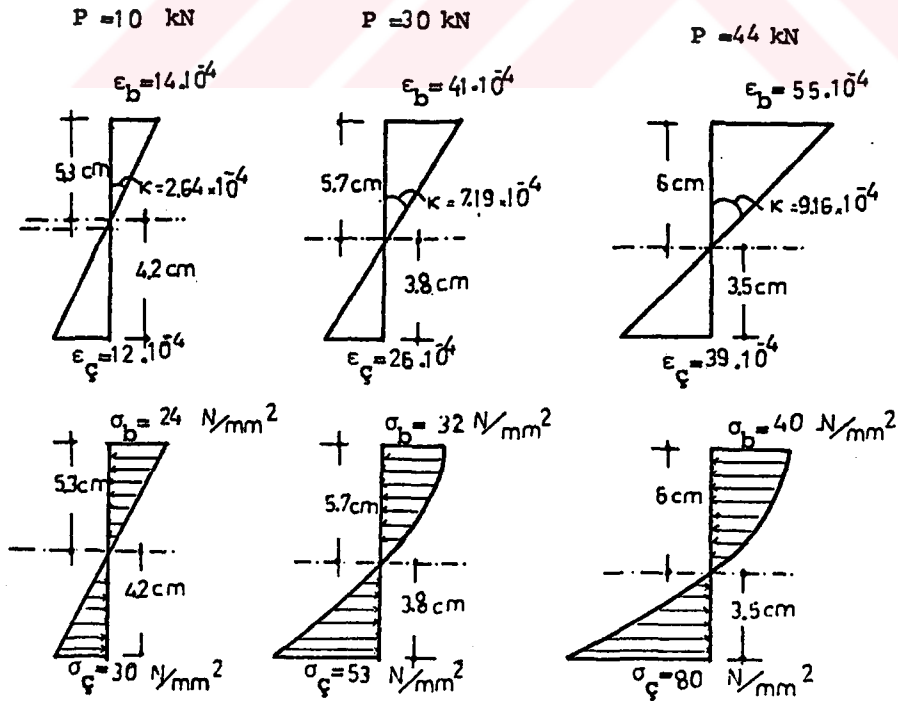
1. Kiriş	4.0	17.0	28.0	33.0	28.0	17.0	4.0
2. Kiriş	4.70	17.40	33.0	40.0	33.0	17.40	4.70
3. Kiriş	1.10	14.00	30.0	37.0	30.0	14.0	1.10
Kuramsal sonu	0.31	14.5	27.7	34.54	27.7	14.5	0.31

şekil 4.48 - A2 Tipi Kirişlerde kme Eğrileri ve kme değerleri (mm.)

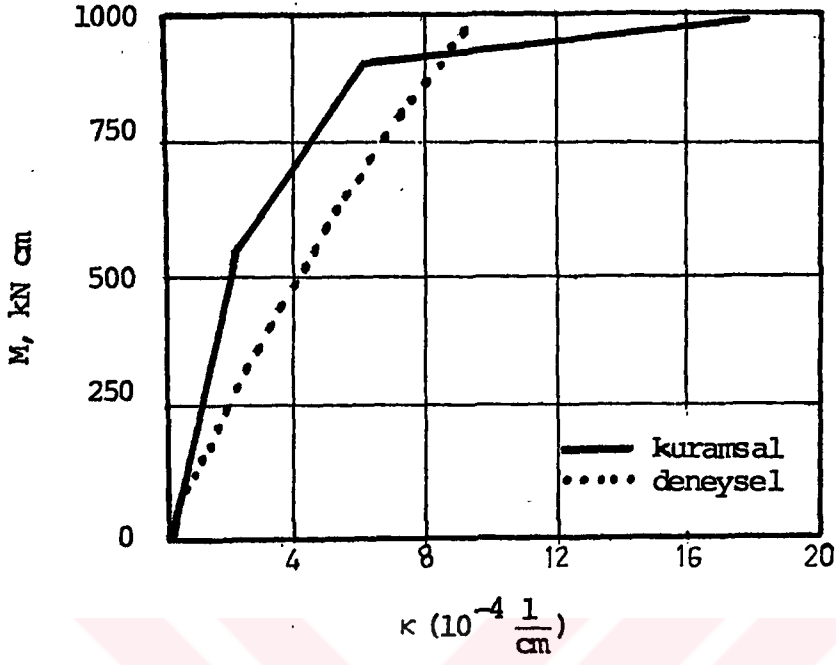
$$\tau_{\max} = \frac{60}{9.3 \times 9.5 \times 2} = 0.34 \text{ kN/mm}^2$$

olur. Bu değer, deneyde kullanılan ahşap numunesinin kayma emniyet gerilmesinin oldukça altındadır. Sonuç olarak A2 tipi kirişlerin de kaymadan kırılmadığı, eğilmeden oluşan iç çatlaklardan kırıldığı söylenebilir.

A2 tipi kirişlerde ölçülen çökme değerleri ve eğri - leri sayısal sonuçlarla birlikte çizilmiştir (Şekil 4.48). Orta bölgede deformetre ile ölçülen değerler yardımıyla çizilen birim uzama-kısalma eğrileri ve gerilme yayılımı Şekil 4.49 da görülmektedir. Bu sonuçlardan yararlanarak çizilen M-K eğrisi ise sayısal sonuçlarla birlikte Şekil 4.50 de görülmektedir.



Şekil 4.49. A2 Tipi Kirişlerde Birim Deformasyon ve Gerilme Yayılımı.



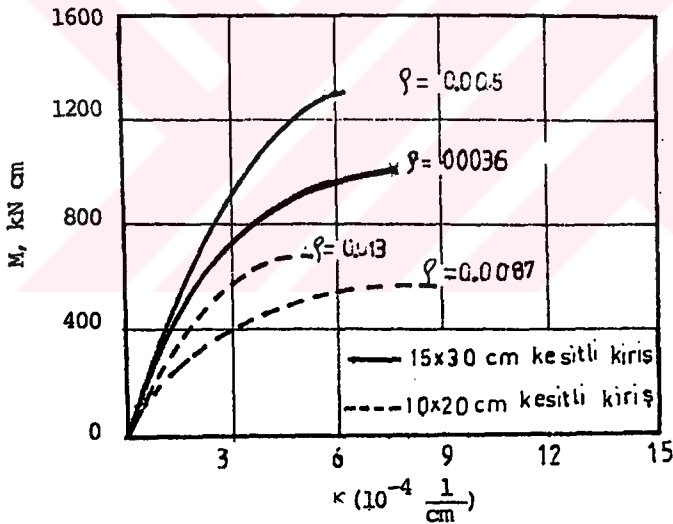
Şekil 4.50. A2 Tipi Kirişlerde M- κ Diyagramı.

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çalışmada varılan sonuçları belli alt başlıklar altında toplamak mümkündür ; burada da bu yapılacaktır.

o Moment-Eğrilik ($M-\kappa$) Diyagramı :

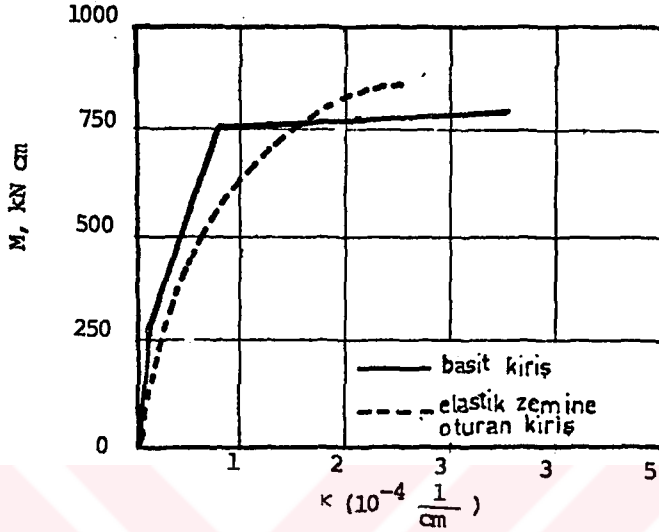
Donatı oranına bağlı olarak $M-\kappa$ diyagramının karakteri değişmektedir. Donatı oranının düşük olduğu kirişlerde κ değerinin daha büyük, davranışın sünek; donatı oranının yüksek olduğu kirişlerde κ değerinin daha küçük, davranışın daha gevrek olduğu gözlenmiştir (Şekil 5.1). Donatı oranının küçük olduğu kirişlerde kırılma, plastik bölge baş-



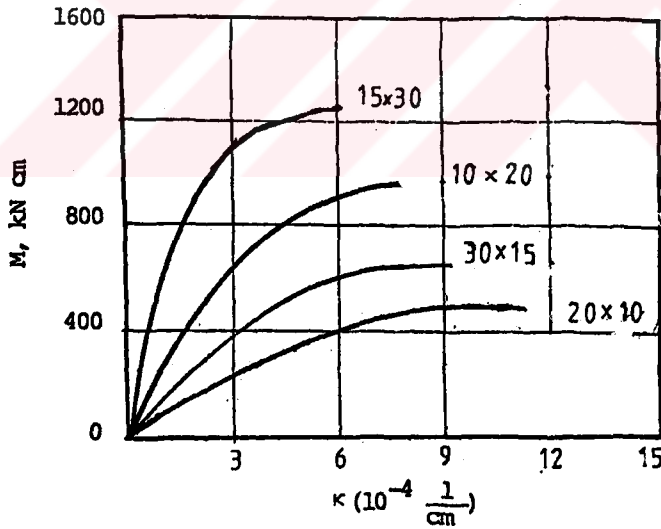
Şekil 5.1. Donatı Oranının $M-\kappa$ Diyagramına Etkisi.

langıcındaki eğriliğin yaklaşık 15-20 katına ulaşıldığında meydana gelmekte, κ 'daki bu artışa karşılık moment değerinin çok az arttığı görülmektedir. Zemine oturan kirişlerde yüzeyin tamamı mesnetlendiğinden kesitlerin dönme miktarı, taşıma gücüne ulaşıldığında bile büyük olmamıştır. Bu dönmeler basit kirişinkiyle karşılaştırıldığında oldukça azdır (Şekil 5.2).

Kesit ölçüleri büyük olan kirişlerde κ değerleri, kirişin orta bölgesinde birden sonsuza yaklaşmakta, küçük kesitlerde bu yaklaşım daha yavaş olmaktadır (Şekil 5.3). Bu durum, kesit değişiminin, karakteristik uzunluğu ve bağıl



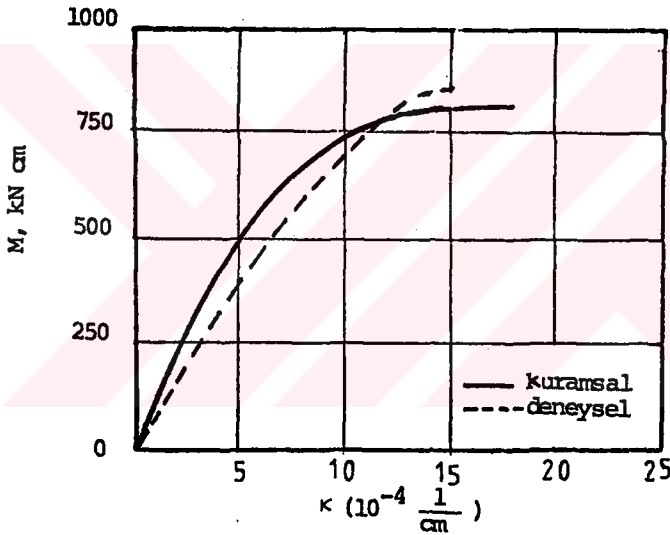
Şekil 5.2. Zemine Oturan Kirişlerdeki M - κ Diyagramları



Şekil 5.3. Kesit Değişiminin M - κ Diyagramına Etkisi

rijitliği değiştirmesinden kaynaklanmaktadır. Bölüm 2.1.5 de belirtildiği gibi λ bağıl rijitliği π 'ye yaklaştıkça kirişin daha esnek, $\pi/4$ 'e yaklaştıkça daha rijit davran - dığı bilinmektedir ; yapılan deneylerdeki kirişlerin bo - yutlarına bağlı olarak λ değerleri, büyük kesitlerde $\pi/4$, küçük kesitlerde ise π 'ye yakın olduğundan, kirişlerin dav - ranışının da buna uygun olduğu görülmüştür.

Ahşap kesitlerde kuramsal çözüm ile bulunan M-K diyagramları, deneyde yapılan ölçümlerle elde edilen diyagramlardan az da olsa farklılık göstermektedir. Deneysel sonuçlarla çizilen diyagramlarda K değeri özellikle başlangıçta doğrusala yakın artmakta, limit duruma bu şekilde ulaşılmaktadır (Şekil 5.4). Bu durumun ahşabın boyuna doğrultuda liflerinden kaynaklandığı söylenebilir; bu liflerin etkisiyle eğrilik artışı doğrusal olmaktadır. Ayrıca ahşap kirişlerde, eğilme durumunda elde edilen orantılık sınırının, basit basınç halinde elde edilenden büyük çıktığı gözlenmiştir. Bu durum, ahşapta plastikleşmenin çok az olduğunu, kırılmanın hemen meydana geldiğini göstermektedir.

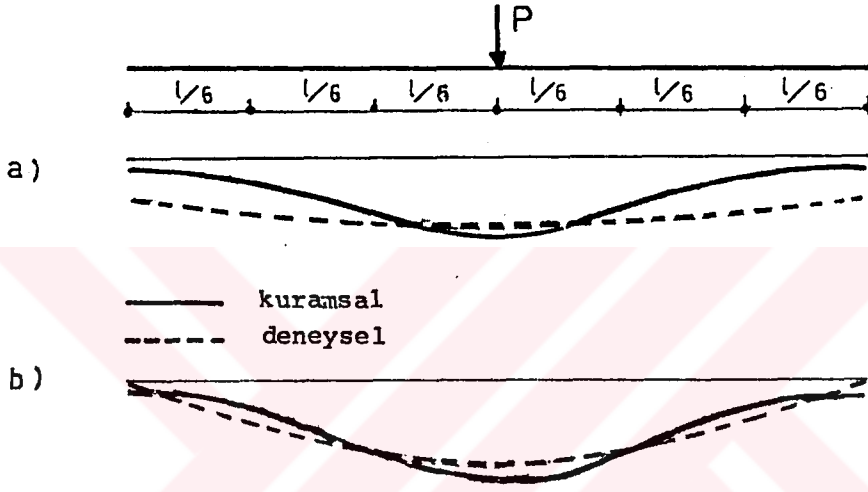


Şekil 5.4. Ahşap Kirişlerde Tipik M- κ Diyagramı.

o Çökmeler

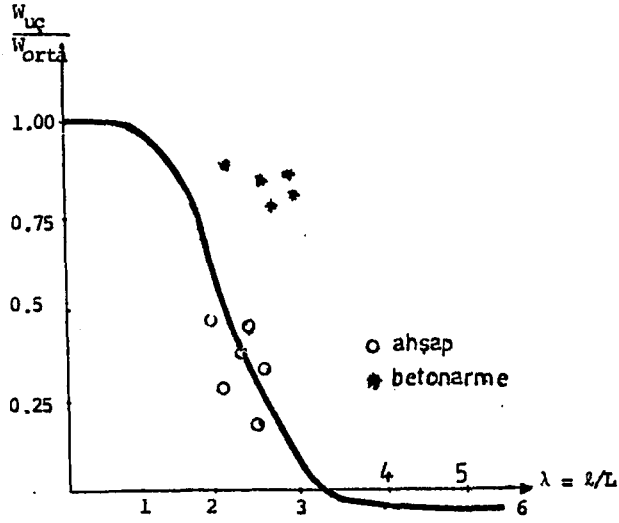
Yapılan deneylerde betonarme kirişlerde, orta bölgedeki çökme değerlerinin kuramsal çözümdeki değerlere oldukça yaklaştığı, kenar bölgelerde ise ölçülen çökme değerlerinin kuramsal çözümünden biraz farklı çıktığı gözlenmiştir. Ahşap kirişte ise deneyde ölçülen orta ve kenar bölgelerdeki çökme değerleri, kuramsal sonuçlara çok yakın çıkmıştır (Şekil 5.5 a,b). Bunun, ahşabın betonarmeye oranla daha homojen bir yapıya sahip olmasından kaynaklandığı söylenebilir. Ayrıca betonarme kirişte yükleme başlangıcından itibaren oluşan kılcal çatlaklar kesitin

rijitliğini her bölgede değiştirmektedir. Bundan dolayı çatlamış kesitin atalet momenti ve buna bağlı olarak bağıl rijitlik, λ da değişmekte, bunun kirişin davranışına etkisi hesaba katılmaktadır. Bu şekilde, önceden hesaplanan tek λ değerine bağlı olarak kirişin davranışını incelemedeki sakıncalar ortadan kaldırılmaktadır ; Burada bu hesaplar bilgisayar yardımıyla yapılmıştır.



Şekil 5.5.a) Betonarme kirişlerde tipik çökme eğrisi
b) Ahşap kirişlerde tipik çökme eğrisi

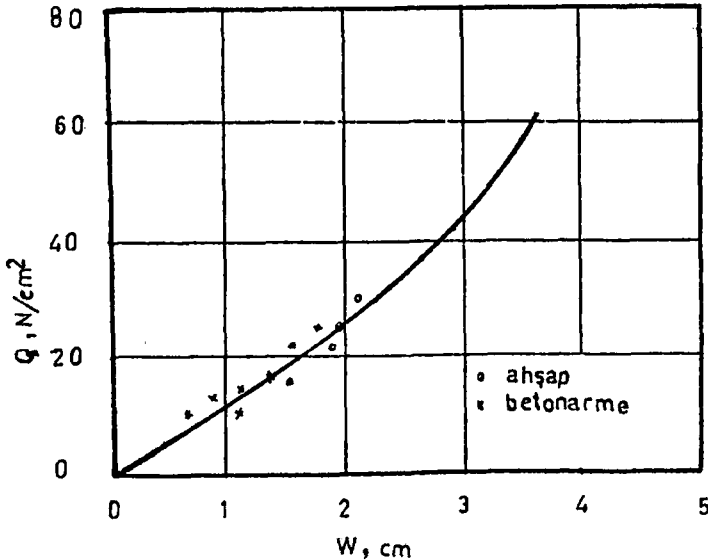
λ bağıl rijitliğinin değişimi ile orta ve uç noktalar arasındaki çökme oranı $W_{uç}/W_{orta}$, kuramsal sonuçlar ile karşılaştırıldığında, ahşap kirişlerde betonarmeye oranla, daha yakın sonuçlar elde edilmiştir. Yukarıda da belirtildiği gibi bu durumun, ahşabın betonarmeye oranla daha homojen bir yapıya sahip olmasından kaynaklandığı söylenebilir (Şekil 5.6).



Şekil 5.6. $W_{uç}/W_{orta}$ Oranının Ahşap ve Betonarme Kirişlerdeki Uygunluğu.

o Diğer Sonuçlar

Betonarme kirişin alt yüzeyi zemine oturduğundan, çatlak genişliği artışı beklenenden, örneğin basit kirişin kine göre daha az olmuştur. Kirişlerin bütün bölgelerinde, uygulanan yükten zemin elemanına gelen yük ve bunlardaki çökme değerleri, kullanılan zemin elemanları için, önce - den bulunan yük-çökme ($Q - W$) eğrilerinin elastik bölgesinde kalmaktadır (Şekil 5.7). Bu husus, zemin için yapılan, elastik zemin varsayımına uyması açısından önemlidir.



Şekil 5.7. Limit Yük Halinde Zemin Elemanlarındaki Gerilme.

9 x9 kesitli ahşap kirişlerdeki deneysel sonuçlar, 9 x4 kesitli olanlara göre, problemin kuramsal çözümünden elde edilen sonuçlara daha yakın çıkmıştır.

Betonarme ve ahşap kirişlerde kırılma, kesme kuvvetinden meydana gelmemiştir. Ayrıca tekil yükün uygulandığı noktaya uygun başlıklar yerleştirilerek ezilmeden dolayı göçme olasılığı önlenmiştir.

Ahşap kirişlerde yapılan ölçümlerin değerlendirilmesinde, çekme gerilmesi değerlerinin, basınç gerilmesinin yaklaşık iki katı çıktığı gözlenmiştir.

Gerilmeler, Navier'e göre bulunan gerilmelerden daha küçük olmakta, tarafsız eksen çekme bölgesine doğru kaymaktadır. Bunun sonucu en büyük çekme ile bulunan gerilmeler büyük olmaktadır. Bu çalışmada yapılan deneylerde, sözü edilen tarafsız eksen kayması gözlenmiştir. Göçme, önce basınca çalışan bölge liflerinin dalgalı bir tabaka ile ana kısımdan ayrılması ve enkesitin küçülmesi, sonra en büyük çekme gerilmesi olan liflerde kırılma şeklinde başgöstermiştir.

KAYNAKLAR

- [1] WINKLER, Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit, Prag, 1867.
- [2] KESKİNEL, F., Elastik Zemin Oturan Sonlu Kiriş Tesir Çizgileri ve Sürekli Temellerin Çözümüne Uygulanması, İstanbul, 1970.
- [3] ZIMMERMANN, H., Die Berechnung der Sohldruck-verteilung unter Grundungskörpern, Der Bauingenieur, 1942.
- [4] HAYASHI, K., Theorie des Tragers auf elastischer Unterlage, J.Springer, Berlin, 1921.
- [5] TERZAGHI, K., Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Geotechnique, Volume V, p. 217-326, I.C.E., London, 1955.
- [6] BIOT, A.M., Bending of an Infinite Beam on an Elastic Foundation, Appl. Mech. 4, 1, A1-47, 1937.
- [7] KÖGLER, Scheiding, Baugrund und Bauwerk, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1941, Çeviri: Acun, N., Temel Zemin ve Yapı, İ.T.Ü., İstanbul, 1953.
- [8] HETENYI, M., Beams on Elastic Foundation, The University of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan, 1955.
- [9] VERDEYEN, J., Mechanique du sol et Foundations, Editions Eyrolles, Paris.
- [10] TERZAGHI, K., and PECK, R.B., Soil Mechanics in Engineering Practice, J.Wiley, New York, 1948.
- [11] OHDE, J., Berechnung der Sohldruckverteilung unter Grundungskörpern, Der Bauingenieur, 1942.
- [12] KANY, M., Beitrag zur Berechnung von Grundungskörpern auf Nachgiebiger Unterlage, Manustript, Diss. Darmstadt, 1954.
- [13] STEINBRENNER, W., Tafeln zur Setzungsberechnung, Strasse, 121-134, 1934.
- [14] KÖSEOĞLU, S., Yüzeysel Temeller, İstanbul, 1986.
- [15] KRASHENINNIKOVA, G.V., Limits of Influence of an Elastic Layer Upon the Results of Beam Analyses. Taking into Account the Cohesion of a Soil with an Undeformable Underlying Layer, Osnovania, Fundamenty, Mekhanika Gruntov, 2: 25-28, 1973.

- |16| KRASHENINNIKOVA, G.V., Analysis of Beams on Elastic Foundations of Finite Depth, *Energiya*, 1964.
- |17| GORBUNOV, M.J., und POSADOV, Analysis of Structures on Elastic Foundation, *Gosstroizdat*, 1954.
- |18| KESKİNEL, F., Elastik Zemin Oturan İki İstikamette Mütamadi Sistemlerin Etüdü, *İ.T.Ü. Mimarlık Fak.*, İstanbul, 1961.
- |19| GRASSHOFF, H., Einflusslinien für Flachengründungen, Berlin, München, Düsseldorf, 1978.
- |20| GRASSHOFF, H., Influence of Flexural Rigidity on Superstructure on the Distribution of Contact Press and Bending Moments of an Elastic Combined Footing, *Proc.4, Intern.Conf. of Soil Mech. and Eng. Foundation*, London, 1957.
- |21| GRASSHOFF, H., Ein Einfaches Näherungsverfahren zur Berechnung Elastisch Gebeugter Balken, *Bautechn*, 1951.
- |22| DURELLI, A.J., PARKS, V.J., MOK, C.K.C., Photoelastic Study of Beams on Elastic Foundations, *J. Struc. Div. Proc. ASCE*, August, 1969.
- |23| MUNTHER, J.H., Photoelastic Study of Beams on Elastic Foundation, *Discussion, ASCE*, April, 1970.
- |24| MALTER, H., Numerical Solutions for Beams on Elastic Foundations, *Trans. ASCE*, Vol.125, 757-791, 1960.
- |25| BAKIOĞLU, M., ÖZKAN, T., Sonlu Kalınlıkta Zemin Üzerine Oturan Yüzeysel Temellerin Hesabı Hakkında Bir Yöntem, *Tübitak VII.Bil.Kon.* 1980.
- |26| DODGE, A., Influence Functions for Beams on Elastic Foundations, *J. Struc. Div. Proc. ASCE*, August, 1964.
- |27| DONALT, D., ELY, F.J., SERGEV, S., BARBERITO, B., Influence Functions for Beams on Elastic Foundation, *Diss. ASCE*, April, 1965.
- |28| IYENGAR, S.R., ANANTHARAMU, S., Influence Lines for Beams on Elastic Foundations, *J. Struc. Div. Proc. ASCE*, June 1960.
- |29| RAO, N.S.V.K., DAS, Y.C., ANANDOKRISHAN, M., Variational Approach to Beams on Elastic Foundations, *J. Struc. Div. Proc. ASCE*, April, 1971.

- | 30 | MIRANDA, C.K., NAIR, K., Finite Beams on Elastic Foundation, App. Div. Proc. ASCE, April, 1966.
- | 31 | KERR, A.D., Elastic and Viscoelastic Foundation Models, J. Appl. Mech., 31, 491-498, 1964.
- | 32 | KERR, A.D., Improved Stress Analysis for Cross Tie Tracks, J. Eng. Mech. Div., August, 1979.
- | 33 | HARR, M.E., DAVIDSON, J.L., HO, D.M., POMPO, L.E., RAMA, S.V., ROSNER, J.C., Euler Beams on a two Parameter Foundation Model, J. Appl. Mech. Soil Mech. and Foundations Div., ASCE, July, 1969.
- | 34 | TSAI, N.C., WESTMANN, R.A., Beam on Tensionless Foundation, J. Appl. Mech. Eng. Div., ASCE, Oct., 1967.
- | 35 | CHENG, A.P., FURR, H.L. Beams of Discrete, Nonlinear Elastic Supports, J. Struct. Div., ASCE, November, 1969.
- | 36 | JOHNSON, W.H., KOUSKOULAS, V., Beam on Bilinear Foundation, J. of Appl. Mech., Transactions of the ASME, March, 1973.
- | 37 | COOKE, R.D., ZHAOHUA, F., Beam Elements on tw Parameter Elastic Foundations, J. of Eng. Mech., December, 1983.
- | 38 | SEVERN, R.T., The Solution of Foundation Mat. Problems by Finite Elements Methods, Struc. Eng., London, June, 1966.
- | 39 | ÖZGEN, K. Elastik Zemin Oturan Betonarme Kirişlerin Limit Analizi, Doğa Bilim Dergisi, Müh./Çevre, Cilt 6, 13-19, 1982.
- | 40 | ÖZGEN, K., Elastik Zemin Oturan Betonarme Kirişlerin Elastoplastik İncelenmesi, TÜBİTAK, Müh. Araştırma Grubu, Proje No.: MAG-80, İstanbul, 1984.
- | 41 | HODGE, Jr., P.G., Interaction of Measured and Calculated Stiffnesses for Beams Reinforced in Tension Only, ACI, Journal, Oct., 1959.
- | 42 | HODGE, Jr., P.G., Plastic Analysis of Structures, McGraw-Hill, New York, 1959.
- | 43 | ÇAKIROĞLU, A., ÖZER, E., Lineer Olmayan Sistemler, İstanbul, 1980.
- | 44 | PARK, R., PAULAY, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley, New York, 1975.

- [45] ERSOY, U., Betonarme I, Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Ankara, 1985.
- [46] BROCHARD, F.X., Bas et Charpenter en Bas, Paris, 1980.
- [47] AKA, İ., KESKİNEL, F., ARDA, T.S., Betonarmeye Giriş, Birsen Kitapevi, İstanbul, 1981.
- [48] TS 500, Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Nisan, 1984.
- [49] KESKİNEL, F., KUMBASAR, N., Sürekli Temeller ve Dönel Kabuklar, Sonlu Kiriş Tesir Çizgileriyle Çözüm, İ.T.Ü.Mim.Fak..Yayın No.12, 1976.

Ö Z G E Ç M İ Ş

Muzaffer ELMAS, 1956 yılında Giresun'da doğmuş, 1974 yılında Giresun Lisesi'nden, 1980 yılında da İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi'nden mezun olmuştur.

1980-1984 yıllarında İ.T.Ü.Sakarya Mühendislik Fakültesi İnşaat Bölümü'nde Mekanik Anabilim Dalı'nda Araştırma Görevlisi olarak çalışmıştır. 1984 yılında aynı Fakülte'ye bağlı Sakarya Meslek Yüksek Okuluna Öğretim Görevlisi olarak girmiş olup, halen bu göreve devam etmektedir.