

14250

BETONARME KIRIŞSIZ DÖŞEMELİ YAPILARIN ZİMBALAMA KAYMA MUKAVEMETLERİNİN
VE YATAY ÖTELEMELERİNİN HESABI İÇİN BİRER YÖNTEM

DOKTORA TEZİ

Y.Müh. Erdal COŞKUN

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 8 Mayıs 1990

Tezin Savunulduğu Tarih : 29 Haziran 1990

Tez Danışmanı : Prof. İsmet AKA

Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Müfit YORULMAZ

Prof.Dr. Sadettin ÖKTEN

T. C.
Yükseköğretim Kurulu
Dokümantasyon Merkezi
HAZİRAN 1990

ÖNSÖZ

Çalışmayı yöneten ve değerli yardımlarını esirgemeyen Hocam Sayın Prof. İsmet AKA'ya, Akademik hayata adım attığımdan bu yana kıymetli fikirlerinden her zaman faydalandığım Hocam Sayın Prof.Dr. Sadettin ÖKTEN'e, mektupla da olsa, görüşlerinden yararlandığım "The Polytechnic of London"dan Prof.Dr. Paul REGAN'a, birim hocalarım, arkadaşlarıma ve metni titizlikle daktilo eden Sema BEKİROĞLU'na teşekkür ederim.

Tüm öğrenimim boyunca bana büyük ölçüde manevi destek sağlayan, Prof.Dr. Behçet SAFGÖNÜL'e ve Değerli Aileme şükranlarımı sunarım.

İ Ç İ N D E K İ L E R

NOTASYON LİSTESİ	v
ÖZET	viii
SUMMARY	ix
BÖLÜM 1. GİRİŞ	1
1.1. Konuya Bakış ve Açıklamalar	1
1.2. Konuyla İlgili Literatürdeki Çalışmalar	3
1.2.1. Kolon Döşeme Birleşimleri	4
1.2.1.1. Kayma Gerilmelerinin Lineer Varyasyonunu Esas Alan Yöntem	5
1.2.1.2. İnce Plâk Teorisini Esas Alan Yöntem	7
1.2.1.3. Kiriş Analogisi Yöntemi	8
1.2.1.4. Birleşimin Eğilme Kapasi- tesini Belirleyen Kırılma Çizgileri Yöntemi	9
1.2.1.5. Birleşimlerin Zımbalama Mukavemetlerinin Belirlen- mesi İle İlgili Diğer Çalışmalar	11
1.2.2. Kirişsiz Döşemeli Yapılarda Sistem Rijitlik Değerlerinin Belirlenmesi İle İlgili Çalışmalar	14
1.3. Amaç ve Kapsam	23
BÖLÜM 2. KOLON DÖŞEME BİRLEŞİMLERİNİN ZIMBALAMA KAYMA MUKAVEMETİ	26
2.1. Zımbalama Mekaniği ve Genel Davranış	26
2.2. Deneysel Çalışmalar	28
2.3. Deneysel Çalışmaların Ortak Sonuçları	38
BÖLÜM 3. KOLON DÖŞEME BİRLEŞİMLERİNİN ZIMBALAMA KAYMA MUKAVEMETLERİNİ HESAPLAMAK İÇİN BİR YÖNTEM	40
3.1. Göçme Mekanizmasının Tanımlanması	40
3.2. Zımbalama Kayma Mukavemeti Bağıntılarının Elde Edilmesi	42
3.2.1. Kayma Donatısız Birleşimler	42
3.2.2. Minimum Kayma Donatılı Birleşimler	47
3.2.3. Minimum Kayma Donatısından Daha Çok Donatı Gerektiren Birleşimler	50
3.3. Deney Sonuçlarıyla Karşılaştırma	52
3.4. Sayısal Örnekler	53

BÖLÜM 4. KIRIŞSIZ DÖŞEMELİ YAPILARDA YATAY	
DEPLASMANLAR (ÖTELEMELER)	59
4.1. Giriş	59
4.2. Açık Yöntemi	60
4.3. Yaklaşık Yöntem	61
4.4. Sayısal Örnek	63
BÖLÜM 5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	92
5.1. Zımbalama Kayma Mukavemeti ile ilgili	
Sonuçlar ve Öneriler	92
5.2. Kirişsiz Döşemeli Yapılarda Yatay	
Deplasmanlar (Ötelemeler) ile ilgili	
Sonuçlar ve Öneriler	93
5.3. Son Değerlendirmeler	95
KAYNAKLAR	96
EKLER	101
ÖZGEÇMİŞ	116



NOTASYON LİSTESİ

A	: Zımbalama kayma mukavemetlerinde hesaplarında, beton kalitesine bağlı olarak değişen bir katsayı.
A_c	: Beton kritik kesitinin alanı.
A_k	: İzotrop malzeme için yayılı yük dağılımına bağlı bir katsayı.
A_l	: Boyuna donatı toplam alanı.
A_t	: Çekme çubukları kesit alanı.
A_w	: Etriye çubukları donatı alanı.
B	: Zımbalama kayma mukavemeti hesaplarında, moment aktarım katsayısına bağlı olarak değişen bir katsayı.
b	: Kiriş, plâk (döşeme) genişliği.
b_1, b_2	: Zımbalama çevresinin boyutları.
C	: Taban kesme kuvveti katsayısı, Deprem katsayısı.
c	: Kolon boyutuna, plâk (döşeme) faydalı yüksekliğinin eklenmesi ile bulunan uzunluk.
c_1, c_2	: Kolon boyutları.
D	: Kiriş toplam yüksekliği.
d	: Plâk (döşeme) faydalı yüksekliği.
E	: Beton elâstisite modülü.
e_x, e_y	: Dışmerkezlik.
F	: Yatay yük.
F_d	: Zımbalamada hesap yükü değeri.
f_b	: Kolon etkisinden dolayı kiriş dönmesini azaltacak bir katsayı.
f_{ck}	: 28 günlük betonun silindirik basınç mukavemeti.

f_{cv}	: Beton kayma mukavemeti.
f_{yw}, f_{yk}	: Donatı çeliğinin akma mukavemeti.
h	: Plâk (döşeme) toplam yüksekliği.
h'	: Kat yüksekliği.
I_k	: Kiriş atalet momenti.
I_s	: Kolon atalet momenti.
J	: Plâk (döşeme) atalet momenti.
J_c	: Kritik kesitin polar atalet momenti.
K	: Yapı tipi katsayısı.
K_0	: Plâk (döşeme) boyutları oranına bağlı rijitlik katsayısı.
k	: Moment aktarım katsayısı.
k_e	: Eşdeğer kirişin rijitlik katsayısı.
L	: Kiriş, plâk (döşeme) açıklığı.
l_y, l_x	: Plâk (döşeme) boyutları.
M, M_0	: Eğilme momenti.
M_l	: Kritik kesitin ön ya da arka yüzündeki, döşeme donatısının akma momenti değeri.
m	: V_{uo}/V_u değeri.
P	: Kolon yükü.
P_d	: Plâk (döşeme) yayılı yükü.
Q_m	: Yük dağılımı için Fourier katsayısı.
R_b	: Eğilme ile ilgili parametre.
s	: Etriye aralığı.
T_2	: Kritik kesitin yan yüzündeki burulma momenti.
T_{uc}	: Beton tarafından taşınan burulma momenti değeri.
T_{us}	: Burulma mukavemeti taşıma gücü.
u, v	: Kolon boyutları.
$\bar{u}$	: Zımbalama çevresi.
V	: Kesme kuvveti.

V_1	: Kritik kesitin ön ve arka yüzlerindeki kesme kuvveti.
V_2	: Kritik kesitin yan yüzündeki kesme kuvveti.
V_u	: Zımbalama kayma mukavemeti.
V_{uc}	: Beton tarafından taşınan kesme kuvveti.
$V_{u_{max}}$	: Zımbalama kayma mukavemetinin alabileceği maksimum değer.
V_{u0}	: $M=0$ iken zımbalama kayma mukavemeti.
V_{us}	: Zımbalama kayma mukavemeti taşıma gücü.
W	: Kat ötelemeleri hesabında kullanılan λ' 'ya bağlı katsayı.
Y_1	: Kapalı etriyenin büyük boyutu.
α	: Döşeme etkili genişlik katsayısı.
$\alpha_m, \bar{\alpha}_m$	: A_k , hesaplanırken kullanılan katsayılar.
β_h	: Kısa kolon boyutunun uzun kolon boyutuna oranı.
Δ	: Kat relatif yatay ötelemesi.
γ	: Kayma birim deformasyonu katsayısı.
ξ	: $P_{kayma}/P_{eğilme}$ değeri.
θ'	: Kolonun yanıl doğrultusu boyunca plâk (döşeme)'da oluşan dönmeler.
θ_0	: Kolon-döşeme birleşiminin dönmesi.
$\bar{\theta}$	: Betondaki çatlakların eğimi.
λ	: Kat ötelemeleri hesabında kullanılan bir katsayı.
μ	: Poisson oranı.
ρ	: Donatı yüzdesi.
v	: Kritik çevredeki maksimum kayma mukavemeti.
ϕ	: Mukavemet azaltma faktörü.

ÖZET

Betonarme kirişsiz döşemeli yapılar, özellikle A.B.D.'de ve Batı Avrupa ülkelerinde yaygın kullanım alanı bulan taşıyıcı sistemlerdir. Tercihin nedeni, mimari eğilimin yanı sıra, kalıp hazırlanmasından dolayı pahalı olan işçilikten tasarruf sağlamak şeklinde açıklanabilir. Ülkemizde de uzun yıllardan bu yana daha çok "mantar döşeme" olarak adlandırılan kirişsiz döşemeli sistemler, genellikle resmi binalarda, büro tipi yapılarda kullanılmaktadır.

Kirişsiz döşemeli yapılarda, en önemli problemin, "zımbalama" olduğu bilinmektedir. Altmışlı yılların başından bu yana çeşitli araştırmacılar tarafından yapılan deneysel ağırlıklı çalışmalar, kolon-döşeme birleşimlerinin zımbalama mukavemetini hesaplayan çeşitli bağıntıların geliştirilmesine ışık tutmuşlardır.

Deprem bölgelerinde ise çok katlı kirişsiz döşemeli yapıların tasarlanmasında çeşitli endişeler vardır. Kirişleri olmayan yapının deprem esnasında önemli ölçüde yatay ötelemeler yapacağı, bunun sonucunda en azından taşıyıcı olmayan elemanların hasar göreceği ya da birleşimlerde zımbalama hasarlarının oluşacağı düşünülmektedir. Bu nedenlerden, kirişsiz döşemeli betonarme yapıların taşıyıcı sistem düzenlenmesine birtakım kısıtlamalar getirilmiştir. Düzenli aks sistemine sahip olması istenen, bu tür yapıların perdelerle rijitleştirilmesi, bir doğrultuda en az üç açıklıklı olarak düzenlenmesi, döşeme kalınlıklarının minimum 15 cm olması yönetmeliklerce bağlayıcı hale getirilmiştir.

Çalışmanın 1. Bölümünde literatürdeki benzer araştırmalar hakkında kısaca bilgi verildikten sonra, 2. Bölümde "zımbalama mekanizması", ana hatlarıyla açıklanmış, bir sonraki bölüme temel oluşturacak deneysel çalışmalar özetlenerek yorumlanmıştır. 3. Bölümde kolon-döşeme birleşimlerinin zımbalama kayma mukavemetini taşıma gücünde hesaplamak amacıyla üç tip birleşim için analitik bağıntılar elde edilmiştir. 4. Bölümde, çerçeve tipi yapı örneği üzerinde, rüzgâr ve deprem yüklemesi altında kirişsiz döşemeli yapıların yatay ötelemeleri hesaplanmış, kirişli döşemeli sistemlerle karşılaştırılmış, yatay ötelemelerin hesabı için yaklaşık yöntem önerisi ile birlikte, yatay öteleme kriteri getirilmiştir.

Çalışmada, kirişsiz döşemeli sistemlerin tasarımında oldukça önemli yer tutan "zımbalama kayması" ve "yatay öteleme" hesaplarına mühendislik uygulamalarında kullanılabilecek öneriler getirilirken, önerilerin 3. Bölümde literatürdeki deney verileriyle, 4. Bölümde ise Açık Yöntemi ile prezisyonlu olduğu sonucuna varılmaktadır.

SUMMARY

TWO METHODS FOR DETERMINING PUNCHING SHEAR STRENGTH AND LATERAL DISPLACEMENTS OF REINFORCED CONCRETE FLAT PLATE STRUCTURES

Reinforced Concrete Flat Plate Structures are widely used structural systems especially in the United States of America and Western European countries. In our country more often medium-rise office and residential buildings employ flat plate reinforced concrete structures.

Besides architectural tendency, the reason for its extensive usage and preference is the economy it brings in employment costs by cutting off the frameworking expenses. On the other hand, in the flat plate structures, the reinforcement is used much more extensively than it is in the structures with beam.

In reinforced concrete flat plates, it is necessary to consider two types of shear failures. Where the slab could act essentially as a wide beam, a shear failure could occur across the entire width or over substantial width. This type of failure is rarely critical in most cases, but it must however be checked. The shear strength of the slab in this case can be calculated as for a beam. The region of a slab in the vicinity of a column could fail in shear by developing a failure surface in the form of a truncated cone or pyramid. This type of failure, called a "punching shear failure", is usually the source of collapse of flat plate and flat slab buildings. Adequate design of this region of slab is therefore of paramount importance.

In general, the region of a slab near a column must transfer both shear force and unbalanced bending moment to the column. Numerous tests have been carried out to evaluate the punching shear strength of slabs where the moment transfer is zero. In recent years, a significant amount of test data has also become available for the case where both shear and moment are transferred.

Several theories, have been put forward to predict the strengths observed in these tests.

The ACI 318-83 [3] approach is an extrapolation of a working stress method of calculation to an ultimate strength situation and therefore it is not logical. Moreover, it does not cover all practical cases.

In what follows, a brief description of the behaviour under load of a slab in the vicinity of a column is presented and the mechanism of failure is explained with the help of a physical model. This is followed by the development of design equations and correlation with test data. Based on these equations, recommendations for design are made. An example is presented to illustrate the application of the proposed design recommendations.

With the aid of a physical model (Figure 3.1), the behaviour of the slab and the punching shear failure is initiated either by the failure of the slab at the side face of the critical section in combined torsion and shear, or by the failure of the slab at the front face (and the back face if any) in shear.

Equations are developed for the calculation of punching shear strength of slabs in the presence of an unbalanced moment. The following cases are considered:

a) Where the side face of the critical section contains no beam and no closed ties (e.g. a slab in the vicinity of an interior column). In this case, the equation for the punching shear strength, V_u is as follows:

$$V_u = \frac{V_{uo}}{|1 + 0.125(\frac{\bar{u}M}{b_1 d V})|} \quad (3.18)$$

b) where the side face of the critical section contains a beam or slab strip provided with a certain amount of minimum closed ties (e.g. a slab in the vicinity of an edge column). In this case, the equation for the punching shear strength, with the minimum closed ties, $V_{u\min}$ is as follows:

$$V_{u\min} = \frac{A.(D/h).V_{uo}}{1 + 0.52 \frac{\bar{u}d}{b.b_1 V}} \quad (3.31)$$

c) where the side face of the critical section contains a beam or slab strip provided with more than the minimum closed ties (e.g. a heavily loaded slab in the

vicinity of an edge column). The maximum punching shear strength, $V_{u\max}$ is as follows:

$$V_{u\max} = 2.8 V_{u\min} \sqrt{x/y} \quad (3.38)$$

The design expressions have been compared with available test results. The correlation between the test and the predicted strengths has been found to be conservative (Table 3.1).

An example has been presented to illustrate the ease with which the proposed design recommendations can be used in engineering practice.

These subjects are investigated in the second and the third chapters.

The control of lateral displacements (wind or earthquake) is an essential part of the design procedure in multistory flat plate reinforced concrete structures.

For low-rise and mid-height buildings, experience has proven that an acceptable design may be prepared which satisfies both displacements limitations and code provisions for stresses, in very tall buildings, the lateral load design can become very sophisticated and usually requires wind tunnel or shaking table tests.

In order to estimate the structural displacements and internal forces due to lateral loads, a common procedure has been to model the three-dimensional structure as a series of planar ones. The typical planar structure includes one row of columns, associated portions of the flat plate floors.

One such method was developed by Cheoung-Siat-Moy [52] for unbraced steel frames where he developed a working formula to determine the relative story drift for unbraced steel frames. In this study, it is demonstrated that these formulas can also be used to calculate the story displacements for reinforced concrete flat plate plane frames.

The concept upon which the method rests is that the stiffness of a story can be represented by the sum of the stiffnesses of its subassemblages, with a subassemblage being a substructure consisting of one column and its restraining girders or beams. Obviously, a story with m columns will contain m subassemblages. Also, an exterior subassemblage will have only one restraining beam and an interior subassemblage will have two restraining beams.

In this part of the study, first the effective width equations (in part 1.2.2.), developed by several different researchers, and the equivalent frame method, that takes place in the codes are employed to the structure given in [51] by using the slope-deflection method secondly this time, simplified method, developed by Cheung-Siat-Moy [52] and used in determining the lateral displacements of unbraced steel frames, is employed to the same reinforced concrete flat plate structure and the results obtained from these two methods are compared. The whole process is repeated also for eight and six stories structures and the results are compared.

The simplified method described in fourth part reduces the complexity of analyzing multibay reinforced concrete flat plate frames for wind and earthquake loads. The value of P can be taken to be zero if the $P-\Delta$ effects is neglected.

In a preliminary analysis, the displacement equation, along with the frame model, can enable the engineer to obtain a relative story stiffness for a given lateral displacement.

The displacement equation overestimates the value of displacement for the lower stories, while it appears to converge close to the actual value in its uppermost stories.

The method presented was compared with the value computed by slope-deflection method; a satisfactory agreement was achieved in both cases.

In addition, lateral displacements of the structures are investigated under the loads with the same total values but with rectangular (wind) and triangular (earthquake) distribution and the results obtained by the linear elastic analysis are compared with two separate types of beam-column structures.

The difference between the finite element solution of maximum total story displacement of the structure in [51] under wind loading and the slope-deflection method employed for the same structure is 18% whereas it is 19% for the simplified method. These differences are obtained by using the rigidity values determined from the equivalent frame method. The difference between the finite element solution of maximum total story displacement obtained by using the rigidity values of Pecknold's [36] effective width determination method, and the slope-deflection method is 27% while it is 28% for the simplified method.

The percentage approximately normal story displacements can be stated as $0.001 \sim 0.003$.

When the column dimensions of flat-plate framing systems is designed to be equal and with square sections through all stories. Safety is assured against lateral drifts up to ten stories. It is appropriate to take the depth of the slabs between 200-250 mm and to have column dimensions with 3 - 3.5 times these values. As a further research the equations (in Part 3.2) for punching shear strength can be improved by taking the effects of the bond slip, the dowel action and the aggregate interlock into account.

Also, slab holes in the vicinity of a column can be taken into consideration and new design equations can be defined. It is inevitable to apply experimental methods in order to accomplish these further researches.

The problem of lateral displacements in linear elastic analysis in asymmetric structural systems (in plan and in elongation) can still be investigated. It is also advisable to work on the same problem in progressive collapse.

A summary of conclusions and recommendations are given in fifth chapter.

BÖLÜM I. GİRİŞ

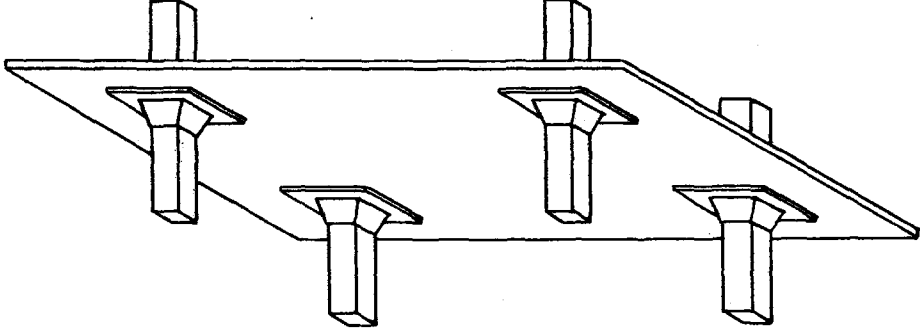
1.1. KONUYA BAKIŞ VE AÇIKLAMALAR

Betonarme kirişsiz döşemeli yapılar, kirişler olmadan doğrudan doğruya kolonlara oturan ve onlarla birlikte eğilmeye dayanıklı olarak bağlanan plâkların oluşturduğu taşıyıcı sistemlerdir. Düz döşemeli yapılar ya da kolon başlıkları varsa mantar döşemeli yapılar olarak da isimlendirilirler. Kirişsiz döşemeler, düz tavan elde edilmek istendiğinde, yapının kat yüksekliğinin az tutulması gerektiğinde, hafif ve değişebilen bölmeli büro binalarında, temellerde, depo ve sınâi tesislerde kullanılırlar. Mekânların kolaylıkla bölünebilmesi, düz tavan gibi fonksiyon ve estetik nedenlerden dolayı mimari tasarımda çokça tercih nedenidir. Kalıp, demir ve betonlama işçilikleri kirişli döşemelere göre daha basit ve ucuzdur. Ayrıca su ve elektrik tesisatının düzenlenmesi de kolaydır. Bu nedenlerle son otuzbeş yıl içinde özellikle Amerika Birleşik Devletlerinde kullanımı oldukça yaygınlaşmıştır. Ancak kirişli döşemeli yapılara nazaran daha çok donatı kullanılır. Kirişli döşemeli bir yapıya oranla daha ekonomik olup olmadığı yük ve açıklıklara göre her özel durum için etüt edilmelidir [1].

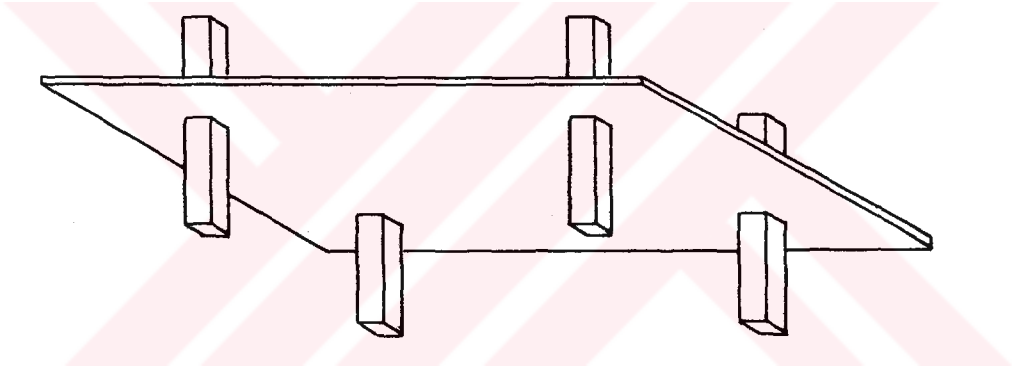
Bu konuda Tezcan [2] 10 katlı bir yapıyı kirişli ve kirişsiz olarak ayrı ayrı çözerek kaba inşaat maliyetlerini karşılaştırmıştır. Amerikan ACI 318-63 [3] yönetmeliğine göre hesabı yapılan kirişsiz döşemeli yapıyla, kirişli yapının kaba inşaat maliyetleri bulunmuş ve bu sonuçlara göre kirişsiz döşemeli sistemlerin, kirişli sistemlere göre kaba inşaat maliyeti açısından yaklaşık olarak %30 ekonomi sağlayabileceği gösterilmiştir.

Kolonların döşemeye saplandığı bölgede kolonlar başlıklı ya da başlıksız olarak yapılabilmektedir (Şekil 1.1). Kolonları başlıklı olan sistemler kaynaklarda "Flat Slab", başlıksız olanlar "Flat

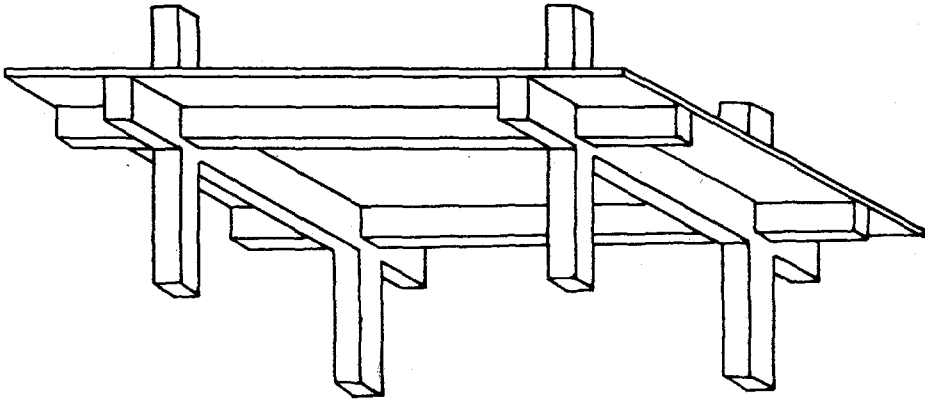
Plate" olarak isimlendirilmektedir. Türkçede, bu isimlendirme, sırasıyla "Mantar Döşemeler" ve "Düz Döşemeler" olarak yapılmaktadır. Ancak genel anlamda başlıklı ya da başlıksız olanlar "Kirişsiz Döşeme" olarak tanımlanabilir.



a) Mantar Döşeme (Kolon Başlıklı Döşeme)



b) Düz Döşeme



c) Kirişli Döşeme

Batıda kolon başlıklı sistemler, ekonomik olmadıkları gerekçeyle, terk edilmekte çok gerekli olmadıkça kolon başlıksız sistemler tercih edilmektedir. Dolayısıyla, araştırmalar da kolon başlıksız sistemler üzerinde yoğunlaşmaktadır.

Ülkemizde de geniş uygulama alanı bulan kirişsiz döşemeli betonarme yapılar, statik yüklere ek olarak depremden meydana gelecek dinamik zorlamaları emniyetle taşıyabilmeleri açısından çoğunlukla perdeli olarak tasarlanmakta, kısa doğrultuda en az üç açıklıklı çerçeveler oluşturulacak şekilde düzenlenmektedirler.

Bu bölümde, "Betonarme Kirişsiz Döşemeli Yapıların", tanımı, kullanım amacı kısaca özetlenmiştir. İkinci bölümde hesap esasları ve davranış ile ilgili bugüne dek yapılan çalışmalar hakkında kısaca bilgi verilmeye çalışılacaktır.

1.2. KONU İLE İLGİLİ LİTERATÜRDEKİ ÇALIŞMALAR

Konu ile ilgili ilk çalışmalar [4] kısaca şöyle özetlenebilir: Kirişsiz döşeme kavramı 1902'de C.A.P. Turner tarafından ortaya atılmıştır. Diğer bir önemli çalışma 1914 de J.R. Nichols tarafından yapılmıştır. 1921'de H.M. Westergaard ve W.A. Slater'in yayınladıkları çalışmalar vardır. 1960-63 yılları arası M. Sözen ve C.P. Siess'in yaptıkları oldukça kapsamlı araştırmalardan [5] sonra, kirişsiz döşemeli yapılarla ilgili çalışmalara rağbet artmış ve araştırmalar özellikle Amerika Birleşik Devletlerinde (A.B.D.) yoğunlaşmıştır. Bu yıldan sonra, çalışmaları iki açıdan incelemek gerekmektedir. İlki, kolon-döşeme birleşimlerinin zımbalama kayması mukavemetidir. İkincisi ise, yapının çeşitli yükleme durumları için (düşey, yatay) rijitlik değerlerinin ve buna bağlı olarak iç kuvvetlerinin belirlenmesi çalışmalarıdır.

1.2.1. Kolon-Döşeme Birleşimleri

Çok sayıdaki deneysel araştırmaların sonucunda birleşimin eğilme kapasitesi ve zımbalama mukavemetinin belirlenmesinin birleşimin davranışında önemli yer tuttuğu görülmektedir. Ayrıca ACI 318 (American Concrete Institute) yönetmeliğinde [3], yer alan lineer kayma gerilmeleri teorisinin birleşimin gerçek davranışına olan uyumu hemen hemen konu ile ilgili araştırmaların odak noktasını oluşturmuştur.

Bu bağlamda, birleşimin zımbalama kayması mukavemetini belirleyen hesap yöntemleri dört ana grupta toplanabilir:

- 1.2.1.1. Kayma gerilmelerinin lineer varyasyonunu esas alan yöntem, (ACI 318-83 Yöntemi),
- 1.2.1.2. İnce plâk teorisini esas alan yöntem,
- 1.2.1.3. Kiriş Analogisi yöntemi,
- 1.2.1.4. Birleşimin eğilme kapasitesini belirleyen kırılma çizgileri yöntemi.

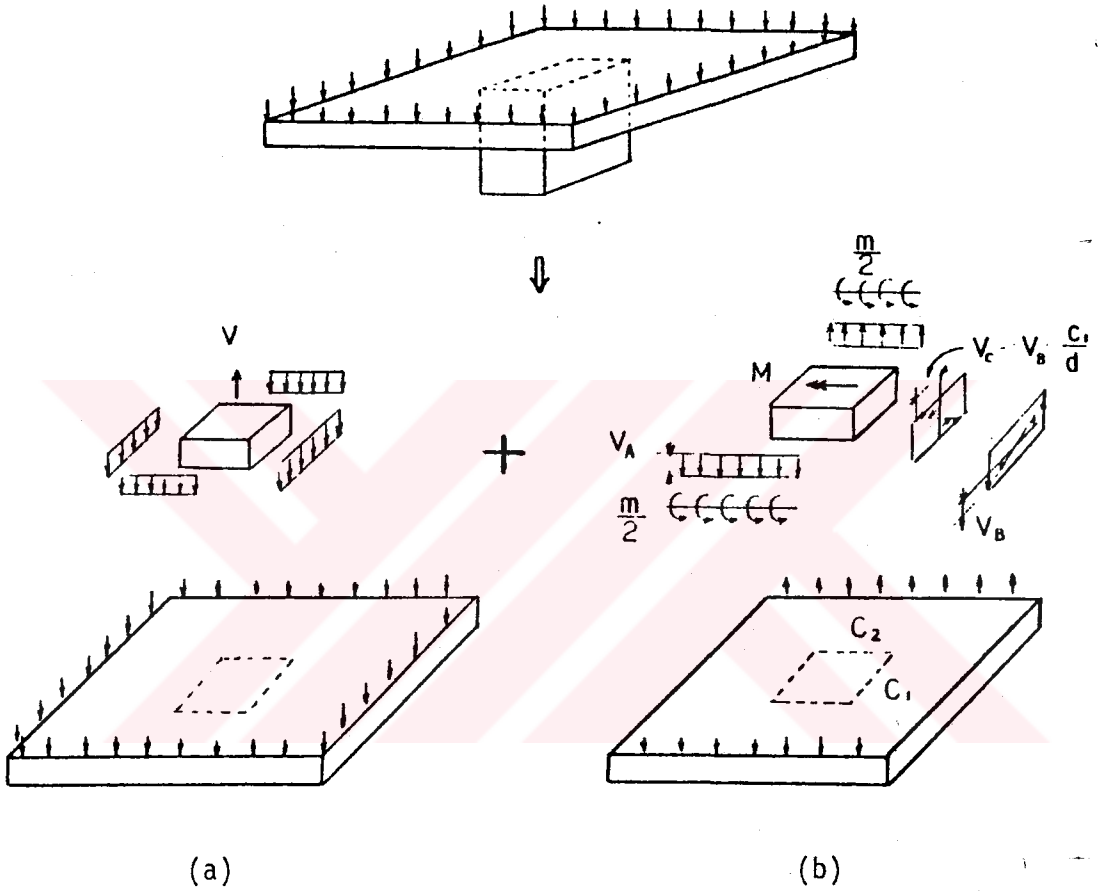
Yukarıda sözkonusu edilen yöntemlerden ilk üçü birleşimin zımbalama mukavemetini, dördüncüsü ise eğilme kapasitesini belirlemek amacıyla kullanılır.

Kayma gerilmelerinin lineer dağılımı yöntemi, ACI 318-83 [3] de yer almaktadır. İnce plâk teorisini esas alan yöntem, oldukça eski çalışmalara dayanmaktadır. Ancak, sonlu elemanlar yöntemi ve çeşitli deneysel çalışmalarla desteklenen Yamazaki ve Hawkins'in çalışması [6] konuyla ilgili yapılan derinlemesine araştırmaların en önemlisidir denilebilir. Kiriş Analogisi yöntemi, Islâm ve Park [7][8] ve Hawkins [9] tarafından geliştirilmiştir.

Kırılma çizgileri yöntemi ise, Gesund ve Goli [10] ile Islâm ve Park [8] tarafından, tek birleşim örnekleri ve panel elemanlar üzerinde uygulanmıştır.

1.2.1.1. Kayma Gerilmelerinin Lineer Varyasyonunu Esas Alan Yöntem

ACI 318 yönetmeliğinde kullanılan ve moment aktaran birleşimlerin kayma kuvveti taşıma gücünü belirleyen bu yöntemin esası 1960 yılında Di Stasio ve Van Buren tarafından sunulmuştur [11]. Şekil 1.2(a) ve (b)'de yönteme ait matematik model verilmiştir.



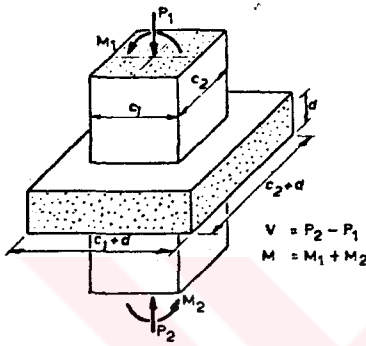
Şekil 1.2. Kayma Gerilmelerinin Dağılımı [11]

Birleşim mukavemet mekanizması açısından iki parçaya ayrılmıştır. Birinci parçada 1.2(a)'da düşey yüklerden oluşan simetrik kayma alanı verilmiştir. İkinci parça ise simetrik olmayan düşey yükler ve yatay yüklerden oluşan eğilme momenti gösterilmiştir (1.2(b)).

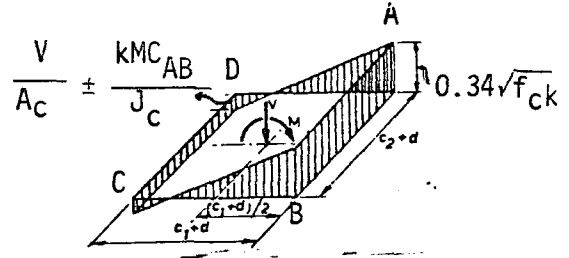
Bu yaklaşım daha sonraları Moe [12] ve Hanson ve Hanson tarafından [13] geliştirilmiştir. Yöntem, ACI 318-83 [3], 1963, 318-71 ve 318-83 [3] de yer almıştır. Döşeme deliklerinin etkisinin

ihmal edildiği bir iç kolon döşeme birleşiminde kayma kuvvetleri için kritik kesit, kolon yüzlerinden $d/2$ kadar uzaklıkta alınmaktadır (Burada d = döşemenin faydalı yüksekliğidir).

Yöntem, plâk üzerinden kritik kesitte, kayma gerilmeleri dağılımının kritik çevrenin ağırlık merkezinden itibaren lineer olarak değiştiği varsayımına dayanır (Şekil 1.3). Birleşimdeki maksimum kayma gerilmesi,



a) Birleşim ve Kritik Çevre



b) Taşıma gücünde birleşimdeki kayma gerilmeleri dağılımı kabulü

Şekil 1.3. İç Birleşimin Taşıma Gücünde moment ve kesme kuvveti iletimi [8]

$$v_{AB} = v_{CD} = \frac{V}{A_c} \pm \frac{kMC_{AB}}{J_c} \quad (1.1)$$

olarak verilmektedir.

Burada, V ; birleşime etkiyen kesme kuvveti, M ; birleşimdeki moment, A_c ; kritik kesitin alanı, J_c ; kritik kesitin polar atalet momenti, C_{AB} ; Kolon ağırlık merkezinden kritik kesit kenarına olan uzaklık ($C_{AB}=C_{CD}= (c_1+d)/2$), k ; moment aktarım katsayısıdır.

(1.1) değerinin;

$$f_{cv} = 0.17 \left\{ 1 + \frac{2}{B_h} \right\} \sqrt{f_{ck}} \leq 0.34 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}) \quad (1.2)$$

den az olması gerekmektedir.

(1.1) bağıntısında verilen k , moment aktarma katsayısı,

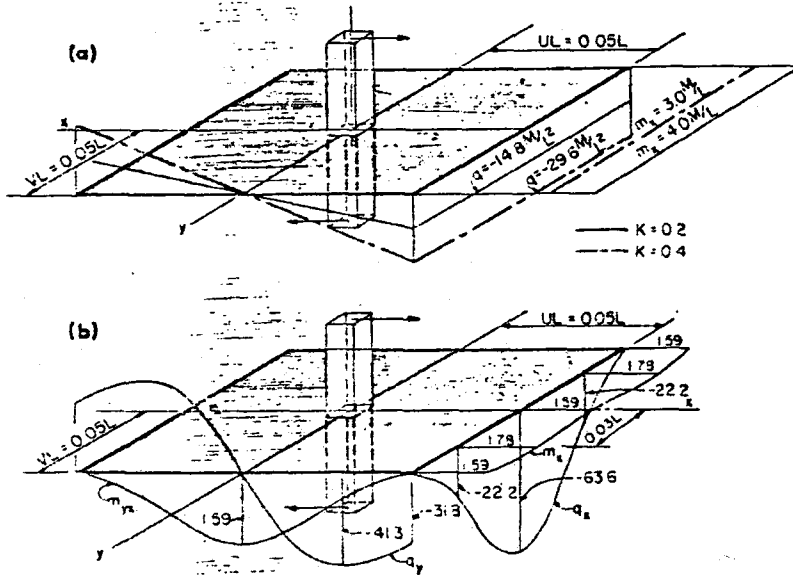
$$k = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1+d}{c_2+d}}} \quad (1.3)$$

olarak verilmektedir.

(1.2) bağıntısındaki β_h , kısa kolon boyutunun uzuna oranı, c_1 ve c_2 kolon boyutları, f_{ck} beton silindirik basınç mukavemetidir.

1.2.1.2. İnce Plâk Teorisini Esas Alan Yöntem

Elâstik ince plâk teorisi ilk olarak Mast [14] tarafından sunulmuştur. Bu yaklaşımda davranış lineer elâstik kabul edilmiş, değişen kolon boyutları, plâk kalınlığı, sınır şartlarının etkisi gözlenmiştir. Mast, burulma, eğilme momentleri ile kayma gerilmeleri dağılımının, kolon boyutları geometrisi ve plâk kalınlığı ile plâğın sınır şartları ile değiştiğini göstermiştir (Şekil 1.4). Yamazaki ve Hawkins'e göre, Clough ve Fellippa ile Wilson [6], sonlu elemanlar yöntemini lineer bölgede, kayma gerilmeleri dağılımını incelemek için kullanmışlardır. Ancak yukarıda sözkonusu edilen çalışmalarda betonun çatlaması ve donatının akması gibi malzeme açısından lineer

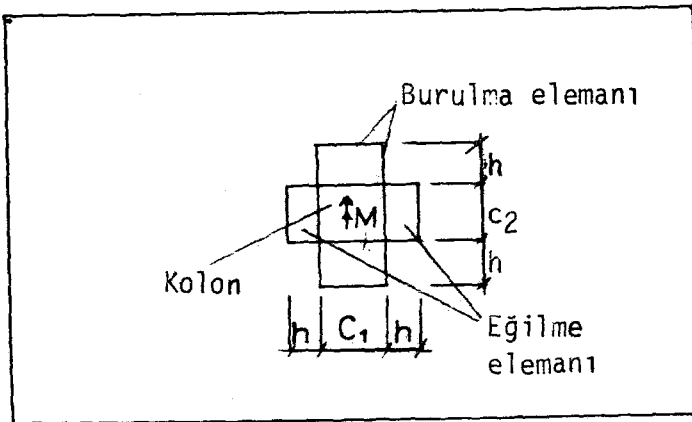
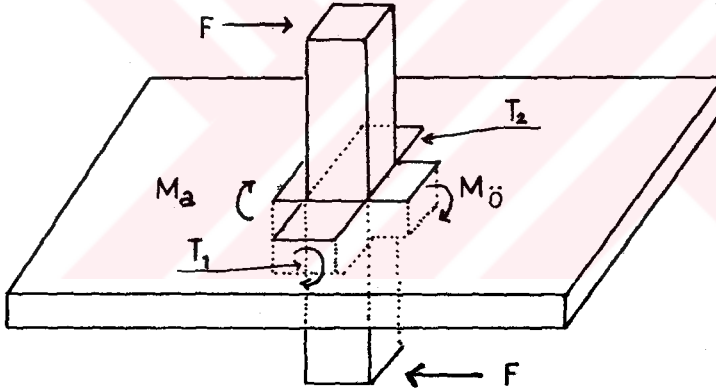


Şekil 1.4. Gerilmelerin Karşılaştırılması [14]

olmayan durumlar dikkate alınmamışlardır. Yamazaki ve Hawkins [6]'in çalışmasında Clough ve Fellippa'nın lineer sonlu elemanlar programına lineer yük artımı yöntemi eklenerek birleşimin davranışı elâstik olmayan bölgede incelenmiştir. Bu çalışmadaki en önemli bulgu, birleşimin taşıma gücüne kolon yan yüzlerinde oluşan burulma momentlerinin ve kolon içinden de geçen boyuna donatı çubuklarındaki aderans kaymasının önemli ölçüde etkili olduğudur.

1.2.1.3. Kiriş Analogisi Yöntemi

İlk olarak Kiriş Analogisi yöntemine benzer bir çalışma Morrison ve Sözen'e göre [15], Anderson tarafından yapılmıştır. Bu yöntemde kolon yüzlerinden burulma ve eğilme momentlerine ve kesme kuvvetlerine mukavemet gösteren plâk üzerinde kiriş elemanlar düşünülmüştür. Daha geniş çalışmalar İslâm ve Park [8] ve Hawkins [9] tarafından yapılmış ve yöntem geliştirilmiştir (Şekil 1.5).



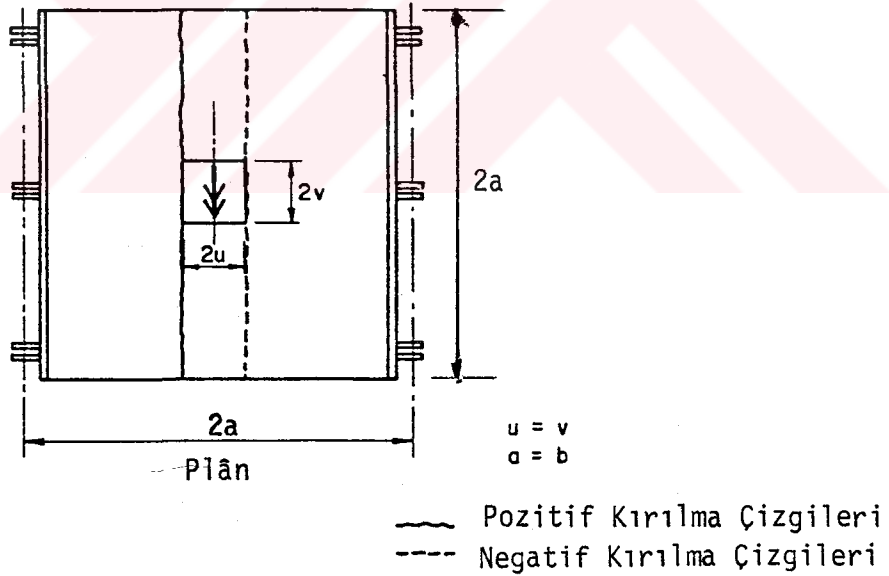
Şekil 1.5. Bir İç Kolon-Döşeme Birleşiminde Kiriş Analogisi Modeli [9]

Kanoh ve Yoshizaki [16], kiriş analojisine benzer bir çalışma yapmışlar, deneysel olarak destekledikleri çalışmalarında birleşime sadece burulma momenti uygulanması halinde kayma kuvvetleri dağılımının nasıl değişebileceğini incelemişlerdir.

1.2.1.4. Kırılma Çizgileri Yöntemi

Kırılma çizgileri yöntemi, birleşimlerin eğilme kapasitesini limit durumda belirlemek amacıyla kullanılabilir. Ancak birleşimin önce kesme kuvvetinden dolayı zımbalama göçmesine karşı yeterli emniyeti sağlamış olması gereklidir. Gerek zımbalama, gerekse eğilme açısından limit duruma varılması birleşimi katastrofa götüreceğinden birlikte düşünülemez.

Park ve İslâm [8]'in "geniş kiriş mekanizması", kolon yan yüzlerinden biribirlerine paralel olarak açıklığı geçen kırılma çizgileri düşünülmüştür (Şekil 1.6).

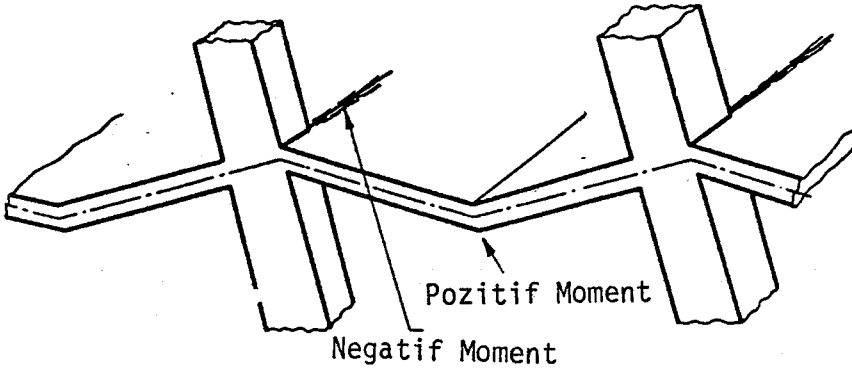


Şekil 1.6. Geniş Kiriş Mekanizması [8]

Bu örnekte göçmeye neden olan yükleme, yatay yükdür, düşey yükün etkisi ihmal edilmektedir.

Gesund ve Goli [10]'nin önerdiği diğer bir mekanizma durumunda, negatif kırılma çizgisi kolon yan yüzünde, plâk genişliği boyunca

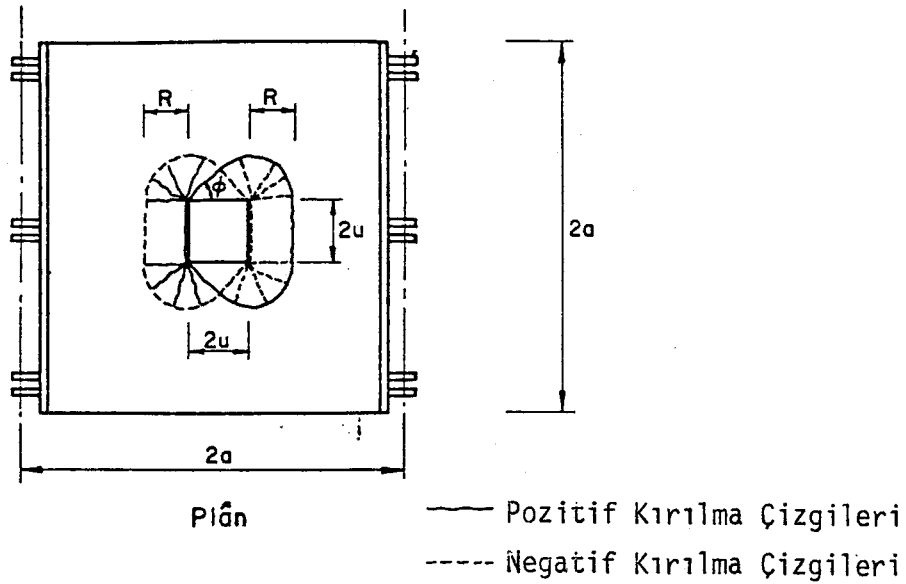
uzanmakta ve pozitif kırılma çizgisi de plâk açıklığında oluşmaktadır (Şekil 1.7).



Şekil 1.7. Birleşimde ve Açıklıkta Kırılma Mekanizması- [10]

Yukarıda sözkonusu edilen çalışmalardan sonra yine İslâm ve Park [8] ve Gesund ve Goli [10] yerel göçme mekanizması durumu için birleşimi incelemişler, birleşimlerin eğilme göçmesinden dolayı mekanizma durumuna geçebileceğini göstermişlerdir.

Kısaca yerel göçme durumunda, düşey yükler sabittir, göçme yatay yüklemekten oluşmaktadır. Kolon rijit cisim hareketi yapmaktadır plastik mafsallaşma plâkda meydana gelmektedir (Şekil 1.8).



Şekil 1.8. Birleşimde Eğilme Göçmesi [8]

1.2.1.5. Birleşimlerin Zımbalama Mukavemetlerinin Belirlenmesi ile İlgili Diğer Çalışmalar

Bölüm 1.2'de genelleştirilen hesap yöntemlerinin yanısıra birçok araştırmacı, kirişsiz döşemeli yapıların ve kolon-döşeme birleşimlerinin düşey ve yatay yükler (statik ya da dinamik) altında gerçek davranışlarını kestirebilmek amacıyla çok sayıda deneysel ve analitik çalışma yapmışlardır. Bu çalışmaların sonucu çeşitli amprik bağıntılar teklif etmişlerdir. Oldukça fazla miktarda olan bu araştırmalardan önemli sonuçlara ulaşanlarına kısaca değinilecektir.

Eren'e göre [4] Hognestad eğilme donatısının kayma mukavemetine katkısının bir ölçüsü olarak $\xi = P_{\text{kayma}} / P_{\text{eğilme}}$ oranını önermiştir. Sonraları Moe bu kavramı geliştirerek iç kolon döşeme birleşimleri için bir yöntem önermiştir. Nylander, Kinnunen ve Andersson zımbalama yüklerini taşıyan "Koni biçimli bir kabuk" kavramını ortaya atmışlardır.

Long [17], plâkların kayma mukavemetlerini tahmin edebilmek için iki fazlı yaklaşım yöntemini öne sürmüştür.

Long'a göre, yönetmeliklerde yer alan "kayma kapasitesinin betonun dayanımına birinci derecede bağlı olduğu ve kayma gerilmesinin kolon çevresinden biraz uzaklıkta kritik kesit üzerinde hesaplanmalı" düşüncesini birleşimin eğilme mukavemeti ile kayma mukavemeti arasında ilişki kurmadığı için yetersiz bulmuştur. Ayrıca Long, zımbalama kaymasında pim (dowel) etkisinin toplam kaymanın %30'u olacağını iddia etmiştir.

Long, zımbalama mukavemeti için birisi kırılma çizgilerinden faydalanılarak bulunan, diğeri deney sonuçlarından ve hesap eğrisinden elde edilen formüllerden en elverişsiz olanının kullanılmasını tavsiye etmiştir.

Tankut [18]'a göre "deney döşemesi üzerindeki her bir noktanın yatay ve düşey statik yükler altında davranışı iki doğrultuda aynı kesit özelliklerini taşıyan iki şerit kirişin davranışına benzetilebilir" varsayımı esas alınarak aşağıdaki sonuçlara varılmıştır:

1- Olağan yükler (Servis yükleri) altında kirişsiz döşemeli yapılarda eğilme konunun en önemli yanı değildir.

2- Kırılma çizgileri hesap yöntemi ile bu çeşit yapıların eğilme mukavemetini belirlemek yeterlidir.

3- En çok önem verilmesi gereken konu zımbalama kaymasıdır.

4- ACI - ASCE 426 [19] ortak komitesinin önerdiği yöntem, zımbalama kontrolü hesabı için kolay ve tutarlı bir yoldur.

5- Moment yeniden dağılımı, zımbalama mekaniğinin bazı yanlarını aydınlatmaktadır.

6- Eğilme donatısının kayma mukavemetine katkısı çelik kalitesine bağlı olmaksızın donatı yüzdesinin miktarı ile orantılıdır.

Karadoğan, Huang, Le-Wu Lu, Nakashima [20], kirişsiz döşemeli bir yapının kendi düzlemi içindeki sismik yükler altındaki davranışı açısından da önemli sonuçlara varmışlardır. Döşemenin, simetrik ve antimetrik yüklemeler halinde, kendi düzlemi içinde sonsuz rijit alınmadığı bu çalışmada, monotonik ve tekrarlı yükler altında kirişsiz döşemeli sistemin davranışının benzer olduğu, taşıma gücünde tekrarlı yüklemelerde çok az bir küçülme olduğu, mukavemet ve göçme halinin M/V oranına bağlı olarak değiştiği sonucuna varılmıştır.

Çalışmayla ilgili diğer önemli bulgu ise, düşey yüklerin (servis yükleri) bulunması halinde döşemenin kendi düzlemi içindeki mukavemeti %20 oranında azaldığı şeklindedir.

Ghali, Elmasri ve Dilger [21] birleşimlerin statik ve dinamik karakterli yatay yükler altında zımbalama mukavemetini incelemek amacıyla yaptıkları deneysel çalışmalarda, eğilme donatısının taşıma gücüne katkısını incelemişler, kayma donatısı eklememişlerdir. Yazarlara göre; eğilme donatısı yüzdesinin $\rho = 0.5$ ve 1.5 % gibi geniş bir

sınır içinde değiştiği durumlarda, momentin artması ile birlikte, plastik dönmeleri izleyen zımbalama göçmesi meydana gelmektedir. Dinamik yüklemeler altında, birleşimin statik yüklemelere göre enerji yutma kapasitesi ve mukavemeti daha yüksek olmaktadır. Statik ve dinamik yüklemeler altında eğilme donatısı yüzdesindeki artış, birleşimin mukavemetini artırmakta ancak enerji yutma kapasitesini ve sünekliğini azaltmaktadır.

Regan ve Walker [22], Zaghlool [23] daha sonra dört kolon üzerine oturan panel elemanlar üzerinde, monotonik artan düşey yükler altında köşe kolon-döşeme birleşimlerinin davranışını incelemişlerdir. Regan ve Walker'ın çalışmasında ACI 318-83 [3] de verilen kayma gerilmeleri bağıntısının (1.2), köşe birleşimler için emniyetli tarafta kaldığı görülmüştür. Ancak kolon boyutunun döşeme kalınlığına oranı değerı çok büyürse 1.2 bağıntısı emniyetsiz sonuçlar verebilmektedir.

Yukarıda sayılan çalışmaların yanısıra kolon-döşeme birleşimlerinin ve kirişsiz döşemeli yapıların dinamik yükler altında davranışlarını belirlemek amacıyla Illinois niversitesinden Sözen ve Marrison [15], Washington niversitesinden Hawkins [9], California Berkeley niversitesinden Diebold ve Moehle [24] uzun süreli ve kapsamlı deneysel ve nümerik çalışmalar yapmışlardır.

Araştırmacılarından Sözen ve Hawkins'in çalışmaları i birleşimlerin davranışını incelemek şeklinde, Moehle ve Diebold'un ise 1/3 ölçekli,  açıklıklı ve iki katlı, kirişsiz döşemeli sistemin sarsma tablası üzerindeki davranışını incelemek şeklinde olmuştur.

Bu çalışmaların en önemli ortak bulgusu, kolon-döşeme birleşimlerinin dönme rijitliklerinin ve kolona döşemeden moment iletim kapasitelerinin, kolon etrafındaki kritik çevrede donatı yüzdesinin artması ile doğru orantılı olduğu, çerçevenin stabilitesinin ve rijitlik değerlerinin birleşim tarafından önemli ölçüde etkilendiği ve kolon çevresi dışında kalan döşeme parçasının, çerçevenin özellikle yatay yüklere karşı mukavemetine önemli ölçüde etki yapmadığı şeklinde dir.

Buraya kadar sayılan amacı ve sonuçları hakkında kısaca bilgi verilmeye çalışılan araştırmaların dışında, bu çalışmada yapılan

kabullere ve analitik çalışmaya esas olacak deneysel çalışmalar Bölüm 2.2'de daha detaylı olarak açılacaktır.

Bu deneysel çalışmalar;

- 1) Masterson ve Long [25], 1974,
 - 2) Rangan ve Hall [26], "The University of New South Wales", 1983,
 - 3) Mitchell ve Hawkins [27], "Washington Üniversitesi", 1979,
 - 4) Yamazaki ve Hawkins [6], "Washington Üniversitesi", 1975,
- tarafından yapılmıştır.

Ayrıca Bölüm 1.2'de açıklanan çalışmaların bir kısmının deney sonuçları ile bu çalışma sonucu elde edilen zımbalama kayma mukavemeti bağıntıları karşılaştırılmıştır.

Bu deneysel çalışmalar ise;

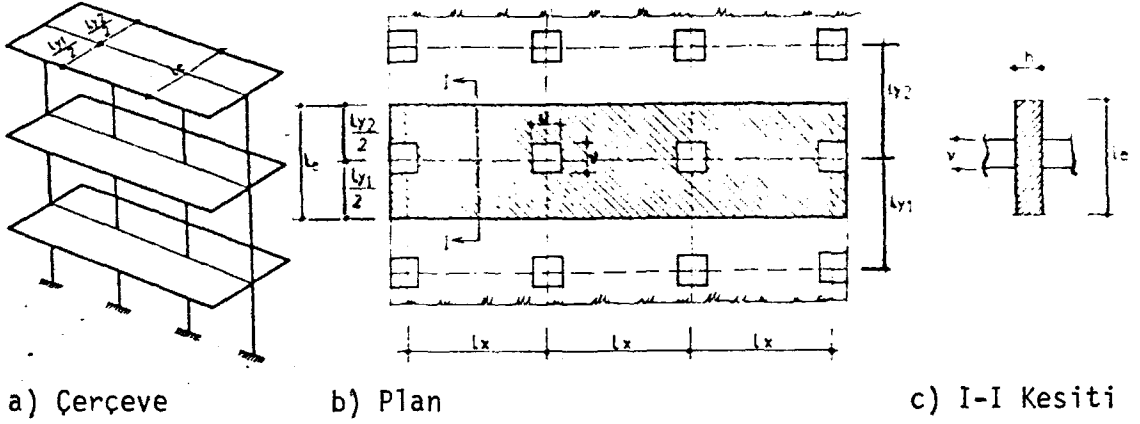
- 1) Rangan ve Hall [25], 3 kenar birleşim,
 - 2) Hanson ve Hanson [13], 1 kenar birleşim,
 - 3) Ghali [21], [28], 5 iç birleşim,
 - 4) Yamazaki ve Hawkins [6], 4 iç birleşim,
 - 5) İslâm ve Park [8], 8 iç birleşim,
 - 6) Zaghlool [23], 8 köşe birleşim
- şeklindedir (Bkz. Bölüm 3.3).

1.2.2. Kirişsiz Döşemeli Yapılarda Sistem Rijitlik Değerlerinin ve İç Kuvvetlerin Belirlenmesi İle İlgili Çalışmalar

Kirişsiz döşemeli yapıların yatay ve düşey yükler altında iç kuvvetlerinin bulunması için değişik çözüm yöntemleri geliştirilmiş ve çeşitli ülke yönetmeliklerine yansıtılmıştır. TS 500 [29] ve ACI 318-83 [3]'de, kirişsiz döşemeli sistemler hesaplanan eşdeğer döşeme veya kolon yardımıyla eşdeğer bir çerçevenin çözümüne dönüştürülmektedir.

Yukarıda adı geçen yönetmeliklerde, döşeme etkili genişliği kolon (veya perde) aksının iki tarafındaki döşeme açıklık ortaları

arasındaki uzaklık olarak tarif edilir. Kenar çerçeveler için bu genişlik, kenardan döşeme açıklık ortasına kadar uzaklıktır (Şekil 1.9).

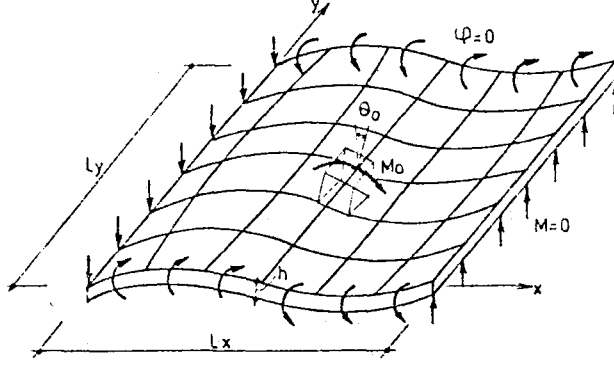


Şekil 1.9. Eşdeğer Çerçeve Yönteminde Kabul Edilen Kiriş Genişliği
[29][3]

Eşdeğer Çerçeve Yönteminden başka kiriş gibi çalışan döşeme etkili genişliğin belirlenebilmesi için çok sayıda araştırma yapılmıştır. Konuya katkıda bulunan araştırmaların en önemlileri, Khan ve Sbarounis [30], Fraser [31], [32], Allen ve Darvall [33], [34], [35], Pecknold [36], Pavlovic ve Paulton [37], Corley ve Jirsa [38], Vanderbilt [39], Clyde ve Turcke [40], Simmonds [41], Georgiadis [42], İpek [43], Onluoğlu [44], Çetmeli [45], Brutchie [46] olarak sayılabilir.

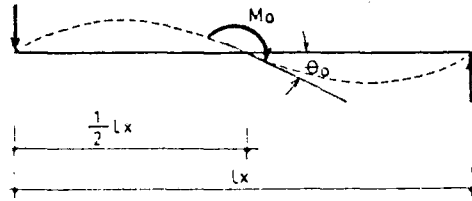
Bu çalışmalardan Khan ve Sbarounis [30], Fraser [31], [32], Allen ve Darvall [33], [34], Pecknold [35]'un, araştırmalarından 4. bölümde faydalanılacağından, burada kısaca özetlenecektir. Çalışmalardaki amaç, genellikle yatay yükler etkisi altında kiriş gibi çalışan döşeme şeridinin genişliğinin bulunmasıdır. Etkili döşeme genişliği olarak adlandırılan bu genişliğin gerçeğe yakın olarak belirlenmesi, sistem rijitlik değerlerinin de bulunmasında esastır. Bu çalışmaların tümünde lineer elâstik bölgede kalınmıştır.

Khan ve Sbarounis [30] çalışmalarında Şekil 1.10'da gösterilen momentin etkidiği yöne dik dönme eksenleri ve momentin etkidiği yöne paralel açıklık ortası eksenleriyle sınırlandırılmış ideal bir kolon-döşeme eleman almışlardır.



Şekil 1.10. Khan ve Sbarounis'in İdeal Kolon-Döşeme Elemanı [30]

Bu elemanın dönme eksenleri boyunca momentlerinin sıfır olduğu ve bu uygulanan momente paralel diğer iki kenarının da mesnetlenmediği ancak kenarlarda sıfır dönme oluşturacak değişken bir moment bulunduğu kabul edilmiştir. Daha sonra bu sistem, yükseklikleri döşeme kalınlığı olan h 'ye, genişlikleri ise $l_x/6$ ve $l_y/6$ 'ya eşit kesilen altışar kirişe bölünmüştür. Kirişlerin atalet momenti, $b' = l_x/6$ veya $l_y/6$ olmak üzere $b'h^3/12$ alınmıştır. Kirişlerin kesim noktalarında M_0 momentinin meydana getirdiği çökme ve dönmeler kesilen kirişlerin eğilme ve burulma rijitlikleri dikkate alınarak hesaplanmış ve M_0 momentinin etkidiği noktadaki θ_0 dönmesi, döşeme ile aynı atalet momentine sahip kirişin dönmesi ile karşılaştırılmıştır. Şekil 1.11' de verilen ve açıklık ortasından etkiyen M_0 momentine maruz,



Şekil 1.11. Momentin Açıklık Ortasından Etkimesi

bir kiriş için moment-dönme ilişkisi:

$$\frac{M_0}{\theta_0} = 12 \frac{EJ}{l_x} = \frac{E l_y h^3}{l_x} \quad (1.4)$$

ifadesi ile verilmiştir.

Döşeme için de benzer bir ifade,

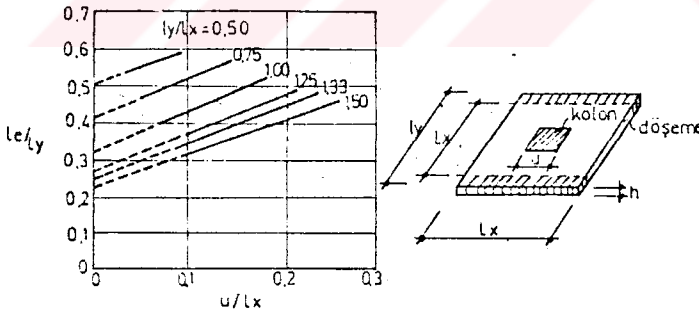
$$\frac{M_o}{\theta_o} = K_o \left(\frac{EJ}{l_x} \right) = \left(\frac{K_o}{12} \right) \left(\frac{E l_y h^3}{l_x} \right) \quad (1.5)$$

bağıntısı şeklinde yazılabilir. Burada K_o değeri Tablo 1.1'de gösterildiği gibi l_y/l_x oranına bağlı olarak değişen bir katsayıdır. Tablo 1.1'in son satırı olan $K_o/12$, l_y genişliği ile çarpıldığında çerçeve hesaplarında kiriş için kullanılacak etkili genişlik l_e 'yi verecektir.

Tablo 1.1.

l_y/l_x	0	0.50	1.00	1.50
K_o	12	7.87	5.26	3.92
$K_o/12$	1.000	0.656	0.458	0.326

l_e etkili genişliği için, l_y/l_x oranından başka kolon boyutlarının döşeme boyutlarına olan oranı da önemli olmaktadır. Kaynak [30] da kolon boyutlarının etkisini de içine alan deneysel bir çalışma yapılmıştır. Bu çalışmanın sonucu Şekil 1.12'de gösterilmiştir.



Şekil 1.12. Kolon Boyutlarının Döşeme Boyutlarına Etkisi [30]

Burada deneysel sonuçlar, yaklaşık olarak hesaplanan değerlerden %15 daha azdır. Bunun nedeni sınır şartlarındaki farklılık ve hesaplardaki yaklaşıklık olabilir.

Fraser [31],[32] yaptığı çalışmalarında kirişsiz döşemelerin etkili genişliklerini incelemiştir. Etkili genişliğin düşey yüklerden ziyade yatay yükler için önemli olduğunu belirtmiştir. Fraser [31] burada verdiği etkili kiriş genişliğinin hem düşey, hem de yatay

yükler için geçerli olduğunu ifade etmiştir. Etkili genişliğin belirlenmesi için eşdeğer kirişin rijitlik katsayısı k_e 'den yararlanılmıştır. Bu durumda, içteki eşdeğer kirişler için;

$$k_e = 8 + \frac{4}{3} R_b \quad (1.6)$$

kenardaki eşdeğer kirişler için;

$$k_e = 8 + \frac{1}{2} R_b \quad (1.7)$$

ifadeleri ile verilmiştir.

Burada R_b eğilme parametresi olup, döşeme rijitliğinin kiriş seridi rijitliğine oranıdır, ve

$$R_b = \frac{Eh^3/12(1+\mu^2)}{Evh^3/12.l_y} = \frac{1}{(1-\mu^2)} \cdot \frac{l_y}{v} \quad (1.8)$$

ifadesi ile verilmiştir. Beton için $\mu=0.15$ alınması halinde;

$$R_b \approx \frac{l_y}{v} \quad (1.9)$$

olur. Etkili genişlik l_e aşağıdaki ifade ile verilmiştir:

$$l_e = \frac{k_e}{4} \cdot v \quad (1.10)$$

(1.6) ve (1.7) denklemleri (1.10) denkleminde yerine konursa, içteki eşdeğer kirişler için etkili genişlik;

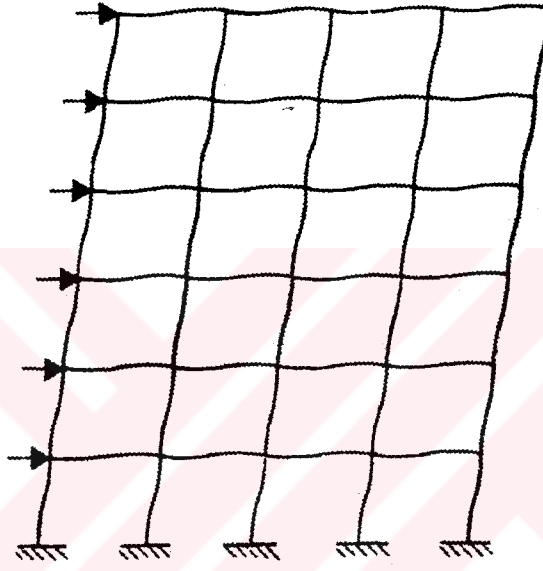
$$l_e = 2.v + \frac{l_y}{3} \quad (1.11)$$

ifadesiyle, kenardaki eşdeğer kirişler için etkili genişlik;

$$l_e = 2.v + \frac{l_y}{8} \quad (1.12)$$

ifadesiyle verilmektedir. l_y çerçeve genişliği, v ise çerçeveye dik yönde kolon boyutudur.

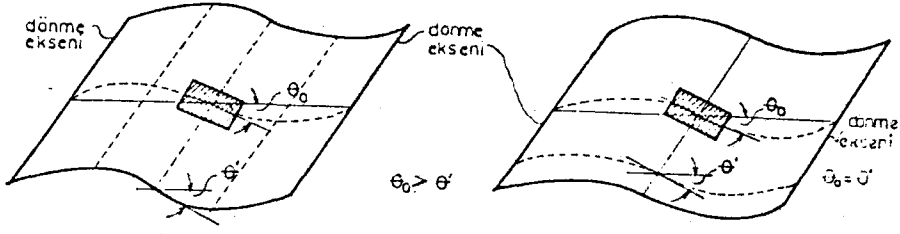
Allen ve Darvall [33],[34],[35] ise kolon yerleştirilmesi düzenli, kirişsiz bir yapının yatay yüklere maruz kaldığı zaman çerçevelerin Şekil 1.13'deki gibi deforme olacağını ve bu deforme olmuş çerçevede kolon ve döşemelerin dönüm noktalarının yaklaşık olarak elemanların orta noktalarında meydana geleceğini belirtmişlerdir. Burada düşey yüklerin deformasyonlar üzerindeki etkisi ihmal edilmiştir.



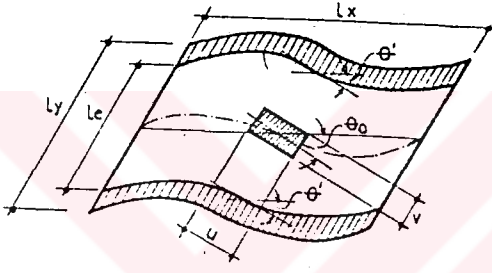
Şekil 1.13. Sadece Yatay Yüklere Altında Kirişsiz Çerçevenin Deformasyon Kabulü [33]

Şekil 1.14'de görüldüğü gibi döşemenin dönüm noktalarından geçen dönme eksenleri ve buna dik doğrultuda döşemenin orta noktalarından geçen eksenlerle ayrılmış döşeme-kolon elemanı alınmış ve bu kolon ile kolonun döşemeyle birleştiği bölgenin oldukça rijit olduğu fakat kolon ekseninde meydana gelen θ_0 dönmesinin, döşemede yanal doğrultu boyunca aynı devam etmeyeceğini ve Şekil 1.14'de görüldüğü gibi kenarlarda $\theta' < \theta_0$ dönmelerinin oluşacağını belirtmişlerdir.

Bu durumda Allen ve Darvall yanal doğrultu boyunca oluşacak θ' dönmelerinin θ_0 a eşit olabileceği son kesiti araştırmışlardır. Döşeme genişliğine göre daha dar ve kolonun dönmesi θ_0 ile yanal doğrultu boyunca aynı dönmeyi oluşturacak eleman eşdeğer kiriş olarak tanımlanmıştır (Şekil 1.15).



Şekil 1.14. Kolon-Döşeme Elemanının Deformasyonu [33]



Şekil 1.15. Eşdeğer Genişlik [33]

Etkili genişlik katsayısı α , eşdeğer kiriş genişliği l_e 'nin döşeme genişliği l_y 'ye oranı olarak aşağıdaki gibi verilmektedir.

$$\alpha = \frac{l_e}{l_y} \quad (1.13)$$

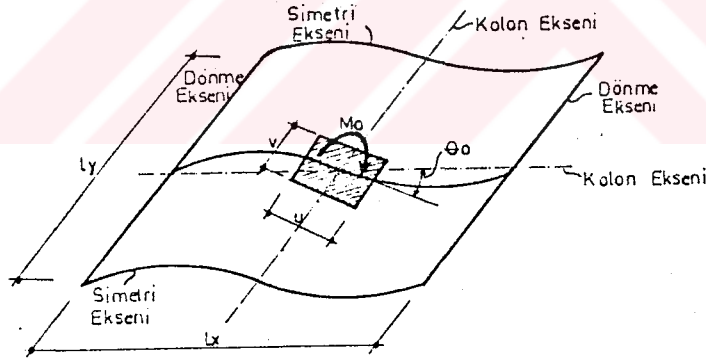
α etkili genişlik katsayıları $l_x/l_y = 0.5-2.00$ arasında u/l_x ve v/l_y 'nin değişik değerleri için tablolar halinde verilmiştir. Tablodaki α katsayıları kullanılarak döşemenin etkili genişliği $l_e = \alpha \cdot l_y$ ifadesinden bulunur. Burada $l_x/l_y = 1.00$ için Tablo örneği verilmiştir.

Tablo 1.2. [33]

v/l_y	u/l_x									
	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12
0.03	0.375	0.375	0.376	0.380	0.384	0.389	0.394	0.399	0.405	0.411
0.04	0.447	0.429	0.421	0.418	0.418	0.419	0.422	0.425	0.429	0.434
0.05	0.521	0.463	0.465	0.455	0.451	0.449	0.449	0.451	0.453	0.456
0.06	0.585	0.531	0.505	0.491	0.483	0.479	0.477	0.476	0.477	0.479
0.07	0.631	0.570	0.540	0.523	0.513	0.506	0.503	0.501	0.500	0.501
0.08	0.653	0.597	0.568	0.550	0.539	0.532	0.527	0.525	0.523	0.523
0.09	0.654	0.611	0.588	0.573	0.563	0.555	0.550	0.547	0.545	0.544
0.10	0.640	0.616	0.601	0.590	0.582	0.576	0.572	0.568	0.565	0.564
0.11	0.620	0.615	0.610	0.605	0.599	0.595	0.591	0.588	0.585	0.582
0.12	0.601	0.612	0.616	0.616	0.614	0.612	0.609	0.606	0.604	0.602

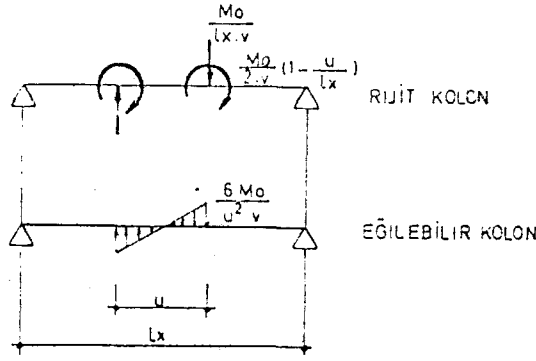
Not: Plâk oranları $l_x/l_y=1.00$; Kolon kesiti $c_1 \times c_2$ dir.

Pecknold, izotrop malzeme [36] ve ortotrop malzemeden oluşan döşemelerin etkili genişliklerini araştırmıştır. İzotrop malzeme üzerinde yaptığı çalışmada Şekil 1.16'da görüldüğü gibi kolon bölgesinde uygulanan M_0 momentine dik doğrultudaki dönme eksenleri ve



Şekil 1.16. Kolon-Döşeme Elemanı [36]

moment paralel simetri eksenleri ile sınırlanmış bir kolon-döşeme elemanı almıştır. Kolonun rijit veya eğilebilir olduğu kabulüne göre momentin kolon bölgesinde oluşturabileceği yükler Şekil 1.17'de gösterilmiştir. Pecknold burada rijit kolondaki yük dağılımını kullanmış ve moment uygulanan kolon eksenindeki döşemenin dönmesi θ_0 'ı aynı momente maruz bir kiriş dönmesine eşitleyerek,



Şekil 1.17. Kolonun Rijit ve Eğilebilir Olduğu Kabulüne Göre Yükler
[36]

döşeme etkili genişliği l_e 'yi aşağıdaki ifadeden bulmuştur;

$$\frac{l_e}{l_y} = \frac{\frac{1}{1-\mu^2} \cdot \frac{v}{l_y}}{|f_B + 6 \sum_{m=1}^{\infty} \left(\frac{1}{m\pi}\right)^3 \theta_m \cdot A_k|} \quad (1.14)$$

Pecknold [35] de ortotrop döşemeler için, aynı şekilde aşağıdaki ifa-
deyi vermiştir;

$$\frac{l_e}{l_y} = \frac{\frac{v}{l_y}}{|f_B + 6 \sum_{m=1}^{\infty} \left(\frac{1}{m\pi}\right)^3 \theta_m \cdot A_k|} \quad (1.15)$$

Burada, izotrop malzeme için;

$$A_k = \frac{\alpha_m \cdot \text{Sinh} \bar{\alpha}_m - \text{Sinh} \alpha_m |2 \cdot \text{Sinh}(\alpha_m - \bar{\alpha}_m) + \bar{\alpha}_m \text{Cosh}(\alpha_m - \bar{\alpha}_m)|}{2 \cdot \text{Sinh}^2 \alpha_m} \quad (1.16)$$

$$\alpha_m = \frac{m\pi l_y}{l_y}$$

$$\bar{\alpha}_m = \frac{m\pi v}{l_x} \quad (1.17)$$

şeklinde ifade etmiştir. Q_m yük dağılımı için Fourier katsayısı olup
rijit kolon için aşağıdaki şekilde verilmektedir:

$$Q_m = \sin \frac{m\pi u}{l_x} + \left(1 - \frac{u}{l_x}\right) m\pi \cos \frac{m\pi u}{l_x} \quad (1.18)$$

f_B ise kolonun etkisinden dolayı kirişin dönmesini azaltıcı bir katsayı olup, rijit kolon için,

$$f_B = \left(1 - \frac{u}{l_x}\right)^3 \quad (1.19)$$

ifadesi ile verilmiştir. Pecknold yaptığı bu çalışmalar sonucunda kolon boyutunun döşeme boyutuna oranının (u/l_x ve v/l_y) önemli olduğu, fakat kolon boyutlarının birbirlerine olan oranlarının (u/v) değişmesi halinde etkili genişliğin %2'den az bir değişikliğe uğradığından dolayı bu oranın önemsiz olabileceği sonucuna varmıştır.

1.3. AMAÇ VE KAPSAM

Bugüne değin yapılan çalışmalara bakıldığında, kirişsiz döşemeli betonarme yapılar üzerinde yapılan araştırmalar iki düzeyde süregelmektedir. Birincisi, düşey ve yatay kuvvetler altında sistemin rijitlik değerlerinin belirlenmesi ve buradan iç kuvvetlerin hesaplanması. Bu tür çalışmalar, sonlu elemanlar ya da adım adım integrasyon gibi nümerik yöntemlerin kullanılması ile çok sayıda yapılmış bir bakıma özellikle yatay yüklerin etkisi altında çerçevenin gerçek davranışına uygun hesap yöntemleri de geliştirilmiştir. Halen ACI 318-83 [3] ve TS 500 [29]'de, "Doğrudan Tasarım Yöntemi" ve "Eşdeğer Çerçeve Yöntemi" geçerlidir. Eşdeğer Çerçeve Yönteminin yatay yükler hesabında kullanılması tartışmalıdır. İkincisi, iç kuvvetlerin belirlenmesinden sonra ($M+V$)'ye göre, kirişsiz döşemeli yapıların deyim yerindeyse, "Achille Topuğu" olan kolon-döşeme birleşimlerinin zımbalama emniyetinin sağlanmasıdır. Bu konuyla ilgili olarak yapılan deneysel çalışmaların ortak sonucu, birleşimlerin zımbalama kayma mukavemetinin belirlenmesinin bu tür sistemlerin en önemli problemi olduğu şeklindedir. Oldukça detaylı, uzun süreli ve masraflı deneysel çalışmalara rağmen araştırmacılar arasında hesap yöntemi açısından ortak bir görüş birliğine varılamamıştır. Bunun en önemli nedeni, davranışı

etkileyen çok sayıda parametre olması ve hepsinin aynı anda dikkate alınamamasıdır. Yüklemenin statik ya da dinamik karakterli olması, donatının yüzdesi ve yerleştirilmesi, beton kalitesi, kolon ve döşeme boyutlarının oranı, kolon geometrisi, aderans kayması, rötne ve sünme etkileri olayı etkileyen değişkenlerin en önemlileridir. Ayrıca problemin her zaman üç boyutlu olarak incelenmesi gerçeği çözümü zorlaştırmaktadır. Bu nedenlerdendir ki, plâk teorisi, sonlu farklar ve sonlu elemanlar gibi nümerik yöntemler, gerçek davranışı tam anlamıyla yansıtamamaktadır. Problemin lineer olmayan bölgede çözülmesi gerçeği araştırmacıları zorunlu olarak deneysel çalışmalara yönlendirmektedir.

Regan ile yapılan kişisel yazışmalarda [47], zımbalama mekaniği ile ilgili öncelikle yapılması gereken araştırmalar dört başlık altında önerilmiştir.

1. Eksantrik yükleme halinde, iç kolon-döşeme birleşimlerinin davranışı.
2. Zımbalama ötesi mukavemet (pim etkisi, agrega kenetlenmesi).
3. Kaset döşemeler.
4. Zımbalama emniyeti açısından kayma donatısının etkisi.

Regan [47], kirişsiz döşemeli yapıların zımbalama emniyetini sağlamak için daha rasyonel analitik çözümlere gereksinim duyulduğunu ifade etmektedir.

Literatürde biriken çok sayıdaki deneysel veri, analitik çözümler üretmek için bir bakıma şans olarak değerlendirilebilir. Bu doğrultuda, Simmonds ve Alexander'ın [25], muhtemelen doktora çalışması amacıyla "kafes giriş benzeşimine" dayalı araştırmaları vardır ve araştırma süregelmektedir.

ACI-ASCE 352-88 [19] ortak çalışma komitesinin raporu da, eski tasarım hükümlerine önemli düzeyde yenilik getirmemiş, ACI 318-83 [3] yönetmeliğinin bir bakıma tekrarı gibi kalmıştır. Bu çalışmada güdülen amaç, Bölüm 1.2'de belirtilen ve Bölüm 2.2'de açılan deneysel veriler ışığında, betonarmenin gerçek davranışını dikkate alarak, kolon-döşeme

birleşimlerinin statik hesaplarda belirlenen moment ve kesme kuvveti etkisi altında zımbalama kayma mukavemetini belirleyecek analitik çözüm önerisi getirmek, sunulan yöntemi ACI 318-83 [3], TS 500-1984 [29] yöntemleri ile karşılaştırmak olarak ifade edilebilir.

Bu amaçlarla çalışmanın 2. bölümünde zımbalama kayma mukavemeti ve genel davranış ile ilgili bilgi verilip, önemli görülen deneysel çalışmaların ortak sonuçları özetlendikten sonra, 3. bölümde kolon-döşeme birleşimi taşıma gücü esasına göre incelenmiştir. Zımbalama kayma mukavemeti bağıntıları iç, kenar, köşe birleşimler için ortak olarak çıkarılmıştır. Sınıflandırma, kayma donatısız ve kayma donatılı (kapalı etriyeli) birleşimler için yapılmıştır. Kenar birleşimlerde döşemenin burulma rijitliğini önemli ölçüde artıran kenar kirişin etkisi de dikkate alınmıştır. Ancak 3.2 'de çıkarılan bağıntılar kenar kirişin olmaması hali içinde kullanılabilir. 3.2'deki bağıntılarda aderans kaymasının etkisi, agrega kenetlenmesi ve pim etkisi ihmal edilmiştir.

Çalışmanın adı geçen bölümünde güdülen amaç, kirişsiz döşemeli yapıların moment ve kesme kuvveti etkisi altında kolon-döşeme birleşimlerinin zımbalama kayma mukavemetlerinin hesaplanmasında geçmişte çeşitli araştırmacılar tarafından yapılan deneylerin sonuçlarına uygun, daha rasyonel ve mühendislik uygulamalarında kullanılabilir bağıntılar teklif etmektir.

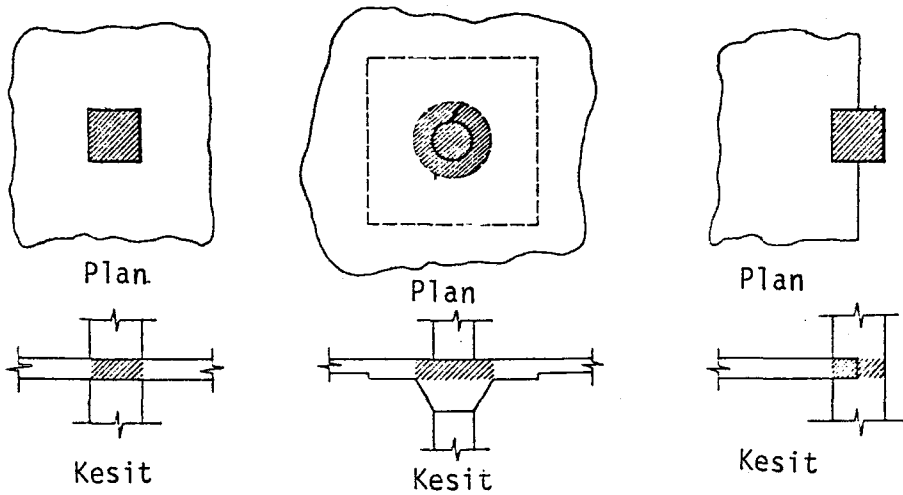
4. Bölümde kirişsiz döşemeli yapıların yatay (rüzgâr, deprem) yükleri altında yanıl ötelenmeleri hesaplanmış, bu amaçla çelik yapılarda kullanılan bir yaklaşık hesap yönteminin katsayı değışikliğı ile kullanılması teklif edilmiştir. Buradaki amaç, lineer elastik bölgede kirişsiz döşemeli yapıların yanıl ötelemeleri konusunda fikir sahibi olmak, kirişli döşemeli yapılarla karşılaştırmak ve yaklaşık hesap yöntemi sunmaktır.

BÖLÜM 2. KOLON-DÖŞEME BİRLEŞİMLERİNİN ZİMBALAMA KAYMA MUKAVEMETİ

2.1. ZİMBALAMA MEKANİĞİ VE GENEL DAVRANIŞ

"Zımbalama" deyimi, kolon-döşeme birleşimlerinin göçme halini tanımlamak için yapı mühendisliğinde sıkça kullanılan bir deyimdir. "Zımbalama" ya da "zımbalama kayması" olayı, öncelikle betonarme kirişsiz yapıların, kolon-döşeme birleşimlerinde, temellerde bazı köprü döşemelerinde ve dişli döşemelerde diğ yüksekliğine eşit taşıyıcı kirişler yapıldığında, bu kirişlerin (yastık kirişler ya da sığ kirişler) dar kolona oturmaları halinde kesme kuvveti (V) veya kesme kuvveti ile birlikte eğilme momenti (M) etkisi ile oluşur.

Bu çalışma, kirişsiz döşemeli yapıların, kolon-döşeme birleşimlerinin zımbalama kayma mukavemetinin incelenmesi ile sınırlandırıldığından, Şekil 2.1'de zımbalama olayının gözlenebileceği kolon-döşeme birleşimlerine ait örnekler verilmektedir.

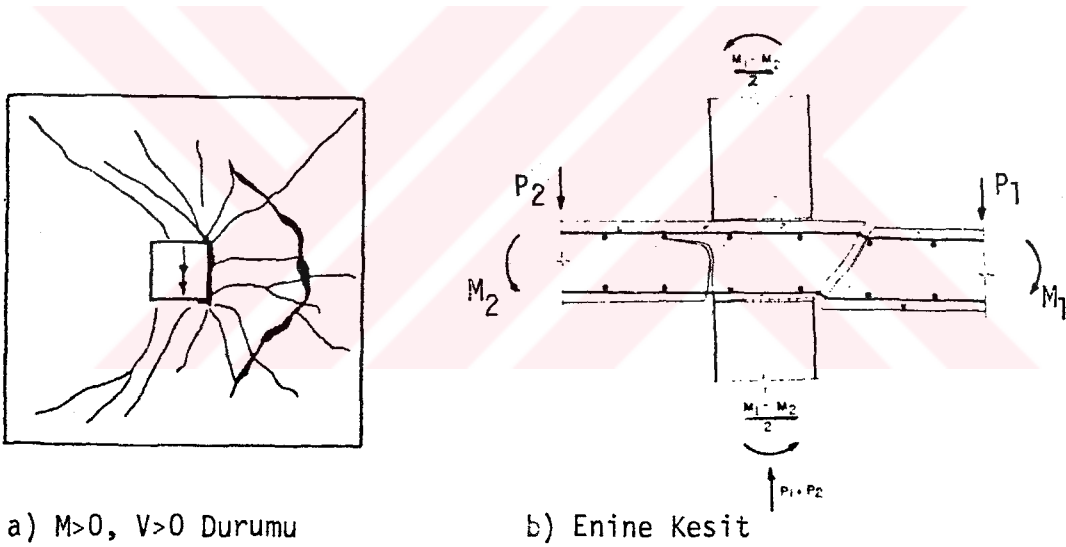


a) İç Kolon Başlıksız b) İç Kolon Başlıklı c) Kenar Kolon Başlıksız

Şekil 2.1. Tipik Kolon-Döşeme Birleşimi Örnekleri

Kirişlere oturan betonarme döşemelerde kayma gerilmeleri, dolayısı ile asal çekme gerilmeleri oldukça küçük kaldığından, bu tür yapı elemanlarında kayma güvenliği genelde kritik değerlere ulaşamamaktadır. Ancak, döşemelerin doğrudan doğruya kolonlar tarafından taşındığı "kirişsiz döşeme" sistemlerinde, kolon çevresinde oluşan asal çekme gerilmelerinin değerleri oldukça yüksek çıkabilir ve betonun çekme mukavemetini aşabilir. Ancak, kirişsiz döşemelerde, kolon çevresindeki kritik kesitte asal gerilmeler nedeni ile oluşan bu "eğik çekme" problemi, kirişteki göre oldukça karmaşıktır. Çünkü plâklardaki gerilme durumu üç boyutlu olarak açıklanabilir.

Moment ve kesme kuvveti etkisiyle tipik zımbalama göçmesi, kolonun ve kolona bitişik döşeme parçasının, bunları çevreleyen döşemeye doğru itilmesi şeklinde tanımlanabilir (Şekil 2.2).



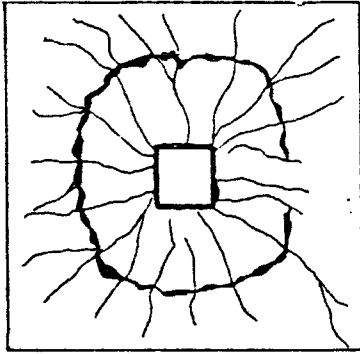
Şekil 2.2. Zımbalama Göçmesi

Genel anlamda, zımbalama olayı, kolon yakınındaki donatının akması ile birlikte göçme durumuna doğru, kolon yan yüzlerinde burulma çatlakları ve burulma kırılma çizgileri şeklinde kendini gösterir, betonun mukavemetinin aşılması ve donatının akma sınırını geçmesi ile son bulur.

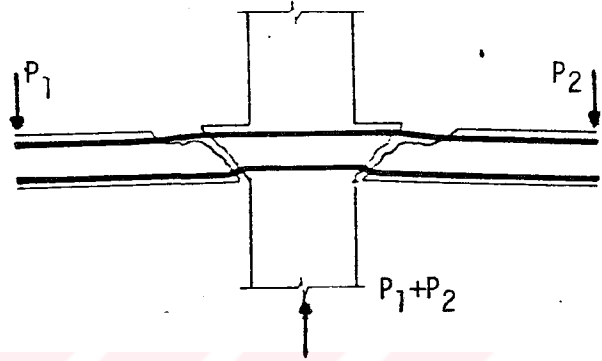
Kolon yan yüzleri, burulma momentine karşı iyi bir mukavemet gösterir, kenar birleşimlerde kenar kiriş olması halinde bu değer artar, göçmenin son halinde, eğilme kırılma çizgileri döşemenin tüm genişliği boyunca yayılır [25].

Göçme yüzeyinin yatayla yaptığı açının genellikle 25 ila 45 derece arasında değiştiği söylenebilir [25].

Özel bir hal olarak, eğilme momentinin sıfır olduğu durumda, klasik zımbalama yüzeyi koni ya da piramit şeklindedir (Şekil 2.3).



a) $M=0$, $V \gg 0$ Durumu



b) Enine Kesit

Şekil 2.3. $M=0$ Durumunda Zımbalama Göçmesi

2.2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Masterson ve Long [25], sonlu elemanlar kullanarak yaptıkları çalışmalarında zımbalama göçmesini dört adımda açıklamışlardır:

1. Eğilme ve kayma çatlakları, kolon yüzünün yakınında, döşemenin çekme bölgesinde oluşur.

2. Kolona yakın, döşeme parçasında çekme donatıları akma sınırına gelir.

3. Eğilme ve kayma çatlakları, betonun basınç bölgesi boyunca genişler.

4. Donatıdaki akmalar, kolon çevresinden daha ileri bölgelere genişlemeden önce göçme meydana gelir.

Masterson ve Long [25], zımbalamanın döşemenin basınç bölgesinin hasara uğramasından dolayı oluştuğunu varsaymaktadırlar.

Mitchell ve Hawkins [27], kirişsiz döşemelerde iki tür zımbalama kayma göçmesi oluşabileceğini ileri sürmüşlerdir. Birincisi, döşemenin "geniş kiriş" gibi davranarak, kayma göçmesinin tüm döşeme genişliği boyunca oluşacağı ki, bu tür oldukça nadirdir, ancak yine de kontrol edilmelidir ve yüksekliği, döşeme yüksekliği, genişliği aks ortasından diğer aks ortasına olan bir kiriş gibi alınabilir.

İkincisi ise, kolon çevresindeki kritik çevrede kayma gerilmelerinin nominal değerini aşarak oluşandır.

ACI yönetmeliklerinde, nominal zımbalama kayma mukavemetinin değeri $0.34 \sqrt{f_{ck}}$ (MPa) dir. ACI-ASCE 426 komiteye göre [27][19], zımbalama kayma mukavemetini etkileyen altı ana faktör vardır. Bunlar;

1. $c=c_1+d$ 'nin döşeme kalınlığına oranı, $\frac{c}{d}$,
2. Kolon boyutları ve geometrisi,
3. Yükleme hızı,
4. Beton kalitesi,
5. Eğilme kapasitesinin, kesme kapasitesine oranı, M/V ,
6. Döşeme sınır şartları.

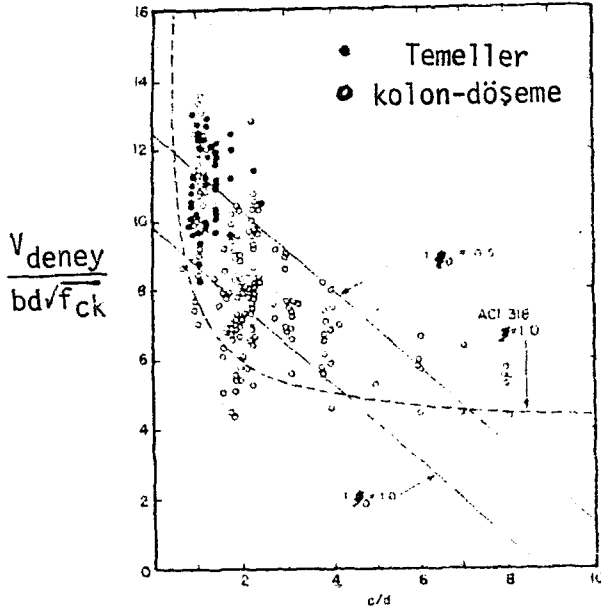
Hawkins ve Mitchell [27], c/d oranına bağlı olarak Moe 'nin birleşimler ve temeller için geliştirdiği,

$$V_u = [15(1-0.075 c/d) - 5.25 \xi] \sqrt{f_{ck}} \quad (2.1)$$

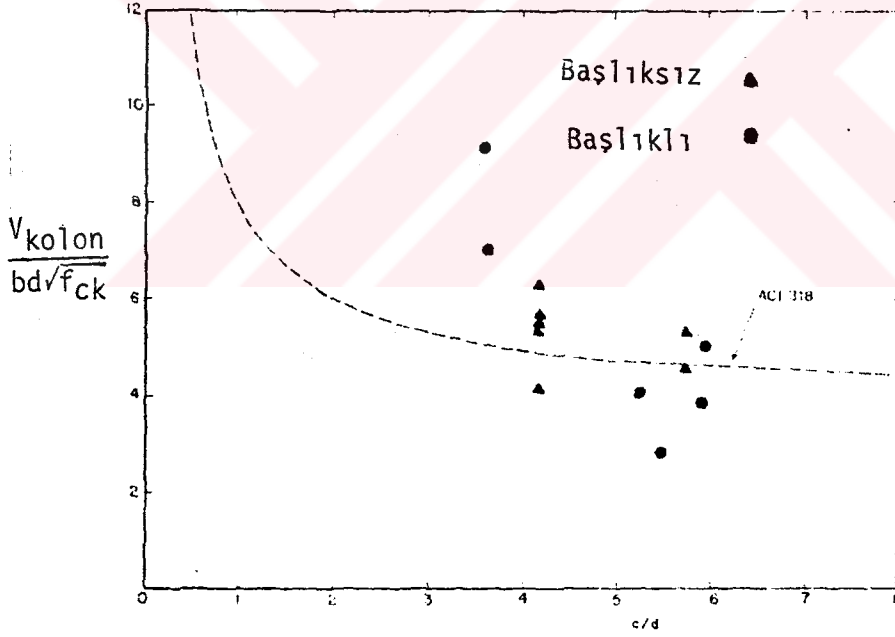
bağıntısına işaret etmişler ve bağıntının $c/d \leq 3.0$ olduğu durumlarda, deneysel bulgulara yakın sonuçlar verdiğini söylemişlerdir. Şekil 2.4'de nominal kayma gerilmeleri ile c/d arasındaki ilişkinin, ACI 318-83-131 ve (2.1) bağıntısı ile karşılaştırılması verilmiştir.

$c/d = 30$ için ξ değeri 1.0'den 0.5'e inmekte, kayma mukavemeti ise %50 artmaktadır.

Şekil 2.5'de kolon geometrisinin, zımbalama kayma mukavemeti üzerine etkisi gösterilmiştir. β_h değeri kolon kısa kenarının uzun kenarına olan oranıdır. β_h azalması ile kayma mukavemeti artmakta ve bu artış ile, kayma mukavemetinin değeri, geniş kirişin kayma mukavemeti değerine eşit olmaktadır.



Şekil 2.4. c/d Oranı İle Kayma Gerilmeleri İlişkisi [27]



Şekil 2.5. Kolon Geometrisinin Kayma Mukavemeti Üzerine Etkisi [27]

Yükleme hızının birleşimin taşıma gücüne etkisi konusunda deneysel çalışmalar sürmektedir. Taşıma gücünün %75'i kadar yükü üç ay süreyle yüklenen döşeme elemanının taşıma gücünde herhangi bir azalma olmamıştır.

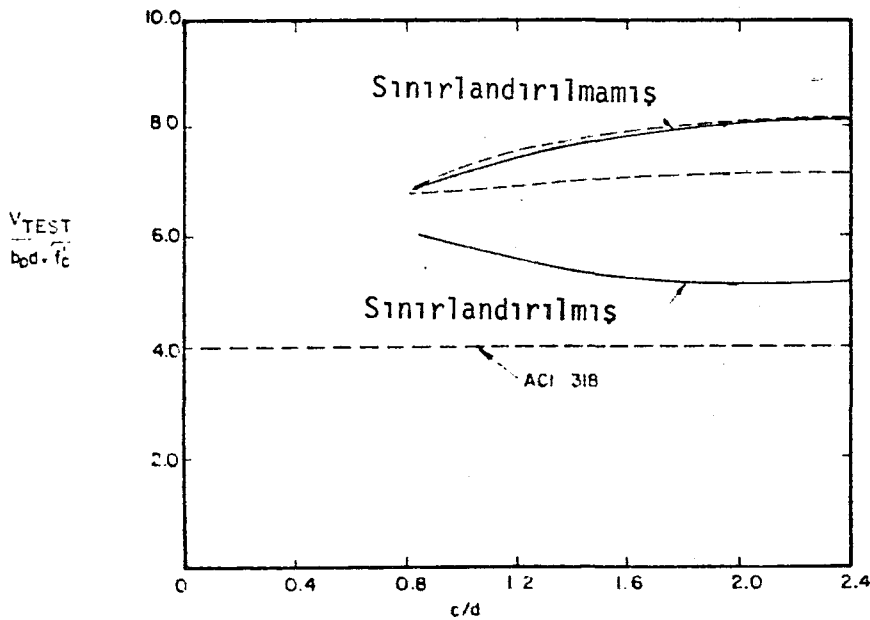
Diğer bir deney sonucuna göre taşıma gücünün %75'ine kadar tekrarlı (cyclic) yüklenen elemanlarda sadece %5'lik azalma görülmüştür.

Karşıt olarak patlama tipi ani yüklemelerde taşıma gücünde %25'lik artış gözlenmiştir.

Betonda hafif agrega kullanımının birleşimin taşıma gücünü azalttığı söylenebilir. Ayrıca betonun kayma mukavemetini artırıcı bir unsur olarak düşünülen Agreg a kenetlenmesi (Aggregate Interlock) etkisinin hafif betonlarda, normal betonlara oranla daha az olduğu bilinmektedir.

Yatayda, kendi düzlemi içersinde, zımbalama kaymasına uğrayan bölgenin, henüz elâstik sınırlar içersinde kalmış diğer döşeme parçaları ya da çerçeve elemanları (kolon-kenar kiriş, perde) tarafından çevrelenmesi ve bunun sonucu davranışını etkilemesi önemlidir. Bu çeşit sınırlamalar, kayma mukavemetini artırdığı gibi, düktiliteyi azaltmaktadır.

Mitchell ve Hawkins'e göre [27], Taylor ve Hayes 1965 yılında bu etkiyi incelemişler ve Şekil 2.6'da grafik olarak vermişlerdir.



Şekil 2.6. Düzlem içinde Sınırlandırmaların Kayma Gerilmelerine Etkisi [27]

İlerki bölümlerde de değinileceği gibi, birleşimin ayrıklaştırılmış değil de sistem üzerinde incelenmesi halinde, döşemenin burulma çatlama mukavemeti bu sınırlandırmadan ötürü, altı kez artmaktadır. Kenar kirişlerin ise burulma ve kesme taşıma gücü değerleri dört misli artmaktadır. Bu sonuçlar, deneysel verilerin ve olayı üç boyutlu incelemenin önemini bir kez daha vurgulamaktadır. Bölüm 3.2'de çıkarılan analitik bağıntıdan bu verilerin ışığı altında düzenlenmiştir.

Özetle, Kaynak [27] birleşimin nominal kayma mukavemetini etkileyen faktörleri Tablo 2.1'de toplamıştır.

Tablo 2.1. [27]

Azaltan Faktörler	% Maks.Az.	Artıran Faktörler	% Maks.Ar.
1. Kolonun dikdörtgenliğinde artış (kenar oranlarında)	50	1. Kesme mukavemetinin eğilme mukavemetine oranındaki azalma	50
2. Büyük miktarda moment dağılımı	50	2. Dönmeye ve yer değiştirmeye karşı tutulma	60
3. Hafif Beton	15-30	3. Üngerilme	60
4. Yüksek devirli tekrarlı yük	5	4. Patlama yükleri	25

Rangan ve Hall'in deneysel çalışmaları [26], geçmişteki çalışmalara göre oldukça farklıdır. Buraya kadar özetlenen geçmiş çalışmalar sistemden ayrıklaştırılmış, iç, kenar, köşe, kolon-döşeme birleşimleri üzerinde yapılmıştır. Kaynak [26] daki farklılık, 1/2 ölçekli panel eleman üzerinde deneysel çalışmanın yapılmasıdır. Bu durumda, gerçeğe daha yakın "sınır şartları" ve daha önemlisi "moment yeniden dağılımı"nın gerçekleşmesidir.

Model, bir yapının kenar ve iç birleşiminin bir binadan ayrıklaştırılması ile oluşturulmuş, panel elemandır (Şekil 2.7).

Modelin boyutları 3800x5700 dür. Deney elemanının eni 2275mm, açıklığı 3800 mm'dir. Sistem altı kolon üzerine mesnetlendirilmiştir (Şekil 2.8). Deney elemanı ile ilgili diğer bilgiler Şekil 2.8 üzerinde gösterilmiştir.

Döşemede oluşacak eğilme zorları panel elemandaki donatı düzenlenmesine bağlıdır. Açıklıkta donatı yüzdesinin az olması durumunda kırılma çizgilerinin bu bölgede oluşması doğaldır. Yüklemenin daha da artırılması halinde eğilme çatlaklarının döşeme yanlarına doğru artması ve zımbalama göçmesi öncesi eğilme göçmesinin oluşması görülmür.

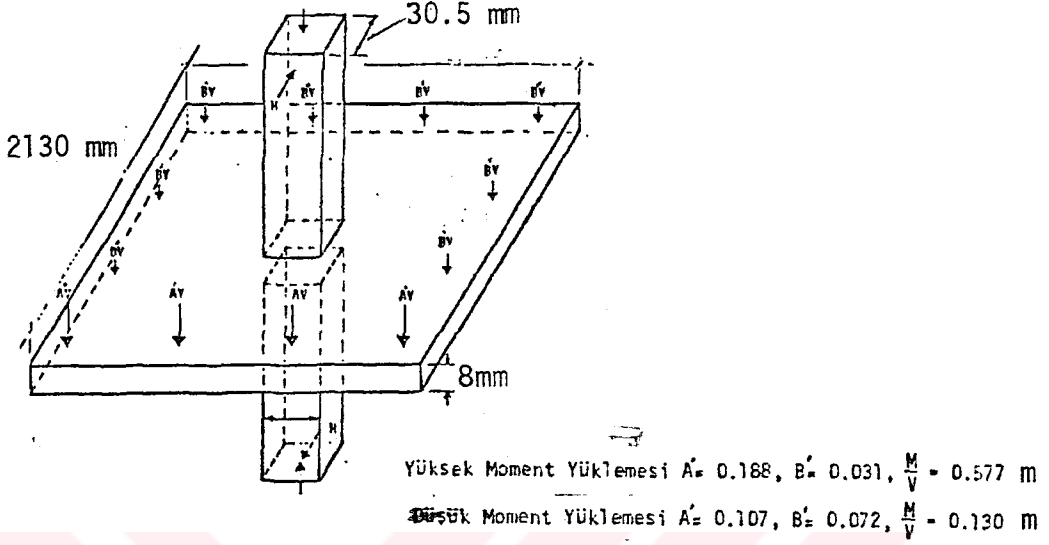
İşletme yükleri altında sehim ve çatlak kontrolü amacıyla döşemeye yerleştirilen eğilme donatısı yüzdesi ve döşemenin sürekliliği nedeniyle prototiplerin eğilme kapasitesi artırılmış olur. Eğilme mukavemetindeki artış, zımbalama kayma mukavemetini artırdığı halde bu miktar fazla olmamakta ve prototiplerde zımbalama kayma göçmesi, eğilme göçmesinden önce oluşmakta ve yapının ardışık göçmesine (Progressive Collapse) neden olmaktadır. The University of New South Walles (UNSW)'de yapılan deneylerde kirişsiz döşemeli modeller, tasarım yükünün yaklaşık iki katı düzeyinde bir yükte zımbalama kayma göçmesine uğramaktadırlar. Rangan'a göre Simmonds [25] tarafından yapılmış deneysel çalışmalarda da UNSW deneylerindeki sonuçlara çok yakın değerler ve davranış benzerliği gözlenmiştir.

Biraz geçmişe dönüldüğünde görülmektedir ki, Yamazaki ve Hawkins [6]'in 1975 yıllarında döşeme ile kolon arasında moment ve kesme kuvveti aktarımı hakkında hazırladıkları araştırma raporu, daha sonraları Hawkins'in Mitchell [27] ile ve Rangan [26]'ın çalışmalarına temel oluşturmuştur.

Yamazaki ve Hawkins [6] altı deney numunesi üzerinde deneme yapmıştır. Döşemeler 15-24 cm kalınlığında, kolon boyutları 30x30 cm, panel eleman 2.13x2.13 m olarak düşünülmüştür.

Modellere iki tür yükleme yapılmıştır. Düşük moment yüklemesi ($\frac{M}{V} = 0.130m$) ve Yüksek moment yüklemesi ($\frac{M}{V} = 0.577 m$). Donatı yüzdesi 0.0096 ila 0.0140 arası alınmıştır (Şekil 2.9). Üç elemanda kolon yüzünde d/2 mesafeye kadar kayma donatısı (kapalı etriye şeklinde) düzenlenmiştir.

Hesap yöntemi olarak elâstisite teorisi ve plâk teorisi kullanılmıştır. Plâk teorisi, elâstik olmayan hesap için lineer yük artırım yöntemi kullanılarak geliştirilmiştir.



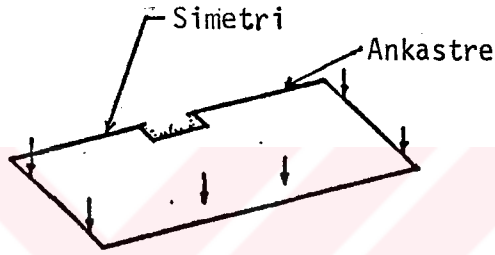
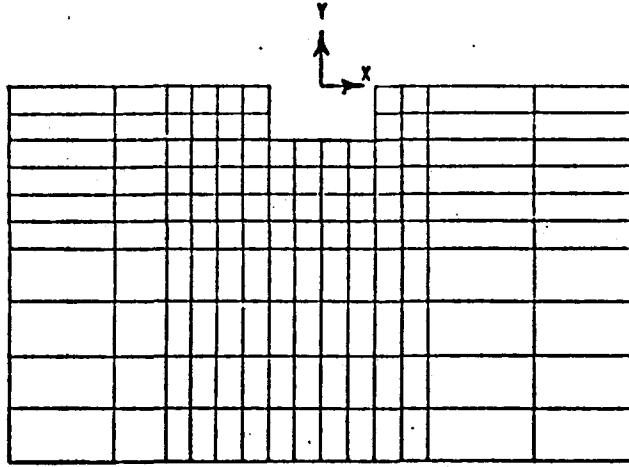
Şekil 2.9. Kolon-Döşeme Deney Örneği [6]

Elâstisite yöntemi, kayma deformasyonlarını dikkate almış, kayma gerilmelerini almamıştır. Plâk teorisi ise kayma deformasyonlarını gözönüne almamış, kayma gerilmelerini ise momentlerden hesaplamıştır. Elâstik sınırlar içersinde, iki ana yöntemin karşılaştırılması şu sonuçlara götürmektedir:

1. Kayma deformasyonlarının katkısının düzeyi,
2. Moment büyüklüklerinden kayma gerilmelerinin hesap edilmesinin ne derece geçerli olduğu.

Ancak betonun çatlaması ve donatının akması ile birlikte rijitliklerde değişiklikler olması, bu iki yöntemin yerini lineer yük artımı yönteminin kullanıldığı non-lineer sonlu elemanlar hesabını gerekli kılmıştır. Şekil 2.10'da, sonlu elemanlar ağı ve sınır şartları gösterilmiştir.

Sonlu elemanlar yönteminde 16 defa "lineer yük artımı" uygulanmıştır.



Şekil 2.10. Sonlu Elemanlar ve Sınır Şartları [6]

Bu çalışmanın sonuçları aşağıda olduğu gibi özetlenebilir:

1. Birleşimin moment ve kesme kuvveti taşıma kapasitesi eğilme donatısı yüzdesinin artması ile artar.

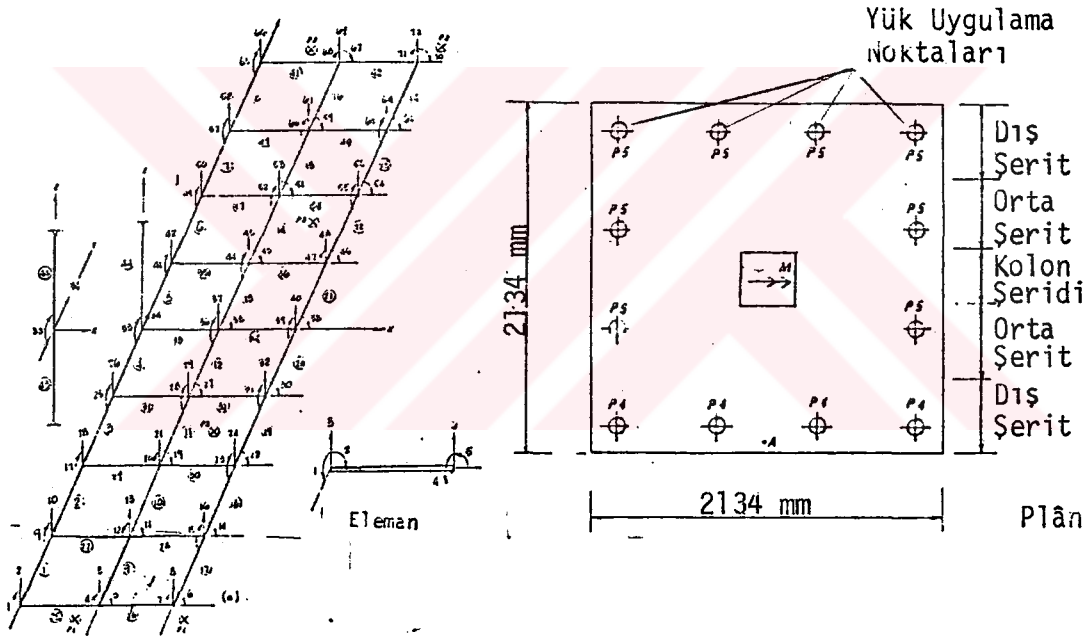
2. Lineer yük artımı yönteminin kullanıldığı, sonlu elemanlar programı, kolon çevresinde $d/2$ kadar uzakta, kritik çevrede moment, kesme kuvveti ve burulma momentinin dağılımı açısından deney sonuçlarına uygun sonuçlar vermiştir.

3. Birleşim, kayma donatılı ya da kayma donatısız olsun, kolonun üç yan yüzünde döşemede plastik mafsallaşma oluştuğunda, göçmektedir.

4. Kayma donatısının varlığı, birleşimin düktilitesini ve depremlerde enerji yutma kabiliyetini artırmaktadır.

5. ACI 318-83 [3] yöntemi, kolon ön yüzünde kayma gerilmelerini doğruya yakın hesap etmekte, yan yüzlerde ise deneysel ve nümerik çözümlere oldukça uzak kalmaktadır.

Washington Üniversitesinde, Hawkins tarafından yönetilen çalışmalardan Sheu [48], monotonik ve histeretik yüklemeler altında kolon-döşeme birleşimlerinin davranışını nümerik olarak incelemek amacıyla "ızgara model" (Grid model) oluşturmuş, bu hesap yönteminin geçmiş yıllarda bu Üniversitede yapılan deneysel çalışmalarla uygunluğunu karşılaştırmıştır. Araştırmada ızgara modelin özelliğinden dolayı, birleşimde "aderans kayması" etkileri de dikkate alınmış, bu olayın birleşimin dönme rijitliğine ve taşıma kapasitesine olan etkisi gözlenmiştir (Şekil 2.11).



Şekil 2.11. Izgara Model, Serbestlik Derecesi [48]

Bu çalışmanın en önemli sonucu, kritik kesitin kolon yüzünden $d/2$ mesafeden alınabileceğidir. Nominal kayma gerilmesi değeri için ise 1.2 bağıntısı ile M_{oe} 'ninki uygun bulunmuştur. Aderans kaymasının etkisi de döşeme kenarlarında %30'luk yer değiştirme artışı şeklinde tespit edilmiştir.

2.3. DENEYSEL ÇALIŞMALARIN ORTAK SONUÇLARI

Bu bölümde, Bölüm 1.2'de kısaca değinilen çalışmalarla, Bölüm 2.2'de daha ayrıntılı olarak açıklanmaya çalışılan deneysel ve nümerik bulguların, Bölüm 3'e temel teşkil etmesi açısından ortak yanları ele alınacak ve yorumlanacaktır.

Geçerliliği kabul edilebilecek sonuçlar aşağıdaki gibidir:

1. Kirişsiz döşemeli yapıların hesabında en önemli problem "zımbalama kayması"dır. Eğilme kırılmasının prototiplerde rastlanma olasılığı hemen hemen yoktur.
2. Dinamik yüklerde, davranış büyük ölçüde statik yüklemeye benzerdir.
3. Eğilme donatısının yüzdesi birleşimin zımbalama kayma mukavemetini artırmaktadır.
4. Zımbalama çevresi olarak kolon yan yüzlerinden $d/2$ kadar mesafedeki alanı almak uygun olmaktadır (Kritik çevre).
5. Birleşim kapalı etriyeler şeklinde düzenlenen kayma donatılı ya da kayma donatısız olsun, kolonun üç yan yüzünde döşemede mafsallaşmanın oluşması halinde göçmektedir.
6. Kayma donatısının varlığı, kuvvetli depremlerde o birleşimin enerji tüketmesi açısından yararlı olmaktadır. Ancak kayma donatısı rastgele düzenlenmemelidir.
7. Kenar kirişin varlığı, kenar ve köşe birleşimin burulma rijitliğini artırmaktadır.
8. Kolon yan yüzlerinde kesme kuvvetinin değeri oldukça yüksek çıkmaktadır.
9. ACI 318-83 [3]'de verilen "nominal kayma gerilmesi" değeri deney sonuçlarına yakın olmakta, ayrıca pratik amaçlarda kullanımı da kolaylaşmaktadır ((1.2) Bağıntısı).

10. Deneysel çalışmalarda, plâkların sürekliliğinin dikkate alınması, araştırmacıları daha gerçekçi ve rasyonel çözümlere yönlendirmiştir.

11. Kolon boyutunun, döşeme kalınlığına oranı (c/d) değerinin nominal kayma gerilmesi değerini her zaman etkilemesi sözkonusu değildir (Bkz. Bölüm 2.2). Lineer olmayan bölgede önemli değildir.

12. Aderans kayması etkisinin analitik çözümlere yansıtılması ve kullanılabilirliği kolay bağıntıların elde edilmesi olanağı zordur.

13. İlerideki çalışmalarda pim etkisi ve agrega kenetlenmesinin etkisi de dikkate alınabilir. Bu konuda yeterli düzeyde çalışma sağlanamamıştır.

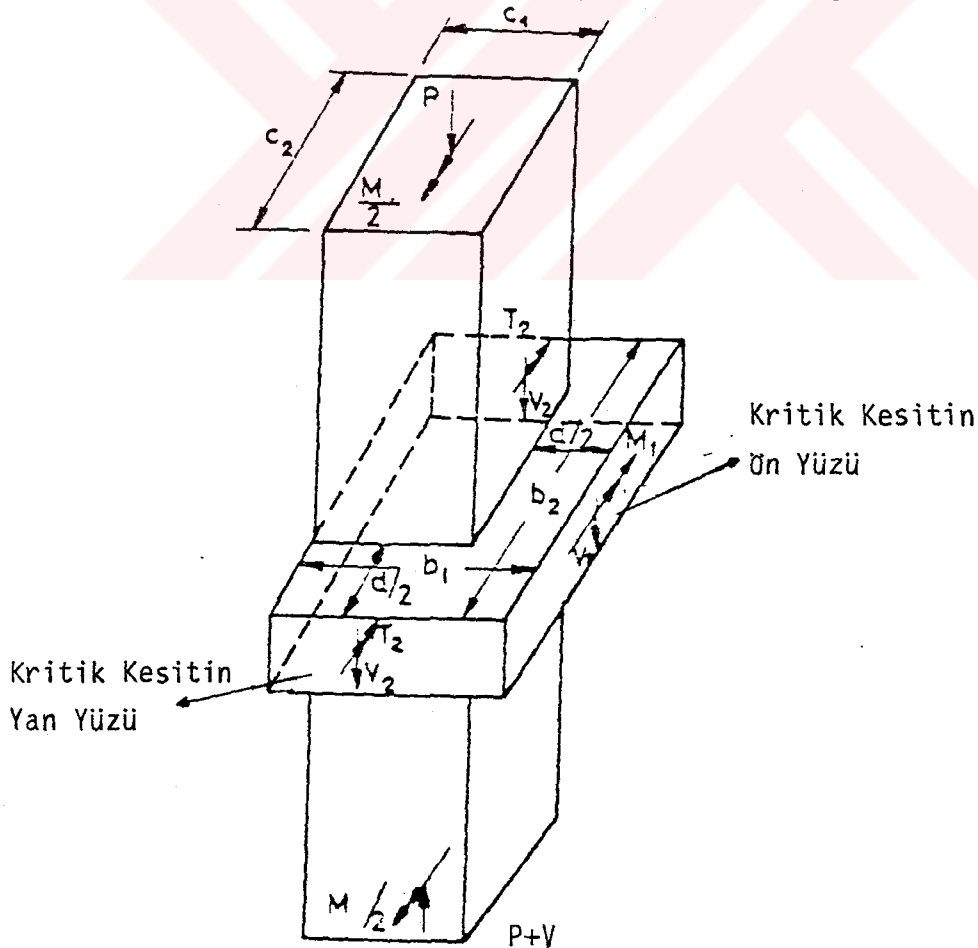


BÖLÜM 3. KOLON DÖŞEME BİRLEŞİMLERİNİN ZİMBALAMA KAYMA MUKAVEMETLERİNİ HESAPLAMAK İÇİN BİR YÖNTEM

3.1. GÖÇME MEKANİZMASININ TANIMLANMASI

Bu bölümde zımbalama kaymasından dolayı göçme mekanizması Şekil 3.1'deki fiziksel model yardımıyla açıklanacaktır. Burada gösterim ve ifade kolaylığı açısından, kenar kirişsiz, kenar kolon-döşeme birleşimi üzerinde çalışılmıştır.

Modelde M ve V statik hesaplarda bulunan eğilme momenti ve kesme kuvvetidir. Kesme kuvvetinin V_1 değeri ön yüze, V_2 değeri yan yüzlere aktarılmaktadır. Momentler açısından bakıldığında ön yüzde,



Şekil 3.1. Kenar Birleşim, Plâk ve Kolon Arasında İç Kuvvetlerin Dağılımı

M_1 , yan yüzlerde ise V_1 'in eksantirisitesinden dolayı ve M 'den geri kalanların oluşturduğu T_2 burulma momenti değeri vardır. İç birleşimlerde arka yüzde de iç kuvvetler olduğu gibi, köşe birleşimlerinde sadece bir yan yüzde kuvvet dağılımı vardır. M 'in döşeme kenarına paralel olduğu kenar birleşimlerde bir ön ve arka kolon yüzü ile bir yan yüz vardır.

Kritik kesitin çeşitli yüzlerinde oluşan iç kuvvetlerden sadece biri, ön yüzdeki M_1 değeri doğruya yakın hesap edilebilir. Bu değer donatının akma momentine karşılık geleceği açıktır. Ön ve arka yüzlerdeki eğilme momenti değerinin sıfır olduğu özel durumlarda T_2 değerleri kolaylıkla hesaplanabilir. Fakat daha genel durumlarda, T_2 'nin V_1 'in eksantirisitesine bağlı olması hallerinde, V 'nin çeşitli yüzlerdeki dağılımının belirsiz olduğu durumlarda, V_2 ve T_2 'nin değerlerini doğru olarak hesaplamak güçleşir. Her birleşim için sonlu elemanlar yöntemini, lineer olmayan hal için kullanmak da pratik değildir.

ACI 318-83 [3] ve bu yönetmelikten alıntı yapan diğer yönetmeliklerde moment'in sıfır olması halinde, zımbalama kayma mukavemeti,

$$V_{uo} = \bar{u}.d.f_{cv} \quad (3.1)$$

bağıntısı ile verilmektedir. Burada, $\bar{u}$ kolon yüzünden $d/2$ kadar uzaklıkta alınan kritik çevrenin uzunluğu, d döşemenin faydalı yüksekliğidir. f_{cv} değeri ise Bölüm 1.2'de (1.2) bağıntısı ile verilmiştir.

(3.1) bağıntısı, kritik çevrenin yüzlerinde kayma gerilmelerinin üniform dağıldığı kabul edildiğinde geçerlidir. Diğer bir deyişle yüzdeki kesme kuvveti değeri, b_o kritik kesitin genişliği olmak üzere $(b_o/\bar{u})V$ değerine eşittir.

Ancak deney sonuçları, dağılımın üniform olmadığını kritik kesitin yan yüzlerinde, kesme kuvveti değerinin ön yüzdeki ve arka yüzdekenden fazla olduğunu göstermektedir.

Kaynak [26]'da, kritik kesitin yüzlerindeki kesme kuvvetleri, değerleri döşeme donatısında yapılan yer değiştirme hesaplamalarından

türetilen birim moment eğrilerinin eğimini hesaplayarak elde edilmiştir.

Gerçekte, kritik kesitin her yüzünde oluşan kesme kuvvetinin $(b_o/\bar{u})V$ 'ye eşit olduğunu kabul etmek kolaylıktır. Bu kabul ve M_1 için de bilinen bir değerde kritik kesitin her yüzündeki kuvvetleri statik denge yolu ile belirlemek olanağı vardır. Ancak gerçek değerlerle uyummadığı gibi, ekonomik de olmaz.

Bu durumda çalışmada, "zımbalama kayma göçmesi olayı yan yüzdeki döşeme parçasında burulma ve kesmenin birlikte oluşarak meydana geldiği ya da ön yüzdeki (varsa arka yüzdeki) döşeme parçasının kesmede göçmesinden başlamaktadır", kabulüne dayanmaktadır.

3.2. ZİMBALAMA KAYMA MUKAVEMETİ BAĞINTILARININ ELDE EDİLMESİ

Zımbalama kayma mukavemetinin hesabı, momentinde var olduğu hallere göre üç durumda incelenmektedir.

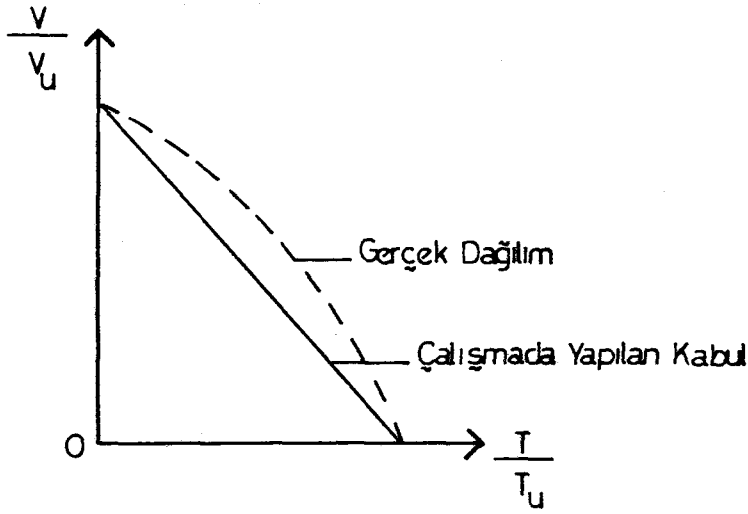
3.2.1. Kayma Donatısız Birleşimler

Kayma donatısının (Kapalı Etriyelerin) bulunmadığı bu hal için, birleşimin yan ve ön yüzünde kesme kuvveti, yan yüzlerinde burulma momenti beton tarafından taşınmaktadır. Aderans kayması dikkate alınmamaktadır.

Göçme kriteri olarak, bir çok deneysel sonucun uygunluk gösterdiği Şekil 3.2'deki Kesme Kuvveti-Burulma Momenti karşılıklı etki diyagramından hareketle,

$$\frac{V_2}{V_{uc}} + \frac{T_2}{T_{uc}} \leq 1 \quad (3.2)$$

bağıntısı dikkate alınmıştır. T_2 ve V_2 , kritik kesitin yan yüzündeki burulma momenti ve kesme kuvvetidir. T_{uc} ve V_{uc} betonun döşeme parçasındaki burulma ve kayma mukavemeti (taşıma gücü) değerleri olarak alınmaktadır.



Şekil 3.2. Kesme Kuvveti-Burulma Momenti Karşılıklı Etki Diyagramı
Kabulü (Güvenli Tarafta Kalarak)

T ve V'ler

$$T_2 = kM \quad (3.3)$$

ve

$$V_2 = (b_1/\bar{u})V \quad (3.4)$$

olarak yazılabilir. k , "moment aktarım katsayısı" olarak tanımlanacaktır. b_1 , M 'ye paralel, zımbalama çevresi genişliğidir. Kesme kuvveti mukavemeti;

$$V_{uc} = b_1 \cdot d \cdot f_{cv} \quad (3.5)$$

dır. Burulma momenti mukavemetini hesaplamak söz konusu olduğunda, yan yüzlerin, kiriş kesiti gibi alınmasının gerçekçi olmadığı görülecektir. Çünkü döşeme sürekli, bu nedenle bu yüzlerin burulma mukavemetleri artmaktadır. Kaynak [49] deneysel çalışmalara dayanarak, süreklilik halinde kesitin burulma momenti taşıma kapasitesinin altı kat artacağını ifade etmektedir.

Kafes kiriş analogisine [49] dayalı burulma momenti değeri,

$$T_{uc} = 6 \times 0.4 b_1 h^2 f_{cv} \quad (3.6)$$

olmaktadır.

h döşemenin kalınlığıdır. Yaklaşık olarak $h = 1.15 d$ alınabilir. T_2 , V_2 , V_{uc} ve T_{uc} değerleri (3.2) bağıntısında yerlerine yazıldığında,

$$M \leq \frac{3.2 b_1 d}{k \bar{u}} (V_{uo} - V) \quad (3.7)$$

bulunur. k katsayısı, birleşimin türüne bağlı olarak ifade edilebilir. İç kolon-döşeme birleşimlerinde;

$$2T_2 = M - \Sigma M_1$$

ve

$$k = \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{\Sigma M_1}{M} \right\} \quad (3.8)$$

olmaktadır. ΣM_1 burada ön ve arka yüzlerdeki akma momenti değerlerinin farkıdır. Dikdörtgen basınç bloğu kabulü yaklaşımı ile, çekme donatısındaki akma momentinin değeri,

$$M_1 = \rho c d^2 f_{yd} \left(1 - 0.59 \frac{\rho \cdot f_{yd}}{f_{cd}} \right) \quad (3.9)$$

olarak alınabilir.

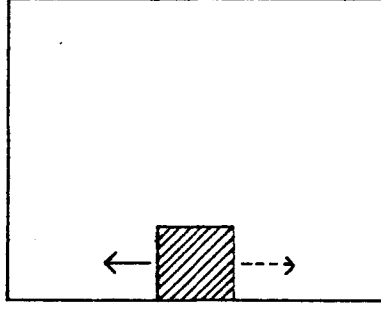
Burada, $c = c_1 + d$ ve ρ çekme donatısı yüzdesidir.

Benzer olarak, M 'nin döşeme kenarına paralel etkidiği (Şekil 3.3) kenar birleşimlerde,

$$T_2 = M - \Sigma M_1 \quad (3.10)$$
$$k = \left\{ 1 - \frac{\Sigma M_1}{M} \right\}$$

Yine, kenar kolonda, momentin döşeme kenarına dik olarak etkimesi halinde (Şekil 3.4),

$$T_2 = \frac{1}{2} \left\{ M - M_1 - V_1 \frac{b_1}{2} \right\} \quad (3.11)$$

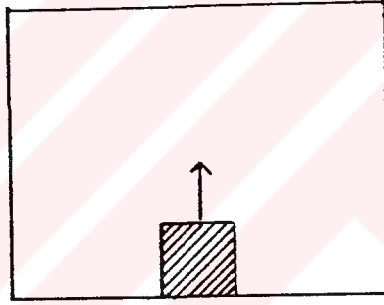


Şekil 3.3. Moment Döşeme Kenarına Paralel Etkiyor

alınabilir. M_1 , döşeme donatısının akma momenti, V_1 , ön yüzdeki kayma kavvetidir. Çünkü bu hal için $V_1 = (b_2/\bar{u})V$ olmaktadır. Böylece,

$$k = \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{M_1}{M} - \frac{b_1 b_2 V}{2\bar{u}M} \right\} \quad (3.12)$$

olur.



Şekil 3.4. Moment Döşeme Kenarına Dik Etkiyor

Benzer olarak, köşe kolon-döşeme birleşimleri için,

$$k = \left\{ 1 - \frac{M_1}{M} - \frac{b_1 b_2 V}{2\bar{u}M} \right\} \quad (3.13)$$

olmaktadır.

Yukarda çıkarılan bağıntılarda k değerinin hesabı pratik kullanımlar için oldukça karmaşık hale gelmiştir. ACI 318-83[3]'de verilen ve çalışmada (1.3) bağıntısı ile ifade edilen formül kullanım açısından daha kolaydır. DeneySEL verilere bakıldığında k 'nın değeri 0.35 ila 0.45 arasında değişmektedir. Ancak (3.10), (3.12) ve (3.13) bağıntıları da k değerini daha hassas olarak vermektedir.

Illinois [15] Üniversitesinde deneysel olarak k değeri 0.41 olarak bulunmuştur. UNSW deneylerinde [26] $k = 0.42$ (Model 3 ve 4) ve $k = 0.35$ (Model 5) elde edilmiştir. Simmonds [41] ortalama olarak $k = 0.35$ belirlemiştir.

(1.3) bağıntısında ise kare kolonlar için $k = 0.40$ değeri elde edilmektedir. Bu durumda ortalama değer olarak $k = 0.40$ alındığında, (3.7) bağıntısı,

$$M \leq 8 d (b_1/\bar{u})(V_{uo}-V) \quad (3.14)$$

olmaktadır. Döşemede, kritik kesitin ön ya da arka yüzünde kayma göçmesi kriteri olarak,

$$V_1 \leq b_2 d f_{cv} \quad (3.15)$$

dir. Daha önce, $V_1 = (b_1/\bar{u})V$ ve $V_{uo} = \bar{u} d f_{cv}$ olarak tarif edilmişti. (3.14) bağıntısının düzenlenmesi ile,

$$1 + 0.125 \frac{\bar{u} M}{b_1 d V} = \frac{V_{uo}}{V} \quad (3.16)$$

şeklinde ifade edilebilir. Denklemin sağ yanı,

$$V \leq V_{uo} \quad (3.17)$$

olarak yazılır ve 3.16 bağıntısı da düzenlenirse, zımbalama kayma mukavemeti,

$$V_u = \frac{V_{uo}}{\{1 + 0.125 (\frac{\bar{u} M}{b_1 d V})\}} \quad (3.18)$$

olarak elde edilir.

$k = 0.35$ ve $k = 0.45$ alınması halinde (3.18) ifadesi sırasıyla,

$$V_u = \frac{V_{uo}}{\{1 + 0.109 (\frac{\bar{u} M}{b_1 d V})\}} \quad \text{"Üst Sınır"} \quad (3.19a)$$

ve

$$V_u = \frac{V_{uo}}{\{1 + 0.141 \left(\frac{\bar{u} M}{b_1 d V} \right)\}} \quad \text{"Alt Sınır"} \quad (3.19b)$$

olmaktadır.

Zımbalama kayma mukavemetinin belirlenebileceği, (3.18) ve (3.19a), (3.19b) bağıntıları, göçme halinde sadece betonun katkısını dikkate alır gibi ifade edilmişse de, daha hassas hesaplar için k değeri bağıntıları içinde (3.9)'un kullanılması ile çekme donatısının etkisi dikkate alınabilir, ancak sonuçları önemli ölçüde etkilemeyeceği açıktır. İleri çalışmalar için, aderans kayması ve agrega kenetlenmesinin etkileri de düşünülerek daha rasyonel çözümler elde etmek olasıdır.

3.2.2. Minimum Kayma Donatılı Birleşimler

Bu bölümde, kenar kirişli, kenar kolon döşeme birleşimleri için zımbalama kayma mukavemeti bağıntıları çıkarılacaktır. Kirişsiz döşemeli yapılarda kenar kiriş çoklukla döşemenin burulma rijitliğini artırmak için kullanılmaktadır.

Bu nedenle kesiti dikdörtgen bir kirişin kesme ve burulma etkileri altında göçme kriteri esas alınarak,

$$\frac{V}{V_{us}} + \frac{T}{T_{us}} \leq 1 \quad (3.20)$$

$$T_{us} = 2A_t \frac{A_w}{s} f_{wy} \cotg \bar{\theta} \quad (3.21)$$

ve

$$V_{us} = 2D \frac{A_w}{s} f_{wy} \cotg \bar{\theta} \quad (3.22)$$

yazılabilir [49].

(3.21) ve (3.22) bağıntılarında A_t boyuna çekme çubuklarının alanı, A_w etriye çubuklarının alanı, s etriye aralığı, f_{wy} donatının

akma sınırı, D kenar kirişin faydalı yüksekliği, $\bar{\theta}$ betondaki çatlakların yatayla yaptığı açıdır. Bu değer [49] da,

$$\text{Cotg } \bar{\theta} = \sqrt{A_1 f_{ly} / f_{wy}(A_w/s) u_t} \quad (3.23)$$

olarak verilmektedir. $A_1 \cdot f_{ly}$ boyuna donatının akmasına neden olan çekme kuvveti, u_t ise A_t 'nin çevresidir.

(3.20) bağıntısını düzenlemeden önce, plâğın sürekliliğinden dolayı döşemenin yer değiştirme ve dönme sınırlamalarını dikkate almak gerekir. [49] numaralı kaynak bu etkilerin T_{us} ve V_{us} değerlerini dört katına çıkardığını deneysel olarak göstermiştir.

Bu durumda, döşeme tarafından çevrelenen kenar kirişin göçme kriteri,

$$\frac{V_2}{4 V_{us}} + \frac{T_2}{4 T_{us}} \leq 1 \quad (3.24)$$

olarak yazılabilir.

(3.21) ve (3.22) bağıntıları ile $T_2 = k M$; $V_2 = (b_1/\bar{u})V$ ifadelerinin (3.24)'de yerlerine yazılması ile,

$$M < \left(\frac{A_t b_1}{k \bar{u} d_1} \right) \left\{ 8 \left(\frac{A_w}{s} \right) f_{wy} \frac{\bar{u} d_1}{b_1} \text{Cotg } \bar{\theta} - V \right\} \quad (3.25)$$

şeklini alır. (3.25) bağıntısı genel bir bağıntıdır. Zımbalama kayma mukavemeti değerini elde etmek için, bağıntı çeşitli kabuller yapılarak basitleştirilmeli ve düzenlenmelidir. TS 500 1984 [29]'de minimum kayma donatısı için,

$$\left(\frac{A_w}{s} \right)_{\min} = 0.15 \frac{f_{ctd}}{f_{wyd}} y_1 \quad (3.26)$$

olarak verilmektedir. Bağıntıyı basitleştirmek amacıyla BS14 kullanıldığı kabulü ile,

$$\left(\frac{A_w}{s}\right)_{\min} = 0.20 \frac{y_1}{f_{wy}} \quad (3.27)$$

alınabilir. y_1 , kapalı etriyenin en büyük boyu ve f_{wy} donatının akma sınırındır. (3.27), (3.25) de yerine yazıldığında ve $\bar{u} = V_{uo}/d f_{cv}$ olarak yerleştirildiğinde,

$$M \leq \left(\frac{A_t b_1}{k \bar{u} d_1}\right) \left\{ \frac{1.6 y_1 V_{uo} d_1}{f_{cv} b_1 d} \cotg \bar{\theta} - V \right\} \quad (3.28)$$

olmaktadır.

Sırasıyla aşağıdaki geometri ile ilgili kabuller uygun bir yaklaşımla yapıldığında,

$$A_t = 0.7 \times b \times D$$

$$d = 0.9 \times D$$

$$h = 1.15 \times d$$

$$y_1/b_1 = 0.7$$

$$k = 0.40$$

ve $V \leq V_{uo}$ durumunda, (3.28) ifadesi,

$$V_{u \min} = \frac{\left\{ \frac{1.16 D}{f_{cv} \times h} \cotg \bar{\theta} \right\} V_{uo}}{1 + 0.52 \frac{\bar{u} M}{b b_1 V}} \quad (3.29)$$

olmaktadır. Minimum kayma donatısı içeren kirişler üzerinde yapılan deneylerde $\bar{\theta}$ açısının 30° olduğu saptanmıştı [49]. Ancak kesme ve burulma çatlaklarının 30° ila 45° arasında değiştiği bugüne değin çeşitli kaynaklarda ifade edilmişti. Çalışmanın deneysel verilerle yapılan karşılaştırma bölümünde de görülmüştürki $\bar{\theta} = 30^\circ$ daha uygun bir değerdir. Bu durumda (3.29) bağıntısı,

$$V_{u \min} = \frac{\left\{ \frac{2.00}{f_{cv}} \frac{D}{h} \right\} V_{uo}}{1 + 0.52 \frac{\bar{u} M}{b b_1 V}} \quad (3.30)$$

şeklini alır.

Çıkarılan bağıntı ACI 318-83 [3] de verilen beton kayma mukavemeti değerine göre, dolayısıyla beton kalitesine bağlı olarak değişmektedir. Kenar kiriş olmaması halinde $D/h = 1$ yazılabilir. Bu halde $b=b_1$ olur.

$2.00/f_{cv} = A$ denildiğinde,

BS14 için, $A = 1.49$

BS16 için, $A = 1.39$

BS20 için, $A = 1.21$

BS25 için, $A = 1.08$

olmaktadır. Öte yandan $k = 0.35$ olarak alınırsa 0.52 katsayısı 0.45, $k = 0.45$ alınırsa, 0.58 olmaktadır. Bu değişkenleri ifade edebilmek amacıyla (3.30) bağıntısını,

$$V_{u \min} = \frac{A \cdot (D/h) \cdot V_{uo}}{1 + B \cdot \frac{\bar{u} M}{b b_1 V}} \quad (3.31)$$

olarak yazmak, ifadeyi genelleştirmek açısından daha doğru olacaktır.

3.2.3. Minimum Kayma Donatısından Daha Çok Donatı Gerektiren Birleşimler

Bu alışılmamış ve nadir rastlanacak bir durumdur. Döşeme kalınlığının minimumda tutulması gerektiği haller için geçerli olabilir-se de tavsiye edilemez. (3.23) bağıntısını (3.25)'de yerine yazarak ve A_w/s için uygun bir değer seçerek zımbalama kayması kontrolü yapılabilir.

Ancak, bu işlem karmaşık olabileceğinden, zımbalama kayma mukavemeti, doğrudan $\sqrt{A_w/s}$ ile orantılı olarak verilebilir. Tasarımda kullanmak amacıyla, zımbalama kayma mukavemeti,

$$V_u = V_{u \min} \sqrt{\frac{(A_w/s)_{\max}}{(A_w/s)_{\min}}} \quad (3.32)$$

olarak yazılabilir.

Etriyelerin artması ile birlikte gövde ezilmesi oluşabilir. Bu olasılıktan hareketle, gövde ezilmesi oluşturacak etriye miktarı $(A_w/s)_{maks.}$ olarak söylenebilir. Bu durumda $(A_w/s)_{maks.}$ aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

Kaynak [49]'a göre, kirişlerde yalnız burulma momenti etkisi altında, gövde ezilme mukavemeti,

$$T_{u_{maks.}} = (0.2f_{ck}) 0.4 x^2 y \quad (3.33)$$

şeklinde verilmektedir. x ve y kesitin kısa ve uzun boyutlarıdır. $(A_w/s)_{maks.}$ (3.21) bağıntısında kullanıldığında, gövde ezilme mukavemeti,

$$T_{u_{maks.}} = 2 A_t (A_w/s)_{maks.} f_{wy} \cotg \bar{\theta} \quad (3.34)$$

olur. $\bar{\theta} = 45^\circ$ (Kırılma Durumunda), $f_{ck} = 25$ MPa, $f_{wy} = 420$ MPa, ve $A_t = 0.7 xy$ alınıp, (3.33) ve (3.34) bağıntıları birbirlerine eşitlenirse,

$$(A_w/s)_{maks.} = x / 294 \quad (3.35)$$

ve $y_1 = 0.9 y$, $f_{wy} = 420$ MPa alındığında, (3.27) bağıntısı ise,

$$(A_w/s)_{min.} = y / 2333 \quad (3.36)$$

olmaktadır. Böylece,

$$\sqrt{(A_w/s)_{maks.}} / (A_w/s)_{min.} = 2.8 \sqrt{x/y} \quad (3.37)$$

yazılabilir.

(3.37), (3.32)'de yazılırsa, maksimum zımbalama kayma mukavemeti,

$$V_{u_{maks.}} = 2.8 V_{u_{min.}} \sqrt{x/y} \quad (3.38)$$

bulunur. $V_{u_{maks.}} < V_{uo}$ olmalıdır.

3.3. DENEY SONUÇLARI İLE KARŞILAŞTIRMA

Tablo 3.1.

Araştırmacılar	Birleşimin Şekli	Yükleme	Donatı Durumu	DeneY Sayısı	$\frac{V_{deneY}}{V_{hesap}}$
Rangan ve Hall (1983)	Kenar	Düşey	Kenar Kirişli Minimum Kayma Donatılı	3	1.14
Hanson ve Hanson (1968)	Kenar	Düşey	Alt Üst Donatı	1	1.13
Yamazaki ve Hawkins (1975)	İç	Düşey+Yatay	Minimum Kayma Donatılı ve Donatısız	4	1.33
Ghali (1976)	İç	Düşey+Yatay	Kayma Donatılı ve Donatısız	5	1.51
İslâm ve Park (1976)	İç	Düşey+Yatay	Kayma Donatılı	8	1.40
Zaghlool (1970)	Köşe	Düşey	Kayma Donatılı ve Donatısız	8	1.38
				$\Sigma=29$	1.32 (ortalama)

Deneylerde bulunan değerin hesaplanan değere oranı ortalama 1.32'dir. Bu ortalama kenar birleşimler için 1.14, iç birleşimler için 1.41, köşe birleşimler için 1.38 olmaktadır. Önerilen ifadeler kenar birleşimlerde daha uygun sonuçlar vermekte, iç birleşimlerde ise daha uzak sonuçlar alınmaktadır.

İlginç olan diğer bir husus da Rangan ve Hall [26] ile Hanson ve Hanson [13]'ün deneyleri arasında yaklaşık olarak 15 yıllık bir zaman farkı olmasına rağmen V_{deney}/V_{hesap} farklarının sadece 0.01 düzeyinde olmasıdır. Maksimum V_{deney}/V_{hesap} sonucu Ghali [21]'nin 1.51 değeridir. Bu, yazarın 3 deneyinin sismik, 2 deneyinin statik yatay yükleme olmasından kaynaklanabilir.

(3.18) ve (3.31) genel ifadeleri $\frac{M}{Vb_1} \times 10^3$ ve $\frac{\bar{u}}{d}$ boyutsuz değerlerine bağlı olarak EK A'da diyagramlaştırılmış, V_{u0}/V_u 'nin değişimi, çeşitli durumlar için gösterilmiştir. Ancak V_{u0}/V_u 'nin değişimi geniş bir aralıkta olabileceğinden, diyagramlar pratik kullanımlar için yetersiz kalabilir, ilerki çalışmalarda geliştirilebilir. Burada amaç değişimi gösterebilmektir.

3.4. SAYISAL ÖRNEKLER

Örnek 1: İç Kolon-Döşeme Birleşimi

Verilenler: $M = 50 \text{ kN.m}$, $V = 550 \text{ kN}$, $h = 250 \text{ mm}$, $c_1 \times c_2 = 500 \times 500 \text{ mm}$

Ø16'lık hasır şeklinde döşemenin kayma donatısı yoktur.

Malzeme, C25-S420 dir. Üstünde ve altında donatı vardır.

Çözüm: $d = 250 - 25 - 16 = 209 \text{ mm}$

$$b_1 = b_2 = 500 + 209 = 709 \text{ mm}$$

$$\bar{u} = 4 \times 709 = 2836 \text{ mm}$$

(3.1) bağıntısından,

$$V_{u0} = 2836 \times 209 \times 0.34 \times \sqrt{25} \times 10^{-3} = 1008 \text{ kN}$$

(3.18)'den,

$$V_u = \frac{1008}{\left| 1 + 0.125 \left(\frac{50 \times 10^3 \times 2836}{550 \times 709 \times 209} \right) \right|} = 826 \text{ kN}$$

$$\phi V_u = 0.7 \times 826 = 578 \text{ kN} > 550 \text{ kN}$$

(0.7 değeri ACI 318-83 131'den alınmış, güvenlik katsayısıdır.)

Yukarıdaki çözüm, $k = 0.40$ değeri için yapılmıştır,
 $k = 0.35$ için, (3.19a)'dan, $V_u = 847 \text{ kN}$ ve $\phi V_u = 0.7 \times 847 = 593 \text{ kN} > 550 \text{ kN}$
 $k = 0.45$ için (3.19b)'den, $V_u = 806 \text{ kN}$ ve $\phi V_u = 0.7 \times 806 = 564 \text{ kN} > 550 \text{ kN}$ olmaktadır.

Örnek 2: Kenar Kirişli Kolon-Döşeme Birleşimi

Verilenler: $\bar{M} = 150 \text{ kN.m}$, $\bar{V} = 300 \text{ kN}$, $h = 250 \text{ mm}$, $c_1 \times c_2 = 500 \times 500 \text{ mm}$
 $D = 500 \text{ mm}$, minimum etriye, Malzeme; C25-S420 dir.
 $\phi 16$ 'lık üst ve altta donatı vardır.
(Moment döşeme kenarına dik etkiyor).

Çözüm: $d = 250 - 25 - 16 = 209 \text{ mm}$

$$b_1 = 500 + \frac{209}{2} = 604.5 \text{ mm}$$

$$b_2 = 500 + 209 = 709 \text{ mm}$$

$$\bar{u} = 2 \times 604.5 + 709 = 1918 \text{ mm}$$

(3.1) bağıntısından,

$$V_{uo} = 1918 \times 209 \times 0.34 \times \sqrt{25} \times 10^{-3} = 681 \text{ kN}$$

(3.31)'den

$$V_{u_{min.}} = \frac{1.08 \times \left(\frac{500}{250}\right) \times 681}{\left| 1 + \left(0.52 \times \frac{150 \times 10^3 \times 1918}{300 \times 604.5 \times 500}\right) \right|} = 555 \text{ kN}$$

$$\phi V_u = 0.7 \times 555 = 389 \text{ kN} > 300 \text{ kN}$$

$k = 0.35$ için, (3.19a)'dan, $V_u = 606 \text{ kN}$ ve $\phi V_u = 0.7 \times 606 = 424 \text{ kN} > 300 \text{ kN}$

$k = 0.45$ için, (3.19b)'den, $V_u = 518 \text{ kN}$ ve $\phi V_u = 0.7 \times 518 = 363 \text{ kN} > 300 \text{ kN}$

Örnek 3: Köşe Kolon-Döşeme Birleşimi

Verilenler: $\bar{M} = 85 \text{ kN.m}$; $\bar{V} = 150 \text{ kN}$

(Boyut ve Malzeme özellikleri Örnek 2 ile aynıdır)

Çözüm: $d = 209 \text{ mm}$

$$b_1 = b_2 = 500 + \frac{209}{2} = 604.5 \text{ mm}$$

$$\bar{u} = 604.5 \times 2 = 1209 \text{ mm}$$

(3.1) bağıntısından,

$$V_{u0} = 1209 \times 209 \times 0.34 \times \sqrt{25} \times 10^{-3} = 430 \text{ kN}$$

$$V_{u\min.} = \frac{1.08 \times \left(\frac{500}{250}\right) \times 430}{\left| 1 + \left(0.52 \times \frac{85 \times 10^3 \times 1209}{150 \times 604.5 \times 500}\right) \right|} = 426 \text{ kN}$$

$$\phi V_u = 0.7 \times 426 = 298 \text{ kN} > 150 \text{ kN}$$

k= 0.35 için, (3.19a)'dan $V_u = 460 \text{ kN}$ ve $\phi V_u = 0.7 \times 460 = 321 \text{ kN} > 150 \text{ kN}$

k= 0.45 için, (3.19b)'den $V_u = 400 \text{ kN}$ ve $\phi V_u = 0.7 \times 400 = 280 \text{ kN} > 150 \text{ kN}$

Örnek 4: Örnek 1'in ACI 318-83 | 3 | yöntemi ile çözümü.

(Veriler aynıdır)

Çözüm: $A_c = 5927.2 \text{ cm}^2$

$$C_{AB} = \frac{70.9}{2} = 35.45 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{25 \times (70.9)^3}{6} + \frac{(70.9) \times 25^3}{6} + \frac{25 \times (70.9) \times (70.9)^2}{2} = 6124649.2 \text{ cm}^4$$

(1.3) ifadesinden,

$$v_{\max} = \frac{550}{5927.2} + \frac{0.40 \times 50 \times 10^2 \times 35.45}{6124649.23} = 0.093 + 0.0116 = 0.105 \text{ kN/cm}^2$$

(1.2)'den,

$$f_{cv} = 0.34 \sqrt{25} = 1.74 \text{ N/mm}^2 = 0.174 \text{ kN/cm}^2$$

$$\phi f_{cv} = 0.7 \times 0.174 = 0.122 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.105 < 0.122 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.105 \times 5927.2 = 622.4 \text{ kN}$$

$$0.122 \times 5927.2 = 705.6 \text{ kN}$$

$$705.6 \text{ kN} > 622.4 \text{ kN}$$

Örnek 5: Önerilen yöntemi TS 500-1984 |29| ile karşılaştırmak amacıyla, Kaynak |50| sa.436, Örnek 7.3'deki zımbalama güvenliği kontrolü problemi, Deprem + Düşey Yükler için çözülmüştür.

Verilenler: İç Birleşim, $N = 370 \text{ kN}$, $M = 180 \text{ kNm}$, döşeme kalınlığı 25 cm ($d = 22 \text{ cm}$), döşeme hesap yükü, $P_d = 10 \text{ kN/m}^2$ ($10 \times 1.5 = 15$), $c_1 \times c_2 = 300 \times 300 \text{ mm}$, Malzeme: C25-S420.

Çözüm: TS 500-1984 [29] (Kaynak [50]'den)

$$b_1=b_2= 52 \text{ cm}, A_c= 0.27 \text{ m}^2, \bar{u}= 208 \text{ cm}$$

$$N_c = 370 \text{ kN}$$

$$F_a = \frac{P_d}{1.5} A_c = 2.7 \text{ kN}$$

$$V = 370 - 2.7 = 367 \text{ kN}$$

$$e_x = 0.4 \frac{180 \times 10^2}{370} = 19.5 \text{ cm}, e_y = 0$$

$$\gamma = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_1 \cdot b_2}}} = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{19.5}{52}} = 0.64$$

$$V_{pc} = \gamma \cdot f_{cv} \cdot u \cdot d = 0.64 \times \frac{10}{1.00} \cdot 208 \cdot 22 = 292.86 \text{ kN}$$

$V_{pc} < V$ güvenlik sağlanmıyor.

Döşeme kalınlığı 30 cm yapılırsa ($d = 27 \text{ cm}$)

$$b_1 = b_2 = 30 + 27 = 57 \text{ cm}, A_c = 0.32 \text{ m}^2, \bar{u} = 228 \text{ cm}$$

$$N = 370 \text{ kN}, F_a = 10 \times 0.3 = 3 \text{ kN}, V = 367 \text{ kN}$$

$$e_x = 19.5 \text{ cm}, e_y = 0$$

$$\gamma = \frac{1.0}{1.0 + 1.5 \frac{19.5}{57}} = 0.662$$

$$V_{pc} = 0.662 \times 0.10 \times 228 \times 27 = 407.51 \text{ kN}$$

$V_{pc} > V$ güvenlik sağlanmıştır.

Örnek 6: Önerilen yöntemle çözüm (Veriler aynıdır):

Çözüm: $d = 220 \text{ mm}$

$$b_1=b_2= 520 \text{ mm}, \bar{u}= 2080 \text{ mm}$$

(2.1)'den

$$V_{u0} = 2080 \times 220 \times 0.34 \times \sqrt{25} \times 10^{-3} = 778 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{778}{\left| 1 + 0.125 \left(\frac{180 \times 10^3 \times 2080}{367 \times 520 \times 220} \right) \right|} = 367.9 \text{ kN}$$

$$\phi V_u = 0.7 \times 368 = 258 \text{ kN} < 367 \text{ kN} \text{ güvenlik sağlanmıyor.}$$

$$d = 270 \text{ mm}$$

$$b_1=b_2= 570 \text{ mm}, \bar{u}= 2280 \text{ mm}$$

(2.1)'den

$$V_{u0} = 2280 \times 270 \times 0.34 \times 25 \times 10^{-3} = 1047 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{1047}{\left| 1 + 0.125 \left(\frac{180 \times 10^3 \times 2280}{367 \times 570 \times 270} \right) \right|} = 549 \text{ kN}$$

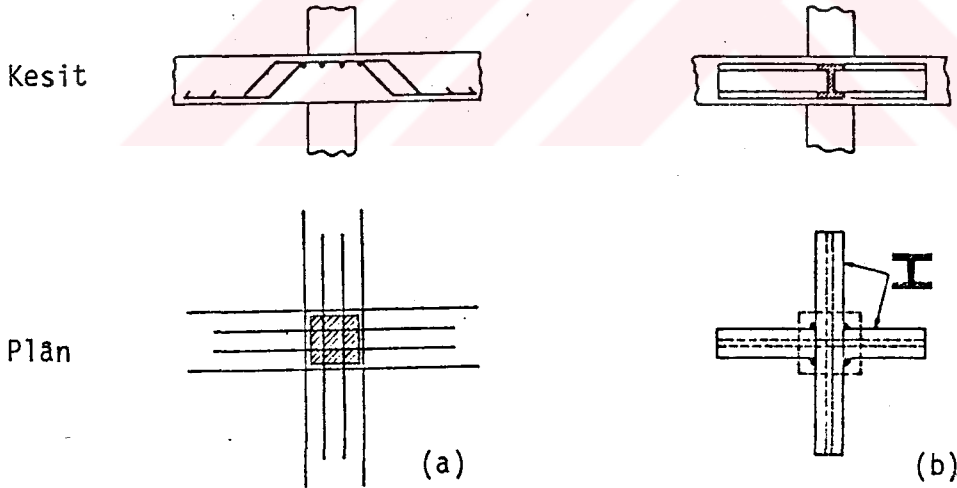
$$\phi V_u = 0.7 \times 549 = 384 \text{ kN} > 367 \text{ kN}$$

d = 220 mm alınıp, minumum kayma donatısı eklenmesi halinde;
(3.30) bağıntısı kullanılarak, (S220)

$$V_u = \frac{1.08 \times 778}{1 + 0.52 \frac{208 \times 180 \times 10^2}{520 \times 520 \times 367}} = 824 \text{ kN}$$

$$\phi V_u = 0.7 \times 824 = 577 \text{ kN} > 367 \text{ kN}$$

Ersoy [50], Corley ve Hawkins'in deneysel çalışmalarına dayanarak verdiği hesap yönteminde, aynı örnek için döşeme yüksekliği artırılmadığı takdirde, zımbalama donatısı olarak 140'lık I profili kullanılmasını önermiştir. Bu düzenleme Şekil 3.5b'deki gibi olmaktadır. Şekil 3.5a'daki düzenleme ise, zımbalama donatısı olarak pilye kullanılmasıdır.

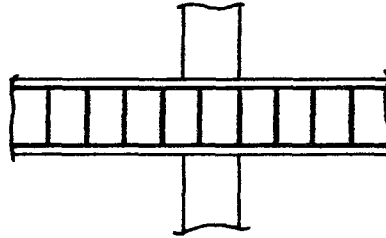


Şekil 3.5. Zımbalama Donatısı Düzenlemesi [50]

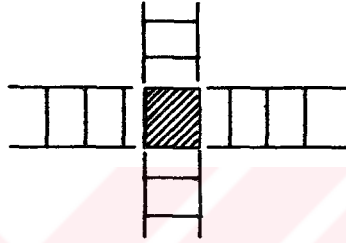
Ersoy [50] kenetlenme sorunu olmaması ve çatlak eğiminin değişmesinin birleşimin taşıma gücünde fazla etkili olmaması nedeniyle Şekil 3.5b'de gösterilen türde zımbalama donatısını tercih etmektedir. Ancak, çalışmada ülkemizde, işçilik v.s. nedenlerden dolayı, özel durumlar dışında betonarme inşaatta, çelik profillerin kullanımının

zorluğu düşünülerek, zımbalama donatısı olarak pilye ya da profil yerine kapalı etriyelerin kullanılmasının daha uygun olacağı görüşü benimsenmiştir. Zımbalama donatısı olarak etriye düzenlenmesi Şekil 3.6'da gösterilmiştir.

Kesit



Plân



Şekil 3.6. Zımbalama Donatısı Olarak Etriye Düzenlenmesi

Bu düzenlemede s etriye aralığı, h değerinden büyük ya da 300mm den çok olmamalıdır. Etriye boyları ise kolon yüzlerinden komşu açıklığın $1/4$ 'ü kadar uzatılabilir.

BÖLÜM 4. KİRİSSİZ DÖŞEMELİ YAPILARDA YATAY DEPLASMANLAR (ÖTELEMELER)

4.1. GİRİŞ

Çok katlı yapıların, yatay yükler (Rüzgâr ya da Deprem) altında deplasmanları (ötelenmeleri) nın belirlenmesi tasarımda önemli bir yer tutmaktadır. Kirişsiz döşemeli yapıların özelliğinden dolayı bu belirleme daha da önem kazanmaktadır. Basit olarak, çok katlı yapıların (betonarme veya çelik) boyutlandırılması şu adımlarda yapılmaktadır.

1. Minimum yanal rijitlik için bir kriterin saptanması.
2. Rijitliğin sağlanması için en az malzeme sarfını gerektiren taşıyıcı sistemin belirlenmesi.
3. Bütün gerilmeleri emniyetle karşılayacak malzeme mukavemeti seviyesinin seçilmesidir.

Günümüzde, çok katlı yapıların boyutlandırılmasında, üçüncü adım en fazla uğraşılana olmaktadır. Uygulamada tasarım, mukavemet kriteri temel alınarak yapılmakta, tasarımın sonunda yanal ötelenme kontrol edilmektedir. Çoğu kez bu kontrolün ciddi olarak yapılmadığı bilinmektedir. Tasarımda ötelenmeyi esas almak yani ötelenmenin belirli sınırları geçmemesini sağlamak, daha sonra mukavemeti kontrol etmek daha gerçekçi olacaktır. Bunda amaç, yanal ötelenmenin saptanmasından ziyade, çerçevenin ne kadar rijit olduğu hakkında fikir edinmektir.

Uygulamada yapıların boyutlandırılmasında belirli bir yatay öteleme kriteri yoktur. Geleneksel yöntemlerle boyutlandırılan bir çok yapıda yatay yükler söz konusu olduğu zaman taşıyıcı olmayan elemanlarında da hasarlar meydana gelmekte veya bu yapılar, içinde oturanların şikayet etmesine neden olacak mertebede yatay ötelemeler

yapmaktadır. Bu konuda yönetmeliklerde görüş birliği yoktur. Mühendisler ve firmalar kendi yatay öteleme kriterlerini geliştirmişlerdir.

Deneyssel ve teorik çalışmalar da göstermiştir ki, az katlı ve orta yükseklikteki yapıların yatay ötelenmelerinin pratik yöntemlerle hesabı gerçeğe daha yakın olmakta, yüksek yapılar için ise sofistike çözüm teknikleri gerekmektedir. Rüzgâr tüneli ve sarsma tablası deneyleri de davranışı kestirebilmek amacıyla, yüksek yapılar için sıkça kullanılmaktadır.

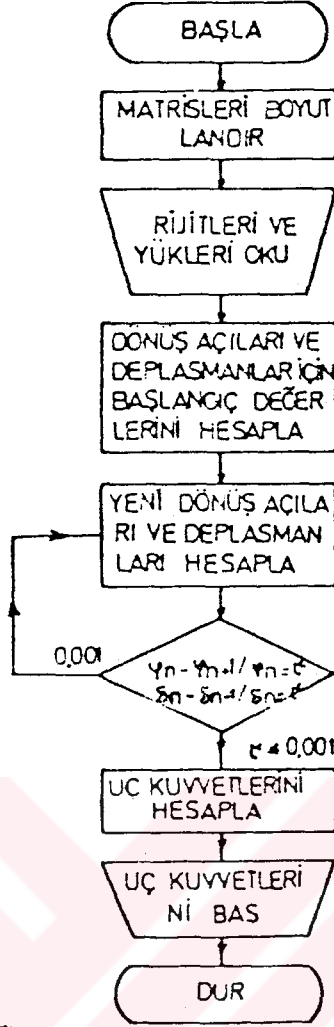
Çalışmanın bu bölümünde Bölüm 1.2.2.'de çeşitli araştırmacılar tarafından verilen eşdeğer döşeme genişliği bağıntıları ve yönetmeliklerde yer alan eşdeğer çerçeve yöntemi kaynak [51]'deki yapı örneğine Açı Yöntemi kullanılarak uygulanmış, Cheong-Siat-Moy [52] tarafından çelik çerçevelerin yatay ötelemelerini hesaplamak için geliştirilen yaklaşık yöntem de söz konusu yapı örneğine uygulanarak, açı yöntemi ile yaklaşık yöntemin sonuçları karşılaştırılmıştır.

Kaynak [51]'de verilen örnek sekiz ve altı katlı kirişsiz döşeme ve kirişli döşeme ($b/D = 200/500$ mm, $300/600$ mm) verileri için tekrar hesaplanmıştır.

4.2. AÇI YÖNTEMİ

Açı yöntemi denklem takımlarının kullanılması ile yapılan iteratif çözümlemede dönüş açıları ve yer-değiştirmelerde adımlar arasındaki oran olarak 0.001'lik yaklaşım olduğunda uç kuvvetlerinin hesabına geçilmektedir. Program BASIC dilinde yazılmıştır. Çalışmada çıkış olarak yalnızca relatif kat deplasmanları bastırılmıştır. Programın akış şeması Şekil 4.1'de verilmektedir.

Program ve kullanılması ile ilgili bilgiler EK B'dedir.



Şekil 4.1. Açı Yöntemi Akış Şeması

4.3. YAKLAŞIK YÖNTEM

Cheong-Siat-Moy [52]'un çelik çerçevelerin yatay ötelemelerini hesaplamak için geliştirdiği formülasyonda, eşit kat yüksekliğine sahip çerçevenin relatif kat ötelemeleri, ikinci mertebe etkiler de dikkate alındığında,

$$\Delta = \frac{F}{\frac{12}{h^2} \sum \frac{m}{I} \left| \left(\frac{E I_s}{h} \right) W \right| - \sum \frac{m}{I} \frac{P}{h}} \quad (4.1)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada W katsayısı kolon rijitliğinin, kiriş rijitliğine oranı λ boyutsuz değerine bağlı olarak en alt kat ve normal katlar için verilmiştir. Bu durumda,

$$\lambda = \frac{(E I_S / h)^*}{(E I_k / L)^*} \quad (4.2)$$

olarak alınmaktadır. Ankastre mesnetli alt katlar için,

$$W = \frac{3 + \lambda}{3 + 4\lambda} \quad (4.3)$$

Mafsallı alt katlar için,

$$W = \frac{1}{4 + 3\lambda} \quad (4.4)$$

ve normal katlar için,

$$W = \frac{1}{1 + 2\lambda} \quad (4.5)$$

şeklinde verilmektedir.

Çalışmada, k katsayısı alt katlar için aynı alınmış, normal katlarda, kirişsiz döşemeli ve kirişli betonarme yapılar için,

$$W = \frac{1}{1 + 1.8\lambda} \quad (4.6)$$

olarak teklif edilmiştir.

Açıklıkların sayısını azaltmak için her kat düzeyinde kolon rijitlikleri $E I_S / h$ ve kiriş rijitlikleri $E I_k / L$ hesaplanmaktadır [52]. Burada I_S ve h sırasıyla kolon atalet momenti, kolon kat yüksekliği, I_k ve L kiriş atalet momenti ve kiriş açıklığıdır. Çerçevenin eşdeğer rijitliği,

$$\left(\frac{E I_S}{h} \right)^* = \frac{1}{2} \sum \left(\frac{E I_S}{h} \right) \quad (4.7)$$

ve

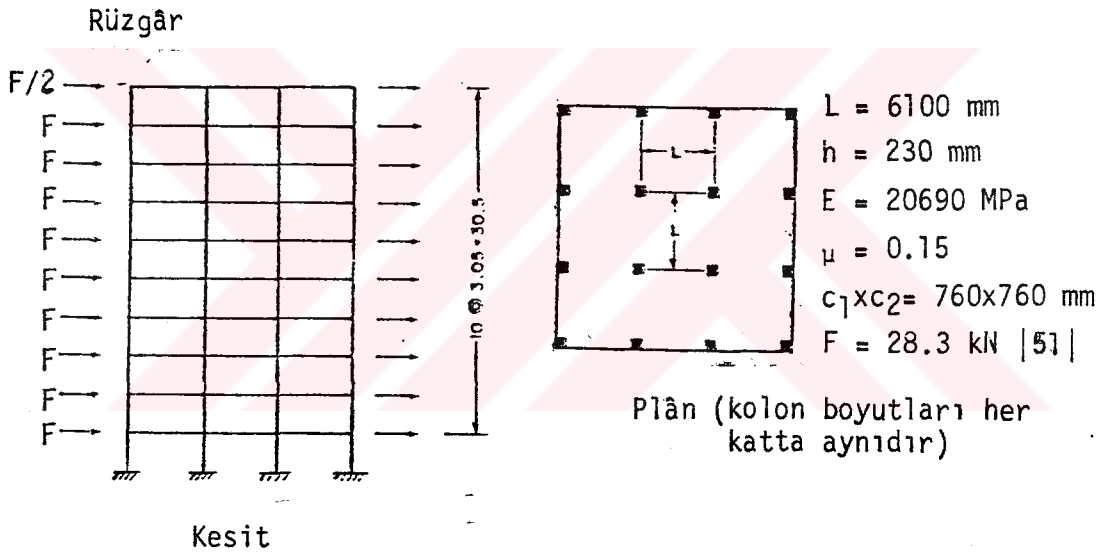
$$\left(\frac{E I_k}{L} \right)^* = \sum \left(\frac{E I_k}{L} \right) \quad (4.8)$$

olmaktadır. E , beton elastisite modülüdür.

Çalışmada (4.1) bağıntısındaki ikinci mertebe etkisi ($\sum \frac{m}{h} \frac{P}{h}$) çok az olması nedeniyle ihmal edilmiştir (P: kolon eksenel yükü).

4.4. SAYISAL ÖRNEK

Chislett ve Morris [51], geliştirdikleri üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemi ile kirişsiz döşemeli yapıların rüzgâr yüklemesi altında hesabını yapmışlardır. Yatay ötelemeler açısından kaynak [51]'de kullanılan yöntem Eşdeğer Çerçeve Yöntemi ile oldukça yakın sonuçlar vermiştir. Literatürde başka araştırmacılar tarafından da kullanılan yapı örneği, on katlı üç açıklıklı kare plânlı kirişsiz döşemeli çerçeve sistemdir (Şekil 4.2).



Şekil 4.2. On Katlı Kirişsiz Döşemeli Çerçeve Sistem [51]

Bu çalışmada da kullanılan örnekte hesap için yapılan kabul-ler aşağıdaki gibidir:

- 1- Elemanlar lineer elâstik bölgededir.
- 2- Malzeme homojen ve izotropdur.
- 3- Döşeme elemanlar rijit diyafram olarak davranırlar.
- 4- Tüm birleşimler rijit bağlıdır.

- 5- Yatay yükler döşeme seviyesinden etkimektedir.
- 6- Döşeme planı tüm katlarda aynıdır.
- 7- Kolon boyutları tüm katlarda aynıdır.

Yukarıda adı geçen eserde rüzgâr yüklemesi için hesaplar yapılmıştır. Çalışmada, yapıya gelen toplam rüzgâr kuvvetine eşit deprem yükü alınmış, deprem yükleri için ötelemeler yeniden hesaplanmıştır. Hesaplar, kat planı aynı kalmak şartıyla yapı sekiz ve altı kata düşürülerek yinelenmiştir.

Örneklerdeki eşdeğer döşeme genişlikleri Tablo 4.1'de verilmiştir.

Tablo 4.1.

Referanslar	Etkili Genişlik (mm)	
	İç Kiriş	Kenar Kiriş
Long ve Kirk (1980)	1830	915
Khan ve Sbarounis (1964)	2806	1403
Frazer (1983)	3553	2283
Allen ve Darvall (1985)	3672	1836
Pecknold (1975)	5612	2806
Eşdeğer Çerçeve Yöntemi(ACI 318-83)	6100	3050

Long ve Kirk'e ait çalışmanın verileri kaynak [51]'dan temin edilebilmiştir. Diğer referanslardaki etkili döşeme genişliğinin bulunması ile ilgili hesap esasları Bölüm 1.2.2'de kısaca açıklanmıştır. Tablo 4.2'de yapıya gelen toplam rüzgâr kuvvetleri verilmiştir.

Tablo 4.2.

Kat Adeti	Çephe Alanı (m ²)	Toplam Rüzgâr (Deprem) Yüğü (kN)
10	558.15	806.6 [51]
8	446.52	589.4
6	334.89	321.5

Toplam rüzgâr yüğü, toplam deprem yüğü de olacak şekilde dönüştürüldüğünde taban kesme kuvveti katsayısı $C \approx 0.037$ olmaktadır (3~4 Deprem Bölgesi). Yapıda hareketli yük 2 kN/m² alınmıştır [53]. Deprem yüklerinin katlara dağıtımı, "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar

Hakkında Yönetmelik" esaslarına göre yapılmıştır [54]. Eşdeğer çerçeve yöntemine göre hesaplanmış, kirişsiz döşemeli sistemin, rijitlik değerleri kullanılarak, 1. Derece Deprem Bölgesi ($C=0.10$) ve 2. Derece Deprem Bölgesi ($C=0.08$) için hesaplanan yatay kuvvetler uygulanarak, yapının relatif ve toplam kat ötelemeleri yaklaşık yöntem ve açı yöntemine göre bulunmuştur.

Kirişsiz döşemeli sistem ile karşılaştırmak amacıyla, iki tür kirişli sistemde $C=0.10$ ve $C=0.08$ için hesaplanmışlardır. Bu aşamada yapıya gelen toplam deprem kuvvetine eşit rüzgâr yükü alınmıştır. Hesaplar, kat plânı aynı kalmak şartıyla yapı sekiz ve altı katta düşürülerek yinelenmiştir.

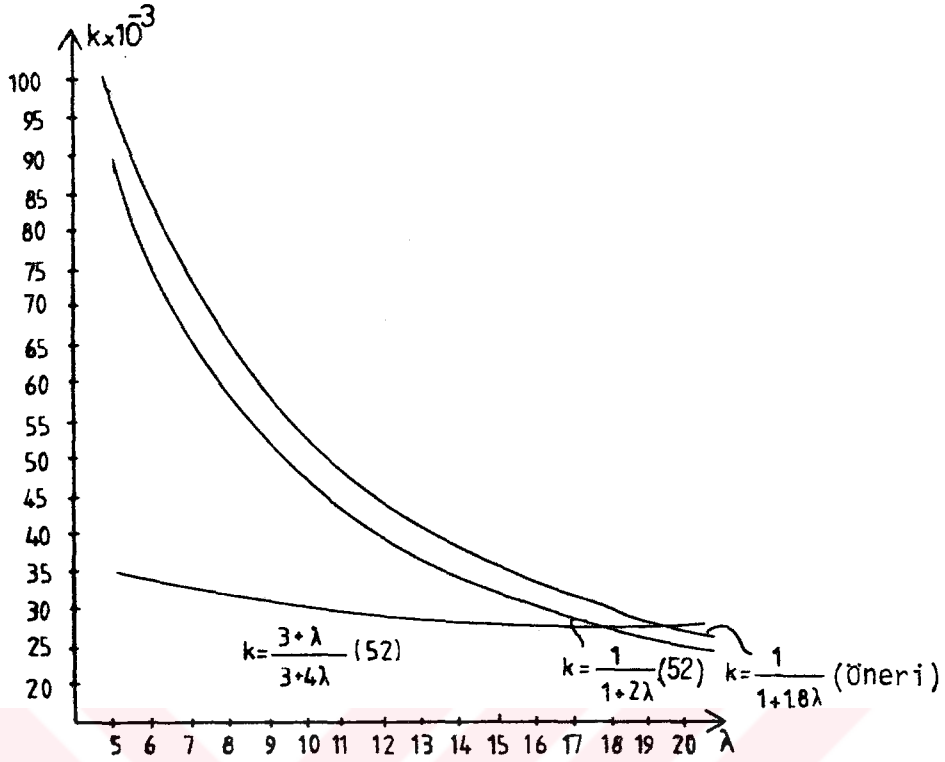
Kirişsiz döşemeli yapılarda, mekânların kolay bölünebilmesi, gerektiğinde bölmelerin yerlerinin değiştirilmesi veya yeni bölmeler ilâve edilebilmesi amacıyla genellikle hafif tip bölme duvarların kullanılması mimarlar tarafından tercih edilmektedir. Bu nedenle deprem katsayıları hesaplanırken, düktil çerçeve, hafif ve az bölme duvarlı ya da prefabrike beton bölme duvarlı olarak düşünülmüştür ($K=1.00$) [54].

Yaklaşık yöntem ve açı yönteminin kullanıldığı relatif kat ötelemeleri ile toplam ötelemelerden oluşan hesap özetleri Tablo 4.4'den 4.14'e kadar verilmiştir. Şekil 4.4'den 4.14'e kadar hesaplar karşılaştırmalı olarak diyagramlaştırılmıştır (Değerler mm cinsindendir).

EK B'de verilen bilgisayar çıktısında, eşdeğer çerçeve yöntemine göre rijitlik değerleri hesaplanmış, kirişsiz döşemeli bir sistemin dataları ve çıktı olarak relatif kat ötelemeleri bastırılmıştır.

Kirişsiz döşemeli yapıların yatay ötelemelerinin yaklaşık olarak hesaplanmasında, (4.1) bağıntısında kullanılabilecek bir katsayı olarak teklif edilen (4.6) ifadesi, TS 500-1984 1291'de verilen eşdeğer çerçeve yöntemi ile rijitlikler bulunduğunda, açı yöntemi ile yaklaşık yöntemin, yapının en üst katındaki toplam öteleme değerlerinin yaklaşması ($\%0.1$) sonucunu verecek şekilde düzenlenmiştir.

Şekil 4.3'de $W-\lambda$ 'nın (4.3), (4.5) ve (4.6) ifadelerine göre değişimi gösterilmiştir.



Şekil 4.3. W- λ Değerlerinin Alt ve Normal Katlara Göre Değişimi

(4.3) bağıntısı oldukça küçük değerler verdiği için ve en üst kat yatay ötelemesini önemli ölçüde etkilemeyeceği düşünüldüğünden, (52)'de verildiği gibi kullanılmıştır.

Açı yönteminin kullanıldığı bilgisayar hesabında iterasyon sayıları Tablo 4.3'de özetlenmiştir.

Tablo 4.3.

Örnekler	Rüzgâr Katlar			Deprem Katlar		
	10	8	6	10	8	6
Long ve Kirk ($\alpha=0.15$)	68	66	78	67	66	76
Khan ve Sbarounis ($\alpha=0.46$)	50	49	54	50	49	53
Fraser ($\alpha=0.58$)	42	42	41	42	42	41
Pecknold ($\alpha=0.92$)	33	30	30	29	30	30
(E.Ç.Y.; $\alpha=1.00$)	32	29	29	29	29	29
(E.Ç.Y.; $c=0.10$)	30	29	29	29	28	29
(E.Ç.Y.; $c=0.08$)	25	26	26	25	26	26
20/50; $h=120\text{mm}$ ($C=0.10$)	24	25	25	25	26	24
20/50; $h=120\text{mm}$ ($C=0.08$)	24	25	25	25	26	24
30/60; $h=140\text{mm}$ ($C=0.10$)	26	25	23	22	23	23
30/60; $h=140\text{mm}$ ($C=0.08$)	26	25	23	22	25	23

Tablo 4.4.

LONG VE KIRK (1980) ($\alpha=0.15$; $l_e=915\text{mm}$)

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
10 x 305 = 30.5	1	1.00		1.00		1.84		2.11	
			1.00		1.00		1.84		2.11
	2	10.13		11.10		4.26		5.08	
			11.13		12.10		6.10		7.19
	3	8.94		10.68		5.35		6.69	
			20.07		22.78		11.45		13.88
	4	7.74		10.06		5.61		7.37	
			27.81		32.84		17.06		21.25
	5	6.55		9.22		5.35		7.41	
			34.36		42.06		22.41		28.66
8 x 305 = 24.40	6	5.36		8.17		4.79		7.00	
			39.72		50.23		27.20		35.66
	7	4.17		6.92		4.07		6.29	
			43.89		57.15		31.27		41.95
	8	2.98		5.45		3.31		5.41	
			46.87		62.60		34.58		47.36
	9	1.79		3.78		2.62		4.52	
			48.66		66.38		37.20		51.88
	10	0.60		1.90		2.11		3.78	
			49.26		68.28		39.31		55.66

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
8 x 305 = 24.40	1	0.73		0.73		1.26		1.48	
			0.73		0.73		1.26		1.48
	2	7.17		8.04		2.87		3.52	
			7.90		8.77		4.13		4.99
	3	6.07		7.57		3.49		4.53	
			13.97		16.34		7.62		9.52
	4	4.96		6.86		3.52		4.85	
			18.93		23.20		11.14		14.37
	5	3.86		5.93		3.20		4.69	
			22.79		29.13		14.34		19.06
6 x 305 = 18.30	6	2.76		4.75		2.71		4.23	
			25.55		33.88		17.05		23.29
	7	1.65		3.35		2.20		3.63	
			27.20		37.23		19.25		26.93
	8	0.55		1.70		1.79		3.09	
			27.75		38.93		21.04		30.02

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	0.40		0.40		0.62		0.75	
			0.40		0.40		0.62		0.75
	2	3.70		4.29		1.36		1.74	
			4.10		4.69		1.98		2.48
	3	2.87		3.85		1.57		2.16	
			6.97		8.54		3.55		4.64
	4	2.05		3.19		1.49		2.20	
			9.02		11.73		5.04		6.84
	5	1.23		2.31		1.27		2.01	
			10.25		14.04		6.31		8.85
4 x 305 = 12.20	6	0.41		1.20		1.05		1.76	
			10.66		15.24		7.36		10.62

(R.K.D.: Relatif Kat Deplasmanları)

Tablo 4.5.

KHAN VE SBAROUNIS (1964) ($\alpha=0.46$; $l_e=2806\text{mm}$)

h'	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		RKD	toplam	RKD	toplam	RKD	toplam	RKD	toplam
10 x 305 = 30.5	1	1.00		0.09		1.50		1.70	
			1.00		0.09		1.50		1.70
	2	6.00		6.63		3.37		3.94	
			7.00		6.72		4.87		5.64
	3	5.30		6.38		4.07		5.01	
			12.30		13.10		8.94		10.65
	4	4.60		6.00		4.13		5.37	
			16.90		19.10		13.07		16.02
	5	3.90		5.50		3.82		5.26	
			20.80		24.60		16.89		21.28
8 x 305 = 24.40	6	3.20		4.88		3.32		4.86	
			24.00		29.48		20.21		26.14
	7	2.50		4.13		2.73		4.26	
			26.50		33.61		22.94		30.40
	8	1.80		3.26		2.13		3.55	
			28.30		36.87		25.07		33.95
	9	1.10		2.26		1.58		2.83	
			29.40		39.13		26.65		36.78
	10	0.40		1.14		1.17		2.22	
			29.80		40.27		27.82		39.00

h'	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		RKD	toplam	RKD	toplam	RKD	toplam	RKD	toplam
8 x 305 = 24.40	1	0.69		0.69		1.05		1.20	
			0.69		0.69		1.05		1.20
	2	4.28		4.80		2.29		2.75	
			4.97		5.49		3.34		3.95
	3	3.62		4.52		2.68		3.42	
			8.59		10.01		6.02		7.38
	4	2.96		4.10		2.59		3.55	
			11.55		14.11		8.61		10.92
6 x 305 = 18.30	5	2.30		3.54		2.27		3.32	
			13.85		17.65		10.88		14.24
	6	1.65		2.84		1.83		2.88	
			15.50		20.49		12.71		17.13
	7	0.99		2.00		1.38		2.36	
			16.49		22.49		14.09		19.48
	8	0.33		1.02		1.04		1.88	
			16.84		23.51		15.13		21.36

h'	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	0.38		0.38		0.53		0.62	
			0.38		0.38		0.53		0.62
	2	2.21		2.56		1.10		1.38	
			2.59		2.94		1.63		2.00
	3	1.72		2.30		1.21		1.64	
			4.31		5.24		2.84		3.64
4 x 305 = 12.20	4	1.23		1.90		1.09		1.61	
			5.54		7.14		3.93		5.25
	5	0.74		1.38		0.87		1.40	
			6.28		8.52		4.80		6.65
	6	0.25		0.72		0.67		1.15	
			6.53		9.24		5.47		7.80

Tablo 4.6.

FRAZER* (1983) ($\alpha=0.58$; $l_e=3538\text{mm}$)

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
10 x 305 = 30.5	1	0.92		0.92		1.35		1.50	
			0.92		0.92		1.35		1.50
	2	4.80		5.29		2.93		3.40	
			5.72		6.21		4.28		4.90
	3	4.30		5.09		3.46		4.29	
			10.02		11.30		7.74		9.13
	4	3.70		4.79		3.45		4.47	
			13.72		16.09		11.19		13.60
	5	3.10		4.39		3.14		4.33	
			16.82		20.48		14.33		17.93
10 x 305 = 30.5	6	2.60		3.90		2.70		3.96	
			19.42		24.38		17.03		21.89
	7	2.00		3.30		2.18		3.43	
			21.42		27.68		19.21		25.32
	8	1.40		2.60		1.67		2.82	
			22.82		30.28		20.88		28.14
	9	0.90		1.80		1.20		2.19	
			23.72		32.08		22.08		30.32
	10	0.30		0.91		0.85		1.66	
			24.02		32.99		22.93		31.98

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
8 x 305 = 24.40	1	0.67		0.67		0.94		1.07	
			0.67		0.67		0.94		1.07
	2	3.42		3.83		2.00		2.39	
			4.09		4.50		2.94		3.45
	3	2.89		3.61		2.29		2.91	
			6.98		8.11		5.23		6.36
	4	2.37		3.27		2.17		2.96	
			9.35		11.38		7.40		9.32
8 x 305 = 24.40	5	1.84		2.82		1.86		2.73	
			11.19		14.20		9.26		12.05
	6	1.31		2.26		1.46		2.33	
			12.50		16.46		10.72		14.38
	7	0.79		1.59		1.07		1.85	
			13.29		18.05		11.79		16.23
	8	0.26		0.81		0.76		1.42	
			13.55		18.86		12.55		17.65

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	0.37		0.37		0.48		0.55	
			0.37		0.37		0.48		0.55
	2	1.76		2.05		0.97		1.21	
			2.13		2.42		1.45		1.75
	3	1.37		1.84		1.04		1.41	
			3.50		4.26		2.50		3.17
6 x 305 = 18.30	4	0.98		1.52		0.91		1.34	
			4.48		5.78		3.41		4.51
	5	0.59		1.10		0.70		1.14	
			5.07		6.88		4.11		5.65
	6	0.20		0.57		0.51		0.90	
			5.27		7.45		4.62		6.55

*Allen ve Darvail (1985) ($\alpha=0.60$; $l_e=3660\text{mm}$) (Çok Yakın değerler bulunduğundan ayrıca tablolaştırılmamıştır. Bkz. Tablo 1.2)

Tablo 4.7.

PECKNOLD (1975) ($\alpha=0.92$; $l_e=5612\text{mm}$)

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
10 x 305 = 30.5	1	0.84		0.84		1.08		1.17	
			0.84		0.84		1.08		1.17
	2	3.14		3.45		2.21		2.52	
			3.98		4.29		3.29		3.70
	3	2.77		3.32		2.49		3.02	
			6.75		7.61		5.78		6.72
	4	2.40		3.12		2.39		3.09	
			9.15		10.73		8.17		9.81
	5	2.03		2.86		2.12		2.94	
			11.18		13.59		10.29		12.75
	6	1.66		2.54		1.78		2.64	
			12.84		16.13		12.07		15.39
	7	1.30		2.15		1.42		2.26	
			14.14		18.28		13.49		17.64
	8	0.93		1.69		1.05		1.81	
			15.07		19.97		14.54		19.46
	9	0.56		1.17		0.72		1.35	
			15.63		21.14		15.26		20.81
	10	0.19		0.59		0.46		0.95	
			15.82		21.73		15.72		21.76

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
8 x 305 = 24.40	1	0.62		0.62		0.76		0.84	
			0.62		0.62		0.76		0.84
	2	2.23		2.51		1.52		1.79	
			2.85		3.13		2.28		2.63
	3	1.88		2.30		1.66		2.09	
			4.73		5.43		3.94		4.72
	4	1.54		2.11		1.52		2.06	
			6.27		7.54		5.46		6.78
	5	1.20		1.81		1.26		1.85	
			7.47		9.35		6.72		8.63
	6	0.86		1.50		0.95		1.53	
			8.33		10.85		7.67		10.16
	7	0.51		1.00		0.65		1.17	
			8.84		11.85		8.32		11.33
	8	0.17		0.52		0.42		0.83	
			9.01		12.37		8.74		12.16

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	0.34		0.34		0.39		0.44	
			0.34		0.34		0.39		0.44
	2	1.15		1.33		0.75		0.92	
			1.49		1.67		1.14		1.36
	3	0.89		1.20		0.77		1.02	
			2.38		2.87		1.91		2.38
	4	0.64		0.99		0.63		0.93	
			3.02		3.86		2.54		3.31
	5	0.38		0.72		0.45		0.75	
			3.40		4.58		2.99		4.06
	6	0.13		0.37		0.30		0.55	
			3.53		4.95		3.29		4.61

Tablo 4.8.

EŞDEĞER ÇERÇEVE YÖNTEMİ [29][3]

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
10 x 305 = 30.5	1	0.80		0.80		1.00		1.08	
			0.80		0.80		1.00		1.08
	2	2.90		3.17		2.04		2.33	
			3.70		3.97		3.04		3.41
	3	2.60		3.05		2.30		2.79	
			6.30		7.02		5.34		6.20
	4	2.20		2.87		2.21		2.85	
			8.50		9.89		7.55		9.05
	5	1.90		2.63		1.96		2.71	
			10.40		12.52		9.51		11.76
8 x 305 = 24.40	6	1.53		2.33		1.64		2.43	
			11.93		14.85		11.15		14.14
	7	1.20		1.98		1.30		2.08	
			13.13		16.83		12.45		16.27
	8	0.90		1.56		0.97		1.67	
			14.03		18.39		13.42		17.94
	9	0.50		1.08		0.66		1.24	
			14.53		19.47		14.08		19.18
	10	0.10		0.54		0.42		0.87	
			14.63		20.01		14.50		20.05

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
8 x 305 = 24.40	1	0.56		0.56		0.70		0.78	
			0.56		0.56		0.70		0.78
	2	2.05		2.29		1.41		1.65	
			2.61		2.85		2.11		2.43
	3	1.73		2.16		1.54		1.93	
			4.34		5.01		3.65		4.36
	4	1.42		1.96		1.40		1.90	
			5.76		6.97		5.05		6.26
6 x 305 = 18.30	5	1.10		1.69		1.16		1.71	
			6.86		8.66		6.21		7.97
	6	0.79		1.36		0.87		1.41	
			7.65		10.02		7.08		9.38
	7	0.47		0.96		0.60		1.07	
			8.12		10.98		7.68		10.45
	8	0.16		0.49		0.38		0.76	
			8.28		11.47		8.06		11.21

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	0.31		0.31		0.36		0.41	
			0.31		0.31		0.36		0.41
	2	1.06		1.23		0.70		0.85	
			1.37		1.54		1.06		1.26
	3	0.82		1.10		0.71		0.94	
			2.19		2.64		1.71		2.20
4 x 305 = 12.20	4	0.54		0.91		0.58		0.86	
			2.78		3.55		2.35		3.00
	5	0.35		0.66		0.42		0.64	
			3.13		4.21		2.77		3.75
	6	0.12		0.34		0.27		0.50	
			3.25		4.55		3.04		4.25

Tablo 4.9.

Eşdeğer Çerçeve Yöntemi, 1. Derece Deprem Bölgesi, $C=0.10$

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
10 x 305 = 30.5	1	2.13		2.10		2.70		2.95	
			2.13		2.10		2.70		2.95
	2	7.86		8.63		5.54		6.33	
			9.99		10.73		8.24		9.28
	3	6.94		8.31		6.24		7.57	
			16.93		19.04		14.48		16.85
	4	6.01		7.82		5.99		7.74	
			22.94		26.86		20.47		24.59
	5	5.09		7.17		5.32		7.35	
			28.03		34.03		25.79		31.94
8 x 305 = 24.40	6	4.16		6.36		4.46		6.61	
			32.19		40.39		30.25		38.55
	7	3.24		6.38		3.54		5.64	
			35.43		46.77		33.79		44.19
	8	2.31		4.24		2.62		4.53	
			37.74		51.01		36.41		48.72
	9	1.39		2.94		1.78		3.38	
			39.13		53.95		38.19		52.10
	10	0.46		1.48		1.14		2.37	
			39.59		55.43		39.33		54.47

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
8 x 305 = 24.40	1	1.70		1.70		2.09		2.31	
			1.70		1.70		2.09		2.31
	2	6.08		6.82		4.18		4.90	
			7.78		8.52		6.27		7.21
	3	5.15		6.42		4.55		5.72	
			12.93		14.94		10.82		12.93
	4	4.21		5.82		4.16		5.65	
			17.14		20.76		14.98		18.58
	5	3.27		5.03		3.43		5.06	
			20.41		25.79		18.41		23.64
6 x 305 = 18.30	6	2.34		4.03		2.59		4.19	
			22.75		29.82		21.00		27.83
	7	1.40		2.84		1.78		3.18	
			24.15		32.66		22.78		31.01
	8	0.47		1.45		1.14		2.26	
			24.62		34.11		23.92		33.27

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	1.27		1.27		1.47		1.66	
			1.27		1.27		1.47		1.66
	2	4.29		4.99		2.82		3.43	
			5.56		6.26		4.29		5.09
	3	3.34		4.47		2.87		3.83	
			8.90		10.73		7.16		8.92
	4	2.38		3.70		2.37		3.50	
			11.28		14.43		9.53		12.42
	5	1.43		2.68		1.69		2.80	
			12.71		17.11		11.22		15.22
4 x 305 = 12.20	6	0.48		1.40		1.11		2.04	
			13.19		18.51		12.33		17.26

Tablo 4.10.

Eşdeğer Çerçeve Yöntemi, 2. Derece Deprem Bölgesi, $C=0.08$

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		RKD	toplam	RKD	toplam	RKD	toplam	RKD	toplam
10 x 305 = 30.5	1	1.70		1.70		2.16		2.26	
			1.70		1.70		2.16		2.16
	2	6.30		6.91		4.43		5.07	
			8.00		8.61		6.59		7.33
	3	5.55		6.65		4.99		6.06	
			13.55		15.26		11.58		13.39
	4	4.81		6.26		4.79		6.20	
			18.36		21.52		16.37		19.59
	5	4.07		5.74		4.25		5.88	
			22.43		27.26		20.62		25.47
10 x 305 = 30.5	6	3.33		5.08		3.57		5.29	
			25.76		32.34		24.19		30.76
	7	2.59		4.30		2.83		4.52	
			28.35		36.69		27.02		35.28
	8	1.85		3.39		2.10		3.63	
			30.20		40.03		29.12		38.91
	9	1.11		2.35		1.42		2.70	
			31.31		42.38		30.54		41.61
	10	0.37		1.18		0.90		1.89	
			31.68		43.56		31.44		43.50

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		RKD	toplam	RKD	toplam	RKD	toplam	RKD	toplam
8 x 305 = 24.40	1	1.36		1.36		1.68		1.85	
			1.36		1.36		1.68		1.85
	2	4.88		5.47		3.35		3.93	
			6.24		6.83		5.03		5.78
	3	4.13		5.15		3.65		4.59	
			10.37		11.98		8.68		10.37
	4	3.38		4.67		3.33		4.53	
			13.75		16.65		12.01		14.90
8 x 305 = 24.40	5	2.63		4.03		2.75		4.06	
			16.38		20.68		14.75		18.95
	6	1.88		3.23		2.08		3.36	
			18.26		23.91		16.84		22.32
	7	1.12		2.28		1.43		2.55	
			19.38		26.19		18.27		24.87
	8	0.37		1.16		0.91		1.81	
			19.75		27.35		19.18		26.68

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	1.02		1.02		1.18		1.34	
			1.02		1.02		1.18		1.34
	2	3.45		4.01		2.27		2.76	
			4.47		5.03		3.45		4.10
	3	2.69		3.60		2.31		3.08	
			7.16		8.63		5.76		7.18
6 x 305 = 18.30	4	1.92		2.98		1.91		2.82	
			9.08		11.61		7.67		10.00
	5	1.15		2.16		1.36		2.26	
			10.23		13.77		9.05		12.26
	6	0.38		1.12		0.89		1.64	
			10.61		14.89		9.92		13.90

Tablo 4.11.

b=200mm, D=500mm Kirişli Döşeme (1.Derece Deprem Bölgesi) C=0.10

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
10 x 305 = 30.5	1	2.13		2.15		2.59		2.80	
			2.13		2.15		2.59		2.80
	2	6.90		7.57		5.15		5.85	
			9.03		9.72		7.74		8.65
	3	6.08		7.29		5.66		6.85	
			15.11		17.01		13.40		15.50
	4	5.27		6.86		5.35		6.91	
			20.38		23.87		18.75		22.41
	5	4.46		6.29		4.70		6.51	
			24.84		30.16		23.45		28.23
	6	3.65		5.57		3.92		5.82	
			28.49		35.73		27.37		34.05
	7	2.84		4.72		3.09		4.95	
			31.33		40.45		30.46		39.00
	8	2.03		3.72		2.27		3.95	
			33.36		44.17		32.73		42.95
	9	1.22		2.58		1.51		2.89	
			34.58		46.75		34.24		45.84
	10	0.41		1.30		0.92		1.95	
			34.99		48.05		35.16		47.79

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
8 x 305 = 24.40	1	1.71		1.71		2.01		2.20	
			1.71		1.71		2.01		2.20
	2	5.33		5.98		3.90		4.54	
			7.04		7.69		5.91		6.74
	3	4.51		5.63		4.14		5.19	
			11.55		13.32		10.05		11.93
	4	3.69		5.11		3.72		5.05	
			15.24		18.43		13.77		16.98
	5	2.87		4.41		3.03		4.49	
			18.11		22.84		16.80		21.47
	6	2.05		3.54		2.26		3.68	
			20.16		26.38		19.06		25.15
	7	1.23		2.49		1.51		2.74	
			21.39		28.87		20.57		27.84
	8	0.41		1.27		0.92		1.87	
			21.80		30.14		21.49		29.76

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	1.28		1.28		1.43		1.59	
			1.28		1.28		1.43		1.59
	2	3.76		4.37		2.65		3.20	
			5.04		5.65		4.08		4.79
	3	2.93		3.92		2.63		3.49	
			7.97		9.57		6.71		8.28
	4	2.09		3.25		2.12		3.13	
			10.06		12.82		8.83		11.41
	5	1.25		2.35		1.47		2.46	
			11.31		15.17		10.30		13.87
	6	0.42		1.23		0.91		1.72	
			11.73		16.40		11.21		15.59

Tablo 4.12.

b=200mm; D=500mm Kirişli Döşeme (2.Derece Deprem Bölgesi) C=0.08

h m	kattar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
10 x 305 = 30.5	1	1.72		1.72		2.07		2.24	
			1.72		1.72		2.07		2.24
	2	5.52		6.06		4.12		4.68	
			7.24		7.78		6.19		6.92
	3	4.87		5.83		4.53		5.48	
			12.11		13.61		10.72		12.40
	4	4.22		5.49		4.28		5.53	
			16.30		19.10		15.00		17.93
	5	3.57		5.03		3.76		5.21	
			19.90		24.13		18.76		23.14
	6	2.92		4.46		3.13		4.66	
			22.82		28.59		21.89		27.80
	7	2.27		3.78		2.47		3.96	
			25.09		32.37		24.36		31.76
	8	1.62		2.98		1.81		3.16	
			26.71		35.35		26.17		34.92
	9	0.97		2.06		1.20		2.31	
			27.68		37.41		27.37		37.23
	10	0.32		1.04		0.73		1.56	
			28.00		38.45		28.10		38.79

h m	kattar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
8 x 305 = 24.40	1	1.37		1.37		1.61		1.76	
			1.37		1.37		1.61		1.76
	2	4.28		4.79		3.13		3.64	
			5.65		6.16		4.74		5.40
	3	3.62		4.51		3.32		4.16	
			9.27		10.67		8.06		9.56
	4	2.96		4.10		2.98		4.05	
			12.23		14.77		11.04		13.61
	5	2.30		3.54		2.43		3.60	
			14.53		18.31		13.47		17.21
	6	1.64		2.84		1.81		2.95	
			16.17		21.15		15.28		20.16
	7	0.99		2.00		1.21		2.20	
			17.16		23.15		16.49		22.36
	8	0.33		1.02		0.74		1.50	
			17.49		24.17		17.23		23.86

h m	kattar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	1.03		1.03		1.15		1.28	
			1.03		1.03		1.15		1.28
	2	3.03		3.52		2.14		2.58	
			4.06		4.55		3.29		3.86
	3	2.36		3.16		2.12		2.81	
			6.42		7.71		5.41		6.67
	4	1.68		2.62		1.71		2.52	
			8.10		10.33		7.12		9.19
	5	1.01		1.89		1.18		1.98	
			9.11		12.22		8.30		11.17
	6	0.34		0.99		0.73		1.38	
			9.45		13.21		9.03		12.55

Tablo 4.13.

b =300mm; D=600mm, Kirişli Döşeme (1.Derece Deprem Bölgesi) C=0,10

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
10 x 305 = 30.5	1	2.09		2.09		2.30		2.48	
			2.09		2.09		2.30		2.48
	2	5.95		6.53		4.51		5.12	
			8.04		8.62		6.81		7.60
	3	5.25		6.28		4.92		5.94	
			13.29		14.90		11.73		13.54
	4	4.55		5.91		4.62		5.97	
			17.84		20.81		16.35		19.51
	5	3.85		5.42		4.04		5.60	
			21.69		26.23		20.39		25.11
8 x 305 = 24.40	6	3.15		4.81		3.36		5.00	
			24.84		31.04		23.75		30.11
	7	2.45		4.07		2.64		4.24	
			27.29		35.11		26.39		34.35
	8	1.75		3.21		1.93		3.38	
			29.04		38.32		28.32		37.73
	9	1.05		2.22		1.27		2.46	
			30.09		40.54		29.59		40.19
	10	0.35		1.12		0.76		1.64	
			30.44		41.66		30.35		41.83

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
8 x 305 = 24.40	1	1.66		1.66		1.79		1.95	
			1.66		1.66		1.79		1.95
	2	4.60		5.16		3.42		3.98	
			6.26		6.82		5.21		5.93
	3	3.89		4.86		3.60		4.51	
			10.15		11.68		8.81		10.44
	4	3.19		4.41		3.21		4.36	
			13.34		16.09		12.02		14.80
	5	2.48		3.80		2.60		3.86	
			15.82		19.89		14.62		18.66
6 x 305 = 18.30	6	1.77		3.05		1.93		3.15	
			17.59		22.94		16.55		21.81
	7	1.06		2.15		1.28		2.34	
			18.65		25.09		17.83		24.15
	8	0.35		1.09		0.76		1.57	
			19.00		26.18		18.59		25.72

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 x 305 = 18.30	1	1.24		1.24		1.27		1.41	
			1.24		1.24		1.27		1.41
	2	3.25		3.77		2.33		2.81	
			4.49		5.01		3.60		4.22
	3	2.53		3.38		2.28		3.04	
			7.02		8.39		5.58		7.26
	4	1.80		2.80		1.82		2.71	
			8.82		11.19		7.70		9.97
	5	1.08		2.03		1.24		2.10	
			9.90		13.22		8.94		12.07
4 x 305 = 12.20	6	0.36		1.06		0.75		1.45	
			10.26		14.28		9.69		13.52

Tablo 4.14.

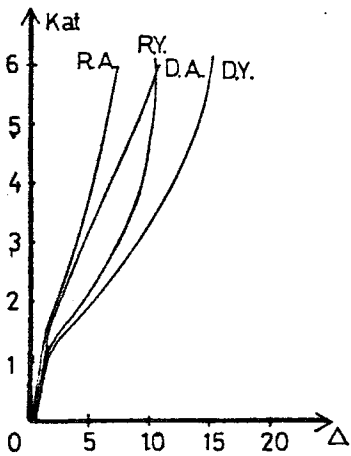
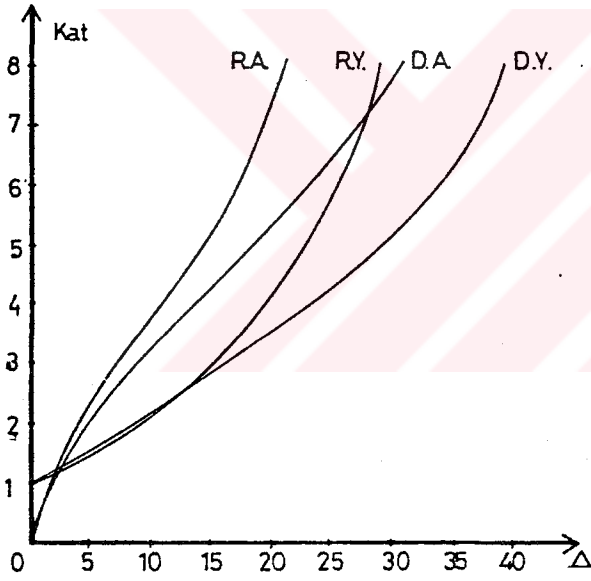
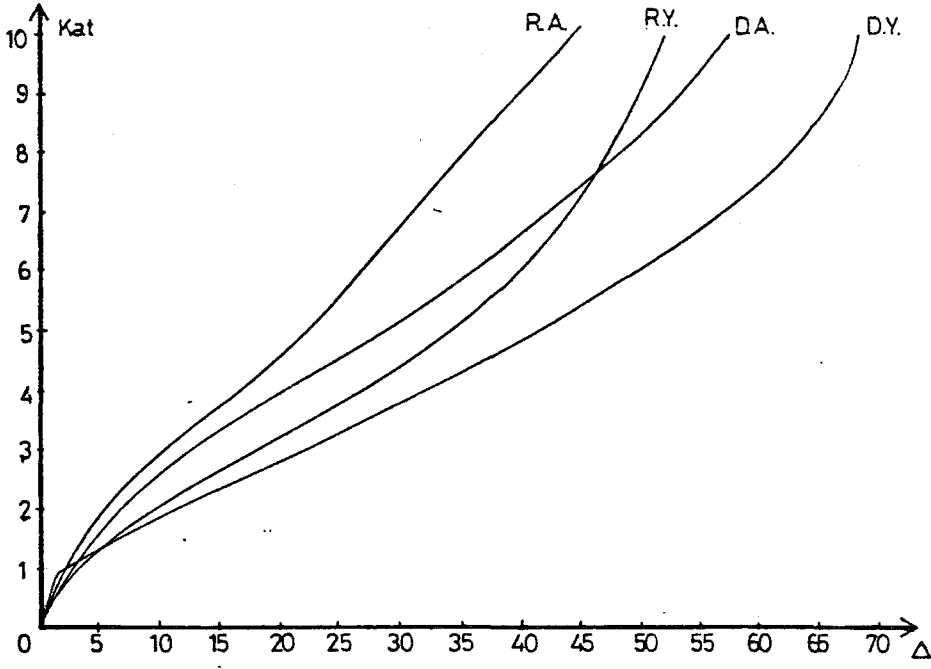
b=300mm; D=600mm, Kirişli Döşeme (2.Derece Deprem Bölgesi) C=0.08

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
10 × 305 = 30.5	1	1.67		1.67		1.84		1.99	
			1.67		1.67		1.84		1.99
	2	4.76		5.22		3.61		4.10	
			6.43		6.89		5.45		6.09
	3	4.20		5.03		3.93		4.75	
			10.63		11.92		9.38		10.84
	4	3.64		4.73		3.69		4.77	
			14.27		16.65		13.07		15.61
	5	3.08		4.34		3.23		4.48	
			17.35		20.99		16.30		20.09
8 × 305 = 24.40	6	2.52		3.85		2.69		4.00	
			19.87		24.84		18.99		24.09
	7	1.96		3.26		2.11		3.39	
			21.83		28.10		21.10		27.48
	8	1.40		2.57		1.54		2.70	
			23.23		30.67		22.64		30.18
	9	0.84		1.78		1.02		1.97	
			24.07		32.45		23.66		32.15
	10	0.28		0.89		0.61		1.31	
			24.35		33.34		24.27		33.46

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
8 × 305 = 24.40	1	1.33		1.33		1.43		1.56	
			1.33		1.33		1.43		1.56
	2	3.69		4.14		2.75		3.19	
			5.02		5.47		4.18		4.75
	3	3.12		3.89		2.89		3.62	
			8.14		9.30		7.07		8.37
	4	2.53		3.53		2.57		3.50	
			10.69		12.89		9.64		11.87
6 × 305 = 18.30	5	1.99		3.05		2.09		3.10	
			12.68		15.94		11.73		14.97
	6	1.42		2.45		1.55		2.53	
			14.10		18.39		13.28		17.50
	7	0.85		1.72		1.03		1.87	
			14.95		20.11		14.31		19.37
	8	0.28		0.88				1.26	
			15.23		20.99		14.92		20.63

h m	katlar	yaklaşık yöntem				açı yöntemi			
		rüzgâr		deprem		rüzgâr		deprem	
		R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam	R.K.D.	toplam
6 × 305 = 18.30	1	1.00		1.00		1.02		1.14	
			1.00		1.00		1.02		1.14
	2	2.61		3.04		1.88		2.26	
			3.61		4.04		2.09		3.40
	3	2.03		2.72		1.84		2.45	
			5.64		6.76		4.74		5.85
4 × 305 = 12.20	4	1.45		2.26		1.47		2.18	
			7.09		9.02		6.21		8.03
	5	0.87		1.63		1.01		1.69	
			7.96		10.65		7.22		9.72
	6	0.29		0.85		0.61		1.17	
			8.25		11.50		7.83		10.89

LONG VE KIRK (1980) ($\alpha=0.15$; $l_e=912.5\text{mm}$)

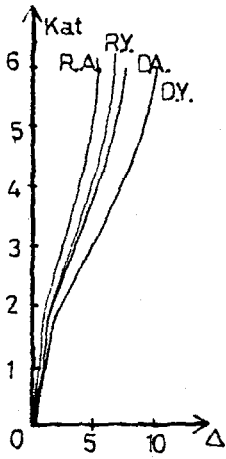
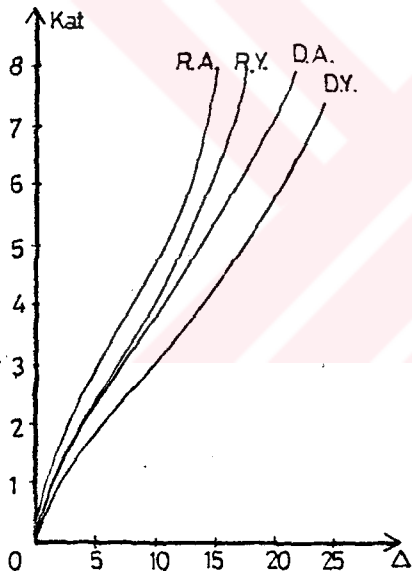
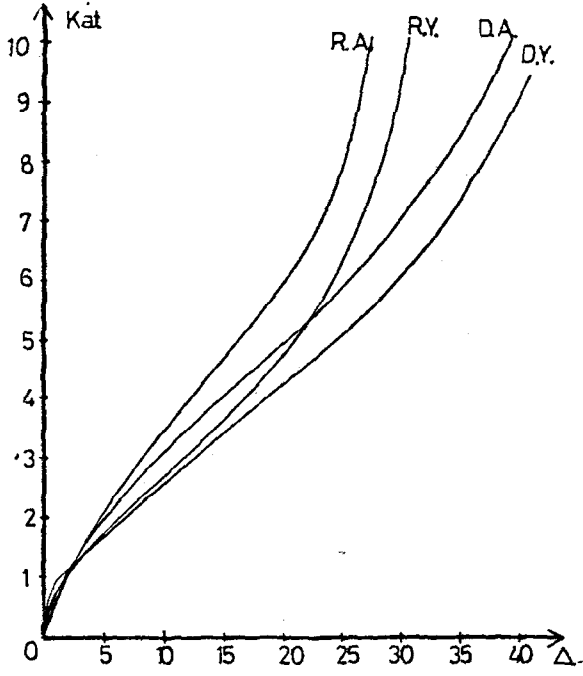


Kısaltmalar:

R.A.: Rüzgâr Aç
R.Y.: Rüzgâr Yaklaşık
D.A.: Deprem Aç
D.Y.: Deprem Yaklaşık

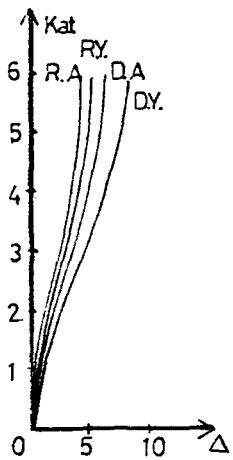
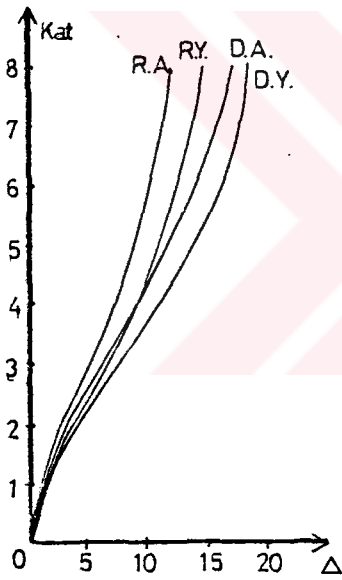
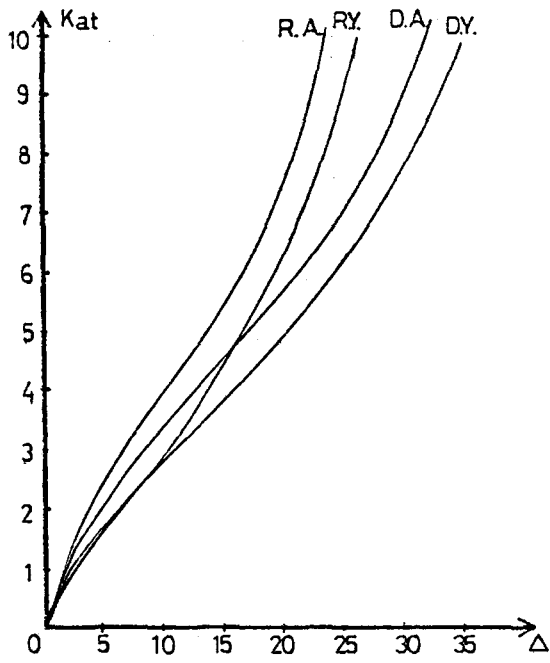
Şekil 4.4.

KHAN VE SBAROUNIS (1964) ($\alpha=0.46$; $l_e=2806\text{mm}$)



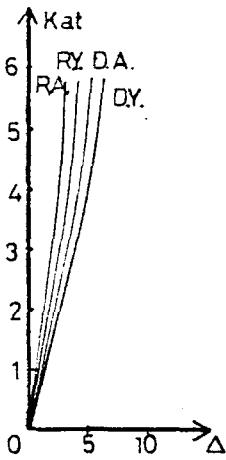
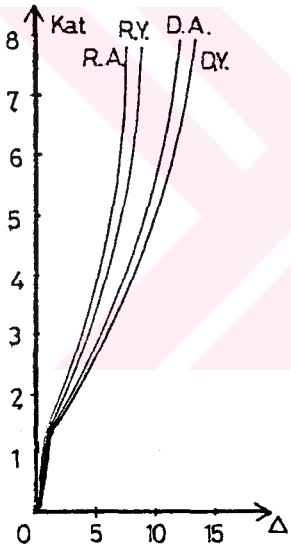
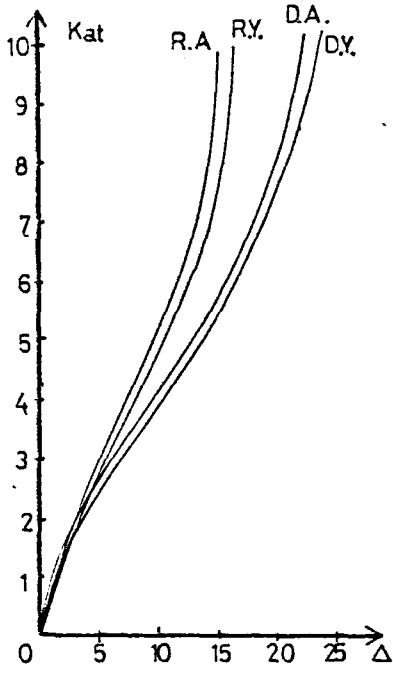
Şekil 4.5.

FRAZER (1983) ($\alpha=0.58$; $l_e=3538\text{mm}$)



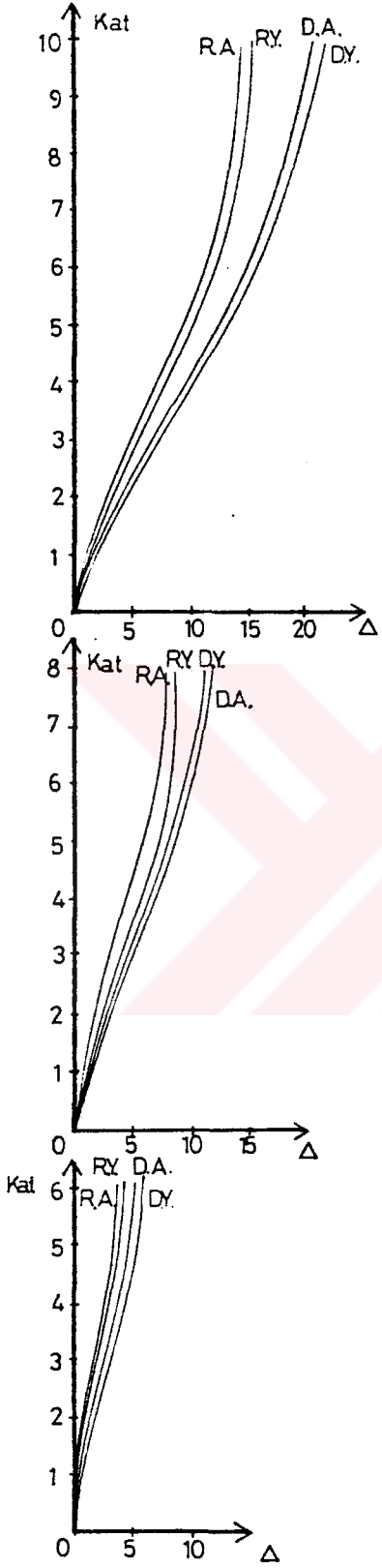
Sekil 4.6.

PECKNOLD (1975) ($\alpha=0.92$; $l_e=5612\text{mm}$)



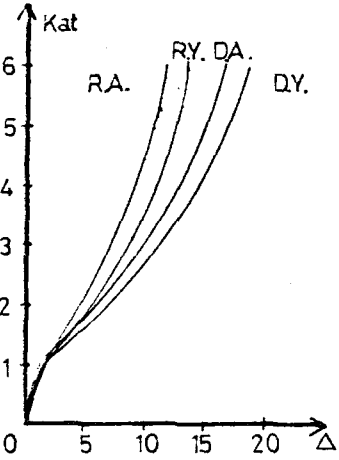
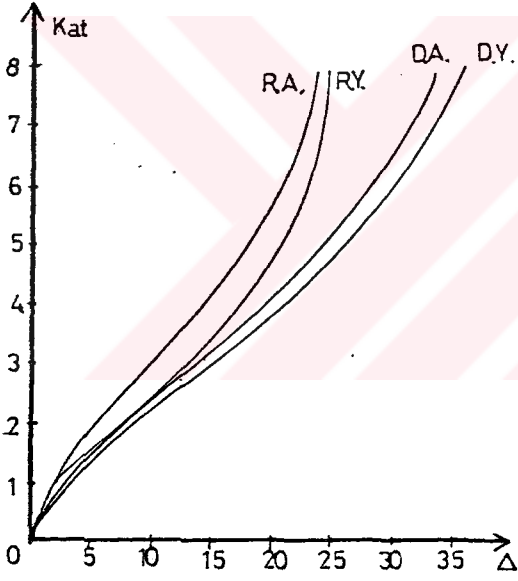
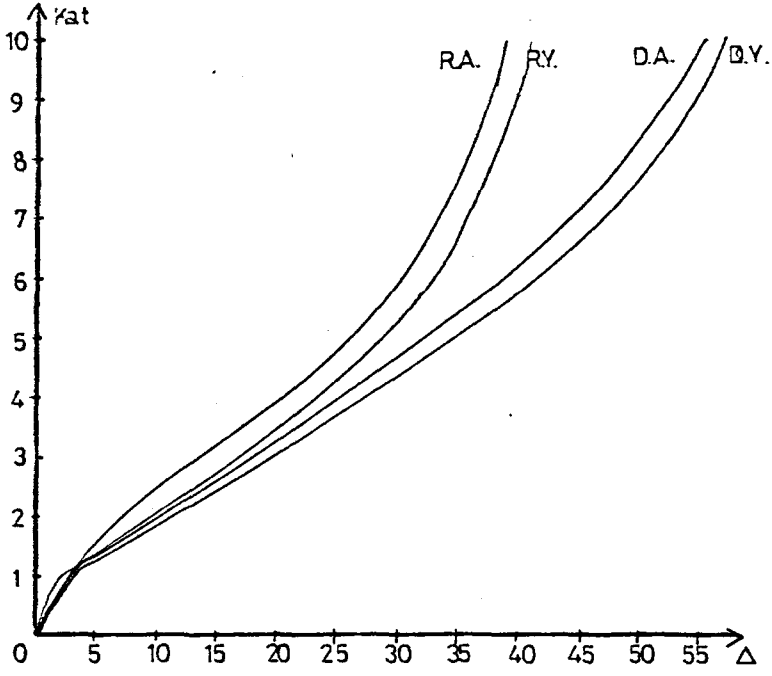
Şekil 4.7.

EŞDEĞER ÇERÇEVE YÖNTEMİ



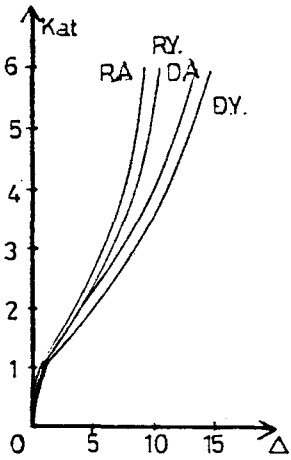
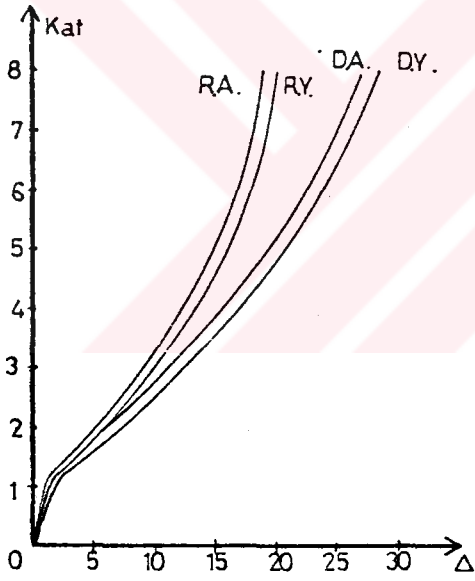
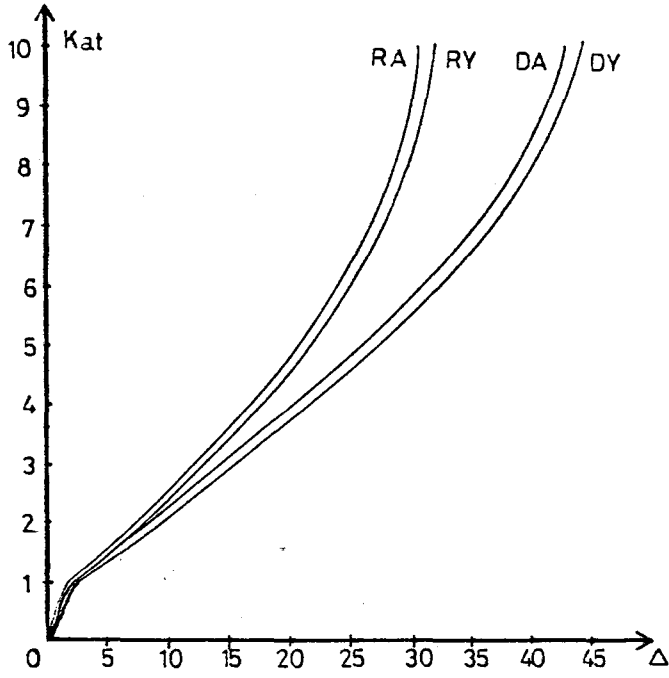
Şekil 4.8.

Eşdeğer Çerçeve Yöntemi, 1. Derece Deprem Bölgesi, $C=0.10$



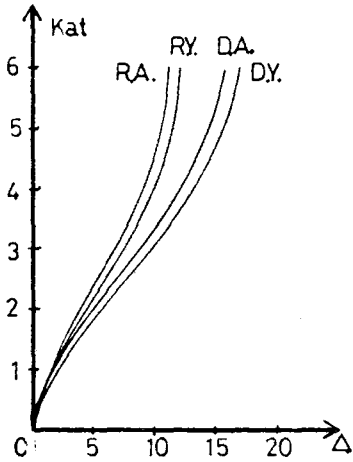
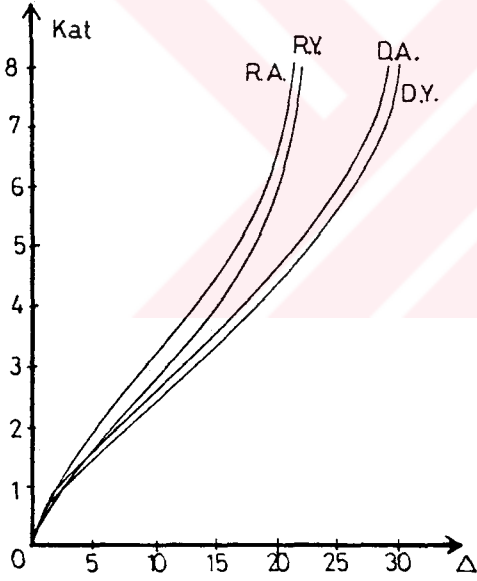
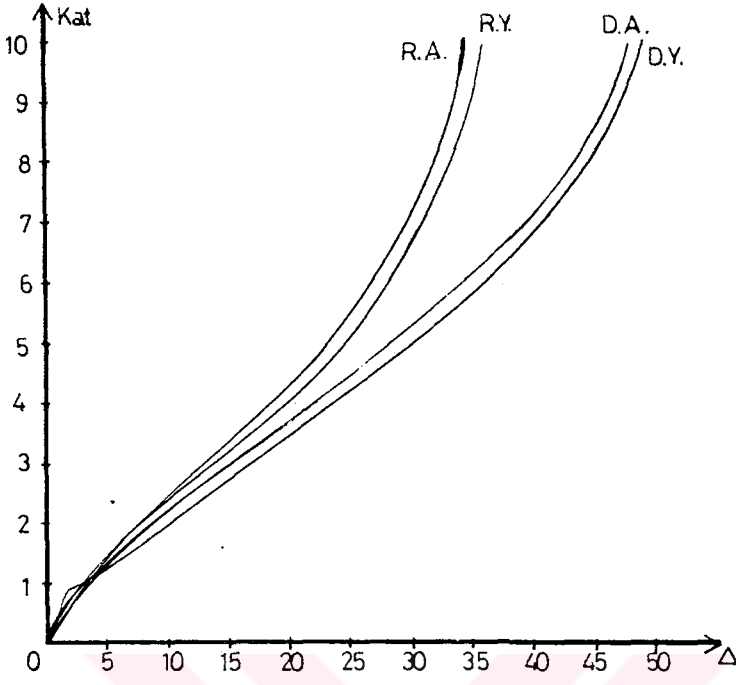
Şekil 4.9.

Eşdeğer Çerçeve Yöntemi, 2. Derece Deprem Bölgesi, $C=0.08$



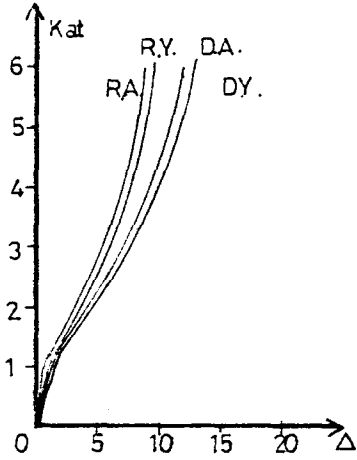
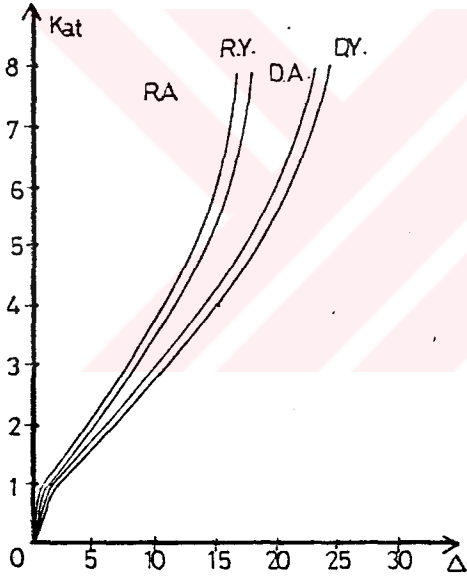
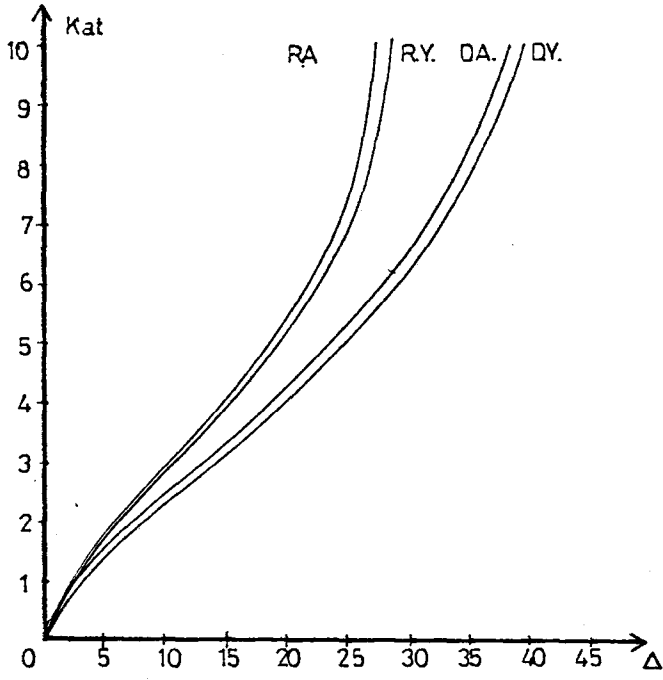
Şekil 4.10.

$b=200\text{mm}$; $d=500\text{mm}$, Kirişli Döşeme (1. Derece Deprem Bölgesi), $C=0.10$



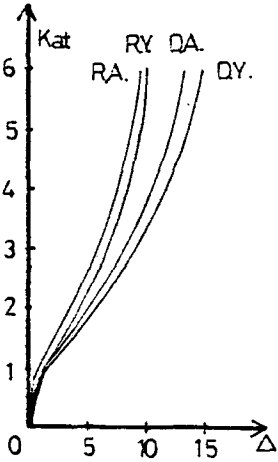
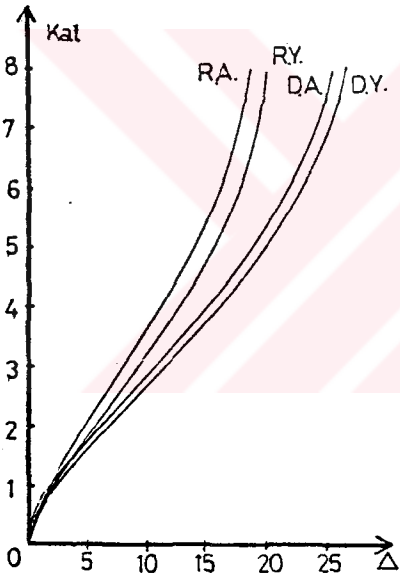
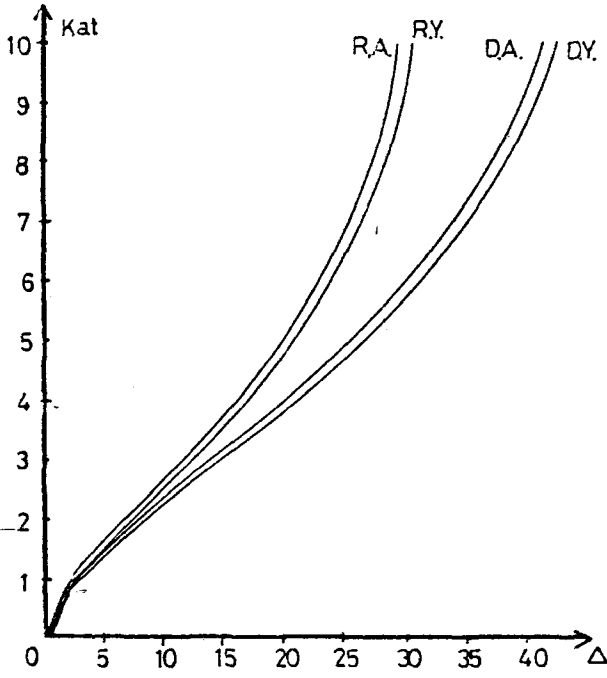
Şekil 4.11

$b=200\text{mm}$; $d=500\text{mm}$, Kirişli Döşeme (2. Derece Deprem Bölgesi) $C=0.08$



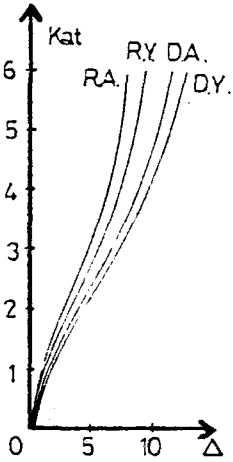
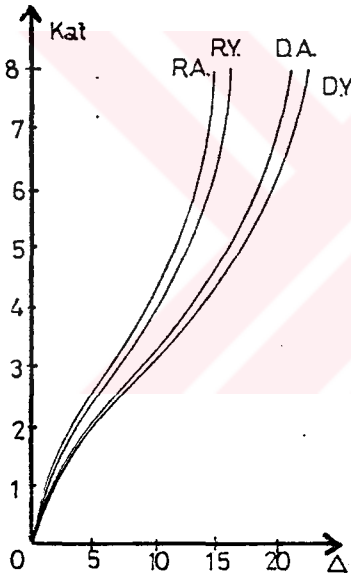
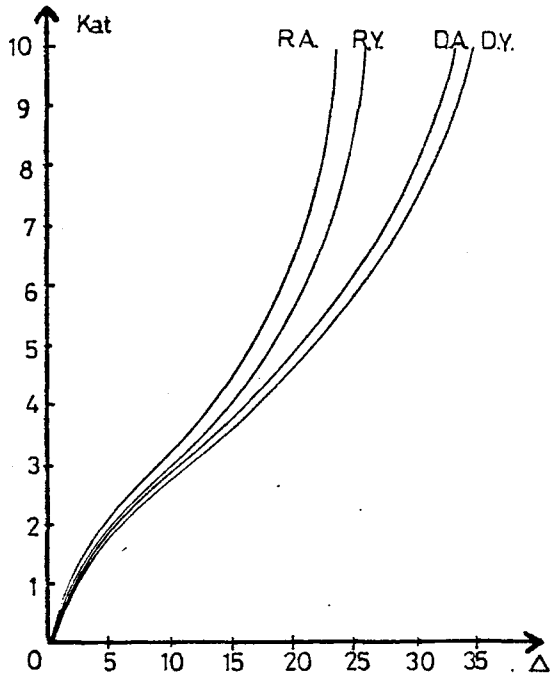
Şekil 4.12

$b=300\text{mm}$; $d=600\text{mm}$, Kirişli Döşeme (1. Derece Deprem Bölgesi) $C=0.10$



Sekil 4.13.

$b=300\text{mm}$; $d=600\text{mm}$, Kirişli Döşeme (2. Derece Deprem Bölgesi), $\zeta=0.08$



Şekil 4.14.

Tablo 4.15'de, tüm örnekler için yaklaşık yöntem ile açılı yönteminin karşılaştırılması yüzde değerleri olarak özetlenmiştir.

Etkili genişlik katsayısı olarak tanımlayacağımız " α " değeri küçüldükçe, " l_e " genişliğinin azalmasıyla birlikte kat ötelemeleri ve toplam öteleme miktarı artmaktadır. Yaklaşık yöntem ile açılı yöntemi arasındaki yakınsama ise azalmaktadır. Bunun en önemli nedeni ötelemelerin artması sonucu bilgisayar programında iterasyon işleminin fazlalaşması ve kesme hatalarının büyümesi olarak söylenebilir.

Kaynak [51]'de verilen rüzgâr yükü için "sonlu elemanlar çözümü" sonucuna en fazla eşdeğer çerçeve yöntemi ile yaklaşılmaktadır. Sonlu elemanlar çözümünde, toplam öteleme 12.34 mm olarak bulunmuştu. Bu durumda %18'lik açılı yöntemi ile, %19'luk yaklaşık yöntem ile fark hesaplanmıştır.

Pecknold [36] tarafından verilen formülasyon ile bulunan $\alpha=0.92$ etkili genişlik katsayısı ile, sonlu elemanlar yöntemi arasında, açılı yöntemi için %27, yaklaşık yöntem için %28 fark vardır.

Çalışmanın bu bölümünde yer alan ve Tablo 4.4'den Tablo 4.8'e kadar verilen ve Şekil 4.4'den Şekil 4.8'e kadar diyagramlaştırılan hesaplar, düşük bir taban kesme kuvveti katsayısı ($C_w 0.037$)'na göre yapılmıştır. Hesaplardan amaçlanan daha çok kaynak [51]'de verilen sonlu elemanlar yöntemi ile, yaklaşık yöntem ve açılı yöntemini, çeşitli araştırmacıların verdikleri etkili genişlik katsayısı ve eşdeğer çerçeve yöntemi ile karşılaştırmaktır. Bu hesaplardan net olarak görülen, relatif kat ötelemelerinin bir yatay öteleme kriteri belirlemek için küçük kaldığıdır. Oysa etkili bir deprem kuşağında bulunan ülkemizde kırışsız döşemeli yapıların yatay öteleme kriteri hakkında görüş edinebilmek için, taban kesme kuvveti katsayısını daha yüksek seçmek gerekmektedir.

Tablo 4.9 ile Tablo 4.14 arası verilen hesap özetlerinden ise, ortalama relatif normal kat öteleme yüzdeleri çıkarılabilir. Tablo 4.16'da kırışsız ve kırışlı döşemeler için öteleme farkları yüzde olarak verilmiştir.

Tablo 4.15.

Örnekler	10 KATLI		8 KATLI		6 KATLI	
	RÜZGÂR	DEPREM	RÜZGÂR	DEPREM	RÜZGÂR	DEPREM
Long ve Kirk ($\alpha=0.15$)	25.0	23.0	32.0	30.0	45.0	44.0
Khan ve Sbarounis ($\alpha=0.46$)	7.0	3.0	10.0	11.0	19.0	18.0
Frazer ($\alpha=0.58$)	5.0	3.0	8.0	7.0	14.0	14.0
Pecknold ($\alpha=0.92$)	0.6	0.1	3.1	1.7	7.3	7.4
Eşdeğer Çerçeve Yöntemi (E.Ç.Y.)	0.9	0.1	2.7	2.3	6.9	7.1
E.Ç.Y. (C=0.10)	0.7	0.1	2.9	2.5	7.0	7.2
E.Ç.Y. (C=0.08)	0.8	0.1	3.0	2.5	7.0	7.1
200/500mm (C=0.10)	0.5	0.5	1.4	1.3	4.6	5.2
200/500mm (C=0.08)	0.4	0.9	1.5	1.3	4.7	5.3
300/600mm (C=0.10)	0.3	0.4	2.2	1.8	5.9	5.6
300/600mm (C=0.08)	0.3	0.4	2.1	1.7	5.5	5.6

Not: Tablodaki sayısal değerler yüzde (%) cinsindendir.

Tablo 4.16(a) Yaklaşık Yöntem

	10 Kat	8 Kat	6 Kat
	Rüzgâr Deprem Rüzgâr Deprem Rüzgâr Deprem		
c=0.10 200/500- Kirişsiz	12 13 11	12 11	11 11
c=0.08 200/500- Kirişsiz	12 12 11	12 11	11 11
c=0.10 300/600- Kirişsiz	23 24 23	23 23	22 23
c=0.08 300/600- Kirişsiz	23 23 23	23 23	22 23

Tablo 4.16(b) Açık Yöntemi

	10 Kat	8 Kat	6 Kat
	Rüzgâr Deprem Rüzgâr Deprem Rüzgâr Deprem		
c=0.10 200/500- Kirişsiz	11 12 10	11 10	10 10
c=0.08 200/500- Kirişsiz	11 11 10	11 10	10 10
c=0.10 300/600- Kirişsiz	23 24 22	23 22	22 22
c=0.08 300/600- Kirişsiz	23 23 22	23 22	21 22

Not: Tablolardaki sayısal değerler yüzde (%) cinsindendir.

BÖLÜM 5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çalışmada varılan sonuçları üç bölüm başlığı altında toplamak mümkündür.

5.1. ZİMBALAMA KAYMA MUKAVEMETİ İLE İLGİLİ SONUÇ VE ÖNERİLER

5.1.1. Şekil (3.1)'de verilen fiziksel model yardımıyla, döşemenin davranışı ve zımbalama kayma göçme mekanizması, açıklanmaya çalışılmıştır. Zımbalama göçmesi, kritik kesitin yan yüzlerinde burulma ve kesmenin etkisiyle ya da ön veya arka yüzlerinde sadece kesmenin etkisiyle oluşmaktadır.

5.1.2. Bu göçme mekanizması esas alınarak, zımbalama kayma mukavemeti bağıntıları 3. bölümde üç farklı durum için elde edilmiştir. Bunlar, kenar kirişsiz, kayma donatısız birleşimler, kenar kirişli ya da kirişsiz minimum kayma donatılı birleşimler ve minimum kayma donatısından daha fazla donatı gerektiren birleşimlerdir.

5.1.3. Söz konusu analitik bağıntılar, bir takım deney sonuçları ile de karşılaştırılmış ve bağıntıların güvenli tarafta kaldığı ve Tablo 3.1'de gösterildiği gibi farklı zamanlarda, farklı kişilerin yaptıkları çalışmalara yakın olduğu saptanarak, pratik mühendislik uygulamalarında kullanılabileceği sonucuna varılmıştır. Bu durumda kayma donatısız birleşimler için, $k = 0.40$ kabulüyle,

$$V_u = \frac{V_{uo}}{\left[1 + 0.125 \left(\frac{\bar{u}M}{b_l dV} \right) \right]} \quad (3.18)$$

olarak alınması, minimum kayma donatısı içeren kenar kirişli ya da kirişsiz birleşimler için ise, (3.27) ile verilen minimum donatı yüzdesi ifadesi kullanılarak, $k = 0.40$ kabulüyle,

$$V_{u\min} = \frac{A \cdot (D/h) \cdot V_{uo}}{1 + 0.52 \frac{\bar{\sigma}_d}{b \cdot b_1 V}} \quad (3.30)$$

şeklinde kullanılması ve minimum kayma donatısından daha çok donatı gerektirebilecek birleşimler için ise,

$$V_{u\max} = 2.8 \cdot V_{u\min} \sqrt{x/y} \quad (3.38)$$

bağıntısının kullanılması önerilmektedir. k sayısının 0.40 alınması ortalama değer olarak kabul edilebilir.

Çıkan V_u değerlerinin ise $\phi = 0.7$ [3] ile çarpılıp azaltılması ve $\phi V_u > V_d$ kontrolünün yapılması uygun olmaktadır. EK A'da verilen abaklar da pratik kullanımlar için elverişli olmaktadır.

5.1.4. 3.4'deki örneklerden görülen, TS 500-1984 [29], ACI 318-83 [3] yöntemlerinin kullanılması ile çalışmada önerilen yöntemin sonuçları birbirlerine yakındır. Ancak önerilen yöntem, kayma donatılı birleşimler, kenar kirişli birleşimler için daha genel uygulama açısından daha kısa ve diyagramlar kullanmaya uygundur.

5.1.5. İleri çalışmalarda bu bölümde çıkarılan bağıntılar, aderans kayması, pim etkisi ve agrega kenetlenmesi etkileri de düşünülerek, geliştirilip daha rasyonel hale getirilebilirler.

5.2. KIRIŞSIZ DÖŞEMELİ YAPILARDA YATAY DEPLASMANLAR (ÖTELEMELER) İLE İLGİLİ SONUÇLAR VE ÖNERİLER

5.2.1. Çalışmanın dördüncü bölümünde kırışsız döşemeli yapıların, yatay ötelemeleri, toplam değerleri eşit fakat dağılımları dikdörtgen (rüzgâr) ve üçgen (deprem) olan yatay yükler altında ve lineer elâstik bölgede on, sekiz ve altı katlı çerçeve tipi kırışsız ve iki farklı boyutta kirişli sistemler için hesaplanmıştır.

Buradaki amaç, çeşitli araştırmacıların verdikleri etkili giriş genişlikleri ile yönetmeliklerde verilen eşdeğer çerçeve yöntemine göre sistemin rijitlik değerlerini hesaplayarak bu değerlere bağlı olarak relatif ve toplam yatay ötelemeleri bulmak, birbirleriyle ve iki tip kirişli döşemeli sistemle karşılaştırmak olmuştur.

5.2.2. Çelik çerçeve sistemlerin yatay ötelemelerini hesaplamak için [52]'de önerilen yaklaşık hesap yöntemi de bir katsayı (4.6.) teklifi ile betonarme sistemlere uygulanıp, açılı yöntemi ile karşılaştırılmalı olarak çalışmada sunulmuştur.

5.2.3. [51]'de alınan yapı örneğine ve Bölüm 4.4'de yapılan kabul- lere göre rüzgâr yüklemesi için maksimum toplam kat ötelemelerinde, [51]'deki sonlu elemanlar çözümü ile açılı yöntemi arasındaki %18, yaklaşık yöntem ile ise %19 fark vardır. Bu farklar, eşdeğer çerçeve yöntemi ile hesaplanan rijitlik değerleri kullanılarak bulunmuştur. Pecknold [36]'un etkili kiriş genişliği hesaplama yöntemi ile bulunan rijitlik değerleri kullanılarak elde edilen maksimum toplam kat ötelemelerinde ise sonlu elemanlar çözümü ile %27, yaklaşık yöntem ile ise %28 fark bulunmuştur.

5.2.4. Eşdeğer çerçeve yöntemi kullanılarak hesaplanan rijitlik değerleri ile kirişsiz döşemeli sistemlerin lineer elâstik bölgede davranışı hakkında yeterli düzeyde fikir verebilecek yatay öteleme değerlerini hesaplamak mümkündür. Bu amaçla açılı yöntemi ya da yaklaşık yöntem kullanılabilir.

5.2.5. Ortalama öteleme yüzdesi ($C=0.10$) $0.001 \sim 0.003$ olarak alınabilir. Tablo 4.16(a) ve 4.16(b)'de yaklaşık yöntem ve açılı yöntemi için, kirişli döşemeli sistemle, kirişsiz döşemeli sistemin maksimum toplam kat ötelemeleri arasında yüzde farkları verilmiştir. Her iki yöntem arasındaki fark %0~1 gibi ihmal edilebilecek düzeydedir. Kiriş boyutları, döşeme kalınlığı sabit kalmak şartıyla (140mm) 100mm artırıldığında taban kesme kuvveti katsayısı değişse bile yüzde farkındaki artış 11~12 olmaktadır.

5.2.6. Kirişsiz döşemeli yapının, çerçeve rijitliğine yakın rijitlik değerlerini verecek kiriş boyutları seçildiği takdirde, kat öteleme değerleri de birbirlerine yaklaşmaktadır. Çalışmada seçilen örnekte, 200/500 ($d=140$ mm) kirişli döşeme, kirişsiz döşemeli sistemin lineer elâstik bölgede davranışına yakın ama yatay ötelemeler açısından %11~13 daha güvenli tarafta kalmaktadır. Bunda kolon boyutlarının etkisi de çok önemlidir.

5.2.7. Kirişsiz döşemeli çerçeve sistemlerin, kolon boyutları tüm katlar boyunca eşit ve kare kesitli alındığında, on kata kadar (yaklaşık 30500mm yükseklik için) $C = 0.10$ olduğunda dahi perdesiz olarak yatay öteleme güvenliği sağlanmaktadır. Ön boyutlama olarak, döşeme kalınlığının, zımbalama güvenliğini de sağlayacak biçimde 200~250 mm seçilmesi ve kolon boyutlarının da döşeme kalınlığının 3~3.5 katı olarak alınması uygun olmaktadır.

5.3. SON DEĞERLENDİRMELER

Betonarme kirişsiz döşemeli yapılarda, iki önemli problem olan, "zımbalama güvenliği" ve "yatay ötelemelerin" hesaplanması konuları çalışmada ele alınmıştır.

Zımbalama kayma mukavemeti ile ilgili olarak verilen bağıntılar, literatürdeki deney sonuçlarıyla uygun olup, geniş ve pratik kullanım alanı bulmaktadırlar. Ancak bağıntılar, aderans kayması, pim ve agrega kenetlenmesi etkisi için geliştirilebileceği gibi, zımbalama çevresine yakın ya da zımbalama çevresi içindeki döşeme deliklerinin etkileri için düzenlenip daha rasyonel hale getirilebilirler. Bu amaçla deneysel yöntemlere başvurmak zorunludur.

Yatay ötelemelerle ilgili olarak, on kata kadar kirişsiz döşemeli çerçeve sistemlerin, 200~250 mm döşeme kalınlığı ve boyutları katlar boyunca değişmeyen "güçlü kolon"larla deprem bölgelerinde kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

Lineer elâstik bölgede, taşıyıcı sistem düzenlemeleri, planda ve boyuna kesitte simetrik olmayan hal için problem tekrar gözden geçirilebilir.

Ayrıca, döşemelerin kendi düzlemleri içinde sonsuz rijit alınmadığı durumlar için yatay ötelemeler kontrol edilebilir. Ardışık göçme hali için problemi ele almak, davranışı bir de bu düzeyde incelemek yine ileri çalışmalar için önerilebilir.

KAYNAKLAR

- [1] AKA, İ., KESKİNEL, F., ARDA, T.S., "Betonarme Yapı Elemanları", 4. Baskı, İstanbul, Birsan Kitabevi Yayını, 1980.
- [2] TEZCAN, S., "Kirişsiz Döşemeli Binaların Sağladığı Ekonomi", İnşaat Mühendisleri Odası, Teknik Bülten, Sayı 8, 1971, s.81-95.
- [3] "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", ACI, Detroit, Michigan, 1983.
- [4] EREN, İ., "Dar Kolona Oturan Geniş Betonarme Kirişlerin Davranışını", Doktora Tezi, İ.T.Ü. Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Yayını, 1976.
- [5] SÖZEN, M.A., SİESS, C.P., "Investigation of Multiple Panel Reinforced Concrete Floor Slabs, Design Methods, Their Evaluation and Comprassion", ACI Journal, Vol.60, No.8, August 1963, pp.999-1028.
- [6] YAMAZAKI, J., HAWKINS, N.M., "Shear and Moment Transfer Between Reinforced Concrete Flat Plates and Columns", Structures and Mechanics Report SM75-2, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington, September, 1975.
- [7] İSLÂM, S., PARK, R., "Test on Slab-Column-Connections With Shear and Unbalanced Flexure", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.102, ST3, March 1976, pp.549-568.
- [8] İSLÂM, S., PARK, R., "Strength of Slab-Column Connections With Shear and Unbalanced Flexure", Journal of the Structural Division, Vol.102, ST9, September 1976, pp.1879-1901.
- [9] HAWKINS, N., "Lateral Load Design Considerations for Flat Plate Structures", Study No.14, Non-Linear Design of Concrete Structures, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada, 1980, pp.581-613.
- [10] GESUND, H., GOLI, H.B., "Limit Analysis of Flat-Slab Buildings for Lateral Loads", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.105, St.11, November 1979, pp.2187.
- [11] DI STASIO, VAN BUREN, M., "Transfer of Bending Moment Between Flat Plates and Column", ACI Journal, Proc. Vol.57, No.9, September 1960, pp.299-314.

- [12] MOE, J., "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings Under Concentrated Loads", Development Bulletin D47, Portland Cement Association, April 1961, pp.130-139.
- [13] HANSON, N.W., HANSON, J.M., "Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns", Journal PCA Research Development Laboratories, Vol.10, No.1, January 1968, pp.2-16.
- [14] MAST, P.E., "Stresses in Flat Plates Near Columns", ACI Journal, Proc. Vol.57, No.10, October 1970, pp.761-768.
- [15] MORRISON, D., SÖZEN, M., "Response of Reinforced Concrete Plate Column Connections to Dynamic and Static Horizontal Loads", Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.490, University of Illinois, April 1981.
- [16] KANO, Y., YOSHIZAKI, S., "Strength of Slab-Column Connections Transferring Shear and Moment", ACI Journal, Vol.76, No.22, March 1979, pp.461-478.
- [17] LONG, A., "A Two-Phase Approach to the Prediction of the Punching Strength of Slabs", ACI Journal Vol.72, No.2, February 1975, pp.37-45.
- [18] TANKUT, A.T., "The Behaviour of Reinforced Concrete Flat Plate Structures Subjected to Various Combinations of Vertical and Horizontal Loads", thesis presented to Imperial College, University of London, London England, in 1969, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- [19] ACI-ASCE Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members-Slabs", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.100, ST8, August 1974, pp.1543-1591.
- [20] KARADOĞAN, F., HUANG, T., LU, L., NAKASHIMA, M., "Behaviour of Flat Plate Floor Systems Under In-Plane Seismic Loading", Proceedings of the 7th World Earthquake Engineering Conference, Vol.5, Structural Aspects Part II, Istanbul, September 1980, pp.9-16.
- [21] GHALI, A., ELMASRI, M., DILGER, W., "Punching of Flat Plates Under Static and Dynamic Horizontal Forces", ACI Journal, Vol.73, No.7, October 1976, pp.566-572.
- [22] WALKER, P., REGAN, P., "Corner Column-Slab Connections in Concrete Flat Plates", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.113, No.ST4, April 1987, pp.704-720.
- [23] ZAGHLOOL, R., PAIVA, R., GLOCKNER, P., "Tests of Reinforced Concrete Flat Plate Floors", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST3, March 1970, pp.487-507.
- [24] DIEBOLD, J., MOEHLE, J., "Experimental Study of the Seismic Response of a Two-Story Flat-Plate Structure", Report No. UCB/EERC-84/08, University of California, Berkeley, California, August 1984, pp.244.

- [25] ALEXANDER, S., SIMMONDS, H., "Ultimate Strength of Slab-Column Connections", ACI Journal, Vol.84, No.3, May/June 1987, pp.255-261
- [26] RANGAN, B., HALL, A., "Forces in the Vicinity of Edge Columns in Flat Plate Floors", UNICIV Report No.R-203, The University of New South Wales Kensington, January 1983, 240 pp.
- [27] HAWKINS, N., MITCHELL, D., "Progressive Collapse of Flat Plate Structures", ACI Journal, Vol.76, No.7, July 1979, pp.775-807.
- [28] ELGABRY, A., GHALI, A., "Tests on Concrete Slab-Column Connections With Stud-Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer", ACI Journal, Vol.84, No.9, September/October 1987, pp.433-442.
- [29] TS 500 - "Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları", Türk Standartları Enstitüsü, Birinci Baskı, Nisan 1984.
- [30] KHAN, F.R., SBAROUNIS, J.A., "Interaction of Shear Walls and Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.90, No.St3, June 1964, pp.285-335.
- [31] FRASER, D., "Effective Torsional Stiffness of Equivalent Beams", ACI Journal, Vol.73, No.4, October 1976, pp.573-576.
- [32] FRASER, D., "Elastic Analysis of Laterally Loaded Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.109, No.6, June 1983, pp.1479-1489.
- [33] ALLEN, F.H., DARVALL, P. Le P., "Lateral Load Characteristics of Flat Plate Structures", Proceedings, 5th Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials Department of Civil Engineering Monash University, 1975, pp.1-14.
- [34] ALLEN, F.H., DARVALL, P., "Lateral Load Equivalent Frame", ACI Journal, Vol.74, No.3, July 1977, pp.294-299.
- [35] DARVALL, D., ALLEN, F., "Analysis of Flat Plate Buildings for Lateral Loads", The Institution of Civil Engineers, Civil Engineering Transactions, 1984, pp.231-286.
- [36] PECKNOLD, D., "Slab Effective Width for Equivalent Frame Analysis", ACI Journal, Vol.72, No.4, April 1975, pp.135-137.
- [37] PAVLOVIC, M., POULTON, S., "On the Computation of Slab Effective Widths", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.111, No.2, February 1985, pp.363-377.
- [38] CORLEY, G., JIRSA, J., "Equivalent Frame Analysis for Slab Design", ACI Journal, Vol.67, No.11, Nov. 1970, pp.875-884.

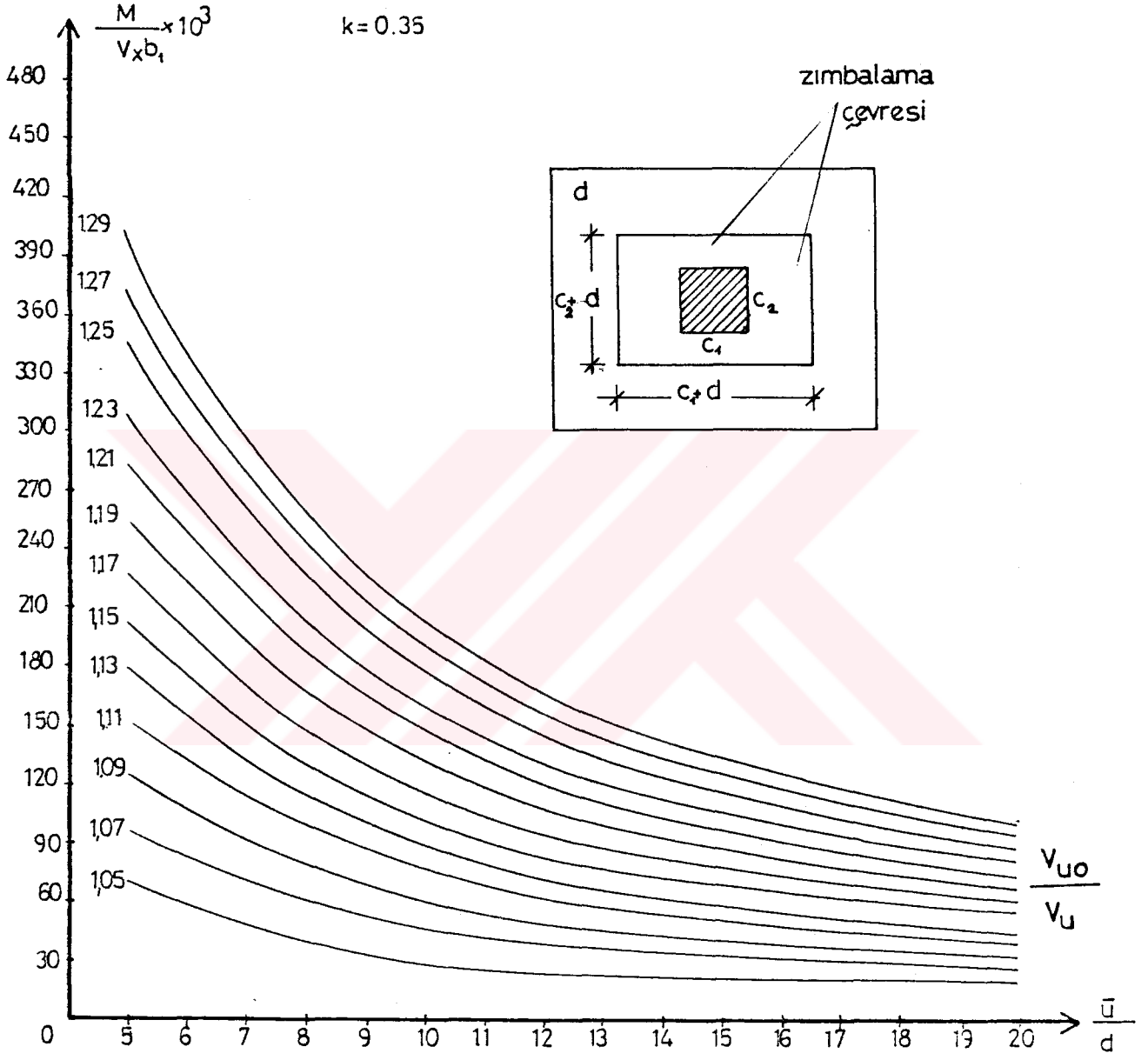
- [39] VANDERBILT, D., "Equivalent Frame Analysis for Lateral Loads", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.105, St 10, October 1979, pp.1981-1997.
- [40] CLYDE, S., TURCKE, D., "Equivalent Frame Analysis Improvements for Slab Design", ACI Journal, Vol.75, No.2, February 1978, pp.55-59.
- [41] SIMMONDS, S.H., MISIC, J., "Design Factors for the Equivalent Frame Method", ACI Journal, Vol.68, No.14, November 1971, pp.825-831.
- [42] ELIES, Z., GEORGIADIS, C., "Flat Slab Analysis Using Equivalent Beams", ACI Journal, Vol.76, No.1, October 1979, pp.1063-1078.
- [43] İPEK, M., "On the Effective Width of Plate in Flat Slabs Structures Subjected to Lateral Forces", İ.T.Ü. Sismoloji Enstitüsü Yayınları, No.20, 1964.
- [44] ÖNLÜOĞLU, E., "Kirişsiz Döşemeli Sistemlerde Yatay Kuvvetler Etkisi Altında Rijitlik Değerlerinin Araştırılması", Doktora Tezi, Anadolu Üniversitesi, F.B.Enstitüsü, Eskişehir, 1985.
- [45] ÇETMELİ, E., "Kirişsiz Döşemelerin Hesabı İçin Bir Metod", İ.T.Ü. Dergisi, Cilt 30, Yıl 30, Sayı 4, 1972, s.25-28.
- [46] BROTHIE, J., "Some Australian Research on Flat Plate Structures", ACI Journal, Vol.77, No.1-2, Jan./Feb. 1980, pp.3-11.
- [47] REGAN, P., "Kişisel Yazışmalar", The Polytechnic of Central London, Faculty of the Environment, Londra, 1988.
- [48] SHEU, M.S., "A Grid Model for Prediction of the Monotonic and Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Slab-Column Connections Transferring Moments", Ph.D. thesis, University of Washington, Seattle 1975.
- [49] RANGAN, V., "Shear and Torsion Design in the New Australian Standard for Reinforced Concrete Structures", Civil Engineering Transactions, August 1987, pp.1-9.
- [50] ERSOY, U., "Betonarme, Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı", 2.Basım, Cilt I, Evrim Yayınları, 1987.
- [51] CHISLETT, M., MORRIS, G., "Lateral Load Analysis of Three-Dimensional Flat Plate Structures", Canadian Civil Engineering Journal, Vol.12, February 1985, pp.351-361.
- [52] CHEONG-SIAT-MOY, F., "Multi-Story Frame Design Using Story Stiffness Concept", Journal of the Structural Division, ASCE, No.St.6, June 1976, pp.1197-1212.
- [53] TS 498, "Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yükler", TSE, Ankara 1987.

- [54] "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik", İmar ve İskân Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, Ankara, Temmuz 1975.

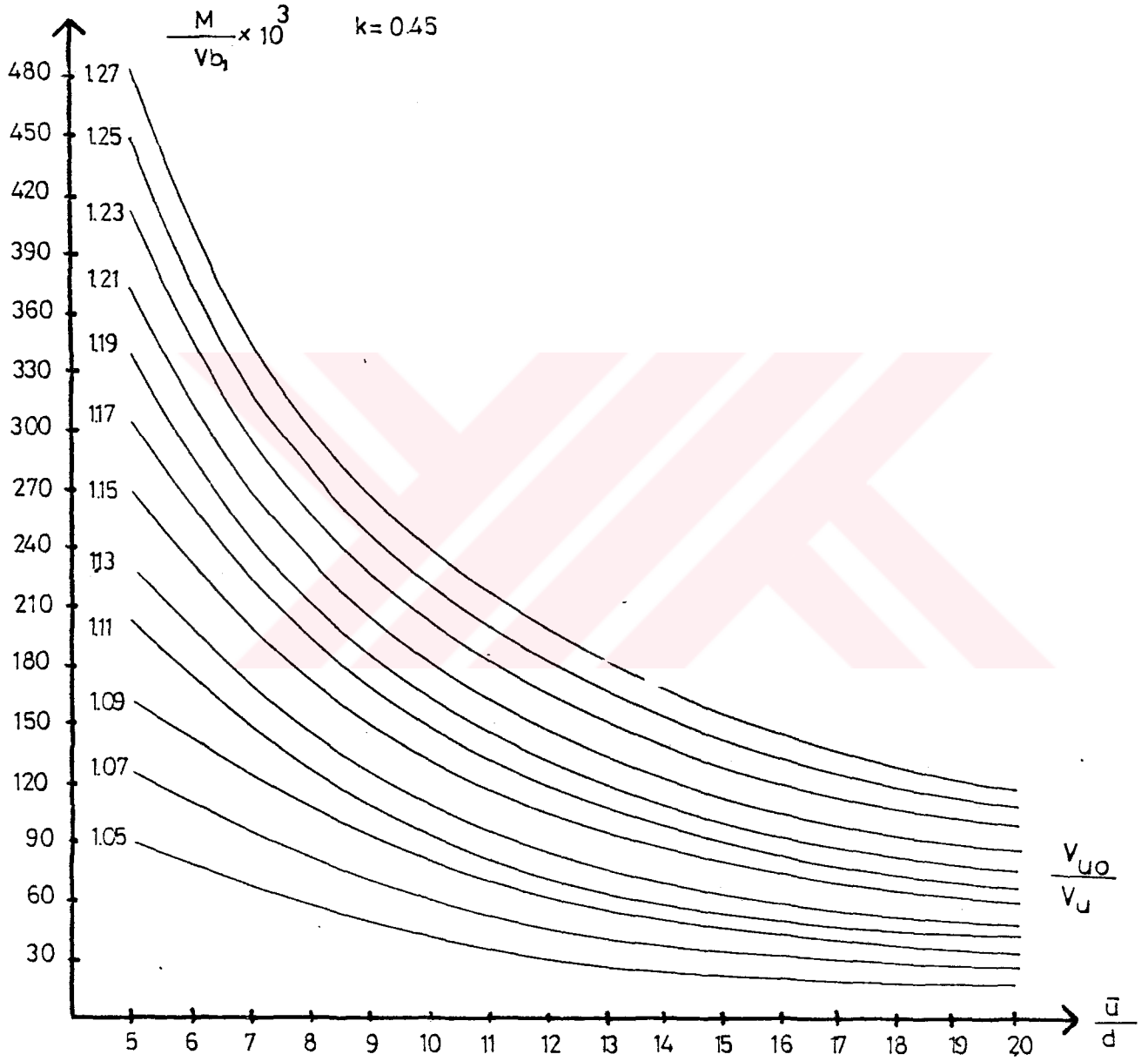




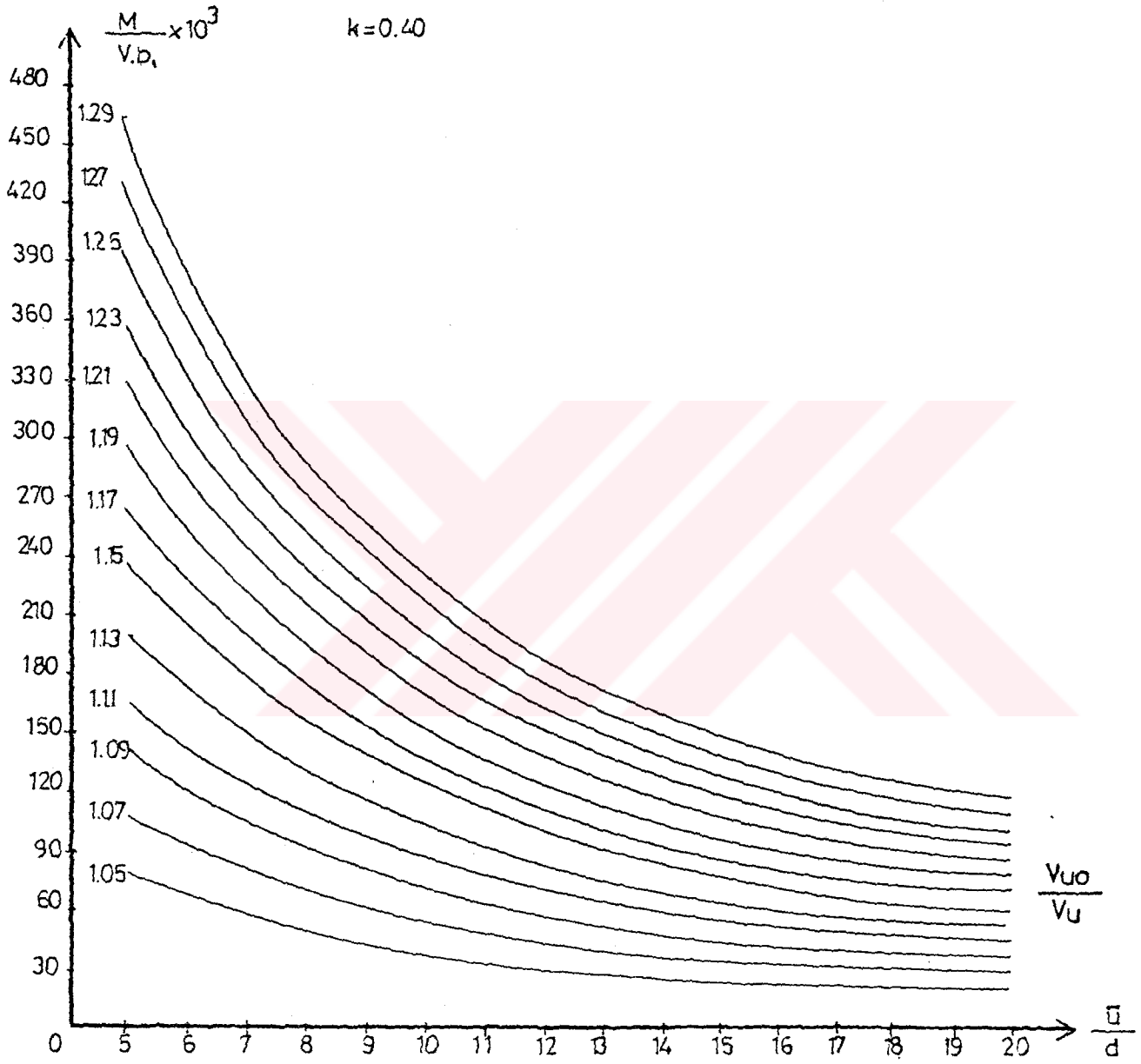
EK A



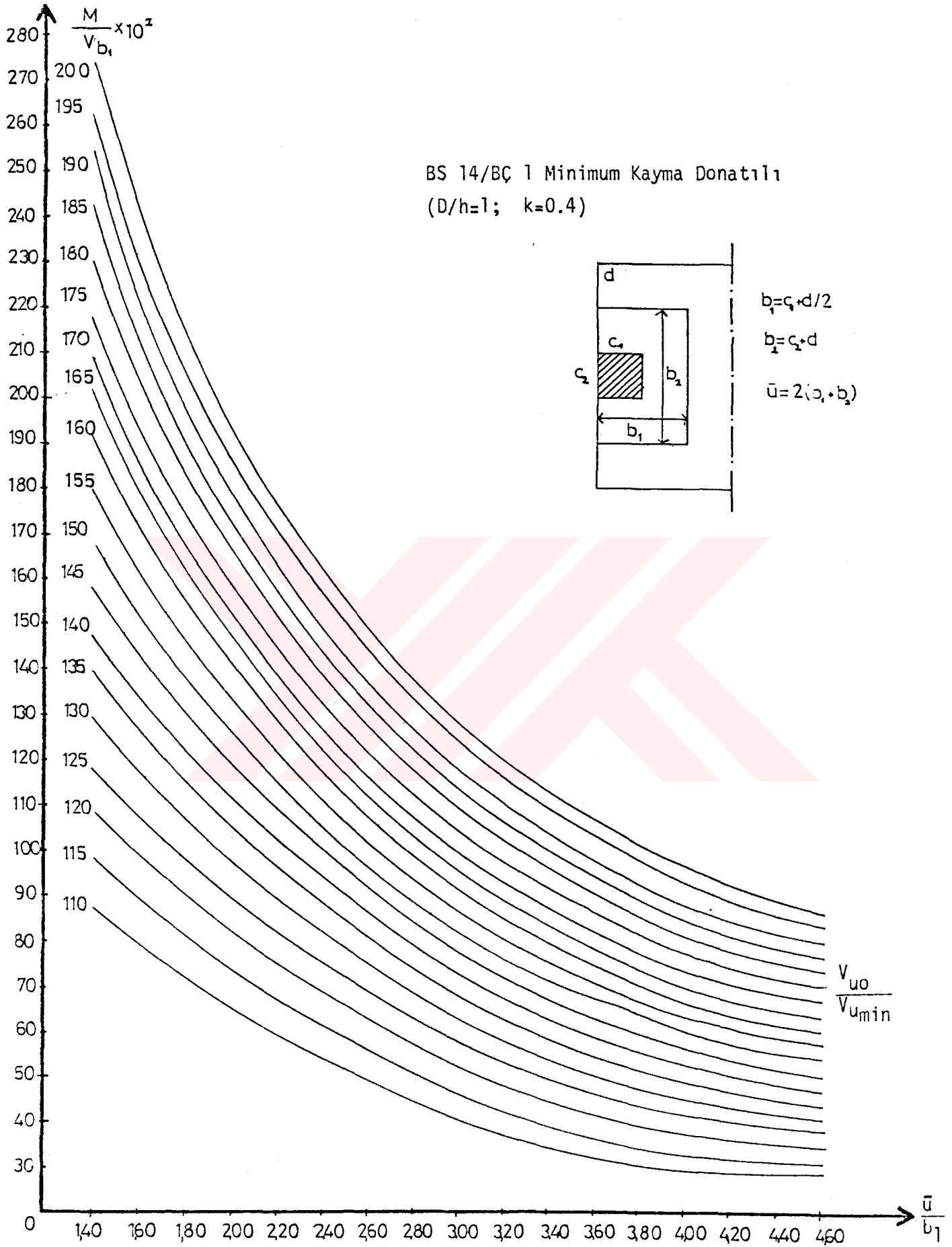
Şekil A.1.



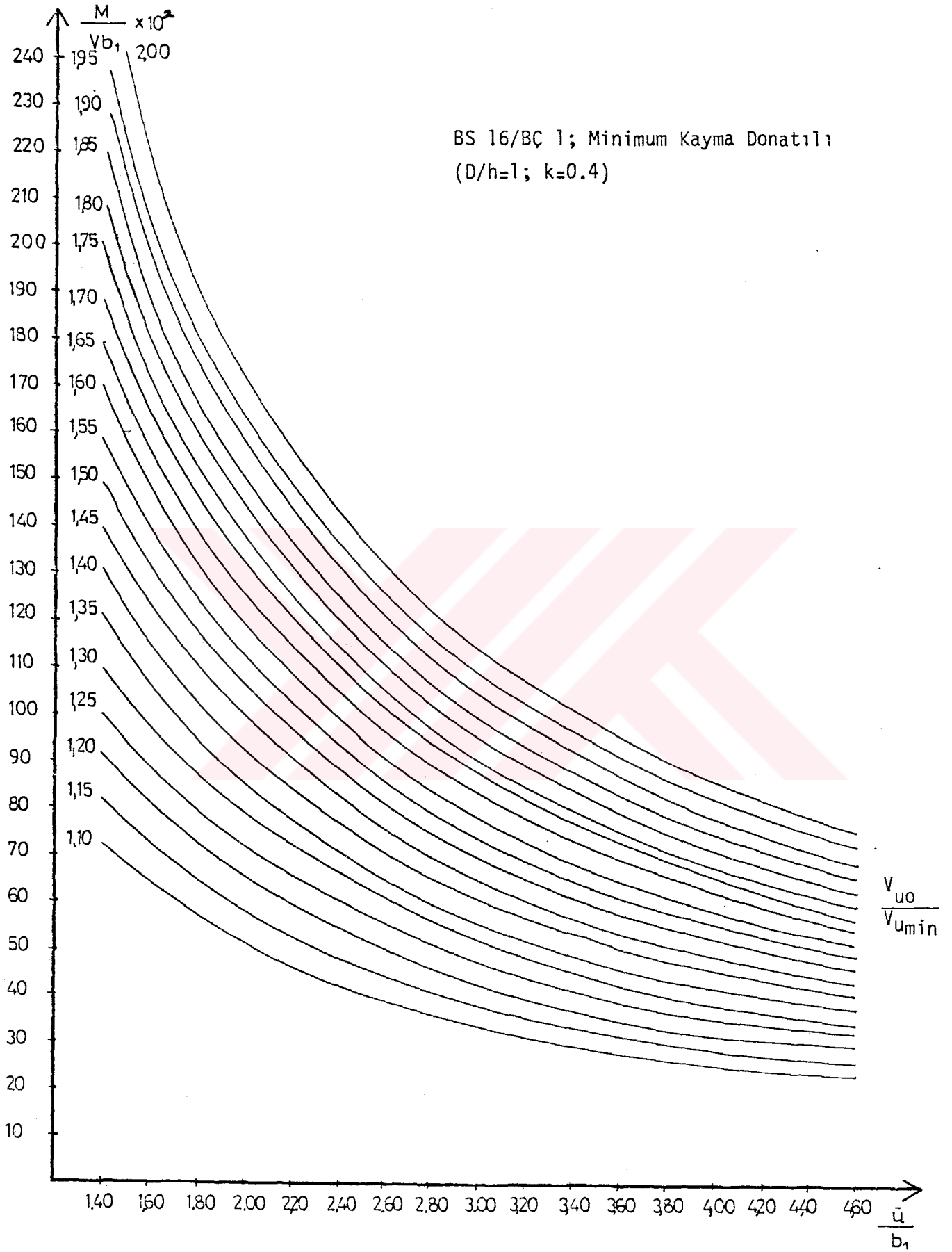
Şekil A.2.



Şekil A.3.

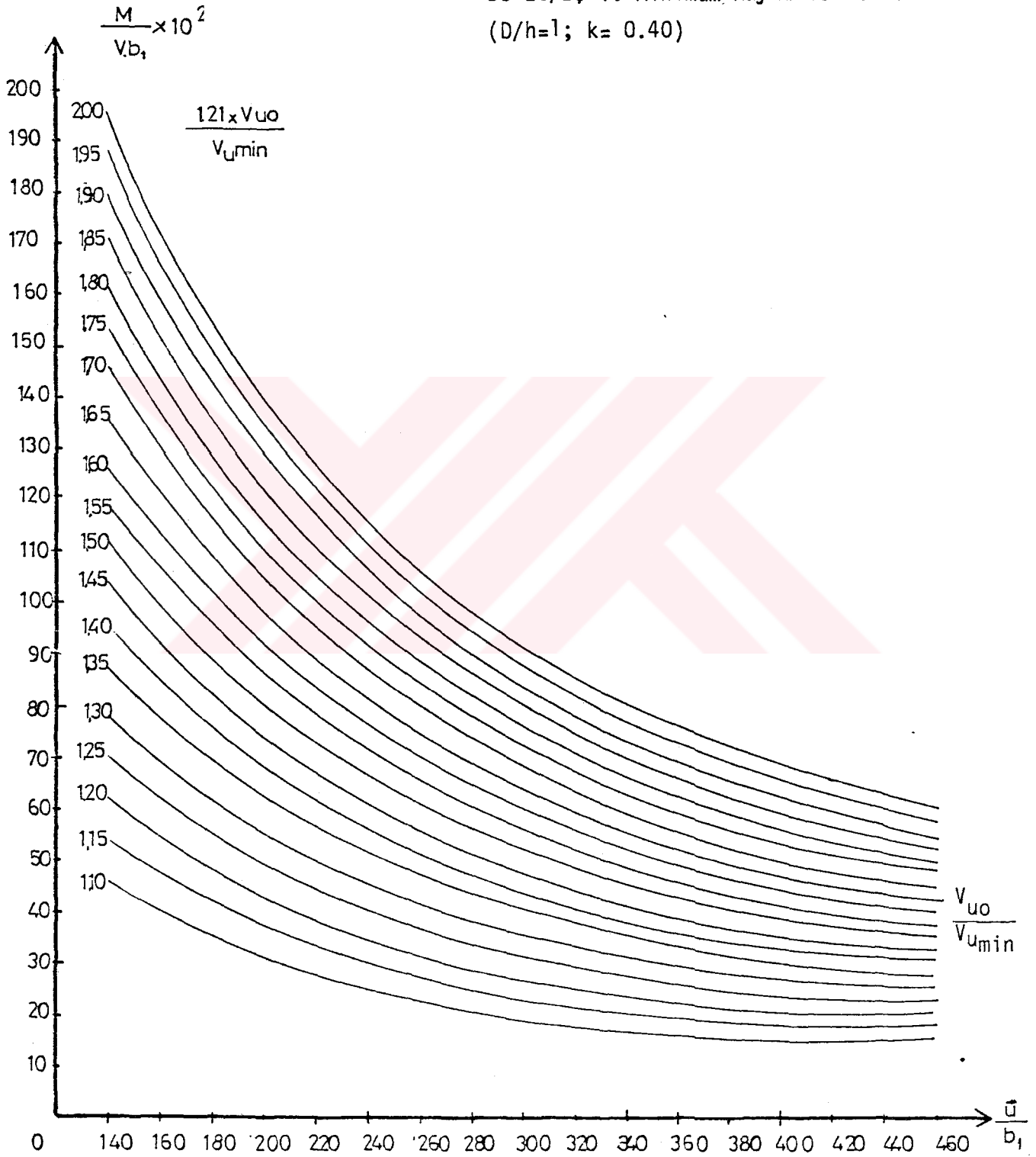


Şekil A.4.

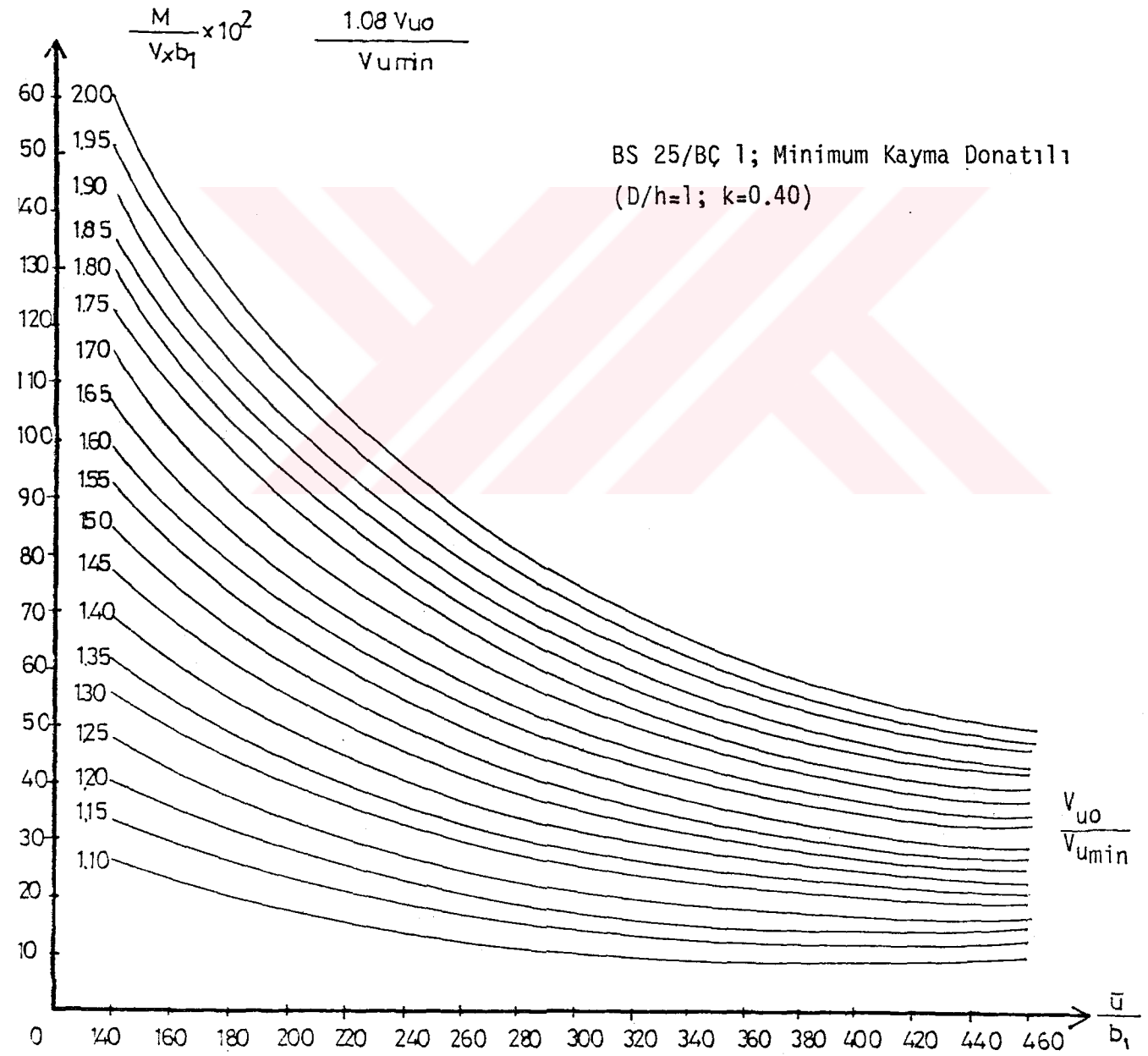


Şekil A.5.

BS 20/BÇ 1: Minimum Kayma Donatılı
(D/h=1; k= 0.40)



Şekil A.6.



Şekil A.7.



EK B

```
1 ACI SİSTEMİ İLE YATAY YÜK HESABI
10 REM ERDAL COSKUN , İ.T.Ü. MİMARLIK FAKÜLTESİ
30 REM PERDE+ÇERÇEVE
40 REM PERDE VARSA 1 YOKSA 2 VERİNİZ.
50 REM KAT SAYISINI VE KATTAKI KOLON SAYISINI VERİNİZ.
60 READ A$,M,N
70 DIM K(M+1,N+1),G(M,N+2),P(M),Q(M),H(M+1)
80 DIM F(M+2,N+3),U(M+1),R(M+1),S(M),Z(M),A(M)
90 DIM C1(M,N+1),C2(M,N+1),C3(M,N+1),L(M),W(M),R1(M+1),C5(M+2,N+3)
100 FOR I1=1 TO M
110 REM RİJİTLİKLER YÜKLER VE KAT YÜKSEKLİKLERİNİN OKUTULMASI
120 FOR J1=1 TO N
130 READ K(I1,J1)
140 NEXT J1
150 NEXT I1
160 FOR I6=1 TO M
170 G(I6,1)=0
180 G(I6,N+1)=0
190 F(I6+1,1)=0
200 F(I6+1,N+2)=0
210 G(I6)=0
220 G(I6,N+2)=0
230 F(I6+1,N+3)=0
240 NEXT I6
250 FOR RS=1 TO N+1
260 K(M+1,RS)=0
270 F(M+2,RS+1)=0
280 F(1,RS+1)=0
290 NEXT RS
300 FOR I2=1 TO M
310 FOR J2=1 TO N
320 READ G(I2,J2)
330 NEXT J2
340 NEXT I2
350 H(M+1)=1
360 FOR I3=M TO 1 STEP -1
370 READ P(I3)
380 NEXT I3
390 FOR I7=1 TO M
400 Q(I7)=Q(I7-1)+P(I7)
410 NEXT I7
420 FOR I4=1 TO M
430 READ H(I4)
440 NEXT I4
450 IF A$="2" THEN 500
460 FOR J3=1 TO M
470 READ K(J3,N+1)
480 NEXT J3
490 REM BAŞLANGIÇ DEĞERLERİ HESABI
500 FOR I5=1 TO M
510 C1(1,I5)=1/(1+(G(1,I5)+G(1,I5+1))/K(1,I5))+1.3333
520 C3(1,I5)=1-C1(1,I5)
```

```

510 C1(I,IS)=1/(((G(I,IS)+G(I,IS+1))/K(I,IS))+1.333)
520 C3(I,IS)=1-C1(I,IS)
530 S(I)=S(I)+K(I,IS)*C3(I,IS)*12/H(I)^2
540 NEXT IS
550 FOR I=2 TO M-1
560 FOR J=1 TO N
570 C1(I,J)=(((G(I-1,J)+G(I-1,J+1))/K(I,J))+.667)/(((G(I-1,J)+G(I-1,J+1))/K(I,J))+1.333)*(((G(I,J)+G(I,J+1))/K(I,J))+1.333)-.444)
580 C2(I,J)=(((G(I,J)+G(I,J+1))/K(I,J))+.667)/(((G(I-1,J)+G(I-1,J+1))/K(I,J))+1.333)*(((G(I,J)+G(I,J+1))/K(I,J))+1.333)-.444)
590 C3(I,J)=1-C1(I,J)-C2(I,J)
600 S(I)=S(I)+K(I,J)*C3(I,J)*12/H(I)^2
610 NEXT J
620 NEXT I
630 FOR JS=1 TO N
640 C1(M,JS)=(((G(M-1,JS)+G(M-1,JS+1))/K(M,JS))+1)/(((G(M-1,JS)+G(M-1,JS+1))/K(M,JS))+.667)*(((G(M,JS)+G(M,JS+1))/K(M,JS))+2)-.333)
650 C2(M,JS)=1.5*(((G(M,JS)+G(M,JS+1))/K(M,JS))+.333)/(((G(M-1,JS)+G(M-1,JS+1))/K(M,JS))+.667)*(((G(M,JS)+G(M,JS+1))/K(M,JS))+2)-.333)
660 C3(M,JS)=1-C2(M,JS)-C1(M,JS)
670 S(M)=S(M)+K(M,JS)*C3(M,JS)*12/H(M)^2
680 NEXT JS
690 IF A#="E" THEN GOTO
700 I=(M+1)/2
710 R(M+1)=0
720 FOR I7=1 TO I
730 R(I7)=S(I7)+12*K(I7,N+1)/H(I7)^2
740 R(I7)=R(I7)+12*(R(I7,N+1)-R(I7,N+2))/H(I7)^2
750 I1(I7)=3*K(I7,N+1)*R(I7,N+1)/H(I7)^2+R(I7)*P(I7)
760 NEXT I7
770 FOR I1=1 TO M
780 A(I1)=K(I1,N+1)+K(I1+1,N+1)+R(I1+1)+R(I1)
790 S(I1)=R1(I1)+R1(I1+1)
800 NEXT I1
810 W(1)=A(1)
820 G(1)=4*(2)/W(1)
830 Z(1)=S(1)/W(1)
840 FOR JB=2 TO M
850 L(JB)=R(JB)
860 W(JB)=A(JB)-L(JB-1)*L(JB)
870 U(JB)=R(JB+1)/W(JB)
880 Y(JB)=S(JB)-L(JB)*Y(JB-1)/W(LJB)
890 NEXT JB
900 F(I7,N+2)=Z(M)
910 FOR I7=M-1 TO 1 STEP -1
920 F(I7,N+1)=Z(I7)-U(I7)*F(I7+1,N+2)
930 NEXT I7
940 FOR IB=1 TO M
950 J(I8)=K(M-IB+1)+K(IB,N+1)*(F(IB,N+2)+F(IB+1,N+2))/H(IB)/P(IB)
960 NEXT IB

```

```

070 BOTO 1010
080 FOR I=1 TO N
090 U(I)=G(M-I+1)/S(I)
000 NEXT I
010 FOR J4=1 TO N
020 F(M+1,J4+1)=U(M)*C1(M,J4)/H(M)
030 NEXT J4
040 FOR I9=1 TO M-1
050 FOR J9=1 TO N
060 F(I9+1,J9+1)=U(I9)*C1(I9,J9)/H(I9)+U(I9+1)*C2(I9+1,J9)/H(I9+1)
070 NEXT J9
080 NEXT I9
090 U(M+1)=0
100 FOR R9=1 TO M
110 S(R9)=0
120 NEXT R9
130 B1=N+1
140 IF A$="2" THEN R1=N
150 FOR T5=1 TO M
160 FOR T6=1 TO B1
170 C(T5,T6)=S(T5)*K(T5,T6)*12/H(T5)^2
180 C2(T5,T6)=2*(G(T5,T6)+G(T5,T6+1)+K(T5,T6)*K(T5+1,T6))
190 NEXT T6
200 NEXT T5
210 R0=0
220 REM ITERATION (BOTO 1010)
230 FOR A=1 TO M
240 FOR B=1 TO B1
250 C3(A,B)=B(A,B)*F(A+1,B)+B(A,B+1)*F(A+1,B+1)+K(A,B)*C(T5,T6)+C2(T5,T6)*C3(A,B)
260 C4(A,B)=3*(K(A,B)*U(A)/H(A)+F(A+1,B)*C3(T5,T6)/H(A+1))
270 C5(A+1,B+1)=(-C3(A,B)+C1(A,B))/C2(A,B)
280 NEXT B
290 NEXT A
300 FOR J6=1 TO M
310 L(J6)=0
320 NEXT J6
330 FOR T7=1 TO M
340 FOR T8=1 TO N+1
350 L(T7)=L(T7)+C5(T7,T8+1)*C3(T7+1,B+1)*K(T7,T8)*6/H(T7)
360 NEXT T8
370 NEXT T7
380 FOR T9=1 TO M
390 W(T9)=(G(M-T9+1)+L(T9))/S(T9)
400 NEXT T9
410 FOR R=1 TO M
420 FOR R1=1 TO B1
430 IF ABS((C5(R+1,R1+1)-F(R+1,R1+1))/C5(R+1,R1+1))>.001 THEN BOTO 1480
440 IF ABS((W(R)-U(R))/W(R))>.001 THEN BOTO 1400
450 NEXT R1
460 NEXT R

```

```
1480 LPRINT U(I1470) GOTO 1551
1490 R6=R6+1
1500 FOR R2=1 TO M
1510 FOR R3=1 TO N+1
1520 F(R2+1,R3+1)=C5(R2+1,R3+1)
1530 U(R2)=W(R2)
1540 NEXT R3
1550 NEXT R2
1560 GOTO 1230
1570 FOR R2=1 TO M
1580 LPRINT U(R2)
1590 NEXT R2
1600 LPRINT :LPRINT "ITERASYON SAYISI=";R6
1610 REM UC KUVVETLERI HESABI
1620 FOR A1=1 TO M
1630 FOR B1=1 TO N+1
1640 C1(A1,B1)=2*K(A1,B1)*(2*C5(A1,B1+1)+C5(A1+1,B1+1)-3*W(A1)/H(A1));
1650 C2(A1,B1)=2*K(A1,B1)*(2*C5(A1+1,B1+1)+C5(A1,B1+1)-3*W(A1)/H(A1));
1660 NEXT B1
1670 NEXT A1
1680 FOR A2=1 TO M
1690 FOR B2=1 TO N+1
1700 C3(A2,B2)=2*K(A2,B2+1)*(2*C5(A2+1,B2+1)+C5(A2+1,B2+2));
1710 C4(A2,B2)=2*K(A2,B2+1)*(2*C5(A2+1,B2+2)+C5(A2+1,B2+1));
1720 NEXT B2
1730 NEXT A2
1740 LPRINT "GIRIS UC MOMENTLERI"
1750 LPRINT "===== "
1760 LPRINT
1770 FOR O=M TO 1 STEP -1
1780 LPRINT USING"###.###";O;:LPRINT " ,KAT ";
1790 LPRINT " ";
1800 FOR O1=1 TO N
1810 LPRINT USING"###.### ";C2(O,O1);:LPRINT "
1820 NEXT O1
1830 LPRINT
1840 LPRINT "
1850 LPRINT "
1860 LPRINT "
1870 NEXT O:LPRINT :LPRINT :LPRINT
1880 LPRINT "KIRIS UC MOMENTLERI"
1890 LPRINT "===== "
1900 LPRINT
1910 FOR W=M TO 1 STEP -1
1920 LPRINT USING"###.###";W;:LPRINT " ,KAT ";
1930 LPRINT " ";
1940 LPRINT USING"###.###";C3(W,W1);:C4(W,W1);
```

```
1950 LPRINT " "
1960 NEXT M
1970 LPRINT
1980 NEXT M:LPRINT :LPRINT " " :LPRINT :LPRINT :LPRINT
1990 IF A$="2" GOTO 2080
2000 LPRINT "PERDE MOMENTLERI"
2010 LPRINT "===== "
2020 LPRINT
2030 FOR I=M TO 1 STEP -1
2040 LPRINT USING "###";I;:LPRINT " .KAT "
2050 LPRINT USING "#####.## ";C1(I,N+1);
2060 LPRINT
2070 NEXT I
2080 END
2085 REM -----1. PROGRAM-----
2090 REM DINA TIPI,KAT SAYISI,KATTAKI KOLON SAYISI
2100 DATA 2,10,4
2110 REM KOLON 1/1 DEGERLERI
2120 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2130 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2140 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2150 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2160 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2170 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2180 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2190 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2200 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2210 DATA 36461.39,36461.39,36461.39,36461.39
2270 REM KIRIS 1/1 DEGERLERI
2300 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2330 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2400 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2430 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2460 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2490 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2520 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2550 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2580 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2610 DATA 1771.69,1771.69,1771.69
2720 REM YATAY YUKLER
2730 DATA 1.05,3.30,4.94,6.59,8.24,9.89,11.54,13.19,14.83,16.48
2740 REM KAT YUKLERI (KLER)
2750 DATA 305,305,305,305,305,305,305,305,305,305
2780 FOR I=1 TO 10
2790 LPRINT USING "###";I;:LPRINT " .KAT"
2800 NEXT I
```

Programın Kullanılması:

Data Veriş Sırası:

- a) Sistemde perde varsa ilk data olarak 1 verilir. Sistem tamamen çerçevelerden oluşuyorsa 2 verilir.
- b) Kat sayısı.
- c) Kattaki kolon sayısı.
- d) Alt kattan başlamak üzere çerçeve kolonları I_s/h' değerleri.
- e) Alt kattan başlamak üzere çerçeve kirişleri I_k/L değerleri.
- f) Alt kattan başlamak üzere kat seviyelerinden etki eden F yükleri soldan sağa etki eden yükler pozitif alınmaktadır.
- g) Alt kattan başlamak üzere h' kat yükseklikleri.
- h) Alt kattan başlamak üzere perde sistemi I/h' değerleri (çalışmada yalnız çerçeve sistemler incelendiğinden bu adım kullanılmamıştır).

ÖZGEÇMİŞ

Erdal COŞKUN, 1960 yılında İstanbul'da doğdu. Orta öğrenimini Şişli Lisesi'nde tamamladıktan sonra 1978 yılında İ.T.Ü. Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Bölümü'ne girdi. Bölümün İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi'ne katılmasından sonra 1983 yılında adı geçen Fakülte'den Lisans eğitimini bitirdi. 1984 yılında Mimar Sinan Üniversitesi, Mimarlık Fakültesi, Yapı Mühendisliği Bilim Dalına Araştırma Görevlisi olarak atandı. 1985'de İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Anabilim Dalı'nda, Yüksek Lisans eğitimini tamamladı. 1985 yılında Mimar Sinan Üniversitesi'nde başladığı Doktora eğitimini 1987 yılında İ.T.Ü.'ye geçerek sürdürdü. Aynı yıl İ.T.Ü. Mimarlık Fakültesi, Yapı Statik ve Betonarme Birimi'nde Araştırma Görevlisi olarak çalışmaya başladı. Halen adı geçen birimde görev yapmaktadır.