



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

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

53



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

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



Nisan [April] / 1986
Cilt [Volume]: 13

Sayı [Issue]: 53

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Kademeli veya Kesik Perdeler İçeren Binaların Yatay Kuvvetler Etkisinde Yaklaşık Hesabı [Approximate Calculation of Buildings Containing Stepped or Cut Shears Under the Effect of Horizontal Forces]

Ömer Z. ALKU 5-31

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Yayıllı Kütleli ve Toplanmış Kütleli Sistemlerde Titreşim Mod ve Periyotların Hesabı [The Analysis of Vibration Periods and Modes of the Lumped and Distributed Mass Systems]

Ruhi AYDIN 32-48

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Killerin Dinamik Mukavemet ve Şekil Değişirme Özellikleri [Dynamic Strength and Deformation Properties of Clays]

Atilla M. ANSAL, Hüseyin YILDIRIM 49-78

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Yapı Tasarımında Deprem Kayıtlarının, Spektrumlarının Seçimi ve Kullanımları [Selection and Use of Earthquake Records and Spectra in Structural Design]

Zeki HASGÜR 79-109

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Manyitüd Türleri ve Satürasyonu Üzerine [On Magnitude Types and Saturation]

Ülben EZEN 110-123



YAYIN : 9

BAYINDIRLIK VE İSKAN BAKANLIĞI
TEKNİK ARAŞTIRMA VE UYGULAMA
GENEL MÜDÜRLÜĞÜ

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

53



YAYIN : 9

BAYINDIRLIK VE İSKAN BAKANLIĞI
TEKNİK ARAŞTIRMA VE UYGULAMA
GENEL MÜDÜRLÜĞÜ

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

53

DEPREM ARAşTIRMA
BÜLTENİ



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi
Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Adına
Oktay Ergünay
Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğü
Deprem Araştırma Dairesi Başkanı



Yazı İşleri Müdürü
Erol Aytac
(Jeomorfoloğ)

Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğü
Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı



Yazışma Adresi
Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğü
Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı
İrtibat Bürosu Yüksel Cad. No. 7/F



Yenişehir - ANKARA



Telefon : 17 69 55 - 23 72 65



Teknik Araştırma ve Uygulama
Genel Müdürlüğü Matbaası

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

YIL : 13

SAYI : 53

NİSAN 1986

BU SAYIDA

Kademeli veya Kesik Perdeler
İçeren Binaların Yatay Kuv-
vetler Etkisinde Yaklaşık

Hesabı Dr.Ö.Z. ALKU

Yayıllı Kütleli ve Toplanmış
Kütleli Sistemlerde Titreşim

Mod ve Periyotların Hesabı Ruhi AYDIN

Killerin Dinamik Mukavemet
ve Şekil Değiştirme Özellik-
leri

Doç.Dr. A.ANSAL
H. YILDIRIM

Yapı Tasarımında Deprem Ka-
yıtlarının, Spektrumlarının

Seçimi ve Kullanımları Doç.Dr. Z.HASGÖR

Manyitüd Türleri ve Satüras-
yonu Üzerine

Doç.Dr. Ü.EZEN

KADEMELİ VEYA KESİK PERDELER İÇEREN BİNALARIN
YATAY KUVVETLER ETKİSİNDE YAKLAŞIK HESABI

Dr. Müh. Ömer Z. ALKU*

SUMMARY

In the case of interruptions in structural load carrying systems, the "Turkish Earthquake Code" requires a dynamic analysis approach to the solution of the behavior of systems under earthquake loads. The necessity of long and complex calculations in the solution of discontinuous structural systems, coupled with the classical beliefs and intuition of engineering, has led engineers to avoid that type of systems.

In reinforced concrete high rise buildings with a load carrying system consisting of frames, the sectional dimensions of the frame elements required under lateral loads are sometimes prohibitively large to the extent of disturbing architectural requirements, especially at the lower floor levels. For that reason and to avoid the frames from being overstressed, the use of shear walls has been found to be a satisfactory solution. In many cases to avoid interruptions in the system, shear walls have been continued to the top of the building.

In a research published by the Building Research Institute of the Scientific and Technical Research Council of Turkey, [7], "Systems with Irregular Load Carrying Systems" have been investigated in detail, and simpler techniques for the analysis of such systems have been presented.

* Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü.

In this paper the "Differential Equation Approach" has been used in an attempt to find a very simple solution applicable to interrupted and discontinuous shear-wall-frame systems. The calculation algorithm presented is very short and simple.

Before getting involved in exact calculations for the analysis of such load-carrying systems it might be wise to check initial sectional dimensions by an approximate method. Engineering intuition is, no doubt, a good basis for the selection of initial sizes. But, basing this selection on a simple calculation might also be a wise thing to do. With the approach suggested in this paper, the initial design of interrupted and discontinuous systems can be accomplished quickly and simply.

At the end of the paper, a comparison of the present method has been made on interrupted systems for which exact calculations have been performed, to obtain the solution of internal forces. The same systems have been solved by the Differential Equation method, and shear-wall-frame shear force diagrams have been obtained for each floor level. The comparison reveals that the approximate solution is not of course the same as the exact solution, but it is not too far away either. This has led us to believe that the present simple approach is of sufficient accuracy for initial selection of sectional dimensions in the initial design phase.

ÖZET

Bina taşıyıcı sisteminde süreksizliklerin bulunması halinde, deprem etkisi altında taşıyıcı sistemin çözümü için "Deprem Yönetmeliği" mize göre dinamik analiz yöntemlerine başvurmak zorunlu olmaktadır. Süreksiz yapı sistemlerinin çözümünde oldukça zahmetli ve uzun hesap yöntemlerinin kullanılma zorunluluğu, klasik mühendislik önerisi ve inancı mühendisleri bu tip sistemlerin seçiminden uzaklaştırmıştır.

Taşıyıcı sistemi çerçevelerden oluşan betonarme yüksek yapılarda, yatay etkiler altında çerçeve boyutları, özellikle alt katlarda mimari işleri bozabilecek kadar büyümektedir. Bu sebeple çerçevelerin fazla zorlanmasını önlemek, yatay etkileri kolaylıkla karşılayabilmek için binaya perdeler yerleştirilmesi uygun olmaktadır. Çoğu kez de sistemde süreksizlik yaratmamak amacıyla perdeler bina tepe seviyesine kadar devam ettirilmektedir.

Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu Yapı Araştırma Enstitüsü tarafından yayınlanan araştırmada [7], "Taşıyıcı Sistemi Düzensiz Yapı" sistemleri detaylı olarak incelenmiş ve çözümü için daha kolay bir hesap yöntemi ve öneriler sunulmuştur.

Bu çalışmada; kesik veya kademeli perde-çerçeve sistemlerinin çözümü, yatay statik etkiler altında Diferansiyel Denklem Yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Burada sunulan hesap şekli çok basit ve kısadır.

Kesin hesap yöntemleri ile çözüme başlamadan önce taşıyıcı sistem boyutlarının yaklaşık bir yöntemle kontrolunda fayda vardır. Gerçi, mühendislik önsezisi ile taşıyıcı sistemin ön boyutları tahmin edilebilir. Ancak bu önseçimin bir hesaba dayandırılması daha akılcı olur. Sunulan hesap yöntemi ile, kesik veya kademeli perde-çerçeve sistemlerinin önprojelendirmesi çabuk ve zahmetsiz olarak yapılabilir.

Çalışmanın sonunda, kesin hesap yöntemleri ile kesit tesirleri elde edilmiş olan taşıyıcı sistemi süreksiz sistemler örnek olarak seçilmiş ve sistem Diferansiyel Denklem Yöntemi ile çözümlenerek kat, perde, çerçeve kesme kuvvet diyagramları elde edilmiştir. Sonuçların karşılaştırılmasından Diferansiyel Denklem Yöntemi ile elde edilen sonuçların kesin hesap yöntemleri ile bulunanlardan farklı olduğu ancak çok uzak olmadığı, sistemin önprojelendirilmesi için yeterli bir yaklaşım sağladığı görüşüne varılmıştır.

1. GİRİŞ

Deprem bölgelerinde inşa edilen betonarme yüksek binalara çoğu kez perdelerin yerleştirilmesi yatay etkileri karşılamak için zorunlu olmaktadır. Bina taşıyıcı sistemi bakımından gerekmediği halde deprem perdelerinin sürekli olarak yapılması, mümkün olduğunca süreksizliklerden kaçınılması ilkesi mühendislerin özen gösterdiği konuların başında gelmektedir. Bina en üst seviyesine kadar perdelerin devam ettirilmeyip belirli bir kattan sonra kesilmesi veya kademelendirilmesi bina taşıyıcı sisteminde süreksizliğe neden olmaktadır. Ayrıca süreksiz yapı sistemlerinin çözümünde kesin sonuç veren yöntemlerin kullanılma zorunluluğu mühendislerin süreksiz yapı sistemleri seçiminden vazgeçmelerine sebep olmaktadır.

Deprem yönetmeliğinde, deprem etkilerine göre hesap bakımından yapılar "Taşıyıcı Sistemi Düzenli Yapılar" ve "Taşıyıcı Sistemi Düzensiz Yapılar" olmak üzere başlıca iki sınıfa ayrılmıştır. Bu çalışmada incelenen kesik veya kademeli deprem perdeleri içeren sistemler "Taşıyıcı Sistemi Düzensiz Yapılar" sınıfına girmektedir. Konumuz ile ilgili deprem yönetmeliğindeki maddenin aşağıya aktarılması ve üzerinde durulmasında fayda vardır [8].

"13.3.1- Bu yönetmelikte deprem etkilerine göre hesap bakımından yapılar başlıca iki sınıfa ayrılmıştır.

a) Taşıyıcı Sistemi Düzenli Yapılar :

Taşıyıcı sistemleri döşeme yada kirişler ile düşey kolonlardan oluşan, kolon ve perdeleri sürekli olarak temele kadar inen yapılara "Taşıyıcı Sistemi Düzenli Yapılar" adı verilir.

b) Taşıyıcı Sistemi Düzensiz Yapılar :

Yukarıdaki tanımın dışında kalan ve rijitlik yada kütle yayılışı bakımından süreksizlikler yada düzensiz yığılmalar gösteren yapılara "Taşıyıcı Sistemi Düzensiz Yapılar" adı verilir.

13.3.2- Güvenilir bir dinamik çözümlene yapılmadıkça "Taşıyıcı Sistemi Düzenli" olan ve temel üst kotundan ölçülen yüksekliği 75 m. yi geçmeyen betonarme yada çelik karkas yapılar ile her türlü yağma binaların, bacaların, kulelerin ve yüksek haznelerin depreme göre hesabı bu bölümde açıklanan yatay yükler kullanılarak yapılabilir.

13.3.3- "Taşıyıcı Sistemi Düzensiz" olan veya temel üst kotundan ölçülen yüksekliği 75 m. yi geçen tüm yapıların depreme karşı emniyetleri, usulüne uygun ve güvenilir bir dinamik hesap yolu ile saptanmalıdır.

Böyle bir dinamik hesapta zemin ve yapının dinamik özellikleri ayrıntıları ile gözönünde tutulur. Gerçek yada idealleştirilmiş spektrumlara göre mod süperpozisyonu yöntemi yada depreme davranışın zamana göre değişimini veren titreşim denklemlerinin integrasyonu v.b. yöntemlerinden biri yada model deneyleri kullanılabilir. Ancak, dinamik hesap sonucunda bulunacak toplam yatay yükler bu bölümdeki hesap ilkelerine göre bulunan değerlerin % 70 inden daha küçük olamaz".

Görülüyorki Taşıyıcı Sistemi Düzensiz Yapıların hesabı için Deprem Yönetmeliğimiz oldukça yorucu ve zaman alıcı hesap metodları veya model deneyleri önermektedir. Önerilen metodlar, proje işleri ile uğraşan birçok mühendise dahi güç ve karmaşık gelebilecek nitelikte olduğu gibi uzun hesaplamalar sonucu sayısal hata yapma ihtimali de artmaktadır. Ayrıca bu zahmetli hesaplar sürecinde sistemin ilk üç, dört moduna ait şekilleri, bu modlara ait doğal periyotları hesaplayabilmek ve dinamik analiz yapabilmek için bilgisayar programlarından yararlanmak veya yaklaşık hesap metodları kullanmak gerekecektir. Bu tip imkânlarla ise genellikle mühendislerimiz hem sahip değildir, hem de yabancıdır.

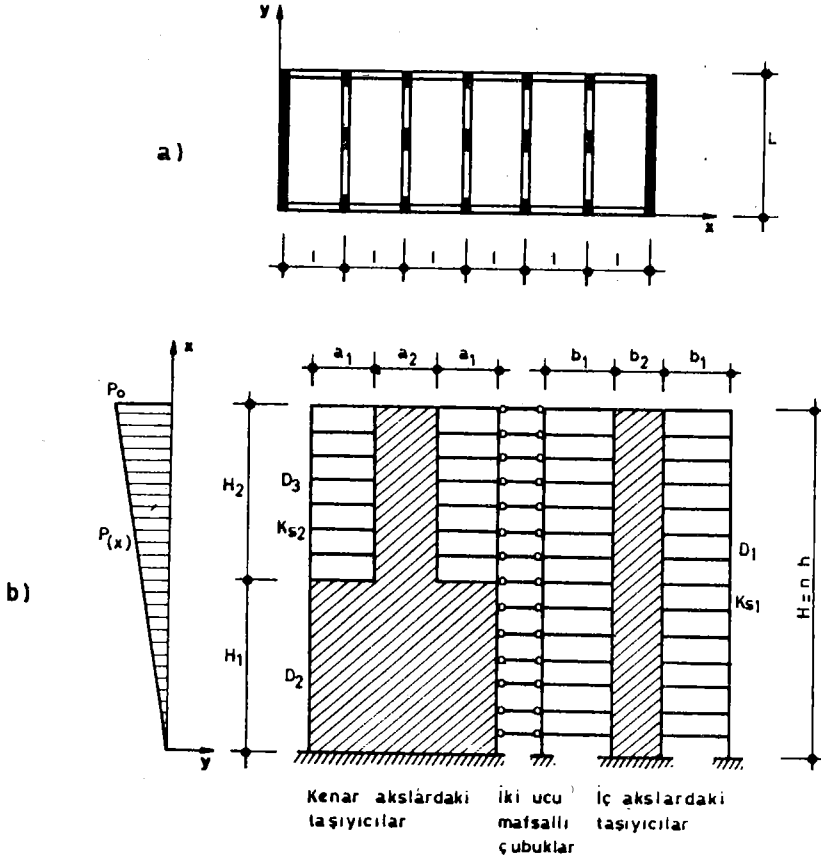
Taşıyıcı Sistemi Düzensiz Yapıların hesabında ortaya çıkan ve burada kısaca açıklanan zahmetli çalışma araştırmacıları hesapları kolaylaştıracak ve pratikleştirecek

öneriler ortaya koymaya sürüklemiştir. Bu amaçla, Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu Yapı Araştırma Enstitüsü tarafından yapılan ve yayınlanan araştırmada; Taşıyıcı Sistemi Düzensiz Yapılar için Deprem Yönetmeliğinde önerilen hesap yöntemleri yerine, bazı kısıtlamalara uymak koşulu ile daha zahmetsiz hesap yöntemleri önerilmektedir. Bu çalışmadan da cesaret alarak burada, yapıya etkiyecek yatay deprem kuvveti, statik kuvvet olarak alınmış ve Diferansiyel Denklem Yöntemi ile kesik veya kademeli perde-çerçeve sistemleri çözümlenmiştir.

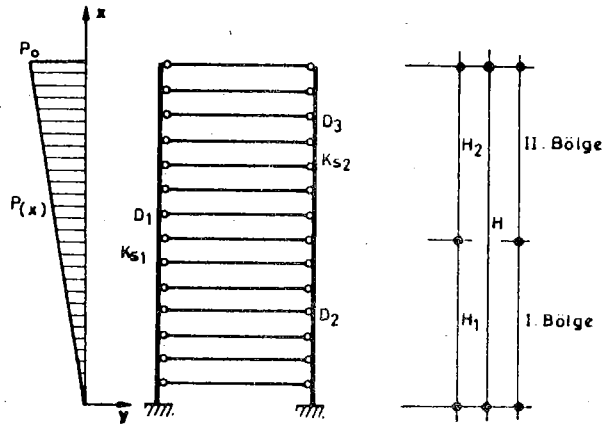
II. DİFERANSİYEL DENKLEM YÖNTEMİ ve SEÇİLEN REFERANS SİSTEMİ

Diferansiyel Denklem Yöntemi ile perde-çerçeve sistemlerinin çözümü [1], [5] den bilinmektedir. Ayrıca ve konu ile ilgili bildiriler de I.ve II.Ulusal Mekanik Kongrelerinde sunulmuştur [3], [4]. Diferansiyel Denklem Yöntemi, kabulleri, referans sistemi, esas denklemlerin elde edilmesi, burada çözümü aranan kesik veya kademeli perde-çerçeve sistemlerinde de aynı olması nedeniyle üzerinde durulmadan hemen, ele alınacak sistemin çözümüne geçilecektir. Ancak, anlamlı fakat kısıtlayıcı sayılabilen yöntemin kabullerini kısaca özetlemekte fayda vardır. Binanın çok katlı ve burulmasız olduğu, malzemenin lineer elastik davranış gösterdiği, kat döşemelerinin düzlemleri içinde sonsuz rijit olduğu, kat yüksekliğinin ve yapı elemanlarının yapı yüksekliği boyunca veya belirli bir bölgede değişmediği, perdeler için klasik kiriş teorisindeki bağıntıların geçerli olduğu, düğüm noktalarına uygulanan tekil kuvvetlerin yapı yüksekliğince sabit ve kat seviyelerindeki yani aynı kattaki yerdeğiştirmelerin eşit oldukları, yöntemin kabulleri arasında yer almaktadır.

İncelenen sistemin planı ve kesiti şematik olarak Şekil 1.a da, iki ayrı bölgeden meydana gelen bu sistemin referans sistemi açık olarak Şekil 1.b de ve basit olarak Şekil 2'de görülmektedir.



Şekil-1 Sistem plan ve kesiti



Şekil-2 Referans Sistemi

III. ESAS BAĞINTILAR

Yatay bir kesimdeki denge şartı,

$$-Dy'''' + K_s y' = T_0 \quad (1)$$

şeklinde ifade edilir. Burada :

D : eğilme rijitliğini

K_s : kayma rijitliğini

T_0 : ilgili kesitin üst tarafındaki dış yüklerin toplamını göstermektedir. (1) denkleminde,

$$\alpha^2 = \frac{K_s}{D} \quad (2)$$

olmak üzere,

$$M'' - \alpha^2 M = -P(x) \quad (3)$$

elde edilir. (1) ve (3) ifadelerinde kenar düşey taşıyıcıların uzama kısaltmaları ihmal edilmiştir.

III.1. KADEMELİ PERDE-ÇERÇEVE SİSTEMLERİ

Şekil 1.b de kesiti görülen sistemin kenar aks düşey taşıyıcısı kademeli perde olarak projelendirilmiştir. Temel seviyesinden başlayan perdenin kesiti belirli bir kottan itibaren küçülmekte ve şekilde görüldüğü gibi iki farklı özellikte bölge oluşmaktadır. Sistemin süreksizliğinden dolayı yukarıdaki bağıntıları bu iki bölge için ayrı ayrı yazmak gerekecektir.

Süreklilik bölgeleri göz önünde tutularak

1. bölgede :

$$M_1'' - \alpha_1^2 M_1 = P(x) \quad (4)$$

2. bölgede :

$$M_2'' - \alpha_2^2 M_2 = p(x) \quad (5)$$

denklemleri elde edilir. α_1^2 ve α_2^2 terimleri,

$$\alpha_1^2 = \frac{K_{SI}}{D_I} \quad (6)$$

$$\alpha_2^2 = \frac{K_{SII}}{D_{II}} \quad (7)$$

olarak alınmıştır. Birinci ve ikinci bölgenin toplam kayma ve toplam eğilme rijitlikleri sırası ile K_{SI} , K_{SII} , D_I , D_{II} ile ifade edilmiştir.

Binaya, tepe değeri p_0 olan üçgen yayılı yük etkimesi halinde (4) ve (5) diferansiyel denklemlerinin genel çözümü,

$$M_1 = C_1 \text{Sh } \alpha_1 x + C_2 \text{Ch } \alpha_1 x + \frac{p_0}{\alpha_1^2 H} x \quad (8)$$

$$M_2 = C_3 \text{Sh } \alpha_2 x + C_4 \text{Ch } \alpha_2 x + \frac{p_0}{\alpha_2^2 H} \quad (9)$$

bulunur. (8) ve (9) denklemleri bir defa türevlenir.

$$M_1' = \alpha_1 C_1 \text{Ch } \alpha_1 x + \alpha_1 C_2 \text{Sh } \alpha_1 x + \frac{p_0}{\alpha_1^2 H} \quad (10)$$

$$M_2' = \alpha_2 C_3 \text{Ch } \alpha_2 x + \alpha_2 C_4 \text{Sh } \alpha_2 x + \frac{p_0}{\alpha_2^2 H} \quad (11)$$

(8), (9), (10), (11) denklemlerine,

$$x = 0 \text{ için } M_1' = \frac{p_0 H}{2} \quad (12)$$

$$x = H \text{ için } M_2 = 0$$

sınır şartlarını ve,

$$x = H_1 \text{ için } M_1 = M_2 \quad (13)$$

$$x = H_1 \text{ için } M_1' = M_2'$$

süreklilik şartlarını uygulayarak dört bilinmeyenli dört denklem elde edilir. Bu denklem sistemi aşağıda matris şeklinde ifade edilmiştir.

$$\begin{bmatrix} \alpha_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \text{Sh}\alpha_2 H & \text{Ch}\alpha_2 H \\ \text{Sh}\alpha_1 H_1 & \text{Ch}\alpha_1 H_1 & -\text{Sh}\alpha_2 H_1 & -\text{Ch}\alpha_2 H_1 \\ \alpha_1 \text{Ch}\alpha_1 H_1 & \alpha_1 \text{Sh}\alpha_1 H_1 & -\alpha_2 \text{Ch}\alpha_2 H_1 & -\alpha_2 \text{Sh}\alpha_2 H_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_0 \left(\frac{H}{2} - \frac{1}{H\alpha_1^2} \right) \\ -\frac{p_0}{\alpha_2^2} \\ \frac{p_0 H_1}{H} \left(\frac{1}{\alpha_2^2} - \frac{1}{\alpha_1^2} \right) \\ \frac{p_0}{H} \left(\frac{1}{\alpha_2^2} - \frac{1}{\alpha_1^2} \right) \end{bmatrix} \quad (14)$$

C_1, C_2, C_3, C_4 bulunduktan sonra (8) ve (9) denklemleri iki defa integre edilerek 1. ve 2. bölge için elastik eğri denklemleri elde edilir.

$$y_1 = (C_5 + C_6 x + \frac{1}{\alpha_1^2} C_1 \text{Sh}\alpha_1 x + \frac{1}{\alpha_1^2} C_2 \text{Ch}\alpha_1 x + \frac{p_0}{6\alpha_1^2 H} x^3) \left(\frac{-1}{D_I} \right) \quad (15)$$

$$y_2 = (C_7 + C_8 x + \frac{1}{\alpha_2^2} C_3 \text{Sh}\alpha_2 x + \frac{1}{\alpha_2^2} C_4 \text{Ch}\alpha_2 x + \frac{p_0}{6 \alpha_2^2 H} x^3) \left(\frac{-1}{D_{II}} \right) \quad (16)$$

(15) denklemi ve türevine

$$\begin{aligned} x = 0 \quad \text{için} \quad y_1 &= 0 \\ x = 0 \quad \text{için} \quad y_1' &= 0 \end{aligned} \quad (17)$$

sınır şartları uygulanırsa C_5 ve C_6 integral sabitleri C_2 ve C_1 cinsinden,

$$C_5 = -\frac{1}{\alpha_1^2} C_2 \quad (18)$$

$$C_6 = -\frac{1}{\alpha_1} C_1 \quad (19)$$

kolayca bulunur. (15) (16) denklemleri ve birinci türevlerinde,

$$\begin{aligned} x = H_1 \quad \text{için} \quad y_1 &= y_2 \\ x = H_1 \quad \text{için} \quad y_1' &= y_2' \end{aligned} \quad (20)$$

süreklilik şartları uygulanarak iki bilinmeyenli iki denklemden C_8 ve C_7 sabit katsayıları bulunur.

$$\begin{aligned} C_8 = \frac{D_{II}}{D_I} \left[C_6 + \frac{p_0 H_1^2}{2H\alpha_1^2} + \frac{1}{\alpha_1} (C_1 \text{Ch}\alpha_1 H_1 + C_2 \text{Sh}\alpha_1 H_1) \right. \\ \left. - \frac{1}{\alpha_2} (C_3 \text{Ch}\alpha_2 H_1 + C_4 \text{Sh}\alpha_2 H_1) \frac{p_0 H_1^2}{2H\alpha_2^2} \right] \end{aligned} \quad (21)$$

$$C_7 = \frac{D_{II}}{D_I} \left[C_5 + C_6 H_1 + \frac{P_0 H_1^3}{6 H \alpha_1^2} + \frac{1}{\alpha_1^2} (C_1 S h \alpha_1 H_1 + C_2 C h \alpha_1 H_1) \right] \\ - \frac{1}{\alpha_2^2} (C_3 S h \alpha_2 H_1 + C_4 C h \alpha_2 H_1) - \frac{P_0 H_1^3}{6 H \alpha_2^2} - C_8 H_1 \quad (22)$$

(8), (9) ifadeleri ve (10), (11) ifadeleri birinci ve ikinci bölgede perde eğilme momentlerini, perde kesme kuvvetlerini vermektedir. Çerçeve bölümlerinin kesme kuvvetleri ise birinci ve ikinci bölgeler için,

$$T_{\zeta 1} = T_{01} - M_1' \quad (23)$$

$$T_{\zeta 2} = T_{02} - M_2'$$

işlemlerle bulunur. Her iki bölgedeki yerdeğiştirmeler (15) ve (16) ifadeleri ile hesaplanır. Binanın en üst noktasının sehimi (16) dan,

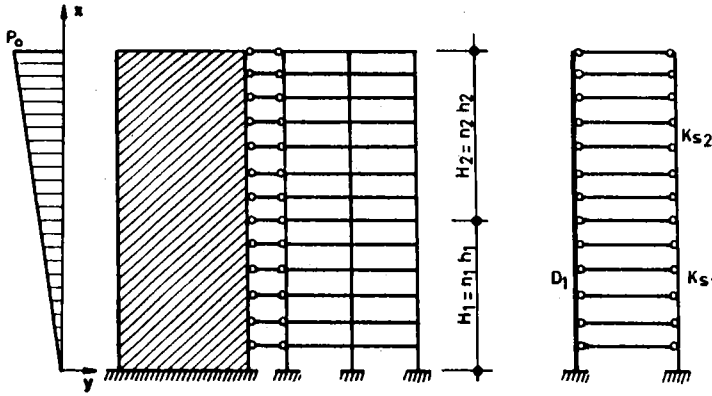
$$f_{\max} = y_{2(H)} = (C_7 + C_8 H + \frac{1}{\alpha_2^2} C_3 S h \alpha_2 H + \frac{1}{\alpha_2^2} C_4 C h \alpha_2 H + \frac{P_0 H^2}{6 \alpha_2^2}) \frac{(-1)}{D_{II}} \quad (24)$$

hesaplanır.

Yukarıda elde edilen bağıntıların yardımıyla x 'e çeşitli değerler verilerek hiperstatiklik derecesi yüksek olan perde-çerçeve sisteminin iç kuvvet dağılışı bulunabilir. Bu halde nümerik değerlendirmeler oldukça uzun ve yorucu olması nedeniyle hesaplar bilgisayar yardımı ile tamamlanır.

Birinci ve ikinci bölgede kat yükseklikleri farklı sistemlerin çözümünde α_1^2 , α_2^2 terimleri yeniden düzenlenerek esas denklemler aynen kullanılır. Kenar aksları dolu perde, iç aksları çerçevelerden oluşan bir yapının referans

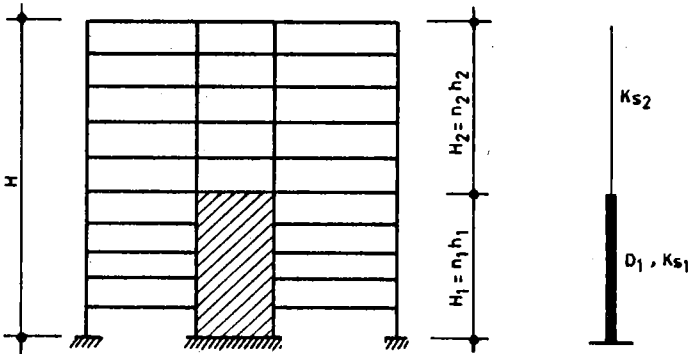
sistemi Şekil 3'de görülmektedir. Bu sistemin çözümünde $\alpha_1^2 = K_{s1}/D_1$ ve $\alpha_2^2 = K_{s2}/D_1$ olarak alınmalıdır.



Şekil - 3

III.2. KESİK PERDE-ÇERÇEVE SİSTEMLERİ

Deprem perdesinin binanın en üst seviyesine ulaşmadan kesilmesi ve çerçevenin devamı halinde buraya kadar elde edilmiş olan denklemlerin yeniden ele alınmasını gerektirecektir. Kaynak [7] de incelenmiş olan Şekil 4 deki perde-çerçeve sisteminde perde H_1 kotunda kesilmekte, bu seviye üzerinde çerçeve bulunmaktadır.



Şekil-4 Kesik perde-çerçeve sistemi ve referans sistemi

Sistemin I. bölgede incelenmesinden (4), (6), (8), (10), (15) denklemlerinin bu bölgede geçerli olduğu görülür. Sisteme, tepe değeri p_0 olan üçgen yayılı yatay yükün etkimesi halinde yine (17) sınır şartları kullanılarak (18) ve (19) denklemleri bulunur. İlgili denklemlere,

$$x = 0 \quad \text{için} \quad M_1' = \frac{p_0 H}{2}$$

$$x = H_1 \quad \text{için} \quad M_1 = 0 \quad (25)$$

sınır şartlarının uygulanması ile,

$$C_1 = \frac{p_0}{\alpha_1} \left(\frac{H}{2} - \frac{1}{H \alpha_1^2} \right) \quad (26)$$

$$C_2 = \frac{-1}{\text{Ch} \alpha_1 H_1} \left(\frac{p_0 H_1}{H \alpha_1^2} + C_1 \text{sh} \alpha_1 H_1 \right) \quad (27)$$

sabitleri bulunur. (8), (10), (15) denklemlerinde C_5 , C_6 , C_1 , C_2 sabitleri yerine (18), (19), (26), (27) ifadeleri yerleştirilerek kesit tesirleri ve yer değiştirmeler kolayca bulunur. II. bölgede yalnız çerçeve bulunduğundan evvelce elde edilen (5), (9), (11), (16) denklemleri kullanılamayacaktır. Bu bölge için sistemin yatay bir kesiminde denge şartı yazılarak bir defa türevi alınır,

$$K_{s2} y_2'' = -P(x) \quad (28)$$

denklemini elde edilir. (28) denkleminin çözümü,

$$y_2 = \frac{1}{K_{s2}} \left(-\frac{p_0}{6H} x^3 + C_9 x + C_{10} \right) \quad (29)$$

olur. C_9 ve C_{10} integral sabitleri,

$$\begin{aligned}
 x = H \quad \text{için} \quad K_{s2} y_2' &= 0 \\
 x = H_1 \quad \text{için} \quad y_1 &= y_2
 \end{aligned}
 \tag{30}$$

sınır ve süreklilik şartlarının uygulanması ile

$$C_9 = \frac{p_o H}{2} \tag{31}$$

$$\begin{aligned}
 C_{10} = -\frac{K_{s2}}{D_1} \left(C_3 + C_4 H_1 + \frac{C_1}{\alpha_1^2} Sh \alpha_1 H_1 + \frac{C_2}{\alpha_1^2} Ch \alpha_1 H_1 + \frac{p_o H_1^3}{6H \alpha_1^2} \right) \\
 + \frac{p_o H_1 H}{2} \left(\frac{H_1^2}{3H^2} - 1 \right)
 \end{aligned}
 \tag{32}$$

olarak bulunur.

Şekil 4 de görülen perde-çerçeve sisteminde perdenin H_1 kotunda kesikliğe uğramadan bina tepe seviyesine kadar devam etmesi halinde sürekli bir sistem elde edilmiş olur ve kesik perde-çerçeve sistemlerinin I. bölgeleri için elde edilmiş olan denklemler burada $H_1 = H$ için aynen geçerli olur.

III.3. KISALTILMIŞ HESAP

Yukarıda elde edilen denklemlerin yardımıyla çok kısa bir hesap işlemine de geçilebilir. Şöyleki: (11) denkleminin yardımı ile $x = H$, $x \cong 0,75 H$, $x = H_1$ için M_2' ve (23) ile $T_{\phi 2}$ değerleri hesaplanır. (10) denkleminde $x = 0$ için M_1' değeri bulunur. Yaklaşık olarak $x = (0,7-0,8)H$ için $T_{\phi 2} = T_{\phi 2 \max}$ olmaktadır. (İstenirse (23) in türevi alınıp sifıra eşitlenerek $T_{\phi \max}$ 'ın yeri ve (23) ile de değeri hesaplanabilir.)

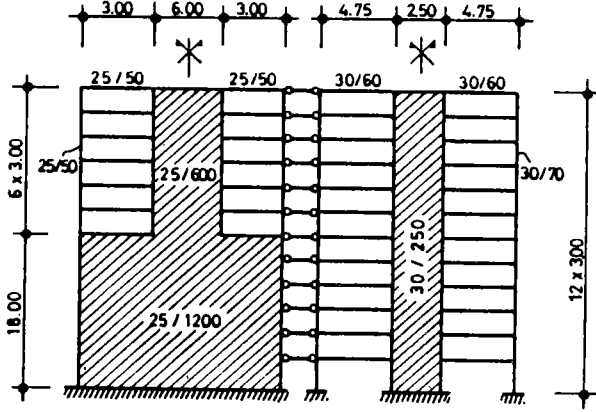
Yukarıda bulunan değerler Şekil 6-c,d de görüldüğü gibi birleştirilerek incelenen perde-çerçeve sisteminin toplam perde ve çerçeve kat kesme kuvvetleri diyagramları elde edilir.

Rijitlik perdelerine ait eğilme momenti diyagramı şu şekilde elde edilir. (11) denklemi sıfıra eşitlenerek maksimum momentin yeri bulunup (9) dan M_{2max} hesaplanır. (8) denkleminde $x = 0$ ve $x = H_1$ için moment değerleri hesap edilerek Şekil 6-a da görüldüğü gibi moment diyagramı çizilir.

Böylece yüksek dereceden hiperstatik perde-çerçeve sisteminin hiperstatikliğinin açılması on adet cebirsel denklemin çözümüne indirgenmiş olur.

IV. SAYISAL UYGULAMALAR

Şekil 1 de plan ve kesiti görülen sistem Şekil 5 deki boyutlarla çözümlenecektir.



Şekil-5

$$l = 5,00 \text{ m}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$p_0 = 28,80 \text{ t/m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

Perde eğilme rijitlikleri ve çerçevelerin kayma rijitlikleri hesaplanır [1].

$$K_{s1} = 215215,20 \text{ ton}$$

$$K_{s2} = 120415,52 \text{ ton}$$

$$D_1 = 4,102 \cdot 10^6 \text{ tm}^2$$

$$D_2 = 151,2 \cdot 10^6 \text{ tm}^2$$

$$D_3 = 18,9 \cdot 10^6 \text{ tm}^2$$

(6) ve (7) ifadelerinden,

$$\alpha_1^2 = 1,385 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-2}$$

$$\alpha_1 = 37,226 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$\alpha_2^2 = 5,235 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-2}$$

$$\alpha_2 = 72,353 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

α_1 , α_2 değerleri hesaplanarak (14) matrisi kurulur ve çözümlürse C_i katsayıları

$$C_1 = -1581,986$$

$$C_2 = -8678,682$$

$$C_3 = +10398,58$$

$$C_4 = -11094,50$$

elde edilir. Bölüm III.3'de anlatıldığı şekilde sistemin iç kuvvet dağılışı çabuk sonuç veren hesaplama yöntemi ile hesaplanarak çizilir (Şekil 6).

(18), (19), (21), (22) ifadelerinden

$$C_5 = 6262658$$

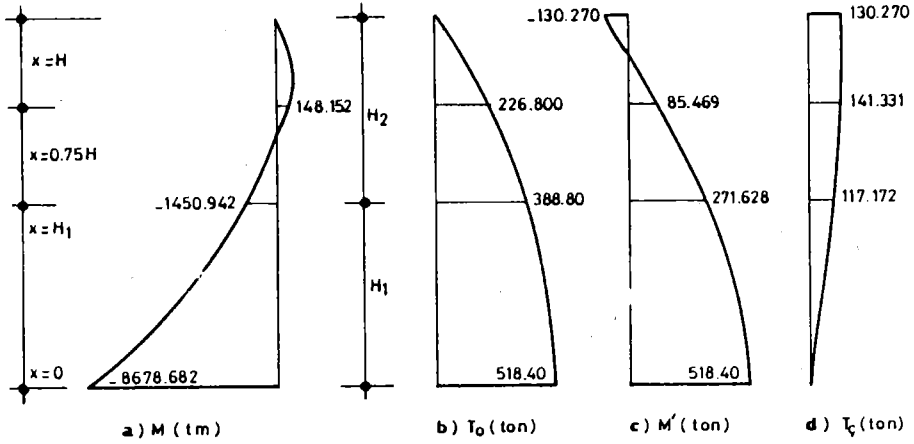
$$C_6 = 42496,69$$

$$C_7 = 1591915$$

$$C_8 = -59975,11$$

hesaplandıktan sonra (24) ile yapının en üst kotunun sehimi $f_{\max} = 18,684 \text{ cm}$ olarak bulunur.

Şekil 5 deki sistemin kat seviyelerindeki yer değiştirmeleri ve kesit tesirleri değerleri ise Tablo 1 de verilmektedir.



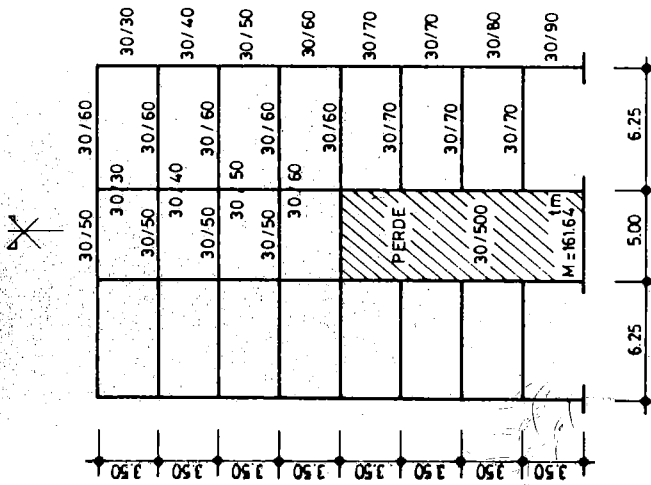
Şekil.6 Şekil 5 deki perde-çerçeve sistemine ait perde moment, dış kuvvet, perde, çerçeve kesme kuvvet diyagramları

Tablo 1. Şekil 5 deki perde-çerçeve sisteminin kat seviyelerindeki yerdeğiştirme ve iç kuvvet değerleri

x	Y	M	T_0	M'	$T_c = T_0 - M'$
m	mm	tm	t	t	t
36	18,684	0,000	0,000	-130,270	130,270
33	16,703	267,389	82,800	-49,885	132,685
30	14,625	308,890	158,400	20,912	137,488
27	12,432	148,152	226,800	85,469	141,331
24	10,188	-200,748	288,000	146,842	141,158
21	8,028	-732,618	342,000	207,931	134,069
18	6,161	-1450,942	388,800	271,628	117,172
15	4,578	-2337,844	428,400	319,054	109,346
12	3,131	-3362,045	460,800	363,256	97,544
9	1,879	-4514,711	486,000	404,787	81,213
6	0,890	-5788,610	504,000	444,163	59,837
3	0,237	-7178,026	514,800	481,877	32,923
0	0,00	-8678,682	518,400	518,400	0,000

Şekil 7,9,11 deki perde-çerçeve sistemleri ve çözümleri kaynak [7] den alınmıştır. Bu sistemlerin; dinamik analiz sonucu, 1. mod şekline ve ideal doğru kabulüne göre dağıtımdan elde edilen kat kesme kuvveti diyagramları da şekillerin yanında görülmektedir. (Kaynak [7] de bu taşıyıcı sistemleri sarsmakta kullanılan depremin ivme-zaman grafiği koordinatlarının "Strong Motion Earthquake Accelerograms, Digitized and Plotted Data February 1975, California Institute of Technology" isimli yayından alındığı ve depremin max. ivmesinin 27 cm/sn^2 olduğu belirtilmektedir.)

Eleman boyutlarının en azından birkaç kat aynı ölçüde olması yapım sırasında kolaylıklar sağlamaktadır. Bu sebepten ve aynı zamanda Diferansiyel Denklem Yönteminin kolay kullanımını sağlamak amacı ile, süreksizlik bölgelerini arttırarak denklem adedi ve işlemleri de arttırmamak için Şekil 7a, 9a, 11a daki sistemlerin kolon ve giriş boyutlarının katlardaki değişimi, Şekil 8a, 10a, 12a da görüldüğü gibi iki farklı özellikte bölge oluşacak şekilde seçilerek çözümler yapılmış ve sistem kesitlerinin yanında; perde, çerçeve, toplam kat keşme kuvvetleri ve perde moment diyagramları verilmiştir.

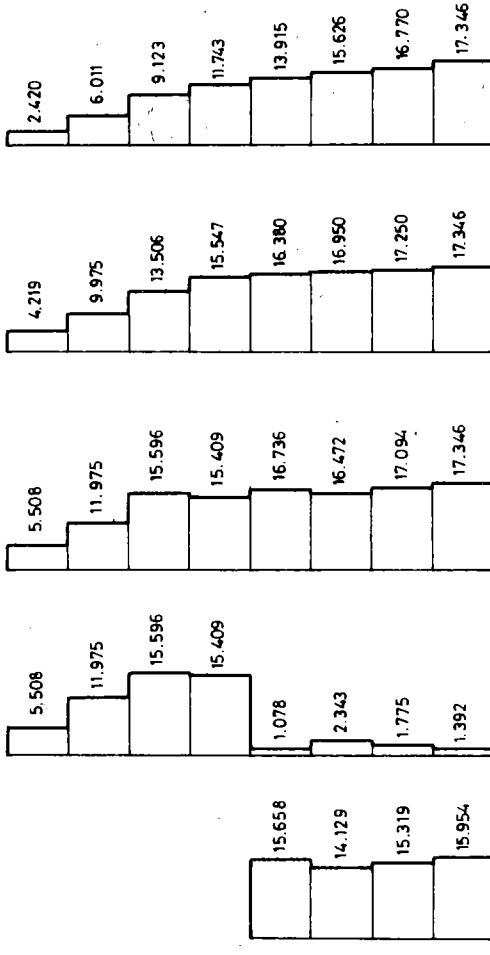


a) Sistem kesiti

PERYOTLAR

1. MOD 0,8681 sec.
2. MOD 0,3670 sec.
3. MOD 0,2479 sec.
4. MOD 0,1798 sec.

$$E = 23.10^5 \text{ t/m}^2$$

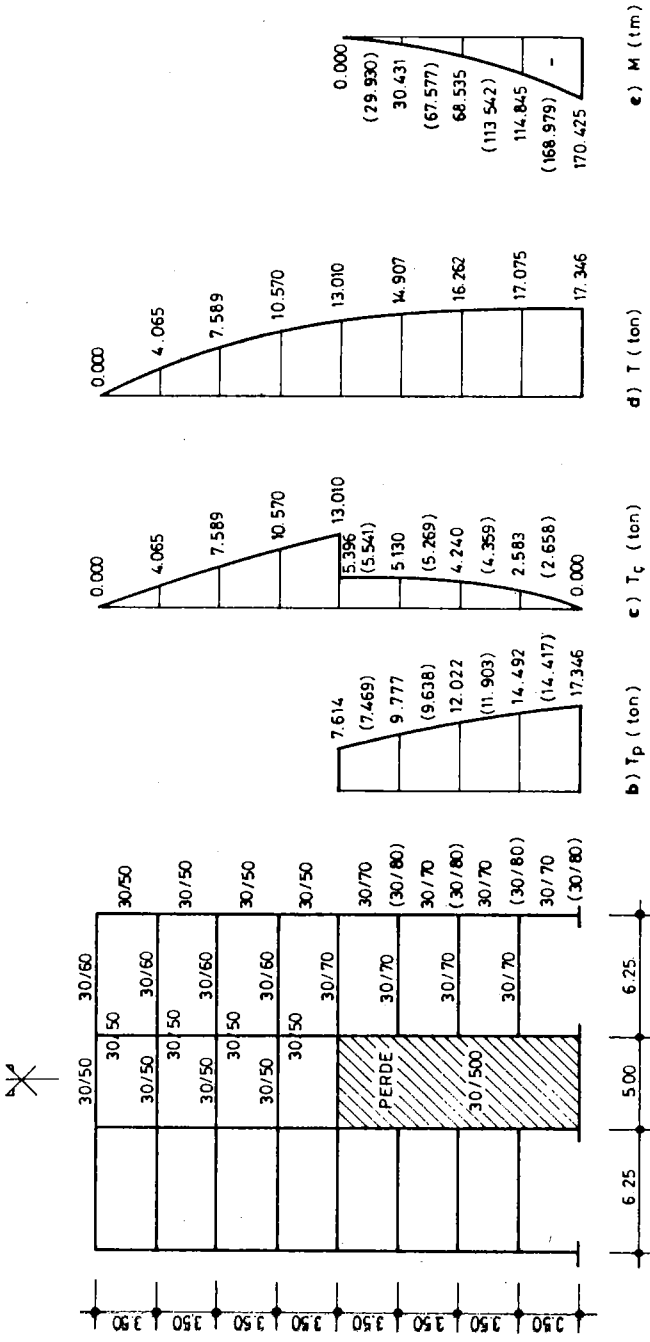
b) T_p c) $T_{\check{c}}$ d) $T_{\text{DINAMİK}}$ e) $T_{1, \text{MOD}}$ f) $T_{\text{İDEAL D}}$

DİNAMİK ANALİZ SONUCU ELDE EDİLEN MAKSİMUM KAT KESME KUUVETLERİ (d), PERDE ve ÇERÇEVE KESME KUUVETLERİ (b), (c) DİYAGRAMLARI

1. MOD ŞEKLİNE GÖRE DAĞITIMDAN ELDE EDİLEN KAT KESME KUUVETLERİ DİYAGRAMI

İDEAL DOĞRU KABULİNE GÖRE DAĞITIMDAN ELDE EDİLEN KAT KESME KUUVETLERİ DİYAGRAMI

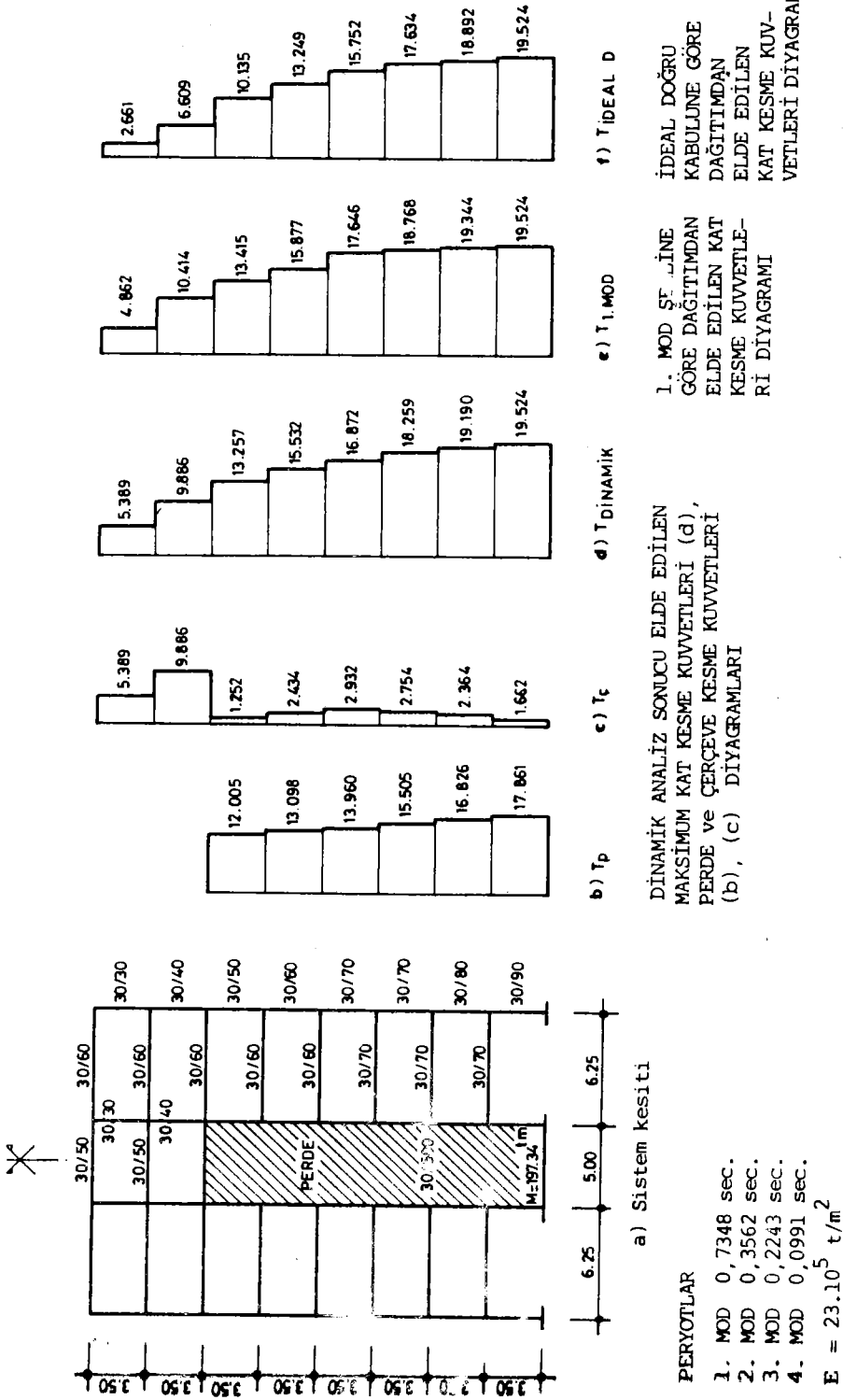
ŞEKİL - 7 Kaynak | 7 | den alınan sistem ve kesme kuvveti diyagramları



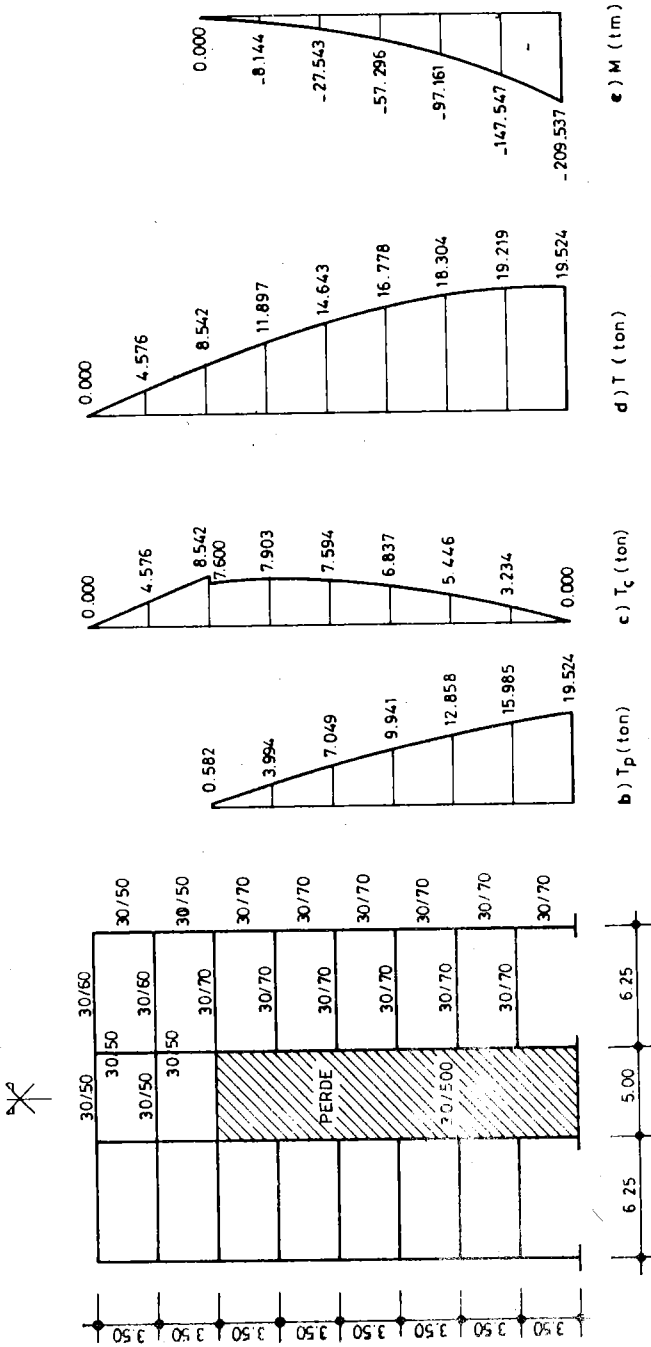
$E = 23 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$

$f_{\max} = 10,44 \text{ mm}$ ($f_{\max} = 10,43 \text{ mm}$)

ŞEKİL 8. Şekil 7 a'ya benzer perde-çerçeve sisteminin Diferansiyel Denklemler Yöntemi ile çözümünden elde edilen perde, çerçeve, kat kesme kuvvetleri ve perde moment diyagramları

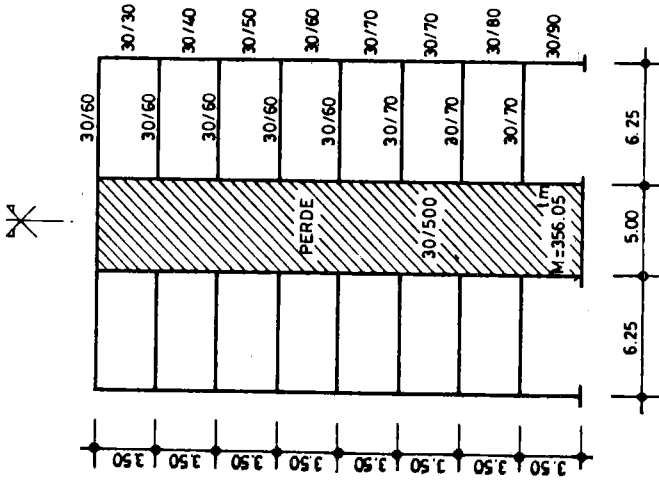


ŞEKİL 9. Kaynak [7] den alınan sistem ve kesme kuvvet diyagramları



$$E = 23.10^5 \text{ t/m}^2 \quad f_{\max} = 3,30 \text{ mm}$$

ŞEKİL 10. ŞEKİL 9'a benzer perde-çerçeve sisteminin Diferansiyel Denklem Yöntemi ile çözümünden elde edilen perde, çerçeve, kat kesme kuvvetleri ve perde moment diyagramları

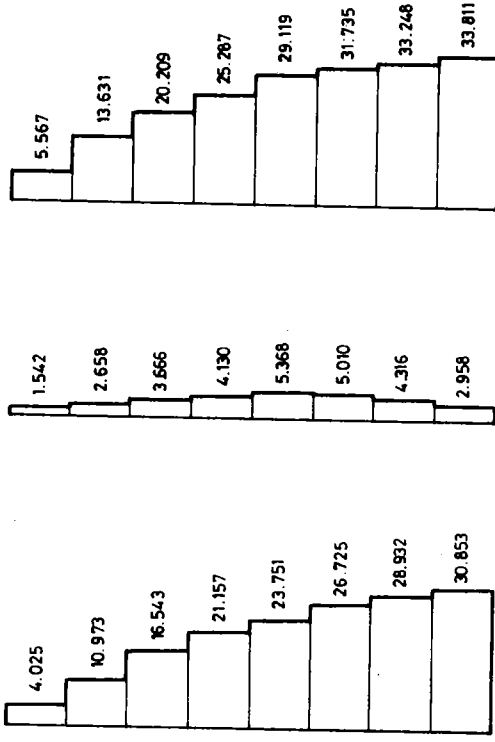


a) Sistem kesiti

PERYOTLAR

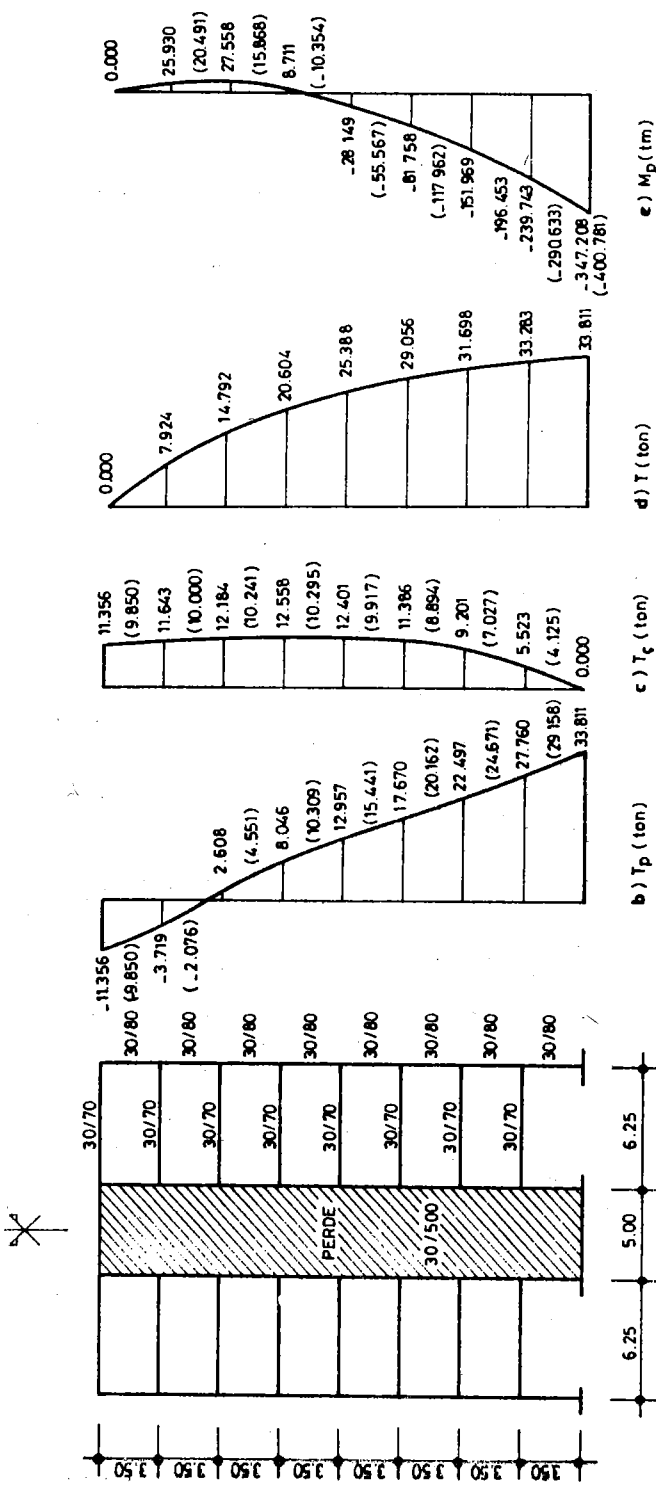
1. MOD 0,6408 sec.
2. MOD 0,1531 sec.
3. MOD 0,0666 sec.
4. MOD 0,0405 sec.

$$E = 23.10^5 \text{ t/m}^2$$



DİNAMİK ANALİZ SONUCU ELDE EDİLEN MAKSİMUM KAT
KESME KUVVETLERİ (d), PERDE, ÇERÇEVE KESME
KUVVETLERİ (b), (c) DİYAGRAMLARI

ŞEKİL 11. Kaynak [7] den alınan sistem ve kesme kuvvet diyagramları



$E = 23 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$

$f_{\max} = 7.30 \text{ mm}$ ($f_{\max} = 9.36 \text{ mm}$)

Şekil 12. Şekil 11 a'ya benzer perde-çerçeve sisteminin Diferansiyel Denklem Yöntemi ile çözümlünden elde edilen perde, çerçeve, kat kesme kuvvetleri ve perde moment diyagramları

* Parantez içinde verilen değerler tüm kirişlerin 30/60 ve tüm kolonların 30/70 boyutunda olması haline aittir.

V. SONUÇLAR

Bina taşıyıcı sistemlerinde süreksizliklerin bulunması halinde ve deprem etkisi altında, taşıyıcı sistemin çözümü dinamik yöntemlerle yapılmalıdır. Çözümü kolaylaştıran bazı kabullerin yapılması ve statik yöntemlerin kullanılması bazı durumlarda ve bölgelerde dinamik analiz sonuçlarına yakın çözümler vermekte, ancak sistemin bir başka bölgesinde kesin sonuçtan uzaklaşan çözümler elde olunabilmektedir.

Perde rijitliğinin sistem içinde kendini hissettirmesi durumunda taşıyıcı sistemi rijitliği bakımından süreksiz sistemlerin, Diferansiyel Denklem Yöntemi ile çözümünün, dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmasından kısaca aşağıdaki sonuçlara varılmaktadır:

- 1- Taban kotunda perde momentleri dinamik analiz sonuçlarından yaklaşık % 5-10 büyük olmaktadır.
- 2- Perde kesme kuvvetleri; taban kotu ve ona yakın kotlarda dinamik analiz sonuçlarına oldukça yakın sonuçlar vermekte, perdenin kesikliğe uğradığı bölge civarında dinamik analiz sonuçlarından uzak kalmaktadır.
- 3- Çerçeve kesme kuvvetlerinin değerleri dinamik analiz sonuçlarına göre; perdenin bulunduğu bölgede 2-3 kat büyük, perdenin kesikliğe uğradığı kotta yaklaşık % 10, üst kotlarda ise % 40 a varan küçük değerler olmaktadır.

Sonuç olarak, taşıyıcı sistemi kesikli perde-çerçevelerden oluşan sistemlerin çözümünün ön projelendirilmesinde Diferansiyel Denklem Yöntemi kullanılabilir. Bu durumda, perde boyutları hakkında kesin bir karar verebilmek, çerçeveler için ise yukarıdaki özellikleri dikkate alarak bir ön projelendirme yapabilmek mümkün olmaktadır.

KAYNAKLAR

- | 1 | BİLYAP, S.; "Betonarme Yüksek Yapılarda Perde-Çerçeve Sistemlerinin Yatay Kuvvetlere Göre Hesabı", Ege Üniversitesi, İnşaat Fakültesi Yayını No: 2 İzmir, 1979.
- | 2 | BİLYAP, S.; "Betonarme Yüksek Yapılarda Burulmasız Perde-Çerçeve Sistemlerinin Yatay Kuvvetlere Göre Yaklaşık Hesap Yöntemleri ve Dinamik Karakteristikleri", Ege Üniversitesi, İnşaat Fakültesi Yayını No: 3, İzmir 1979.
- | 3 | BİLYAP, S.; "Perde-Çerçeve Sistemlerinin Çözümünde Yeni Bir Yöntemin Uygulanması", I. Ulusal Mekanik Kongresi, İ.T.Ü. İstanbul, 1979.
- | 4 | BİLYAP, S.; "Burulmasız Perde-Çerçeve Sistemlerin Hesabında Bir Pratik Yaklaşım", II. Ulusal Mekanik Kongresi, K.T.Ü. Trabzon, 1981.
- | 5 | BAİKOV, V.; Sigalov, E.; "Betonarme Yapılar" Stroyizdat, Moskova, 1976.
- | 6 | ALKU, Ö.Z.; "Döşemelerin Kendi Düzlemlerinde Eğilmesi Durumunda Perde-Çerçeve Sistemlerinin İncelenmesi" II. Ulusal Mekanik Kongresi, K.T.Ü. Trabzon, 1981.
- | 7 | KORKUT, K.; "Kesik Deprem Perdeleri ve Kütle Yığılmaları İçeren Binalarda Toplam Taban Kesme Kuvvetinin Kat Hizalarına Dağıtımı" TÜBİTAK, YAE, a 49, Kasım 1981.
- | 8 | ERSAN, T.; "Elemanları Perde ve Çerçevelerden Oluşan Sistemlerin Pratik Hesap Metodları", I. Ulusal Mekanik Kongresi, İ.T.Ü., İstanbul, 1979.
- | 9 | "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" İ.M.O. Yayınları, 1976/6.

YAYILI KÜTLELİ VE TOPLANMIŞ KÜTLELİ SİSTEMLERDE
TİTREŞİM MOD VE PERİYOTLARIN HESABI

Ruhi Aydın

A.Ü. Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

ÖZET

Çerçeve sistem rijitlik matrisi yapı titreşim periyodunun hesabında önemlidir. Rijit kiriş kabulü, kirişlerin uç dönüş etkilerinin yaklaşık veya kesin yöntemlerle göz önüne alınması, toplu kütleli sistemler ve yayılı kütleli sistemlerde titreşim periyod ve modlarının hesabı değişik özellikler gösterir. Bu hesap yöntemleri açıklanarak sonuçlar karşılaştırılmıştır.

THE ANALYSIS OF VIBRATION PERIODS AND MODES
OF THE LUMPED AND DISTRIBUTED MASS SYSTEMS

ABSTRACT

The most important step of analyzing the vibration period and modes of frame structures is to set up the stiffness matrix.

For different cases the girders can be assumed as rigid or the effects of end rotations can be taken into account exactly or approximately for lumped or distributed mass systems.

It is obvious that the assumptions made for the analysis have considerable effects on the results.

The methods are explained and the results of different cases are compared to each other.

I. GİRİŞ

Çerçeve sistemlerin deprem etkileri altında davranışlarını hesaplamak üzere kullanılan yöntemler içinde en geçerli ve güvenilir yöntem Mod Süperpozisyonu yöntemidir. Yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik [1] te de yüksekliği 75 m. yi geçen yapılar için dinamik hesap öngörülmekte ve Mod Süperpozisyonu Yöntemi tavsiye edilmektedir.

Yöntemin uygulanmasında genellikle yapı, kat sayısı kadar serbestlik derecesine sahip ve kütleleri kat seviyelerinde toplanmış bir sistem olarak, idealize edilir.

Bu yazıda yukarıda belirtilen idealizasyona gidilmeksizin yapılacak hesap yöntemlerine de yer verilmiş ve karşılaştırmalar yapılmıştır.

II. TOPLANMIŞ KÜTLELİ SİSTEMLERDE TİTREŞİM MOD VE PERİYOTLARININ BULUNMASI

Şekil 1. de görülen çerçeve sistemde kat sayısı kadar serbestlik derecesi kabul edip ve kütlelerin de kat seviyelerinde toplandığı kabul edilirse serbest titreşim denklemi sönüm ihmal edilerek

$$[\underline{K} - \omega^2 \underline{m}] [\underline{a}] = 0 \quad \text{II.1}$$

olur. Burada,

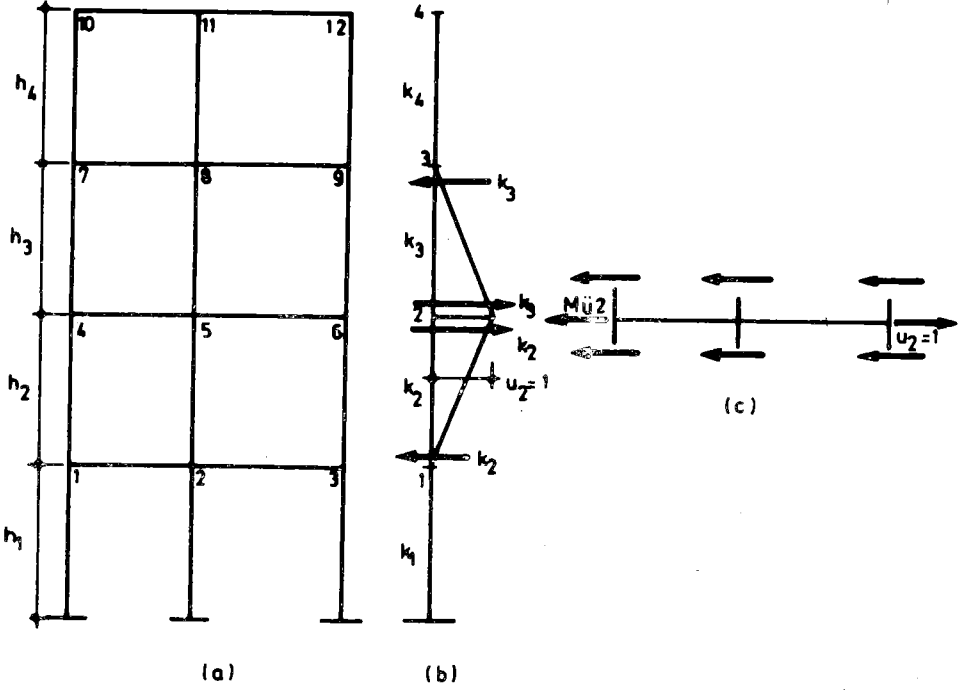
n katların sayısı olduğuna göre,

$\underline{K} = n \times n$ boyutunda yapıya ait rijitlik matrisi

$\underline{m} = n \times n$ boyutunda kat seviyelerinde toplanmış kütleleri içeren diyagonal matris

$\underline{a} = n \times 1$ boyutunda modlar matrisi

$\omega =$ açısal hızı gösterir.



Şekil : 1

II.1 Denkleminin çözümü bir özdeğer ve özvektör hesabına götürür. Hesap sonucunda serbestlik derecesi kadar, yani n sayıda, ω bulunur. Her ω değeri II.1 Denkleminde yerine konarak bunlara ait \bar{a} matrisleri bulunabilir. Bu \bar{a} matrislerine modlar matrisi denir.

ω değerleri II.1 denkleminde yerine konunca \bar{a} matrisine ait katsayılar matrisi sığüler olur, bu durumda \bar{a} matrisinin elemanlarında birini belirli bir değer-örneğin 1- seçip katsayılar matrisinin mertebesini 1 azaltarak çözüm yapılır.

II.1. RİJİTLİK MATRİSİNİN HESABI

K rijitlik matrisinin hesabı için aşağıda özet olarak verilen yollara başvurulur.

II.1.1. Kat Kirişlerinin Sonsuz Rijit Kabul Edilmesi Yoluyla Rijitlik Matrisi Hesabı

Şekil 1.a daki çerçevede kirişlere ait EJ değerleri sonsuz kabul edilirse, yani düğüm noktalarındaki dönüş açılarının sıfır kabulü ile, sistem bir kayma kirişine dönüşür (Şekil 1.b) ve rijitlik matrisi aşağıdaki şekli alır.

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 \end{bmatrix} \quad \text{II.2}$$

II.2 Denklemindeki

$$k_i = \sum_m \frac{12 EJ_m}{h_i^3} \quad \text{II.3 dür.}$$

m kolon sayısını, i katın numarasını göstermektedir.

k_i değerlerini kullanarak II.2 denkleminin sütunlarının elde edilmesi 2. Kat örnek alınarak Şekil 1.b de gösterilmiştir.

II.1.2. Düğüm Noktalarındaki Dönüş Açılarının Yaklaşık Olarak Göz Öntüne Alınması Yoluyla Rijitlik Matrisi Hesabı

II.3 Denkleminde kirişlerin sonsuz rijit kabul edilmesi K rijitlik matrisinin kurulmasını oldukça basitleştirir. Ancak bu kabul hesabın hassasiyetini azaltır. Bunun yerine kiriş rijitliklerini de göz öntüne alan

yaklaşık yöntemler kullanılması yoluna gidilebilir. Bu durumda herhangi bir kolondaki birim deplasman sonucu oluşacak kesici kuvvet [2] ;

$$Q = \frac{12 EJ}{h^3} \cdot c \quad \text{II.4}$$

olur. Denklemdaki c katsayılarının hesabı çeşitli kiriş kolon rijitlik oranları için tablolar veya abaklarla verilmiştir. Sistem rijitlik matrisi denklem II.2 ve Şekil 1 de gösterildiği tarzda kurulur.

II.1.3. Açık Metodu Denklem Takımları Kullanılarak Rijitlik Matrisi Hesabı

Şekil 1 deki çerçevede Açık Metodu denklem takımları kurulursa aşağıda alt matrisler halinde gösterilen denge denklemleri elde edilir.

$$\begin{array}{|c|c|c|c|c|} \hline K_{11} & K_{12} & \varphi & \bar{M} & \\ \hline K_{21} & K_{22} & \underline{u} & \underline{F} & \\ \hline \end{array} + \begin{array}{|c|} \hline \bar{M} \\ \hline \underline{F} \\ \hline \end{array} = 0 \quad \text{II.5}$$

Burada; n kat sayısı ve m'de açıklık sayısı olduğuna göre,

$\varphi = (m + 1)n \times 1$ boyutunda düğüm dönüş açıları sütun matrisi

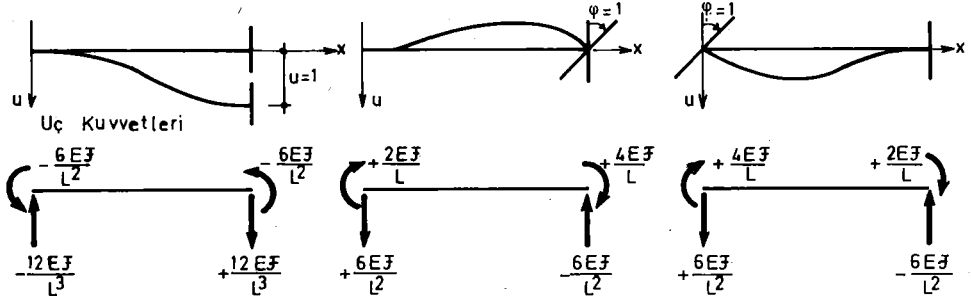
$\underline{u} = n \times 1$ boyutunda kat deplasmanları sütun matrisi

$\bar{M} = \varphi$ matrisi ile aynı boyutta düğüm noktalarına etki eden ankastre momentler sütun matrisi

$\underline{F} = \underline{u}$ matrisi ile aynı boyutta kat seviyelerinde etki eden kuvvetler sütun matrisidir.

K alt matrisleri ise Şekil 1'deki çerçeve için Şekil 2 yardımıyla aşağıdaki tarzda elde edilirler [3] .

Şekil değiştirmeler:



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
$K_{11} =$	$d_{1,1}$	$d_{1,2}$		$d_{1,4}$									1	
	$d_{2,1}$	$d_{2,2}$	$d_{2,3}$		$d_{2,5}$								2	
		$d_{3,2}$	$d_{3,3}$			$d_{3,6}$								3
	$d_{4,1}$			$d_{4,4}$	$d_{4,5}$		$d_{4,7}$							4
		$d_{5,2}$		$d_{5,4}$	$d_{5,5}$	$d_{5,6}$		$d_{5,8}$						5
			$d_{6,3}$		$d_{6,5}$	$d_{6,6}$			$d_{6,9}$					6
				$d_{7,4}$			$d_{7,7}$	$d_{7,8}$		$d_{7,10}$				7
					$d_{8,5}$		$d_{8,7}$	$d_{8,8}$	$d_{8,9}$		$d_{8,11}$			8
						$d_{9,6}$		$d_{9,8}$	$d_{9,9}$			$d_{9,12}$		9
							$d_{10,7}$			$d_{10,10}$	$d_{10,11}$			10
								$d_{11,8}$		$d_{11,10}$	$d_{11,11}$	$d_{11,12}$		11
									$d_{12,9}$		$d_{12,11}$	$d_{12,12}$		12
													$(n+1) \times (n+1)$	

Burada;

$d_{i,i}$ diyagonal terimleri i diğümüne birleşen çubukların $\frac{4EJ}{l}$ ve

$\frac{4EJ}{h}$ larının toplamı

$d_{i,j}$ i düğümüne j düğümünden bağlanan çubuğun $\frac{2EJl^3}{l}$ veya $\frac{2EJ}{h}$ değeridir.
 $d_{i,j} = d_{j,i}$

Şekil 1'deki çerçeve örnek alınarak kurulan II.6 Denkleminde gösterilmeyen elemanlar sıfırdır.

$$\begin{array}{c}
 \begin{array}{cccc|c}
 1 & 2 & 3 & 4 & \\
 \hline
 e_{1,1} & e_{1,2} & & & 1 \\
 e_{2,1} & e_{2,2} & & & 2 \\
 e_{3,1} & e_{3,3} & & & 3 \\
 e_{4,1} & e_{4,2} & e_{4,3} & & 4 \\
 e_{5,1} & e_{5,2} & e_{5,3} & & 5 \\
 e_{6,1} & e_{6,2} & e_{6,3} & & 6 \\
 & e_{7,2} & e_{7,3} & e_{7,4} & 7 \\
 & e_{8,2} & e_{8,3} & e_{8,4} & 8 \\
 & e_{9,2} & e_{9,3} & e_{9,4} & 9 \\
 & & e_{10,3} & e_{10,4} & 10 \\
 & & e_{11,3} & e_{11,4} & 11 \\
 & & e_{12,3} & e_{12,4} & 12 \\
 \hline
 & & & & (m+1) \times n
 \end{array}
 \end{array}
 \quad \text{II.7}$$

Burada;

$e_{i,j}$ ifadesinde i düğüm no'sunu j katları gösterdiğine göre herbir satırdaki ilk terim alt kattan i düğümüne birleşen çubuğun $+\frac{6EJ}{h^2}$, son terim ise üst kattan i düğümüne birleşen çubuğun $-\frac{6EJ}{h^2}$ değeridir. Ortadaki terim ilk ve son terimlerin toplamının ters işaretlisidir.

$$K_{21} = K_{12}^T \quad \text{II.8}$$

K_{22} alt matrisi II.2 ve II.3 denklemlerinde belirtildiği tarzda kurulur.

Rijitlik matrisinde kuvvetlerle u deplasmanları arasındaki ilişki arandığından II.5 denkleminde $\bar{M} = 0$ yazılıp bazı matris işlemleri yapılırsa

$$\begin{aligned} [K_{22} \quad -K_{21} \cdot K_{11}^{-1} \quad \cdot K_{12}] \underline{u} + \underline{F} &= 0 \\ \underline{K} \cdot \underline{u} + \underline{F} &= 0 \end{aligned} \quad \text{II.9}$$

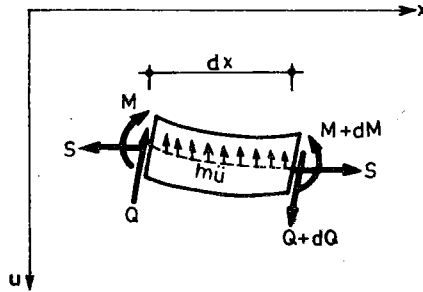
elde edilir.

Burada;

$$\underline{K} = K_{22} \quad - K_{21} \cdot K_{11}^{-1} \quad \cdot K_{12} \quad \text{II.10 dur.}$$

III. YAYILI KÜTLELİ SİSTEMLERDE TİTREŞİM MOD VE PERİYOTLARININ BULUNMASI

Kütlesinin çubuk uzunluğunca üniform olarak dağıldığı sabit kesitli bir çubuk serbest titreşime maruz kalsın. Bu çubuktan çıkarılan dx elemanı ve üzerindeki kuvvetler Şekil 3'te gösterilmiştir. [4].



Şekil: 3

m = Birim boydaki kütle

EJ = Eğilme rijitliği

S = Sabit olarak kabul edilen eksenel kuvvet

$m\ddot{u} = D'$ Alembert kuvvetleri (üslü terimler x 'a noktalı terimler zamanına göre türevi gösterdiğine göre).

III.1. EKSENEL KUVVET ETKİSİNİN İHMAL EDİLMESİ DURUMU İÇİN RİJİTLİK MATRİSİNİN ELDE EDİLMESİ

Elastik eğriye ait bilinen $u'' = -\frac{M}{EJ}$ denkleminin 2 defa daha türevi alınıp $\frac{d^2M}{dx^2} = -(-m\ddot{u}) = m\ddot{u}$ değeri de yerine konursa;

$$EJu^{IV} + m\ddot{u} = 0 \quad \text{III.1}$$

diferansiyel denklemi elde edilir.

Bu denklemin genel çözümü;

$$u = C_1 \text{Cosh } \beta x + C_2 \text{Sinh } \beta x + C_3 \text{Cos } \beta x + C_4 \text{Sin } \beta x \quad \text{III.2}$$

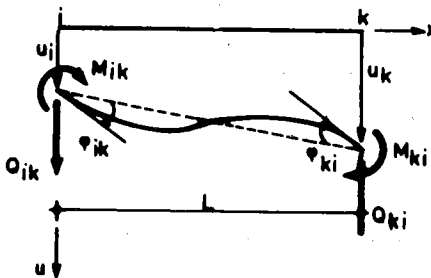
$$\beta^4 = \frac{m\omega^2}{EJ} \quad \text{III.3}$$

olur.

C katsayıları sınır şartlarından elde edilir.

III.1.1. Açık Metodu Denklem Takımlarının Elde Edilmesi

III.2 denkleminde yararlanılarak Şekil 1'deki sisteme ait denge denklemlerini elde edebilmek için birim deplasman durumları için integral sabitlerinin belirlenmesi gerekir. Örneğin, Şekil 4'deki bir ik çubuğunda i ucunun birim dönmesi halinde;



Şekil : 4

$$x = 0 \text{ ve } x = \ell \text{ de } u = 0$$

$x = 0$ da $u' = 1$; $x = \ell$ de $u' = 0$ sınır şartları geçerlidir. Bu sınır şartları III.2 denkleminde ve türevinde yerine konursa 4 bilinmeyenli 4 denklem elde edilir. Bu denklemlerin çözümünden $\varphi_{ik} = 1$ için birim deplasman sabitleri elde edilir. Benzer şekilde $\varphi_{ki} = 1$ ve $u_i = 1$; $u_k = 1$ için birim deplasman sabitleri elde edilip denklemler düzenlenirse;

$$\begin{aligned} M_{ik} &= \frac{EJ}{\ell} (c(\lambda) \varphi_{ik} + s(\lambda) \varphi_{ki} - r(\lambda) \frac{u_k}{\ell} + t(\lambda) \frac{u_i}{\ell}) \\ M_{ki} &= \frac{EJ}{\ell} (s(\lambda) \varphi_{ik} + c(\lambda) \varphi_{ki} - t(\lambda) \frac{u_k}{\ell} + r(\lambda) \frac{u_i}{\ell}) \end{aligned} \quad \text{III.4}$$

Burada;

$$\beta^4 = \frac{m\omega^2}{EJ} ; \quad \lambda = \beta\ell \quad \text{olmak üzere}$$

$$c(\lambda) = \lambda \frac{\text{Cosh } \lambda \text{ Sin } \lambda - \text{Sinh } \lambda \text{ Cos } \lambda}{1 - \text{Cosh } \lambda \text{ Cos } \lambda}$$

$$s(\lambda) = \lambda \frac{\text{Sin h } \lambda - \text{Sin } \lambda}{1 - \text{Cosh } \lambda \text{ Cos } \lambda}$$

$$r(\lambda) = \lambda^2 \cdot \frac{\text{Cosh } \lambda - \text{Cos } \lambda}{1 - \text{Cosh } \lambda \text{ Cos } \lambda}$$

$$t(\lambda) = \lambda^2 \frac{\text{Sinh } \lambda \text{ Sin } \lambda}{1 - \text{Cosh } \lambda \text{ Cos } \lambda}$$

dır. Kesici kuvvetler her birim deplasman için III.2 denklemi ve $Q = -\frac{u'''}{EJ}$ bağıntısından yararlanarak bulunur. Bunun için Şekil 4'teki eksen takımı gözönüne alınmak suretiyle $x = 0$ ve $x = \ell$ kesitlerinde sınır şartları yazılarak bulunur. Buna göre,

$$Q_{ik} = \frac{EJ}{\ell^2} (t(\lambda) \varphi_{ik} + r(\lambda) \varphi_{ki} - n(\lambda) \frac{u_k}{\ell} + m(\lambda) \frac{u_i}{\ell})$$

$$Q_{kl} = -\frac{EJ}{\ell^2} (r(\lambda) \varphi_{lk} + t(\lambda) \varphi_{kl} - m(\lambda) \frac{u_k}{\ell} + n(\lambda) \frac{u_l}{\ell}) \quad \text{III.5}$$

Burada;

$$m(\lambda) = \lambda^3 \frac{\text{Sinh } \lambda \text{ Cos } \lambda + \text{Cosh } \lambda \text{ Sin } \lambda}{1 - \text{Cos } h \lambda \text{ Cos } \lambda}$$

$$n(\lambda) = \lambda^3 \frac{\text{Sinh } \lambda + \text{Sin } \lambda}{1 - \text{Cosh } \lambda \text{ Cos } \lambda}$$

dır.

Denge denklemlerinin kurulması esasları II.1.3 de belirtildiği tarzda aşağıdaki açıklamalara uyularak yapılır.

K_{11} alt matrisi II.6 denkleminde gösterildiği tarzda kurulur, ancak $d_{i,i}$ elemanları çubuklara ait $\frac{EJ}{\ell} c(\lambda)$ terimleri toplamı, $d_{i,j}$ elemanları ise $\frac{EJ}{\ell} s(\lambda)$ değerleridir.

K_{12} alt matrisi II.7 denkleminde gösterildiği tarzda kurulur, ancak $e_{i,j}$ ifadesinde alt kattan i düğüme birleşen çubuğun $\frac{EJ}{h_i^2} r(\lambda)$, son terim ise üst kattan i düğüme birleşen çubuğun $-\frac{EJ}{h_i^2} r(\lambda)$ değeridir. Ortadaki terim i düğüme alt ve üstten birleşen çubukların $-\frac{EJ}{h_i^2} t(\lambda) + \frac{EJ}{h_{i+1}^2} t(\lambda)$ değerleri toplamıdır.

$$K_{21} = K_{12}^T \quad \text{olup}$$

K_{22} alt matrisi II.2 denkleminde gösterildiği tarzda kurulur. Diagonal terimleri katın alt ve üstündeki kolonların $\sum m(\lambda) \frac{EJ}{h_i^3} + \sum m(\lambda) \frac{EJ}{h_{i+1}^3}$ değerleri, diyagonal dışı terimler ise ilk terim $-\sum n(\lambda) \frac{EJ}{h_i^3}$ son terim $-\sum n(\lambda) \frac{EJ}{h_{i+1}^3}$ dir.

II.5 denklemindeki K rijitlik matrisi bu şekilde kurulduktan sonra sıra denklem sabitlerinden F kat kuvvetleri matrisinin hesabına gelir. Şekil 1.c den görüleceği gibi dış kuvvet her katta Mü D'Alembert kuvvetlerinden oluşur. Burada;

M = Kat seviyelerindeki sisteme ait kütle değeridir (Kiriş döşeme, duvar v.b. elemanlardan oluşmak üzere).

$\ddot{u} = -\omega^2 u$ bağıntısı yukardaki ifadede yerine konursa

$$F = -\omega^2 M \cdot u \quad \text{III.6 olur.}$$

Yukarıda açıklandığı tarzda kurulan yayılı kütleli sistemler için denge denklemlerinin çözümü nümerik olarak yapılır. Denge denklemlerinin terimleri bilinmeyen ω sayılarını ihtiva eder. Çözüm için aşağıda belirtilen yol takip edilir.

1- ω için bir değer tahmin edilir.

2- II.5 denklemine II.9 ve II.10 denklemleri ile gösterilen indirgeme işlemi yapılır.

3- III.6 denklemindeki F matrisi II.9 da yerine konursa

$$[K - \omega^2 M] u = 0 \quad \text{III.7 olur.}$$

4- $[K - \omega^2 M]$ matrisinin determinantı hesaplanır.

5- Determinant sıfırdan farklı ise yeni bir ω değeri ile 2. maddeye gidilir.

6- Determinant sıfır veya sıfıra yakın oluncaya kadar işleme devam edilir.

7- Determinantı sıfır veya sıfıra yakın yapan ω değeri öz değer olur, buna ait özvektör III.7 denkleminde bulunur.

III.2 SABİT EKSENEL KUVVET ETKİSİ ALTINDA RİJİTLİK MATRİSİNİN ELDE EDİLMESİ

Şekil 3'teki dx elemanında S aksenal kuvveti sabit kabul edilip momentler dengesi ve düşey denge yazılırsa,

$$EJ u'''' + S u'' + m \ddot{u} = 0 \quad \text{III.8}$$

denklemleri elde edilir.

Bu denklemin çözümü:

$$u = C_1 \text{Cosh} \frac{\delta x}{l} + C_2 \text{Sinh} \frac{\delta x}{l} + C_3 \text{Cos} \frac{\epsilon x}{l} + C_4 \text{Sin} \frac{\epsilon x}{l} \quad \text{III.9}$$

olur. Burada:

$$\delta = \sqrt{-\frac{\alpha^2}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^4}{4} + \beta^4}} \quad ; \quad \epsilon = \sqrt{\frac{\alpha^2}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^4}{4} + \beta^4}}$$

$$\alpha^4 = \frac{S\theta^2}{EJ} \quad \beta^4 = \frac{m\omega^2 l^4}{EJ}$$

dir.

C integral sabitleri paragraf III.1.1 de olduğu gibi sınır şartlarından elde edilir.

Sonuç olarak Şekil 4'deki ik çubuğuna ait uç momentleri ve kesici kuvvetler

$$\begin{aligned} M_{ik} &= \frac{EJ}{l} \left(c \varphi_{ik} + s \varphi_{ki} - r \frac{u_k}{l} + t \frac{u_i}{l} \right) \\ M_{ki} &= \frac{EJ}{l} \left(s \varphi_{ik} + c \varphi_{ki} - t \frac{u_k}{l} + r \frac{u_i}{l} \right) \\ Q_{ik} &= \frac{EJ}{l^2} \left(t \varphi_{ik} + r \varphi_{ki} - n \frac{u_k}{l} + m \frac{u_i}{l} \right) \\ Q_{ki} &= -\frac{EJ}{l^2} \left(r \varphi_{ik} + t \varphi_{ki} - m \frac{u_k}{l} + n \frac{u_i}{l} \right) \end{aligned} \quad \text{III.10}$$

$$c = \frac{\delta^2 + \epsilon^2}{\Delta} (\delta \text{Cosh} \delta \text{Sin} \epsilon - \epsilon \text{Cos} \epsilon \text{Sinh} \delta)$$

$$s = \frac{\delta^2 + \epsilon^2}{\Delta} (\epsilon \text{Sinh} \delta - \delta \text{Sin} \epsilon)$$

$$r = \frac{\delta^2 + \epsilon^2}{\Delta} \delta \epsilon (\text{Cosh} \delta - \text{Cos} \epsilon)$$

$$t = \frac{\delta \epsilon}{\Delta} (2 \delta \epsilon \text{Sinh} \delta \text{Sin} \epsilon + (\delta^2 - \epsilon^2) (\text{Cosh} \delta \text{Cos} \epsilon - 1))$$

$$n = \frac{\delta^2 + \epsilon^2}{\Delta} \delta \epsilon (\delta \sinh \delta + \epsilon \sin \epsilon)$$

$$m = \frac{\delta^2 + \epsilon^2}{\Delta} \delta \epsilon (\delta \sinh \delta \cos \epsilon + \epsilon \sin \epsilon \cosh \delta)$$

$$\Delta = 2 \delta \epsilon (1 - \cosh \delta \cos \epsilon) + (\delta^2 - \epsilon^2) \sinh \delta \sin \epsilon$$

olur.

Sabit eksenel yük halini ihtiva eden bu durum için denge denklemlerinin kurulması ve çözümü paragraf III.1.1. de açıklandığı tarzda yapılır.

IV. SAYISAL ÖRNEKLER

IV.1. Şekil 5'te planı verilen 4 katlı binaya ait 2-2 Aksı Çerçevesinin serbest titreşim mod ve periyotlarının yayılı ve toplanmış kütle olarak hesapları yapılmış ve sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

Binaya ait diğer bilgiler:

Kat yükseklikleri alttan itibaren 4.5, 3, 3, 3 m.

Toplam döşeme yükü 0.70 t/m²

Duvar yükü 0.42 t/m²

Kolon kesitleri alttan itibaren katlarda sıra ile 30/50, 30/40, 30/40, 30/30.

Kiriş kesitleri her katta aynı 20/40

Kat seviyelerindeki kütleler (kirişler hariç): Alttan itibaren katlarda sıra ile kg sn²/cm. 71.59, 71.59, 71.59, 39.29

Elastite modülü 210.000 kg/cm²

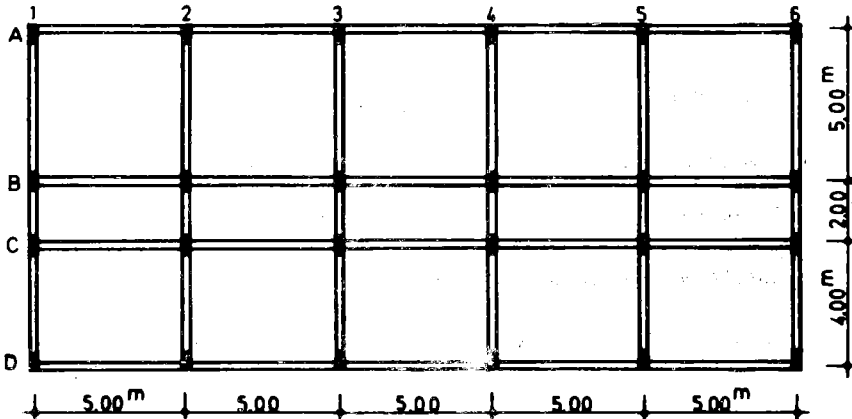
Çerçeve elemanları birim hacim ağırlığı 2.4 t/m³

Kolon aksenal kuvvetleri (t)

Kolon No:	A	B	C	D
4. Kat	9.65	13.27	11.46	7.84
3. Kat	27.49	34.73	30.56	23.32
2. Kat	45.33	56.19	49.66	38.80
1. Kat	63.17	77.65	68.76	52.28

Sonuçlar: Çeşitli hesap yöntemlerine göre aşağıdaki ω değerleri elde edilmiştir.

	1. mod	2. mod	3. mod	4. mod
Sonsuz rijit kiriş (P.II.1.1)	9.095	24.246	35.913	49.772
Yaklaşık yöntem (P.II.1.2)	5.789	15.873	22.950	28.269
Toplu kütleli sistem (P.II.1.3)	5.860	17.709	29.872	46.157
Yayıllı kütleli sistem $S = 0$				
(P.III.1)	5.864	17.775	30.07	46.57
Yayıllı kütleli sistem $S \neq 0$				
(P.III.2)	5.864	17.775	30.07	46.57



Şekil: 5

Modlar için aşağıda gösterilen değerler elde edilmiştir:

	Sonsuz Rijit Kiriş	Yaklaşık Yöntem	Toplu Kütleli Sistem	Yayıllı Kütleli Sistem	
				S=0	S≠0
1. Mod	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	0.860	0.888	0.865	0.865	0.865
	0.709	0.681	0.657	0.657	0.657
	0.482	0.377	0.361	0.360	0.360
2. Mod	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	0.002	0.155	0.048	0.048	0.048
	-0.420	-0.610	-0.575	-0.577	-0.577
	-0.523	-0.716	-0.588	-0.588	-0.588
3. Mod	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	-1.189	-0.766	-0.977	-0.971	-0.971
	-0.140	-0.295	-0.078	-0.076	-0.076
	1.142	0.843	0.921	0.920	0.920
4. Mod	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	-3.204	-1.680	-2.187	-2.013	-2.180
	5.231	2.151	3.456	3.143	3.426
	-3.096	-1.394	-2.565	-2.345	-2.562

V. KARŞILAŞTIRMA VE SONUÇ

Örnek çözümünden aşağıdaki sonuçları elde etmek mümkündür.

V.1. Yayıllı kütleli sistemlerde sabit bir aksenal kuvvet alınmasının veya ihmal edilmesinin sonuca etkisi çok azdır.

V.2. Toplu kütleli sistemde ω değerleri ilk modlar için aynı yüksek modlarda ise en fazla % 0,9 fark etmektedir. Modlar için de aynı durum söz konusudur. Bu sonuç itibariyle toplu kütleli modelin oldukça iyi bir yaklaşım sağladığı görülmektedir.

V.3. Yaklaşık yöntem ilk modlarda oldukça iyi sonuç vermekte, Örneğin, 1. modda % 0.9 2. modda % 10 luk bir fark ortaya çıkmaktadır. Mod süperpozisyonu genellikle ilk modlar için yapıldığından hesap kolaylığı ve hassasiyeti yönünden tercih edilebilir.

V.4. Sonsuz rijit kiriş modelinin iyi sonuçlar vermediği tabloların incelenmesinden anlaşılmaktadır.

KAYNAKLAR

1. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, İmar ve İskan Bakanlığı, 1975.
2. Aydın, R., : Çerçeve Perde ve Boşluklu Perdelerden Meydana Gelen Sistemlerin Yatay Yükler Altında İncelenmesi, Anadolu Üniversitesi Yayını, No. 47, 1984.
3. Aydın, R., : Yapı Statiği, Hiperstatik Sistemler, Matris Metodlar, Anadolu Üniversitesi Yayını, No.114, 1985.
4. Nowacki, W., : Baudynamik, Springer Verlag, 1974.

KİLLERİN DİNAMİK MUKAVEMET VE ŞEKİL DEĞİŞTİRME ÖZELLİKLERİ

Doç.Dr.Atilla Ansal ve Yk.Müh.Hüseyin Yıldırım

İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi

ABSTRACT

An important phase of a geotechnical investigation in seismicly active regions is the evaluation of the response of the local soil layers under the estimated earthquake forces. However, in order to perform such an analysis, first it is necessary to determine the behavior of undisturbed soil samples under cyclic loads. This study is concerned with such an investigation where the undisturbed clay samples obtained during the boring operations in the Golden Horn, Istanbul are tested under different loading paths using Dynamic Simple Shear testing system. The main purpose was to study the variation of the shear strength and stress-strain properties of this fat organic silty clay under different stress states. For this purpose four different loading schemes were adopted to model the insitu stress conditions that may take place in the soil layers. The results obtained indicate the importance of the different types of cyclic loading on the shear strength and stress-strain properties of cohesive soils.

ÖZET

Zeminlerin statik yükler altındaki davranış ve mukavemet özelliklerinin belirlenmesi inşaat mühendisliğinde önemli bir inceleme aşamasıdır. Bununla birlikte özellikle deprem olasılığı yüksek olan bölgelerde yer alacak olan yapıların yeterli derecede güvenli yapılabilmeleri için bunların tasarım ve boyutlandırılmasında bu ilk inceleme aşamasında elde olunmuş bulgular yeterli olmamaktadır. Böyle bölgelerde zemin tabakalarının ve bu tabakaları oluşturan zeminlerin dinamik yükler altındaki mühendislik özelliklerinin laboratuvarında ve arazide çeşitli deney sistem ve yöntemleri ile incelenmesi gerekir.

Bu çalışmada killerin dinamik mukavemet ve gerilme - şekil değiştirme özelliklerinin belirlenebilmesi amacı ile laboratuvarında Dinamik Basit Kesme deney sisteminde yapılan deneyler ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Deneylerde İstanbul'da Haliç'te yapılan sondajlar sırasında alınmış örselenmemiş tüp numuneleri kullanılmıştır. Arazide farklı türden dinamik yükler altında oluşacak gerilme koşullarını model etmek amacıyla numunelere dört tip yükleme biçimi uygulanmış ve bu şartlar altında zemin numunelerinin mukavemet ve şekil değiştirme özellikleri incelenmiştir.

1. GİRİŞ

Zeminlerin statik ve dinamik yükler altındaki davranışları konusunda günümüze kadar bir bölümü, deneysel bir bölümü de teorik yaklaşımlara dayanan birçok çalışma yapılmıştır(1,4,8, 13,14,15,17,19). Zeminlerin çok değişken bir malzeme olmaları yapılan bu çalışmaların daha çok deneysel olmasına ve bu amaçla yönelik bir takım deney sistemleri ve deney yöntemleri geliştirilmesine yol açmıştır.

Bu alanda yapılan çalışmalar iki aşamalı olarak düşünülebilir. Birinci aşama incelenen saha içinde sondajların yapılmasını, bu sırada zeminden örselenmiş ve örselenmemiş numunelerin alınmasını, açılan sondaj kuyularında değişik derinliklerde bazı arazi deneylerinin yapılmasını kapsar. Arazideki deneyler yerinde zemin tabakalarının mühendislik özelliklerinin belirlenmesi amacı ile yapılır. Sondajlar sırasında, zeminin tabakalaşma durumu, cinsi ve yer altı su seviyesi hakkında bilgiler elde edilir.

İkinci aşamada ise sondajlardan alınan zemin numuneleri üzerinde laboratuvarında bu zeminlerin bünye, mukavemet, konsolidasyon ve gerilme - şekil değiştirme özelliklerinin belirlenebilmesi amacı ile birtakım deneysel çalışmalar yapılır.

Bütün bu çalışmalardan elde edilen bilgiler stabilite ve boyutlandırma problemlerinin çözümü için gerekli olmaktadır.

Bilindiği gibi bir yapının boyutlandırılmasında esas alınan yüklerden biride depremlerden dolayı yapılara gelecek olan yatay yüklerdir ve bu yüklerin büyüklükleri yapının kütlesi ile yer hareketlerinin bazı karakteristik özelliklerine bağlıdır ki sözü edilen bu özellikler deprem dalgalarının yayılışında ana kaya üzerindeki zemin tabakalarının cinsine, yapısına, kalınlığına ve tabakalaşma durumuna göre değişir. Bunun sonucu deprem odağına eşit uzaklıkta bulunan birtakım bölgelerde görülen üst yapı hasarları birbirinden farklılıklar gösterebilir(3,7). Bu da zeminlerin statik yükler altındaki davranışlarının yanı sıra tekrarlı yükler altındaki davranışlarında gerek arazide, gerekse laboratuvarında deneysel olarak belirlenmesinin önemini ve gerekliliğini gösterir(9, 10). Zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarını iki kısımda incelemek gerekli olmaktadır. Bunlardan birincisi tekrarlı gerilmeler altında zeminlerin mukavemet özelliklerinin bulunmasıdır(5). Mukavemet özellikleri olarak göçme ya da tanımlanmış kırılma kriterine yol açan çevrim sayıları ve kayma gerilmesi genlikleri kullanılır. İkinci kısımda ise gerilme - şekil değiştirme özelliklerinden söz edilebilir ve bu davranışın tanımlanabilmesi içinde dinamik kayma modülü ve sönüm oranı gibi parametrelerin araştırılması gerekir.

Tekrarlı gerilmeler altında zeminlerin davranışlarının laboratuvarında zemin numuneleri üzerinde incelenebilmesi için çeşitli deney sistemleri geliştirilmiştir(18). Bunların içerisinde arazideki gerilme - şekil değiştirme sınır koşullarının en yakın olarak model edilebildiği sistemlerden biride Dinamik Basit Kesme deney düzenidir. Ayrıca dinamik üç eksenli, dinamik burulma, sarsma tablası ve rezonant kolonu deney sistemleride kullanılmaktadır. Bu çalışmada killerin tekrarlı gerilmeler altındaki davranış ve gerilme - şekil değiştirme özelliklerinin belirlenebilmesi amacı ile, İstanbul'da Haliç-

den alınan örselenmemiş kil nünuneleri kullanılmış ve Dinamik Basit Kesme Denev Sisteminde, başlıca dört tip tekrarlı yük-leme biçimi uygulanarak dinamik davranışın belirlenmesine çalışılmıştır. Bu yük-leme biçimleri seçilirken, bir zemin tabakasının, depremler sırasında etkisinde kalabileceği gerçek yük-leme biçimleri ile benzeşimin sağlanması amaçlanmıştır(2).

2. ZEMİNİN FİZİKSEL VE ENDEKS ÖZELLİKLERİ

Denevlerde, İstanbul Haliç kilinden alınmış olan örselenmemiş nünuneler kullanılmıştır. Bu kil; koyu gri renkli, yer yer siltli, organik karakterli, deniz orijinli, yumuşak orta sert bir kildir. Haliçteki bu kil tabakasının kalınlığı yaklaşık 40 m civarındadır. Laboratuvarda, nünunelerdeki tuz miktarının bulunması için yapılan denevlerden alınan sonuçlar Tablo 1'de gösterilmiştir. Buradan görüldüğü gibi ortalama tuz oranının % 3 olması bu kil tabakalarının deniz kökenli olduğunu göstermektedir.

Tablo 1- Derinlik Boyunca Tuz Oranının Değişimi

Derinlik (m)	47.5- 48.3	50.0- 50.6	53.0- 53.8	56.0- 56.5	62.0- 62.5	67.5- 68.0	74.0- 74.5
Tuz Miktarı (%)	7.2	3.9	3.1	3.1	2.8	3.0	3.2

Kil tabakası boyunca, farklı derinliklerden alınmış olan nünunelerin endeks özellikleri belirlenmiştir. Endeks özelliklerinin derinlikle değişimi, tabii su muhtevası ile birlikte Şekil 1b'de, (SB-3), verilmiştir. Genellikle, deniz orijinli hassas killerde tabii su muhtevası değerleri likit limitten daha yüksek olmasına rağmen burada dikkati çeken bir özellik tabii su muhtevası değerlerinin likit limitten küçük değerlerde bulunmasıdır. Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılması Sistemine göre zemin cinsi

CH/CL - OH/OL veya CL/CH - OL/OH olarak tanımlanabilir. Genellikle incelen tabaka yüksek plastisiteli, yer yer siltli ve organik karakterli bir kildir. Kaba dane oranı % 5 - 35 arasında değişmekte ve kaba dane olarak sözü edilen kısım genellikle ince kumdur. Nümunelerdeki organik madde miktarı ise 300°C'nin üzerinde kurutulularak belirlenmiştir ve % 1.7 - 20.3 oranında değişmektedir. Yapılmış sondajlardan birinde (SB-3) kaba dane ve organik madde yüzdelerinin derinlikle değişimi Şekil 2b'de gösterilmiştir(2).

3. STATİK ZEMİN PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

3.1. Ödometre Deneyleri

Basit kesme deneylerinde deney nümunesine önceden seçilmiş bir σ_1 düşey gerilmesi uygulanarak nümunenin bu gerilme altında konsolidasyonu gerçekleştirilir. Bilindiği gibi killer, gerilme tarihçesine göre normal konsolide ve aşırı konsolide olmak üzere iki gruba ayrılmaktadır. Bu ayırımın yapılabilmesi için kilin ön konsolidasyon basıncının, ödometre deneyi sonuçlarından yararlanılarak belirlenmesi gerekli olmaktadır. Ancak bundan sonra deney nümunesi arazide etkisinde bulunduğu gerilme durumuna eşit bir duruma getirilebilir ve tabiatta meydana gelebilecek bir olayın laboratuvarında daha gerçekçi bir şekilde model edilebilmesi mümkün olabilir.

Normal konsolide zeminlerde, yukarıda bahsedilen σ_1 düşey gerilmesi, nümunenin arazide etkisinde kaldığı efektif düşey gerilmeye eşit olacak şekilde seçilir ve deney nümunesinin bu gerilme altında konsolidasyonu gerçekleştirilir. Aşırı konsolide zeminlerde ise nümune, önce ödometre deneylerinden bulunmuş olan ön konsolidasyon basıncına (p_c), eşit bir düşey gerilme altında konsolide edilir. Daha sonra bu konsolidasyon basıncı nümunenin arazide etkisinde kaldığı efektif düşey gerilme değerine düşürülür. Böylece nümunelerin doğal denge du-

rumlarına, deneyden önce laboratuvarında yaklaşılmaya ve davranış özelliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesine çalışılır. Bu çalışmada SB-1 sondajından farklı derinliklerden alınmış olan 6 adet ve SB-4 sondajından alınmış olan 5 adet örselenmemiş nümune üzerinde toplam 11 adet ödometre deneyi yapılmıştır. Deney sonuçları e-logp olarak çizilmiş ve bu eğrilerden ön konsolidasyon basınçları (p_c) Casagrande yöntemi ile belirlenmiştir. Deney sonuçları Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2- Ödometre Deneyi Sonuçları

SONDAJ	SB-1			SB-4		
	γ_n (t/m ³)	P_o (t/m ²)	P_c (t/m ²)	γ_n (t/m ³)	P_o (t/m ²)	P_c (t/m ²)
43.45-44.05	1.58	10.4	11.0			
49.50-50.00	1.69	14.8	15.0			
53.00-53.80				1.63	9.2	9.0
56.00-56.50	1.72	19.2	17.0			
57.00-57.80				1.65	11.8	11.0
61.00-61.80	1.67	22.5	18.0	1.70	14.6	12.0
65.00-65.50				1.75	17.4	13.0
66.00-66.60	1.81	16.6	20.0			
69.00-69.60				1.70	20.2	15.0
71.70-72.20	1.90	31.6	21.0			

Tablo 2'nin incelenmesinden görüleceği gibi ön konsolidasyon basınçları kil tabakasının üst kısımlarında arazide mevcut konsolidasyon basınçlarına (p_o) yakın değerlerde olmasına rağmen aşağıya inildikçe aralarındaki fark büyümekte ve ön konsolidasyon basıncı değerleri, arazi değerlerine göre daha küçük kalmaktadır. Buradan üst kısımların normal konsolide, kil karakterli olduğu, aşağıya doğru inildikçe konsolidasyon olayının daha devam etmekte olduğu söylenebilir(2).

3.2. Statik Basit Kesme Deneyleri

Nümunelerin, drenajsız kayma mukavemetleri, S_u ve gerilme - şekil değiştirme davranışlarının belirlenebilmesi amacı ile NGI tipi basit kesme deney aletinde bazı deneyler yapılmıştır. Bu deney aletinde nümune, yanal şekil değiştirmelere imkan vermeyen donatılı bir membran içerisine yerleştirildiğinden, arazide olduğu gibi, K_o şartı sağlanabilmektedir(1).

Nümuneler, konsolidasyon deneylerinden belirlenmiş olan ön konsolidasyon basınçlarından (P_c) biraz daha yüksek değerlerde seçilen efektif düşey gerilmeler altında konsolide edilmiş ve bu gerilmelere kademeli olarak ulaşılmıştır. Burada amaç, yüksek konsolidasyon basınçlarının ani yükleme durumunda zemin yapısında yol açacağı örselenmenin önlenmesidir. Bu deney sisteminde doğrudan drenajsız deney yapma imkanı olmadığı için, sabit hacimli deney yöntemi ile drenajsız kayma mukavemeti değerleri belirlenebilmektedir. Bu tür deneylerde, kesilme sırasında, nümune üzerindeki efektif düşey gerilmeler, nümune oluşacak boy değişimlerine ve dolayısıyla hacim değişimlerine imkan vermeyecek şekilde deney süresince sürekli olarak ayarlanır. Bu sırada düşey gerilmeye oluşan değişimler bir anlamda nümune oluşacak boşluk suyu basınçlarına eşit olarak kabul edilebilir.

SB-1 sondajından 5 adet ve SB-4 sondajından 5 adet olmak üzere değişik derinliklerden alınmış toplam 10 adet örselenmemiş nümune üzerinde yapılmış olan bu deneylerin sonuçları Tablo 3'de verilmiştir.

Efektif düşey gerilmelere göre normalize edilmiş kayma mukavemetleri kullanılarak arazideki kayma mukavemetleri belirlenebilir. Arazideki S_u değerlerinin belirlenmesinde, konsolidasyon deneylerinden elde edilen ön konsolidasyon basınçları (P_c) yada arazide mevcut efektif düşey gerilmeler (P_o) kullanılabilir. Bu çalışmada, kil tabakası boyunca S_u değerleri

Tablo 3- Basit Kesme Deney Sonuçları

Sondaj	SB-1			SB-4		
	$\gamma_{nf}(t/m^3)$	τ/σ'_v	$S_u(t/m^2)$	$\gamma_{nf}(t/m^3)$	τ/σ'_v	$S_u(t/m^2)$
49.50-50.00	1.87	0.52	7.7-7.8			
53.00-53.80				1.72	0.32	2.9-3.0
56.00-56.50	1.79	0.45	7.7-8.6			
57.00-57.80				1.76	0.41	4.5-4.8
61.00-61.80	1.85	0.46	8.3-10.4	1.88	0.34	4.1-5.0
65.00-65.50				1.82	0.35	4.6-6.1
66.00-66.60	1.92	0.64	12.8-17.0			
69.00-69.50				1.81	0.42	6.3-8.5
71.70-72.20	2.06	0.55	11.6-17.4			

her iki gerilmeye göre hesaplanmış ve Tablo 3'de gösterilmiştir. Buradan da görüldüğü gibi ön konsolidasyon basınçlarına göre hesapbedilen S_u değerleri, mevcut efektif düşey gerilmelere göre hesapbedilen değerlerden daha yüksek olmaktadır.

Farklı efektif düşey gerilmeler altında yapılan deneylerden elde edilen kayma mukavemeti değerlerinin uygulanan efektif düşey gerilme değerlerine göre normalizasyonu sonucu tek bir mukavemet eğrisinin elde edilebileceği görülmüştür. Elde edilen bu sonuçlar Şekil 3 ve Şekil 4'de gösterilmiştir. Normalizasyon sonucu elde edilmiş olan Şekil 4'de gösterilen eğri yardımı ile kil tabakasının toplam yüksekliği boyunca farklı derinliklerde arazide mevcut kayma mukavemeti değerleri bulunabilir.

4. DİNAMİK GERİLME-ŞEKİL DEĞİŞTİRME VE MUKAVEMET ÖZELLİKLERİ

Killi zeminlerin tekrarlı gerilmeler altındaki davranışlarının incelenebilmesi amacı ile SB-1 ve SB-4 sondajlarından

alınan örselenmemiş numuneler üzerinde, dinamik basit kesme deney aletinde bir seri deneyler yapılmıştır. Bu deney aleti;

- Hücre bölümü,
- Dinamik yük uygulama ünitesi
- Basınç tablosu
- Ölçüm ve kayıt birimleri

olmak üzere başlıca dört ana birimden oluşmaktadır(4).

Nümuneye, esnek bir kılıf içeisindedir ve bunun dışında da nümunede oluşacak olan yanıl şekil değıştirmelere imkan vermeden, ortalarında nümuneye çapına eşit delikler bulunan, ince, rijit plaklar bulunmaktadır. Böylece arazideki gerilme duruma büyük ölçüde yaklaşılmakta ve K_0 şartı sağlanmış olmaktadır.

Nümuneler, konsolidasyon deneylerinden elde edilmiş olan ön konsolidasyon basınçlarından biraz daha yüksek değerlerde seçilen efektif düşey gerilmeler altında konsolide edilmiştir. Suyu doayunluğun sağlanabilmesi için çevre basınçlarına yakın, yüksek ters basınçlar uygulanmıştır. Deneyler sırasında tekrarlı gerilmelerin etkisiyle artarak oluşan boşluk suyu basınçları sürekli kaydedilmiştir.

Zemin tabakalarının etkisinde kalabilecekleri farklı yükleme biçimlerini altındaki davranış ve mukavemet özelliklerini belirleyebilmek için incelenen olaydakine benzer yükleme biçimleri altında deneyler yapılmasının daha gerçekçi sonuçlar vereceği açıktır. Tabiatıda bir zemin elemanına gelebilecek tekrarlı gerilme serileri Şekil 5'de gösterildiği gibi düşünülmüş ve yapılan deneylerde bu yükleme biçimleri uygulanmıştır(5,11,14).

SB-1 ve SB-4 sondajlarından alınan beşer adet örselenmemiş nümuneye üzerinde, Şekil 5a'da gösterilen yükleme biçimi uygu-

lanarak, birim şekil değiştirme genliklerine, γ , göre dinamik kayma modüllerinin G , değişimi araştırılmıştır.

Deney sonuçlarının değerlendirilmesi ile elde edilen kayma modülleri, deneylerde uygulanan efektif düşey gerilme değerleri ile normalize edilerek boyutsuz K_2 parametreleri şekline dönüştürülmüş, K_2 - γ ilişkisi her iki grup deneyler için Şekil 6 ve Şekil 7'de gösterilmiştir. Her iki şekildende görüleceği gibi herbir deneyden elde edilen K_2 değerlerinin, birim şekil değiştirmelere göre değişimi büyük bir uyum içerisindedir ve tek bir eğri ile model edilebilmesi mümkündür. Kil tabakasının toplam kalınlığı boyunca, efektif düşey gerilme değerleri herbir derinlik için belli olduğuna göre her iki sondaj için verilen bu referans eğriler yardımı ile kayma modüllerinin derinlikle değişimi hesabedilebilir(16).

İkinci grup dinamik deneyler, kil nümunelerin dinamik gerilme-şekil değiştirme davranışlarına frekansın etkisinin araştırılması amacı ile yapılmıştır. Burada SB-4 sondajından alınan üç adet numune üzerinde üç ayrı frekansta ($f= 0,1$ Hz, $0,2$ Hz, $0,01$ Hz) yapılan deneylerden alınan sonuçlar Şekil 8'de gösterilmiştir. Buradan da görüldüğü gibi farklı frekanslarda yapılan deneylerden elde olunan sonuçlar birbirine çok yakındır ve kayma modülünün değişimi tek bir eğri ile tanımlanabilir. bu da killerin dinamik kayma modülleri üzerine frekansın etkisinin ihmal edilebilir ölçüde olduğunu göstermektedir(6,12).

Üçüncü grup deneylerde ise, şev ve yamaçların dinamik etkiler altındaki davranışının belirlenebilmesi amacı ile Şekil 5b'de gösterilen yükleme biçimi uygulanmıştır. Burada nümuneler önce ön konsolidasyon basınçlarından biraz daha büyük olarak seçilen efektif düşey gerilmeler altında konsolide edilmiştir. Daha sonra nümunelere, statik basit kesme deneylerinden elde edilmiş olan drenajsız kayma mukavemetlerinin, S_u , % 25'i kadar bir başlangıç kayma gerilmesi uygulanmıştır. Nü-

muneler suya doygun olduğu için, bu kayma gerilmesinin uygulanması aşamasında nümunelerde artık boşluk suyu basınçlarının oluşmaması için drenaja izin verilmiştir. Uygulanan bu başlangıç kayma gerilmesinin etkisi ile nümunede oluşan şekil değiştirme ve akmalar sona erinceye kadar beklenmiş ve daha sonra her beş çevrim sonunda uygulanan gerilmeler bir miktar artırılarak nümunede göçme oluncaya kadar deneye devam edilmiştir. Deneyler drenajsız olarak yapılmış ve oluşan boşluk suyu basınçları sürekli olarak kaydedilmiştir. Burada bu deneylerden üç tanesine ait sonuçlar, daha önce başlangıç kayma gerilmesi uygulanmaksızın yapılmış olan deneylerle birlikte Şekil 9, Şekil 10 ve Şekil 11'de gösterilmiştir. Şekillerden de görüldüğü gibi başlangıç kayma gerilmelerinin etkisi küçük birim şekil değiştirme mertebelerinde açık olarak görülmekle birlikte belirli bir değerden sonra ortadan kalkmaktadır. Bu birim kayma sınır değerinin 10^{-2} olduğu söylenebilir.

Dördüncü grup deneylerde ise, depremden hemen sonra killerin drenajsız kayma mukavemetlerinin depremden dolayı nasıl etkilendiklerinin belirlenmesine çalışılmıştır. Bu amaçla nümunelere, konsolidasyondan sonra Şekil 5c'de gösterilen yükleme biçimi uygulanmıştır. Başlangıçta uygulanan tekrarlı gerilmelerin genlikleri değiştirilmiş, üç ayrı gerilme seviyesinde ($\tau/\tau_f = 0,38 - 0,50 - 0,63$) deneyler yapılmış, Çevrim sayısı (N) 25 olarak seçilmiştir. Burada nümuneye uygulanan kayma gerilmeleri, maksimum kayma gerilmesinin bir yüzdesi olarak tanımlanmaktadır. Bunun avantajı deney sonuçlarının genelleştirilmesi ve başka deneyler içinde kullanılabilir hale getirilmesidir.

Nümunelere belirli seviyelerde tekrarlı gerilmeler uygulanmış, 25 çevrimden hemen sonra yine drenajsız olarak statik yükleme yapılmış, gerilme - şekil değiştirme davranışları belirlenmiştir. Buradaki statik yüklemeler, NGI tipi basit kesme deney aletine göre daha hızlı olmaktadır ve bu hızlar statik deneylerde alışıl gelmiş yükleme hızlarından oldukça yük-

sektir ($\gamma = 0,15$ mm/dak.). Elde edilen deney sonuçları Şekil 12'de gösterilmiştir. Şekilde en üstte dolu üçgenlerle gösterilen eğri, önceden tekrarlı gerilme uygulanmadan yapılmış olan deneyden elde edilen sonucu göstermektedir. Şekilden görüldüğü gibi tekrarlı gerilmelerin etkisi altında kalan bir nümunede mukavemet belirli bir ölçüde azalmaktadır. Bununla birlikte uygulanan başlangıç tekrarlı gerilmelerinin genliklerinin artırılması da mukavemetin azalmasına yolaçmaktadır.

Son bir grup deney ise tekrarlı gerilmelerle birlikte eşanlı olarak artan statik gerilmelerin etkisinde kalan zeminin davranış ve mukavemet özelliklerinin belirlenmesi amacı ile yapılmıştır. Bu tür deneylerde uygulanan yükleme biçimi Şekil 5d'de gösterilmiştir. Gerçekte bu tür bir olay kazık çakılması sırasında ve titreşimli makine temelleri altındaki zeminlerde ortaya çıkmaktadır. İki farklı nümune kullanılmış ve bu nünelere uygulanan tekrarlı gerilmelerde farklı genliklerde seçilmiştir. Deney sonuçları Şekil 13 ve Şekil 14'de gösterilmiştir. Bu şekillerde üstte görülen içi dolu dairelerle gösterilen eğriler dinamik basit kesme deney aletinde, $\gamma = 0,15$ mm/dak. hızı ile yapılan basit kesme deneyinden elde edilen mukavemet eğrilerini göstermektedir. Altta üçgenlerle gösterilen eğriler ise NGI tipi basit kesme deney aletinde, $\gamma = 0.012$ mm/dak. hızında yapılan deneylerden elde edilen mukavemet eğrileridir. Her ne kadar farklı deney sistemleri söz konusu isede burada görüldüğü gibi kesme hızının artması ile elde edilen mukavemet değeride önemli ölçüde artmaktadır. Ortada görülen, içi boş dairelerle gösterilen eğriler ise hem statik, hemde tekrarlı gerilmelerin uygulanması sonucu ortaya çıkan davranışı göstermektedir. Bu tür deneylerde statik yüklemelerin elle yapılması sonucu yükleme hızlarının çok iyi bir şekilde kontrol edilebilmesi mümkün olamamaktadır. Fakat elde edilen sonuçlar, tekrarlı gerilmelerin nümunede yumuşamaya yol açtığını ve bu olayın da mukavemeti azalttığını ortaya koymaktadır(1,15,19).

5. SONUÇLAR

Killi zeminlerin statik ve dinamik etkiler altındaki davranışlarının birlikte ele alınması ve değerlendirilmesi uygulamada karşılaşılan birçok problemin daha gerçekçi bir biçimde çözülebilmesi için gerekli olmaktadır. Bununla birlikte yapılacak deneylerde deney sistemlerinin ve yükleme biçimlerinin incelenen olaydakine yakın bir biçimde model edilebilmesi büyük önem taşımaktadır ve bu çalışma bu konunun önemini ortaya koymaktadır.

Bu çalışmada kil zeminlerin statik parametrelerinin belirlenebilmesi amacı ile NGI tipi statik basit kesme deney sistemi kullanılmıştır. Tekrarlı gerilmelerin etkisi altındaki davranış ve mukavemet özelliklerinin belirlenebilmesi için de Dinamik basit kesme deney sistemi kullanılarak, başlıca dört tip dinamik yükleme biçimi esas alınarak bir seri deneyler yapılmıştır. Bütün deneyler drenajsız olarak yapılmış ve deney sırasında oluşan artık boşluk suyu basınçları sürekli olarak kaydedilmiştir.

Genel sonuçlar şu şekilde özetlenebilir:

1- Deneylerde kullanılan numuneler, yüksek plastisiteli, yer yer organik karakterli, siltli kildir. Yapılan ödometre deneylerinden elde edilen ön konsolidasyon basınçları, arazide, numunelerin alındıkları derinliklerde etkisinde kaldıkları efektif düşey gerilme değerlerinden genellikle daha küçüktür. Aşırı konsolidasyon oranları 1'in altında ve 1'e yakın değerlerdedir. Bu ise konsolidasyon devam etmekte olduğunu göstermektedir. Ancak bazı numunelerde elde edilen aşırı konsolidasyon oranı değerleri 1'den büyük olmakla birlikte bunun örselenmeden dolayı ortaya çıktığı söylenebilir.

2- Tabaka boyunca drenajsız kayma mukavemetleri, sabit hacim-

li, statik basit kesme deneyleri ile elde edilmiştir. Yapılan deneyler sonuçları, bu kil tabakası için kayma gerilmesi - birim kayma davranışlarının, efektif düşey gerilme değerlerine göre normalize edilebileceğini göstermiştir(1). Efektif düşey gerilmelere göre normalize edilmiş drenajsız kayma mukavemetleri kullanılarak, arazide mevcut efektif düşey gerilmeler ve ödometre deneylerinden elde edilen ön konsolidasyon basınçları yardımı ile tabaka yüksekliği boyunca, arazide mevcut gerilme durumu belirlenebilir.

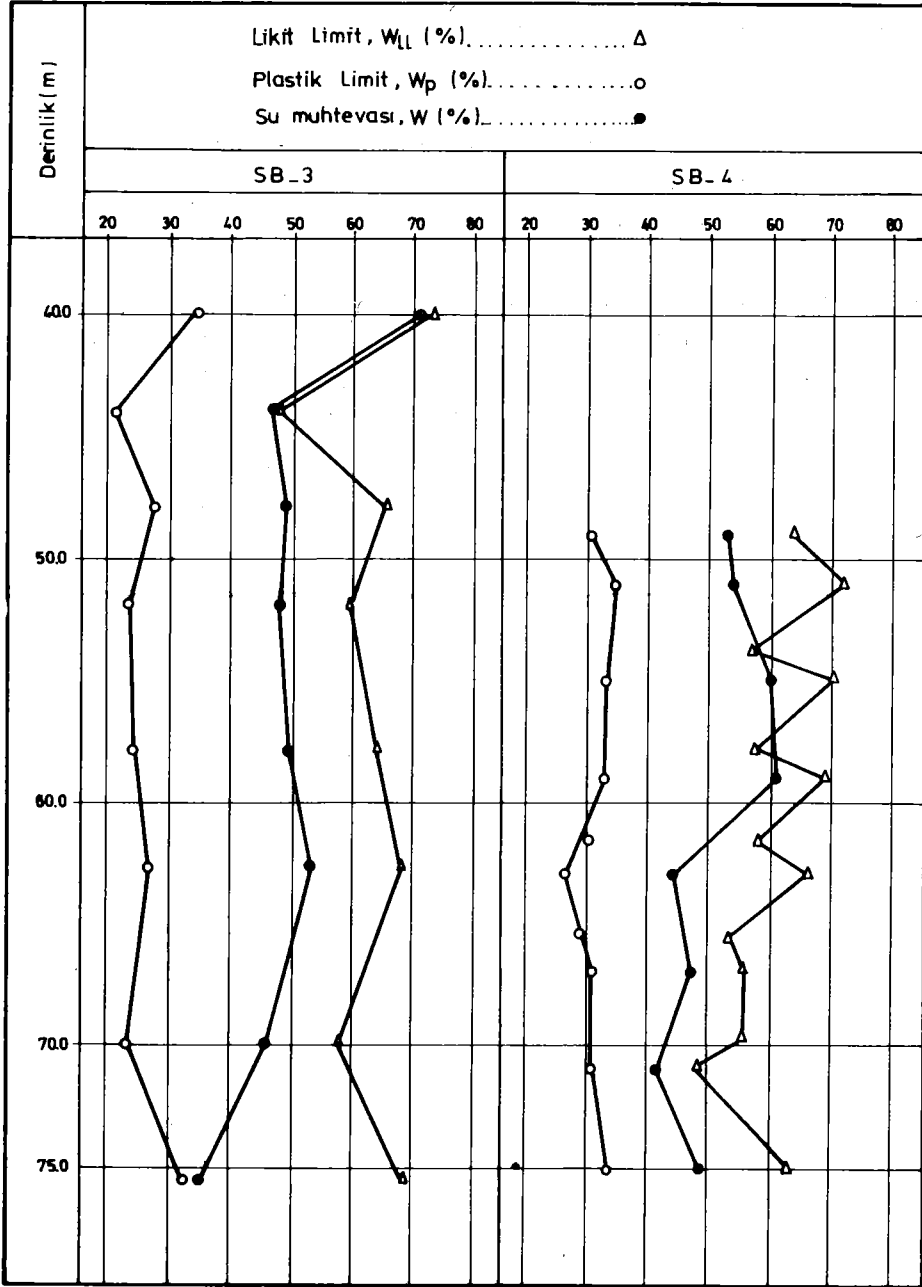
- 3- Düzenli olarak artırılan tekrarlı gerilmeler altında yapılan dinamik deneylerden elde edilen kayma modülleri, uygulanan efektif düşey gerilmelere göre normalize edilmiş, elde edilen değerlerin birim şekil değiştirmelere göre değişimi gösterilmiştir. Deney sonuçlarının dağılımı büyük bir uyum göstermektedir ve elde edilen referans eğri tabaka yüksekliği boyunca dinamik kayma modüllerinin hesabında kullanılabilir. Değişik frekanslarda yapılmış olan deney sonuçları ise şekillerde dinamik kayma modülü üzerinde frekansın etkisinin ihmal edilebilir mertebede olduğunu göstermektedir.
- 4- Başlangıç kayma gerilmelerinin mevcudiyeti killerin dinamik davranışlarını önemli ölçüde etkilemektedir ve dinamik kayma modülü değerlerinde belirgin bir azalmaya yol açmaktadır.
- 5- Tekrarlı gerilmelerin etkisinde kalmış numunelerde, yüklenmeden hemen sonra yapılan statik deneyler, numunelerin statik mukavemetlerinin tekrarlı gerilmelerin etkisiyle azaldığını göstermiştir.

KAYNAKLAR

- 1- Andersen,K.H., Pool,J.H., Brown,S.F. ve Rosenbrand,W.F. (1980), "Cyclic and Static Laboratory Tests on Drammen Clay", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Cilt 106 No. GT5, s.499-529.
- 2- Ansal,A.M. (1986), "Final Geotechnical Report for the Silty Clay Layer Located in the Soil Profile Along the Axis of the New Galata Bridge" Teknik Rapor, İnşaat Fakültesi, İstanbul Teknik Üniversitesi.
- 3- Ansal,A.M. (1986), "Yerel Zemin Koşullarının Yapısal Davranışa Etkisi", İ.T.Ü. İnş.Fak. ve İnş.Müh. Odası İst. Şubesi 'Yapıların Depremlere Göre Tasarımı' Eğitim Semineri, 39 sahife.
- 4- Ansal,A.M. ve Erken,A. (1986) "Kohezyonlu Zeminlerin Tekrarlı Gerilmeler Altında Davranışları" Deprem Araştırma Bülteni Yıl: 12, Sayı: 48 s.5-81.
- 5- Ansal,A.M., Yıldırım,H. (1985), "Killerin Tekrarlı Yükler Altında Kayma Mukavemeti", II. Ulusal Kil Sempozyumu, Hacettepe Üniversitesi, Beytepe, Ankara.
- 6- Ansal,A.M., Erken,A. (1985), "Killerin Dinamik Özellikleri Üzerinde Frekansın Etkisi", II. Ulusal Kil Sempozyumu, Hacettepe Üniversitesi, Beytepe, Ankara.
- 7- Ansal,A.M. (1985), "The Effects of Local Soil Conditions During Earthquakes", Proceedings of 12th Regional Seminar on Earthquake Engineering, Halkidiki, Greece.
- 8- Ansal,A.M. (1985), "An Endochronic Model for Cyclic Behavior" Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Special Volume on 'Constitutive Laws of Soils' San Francisco, USA pp.123-126.

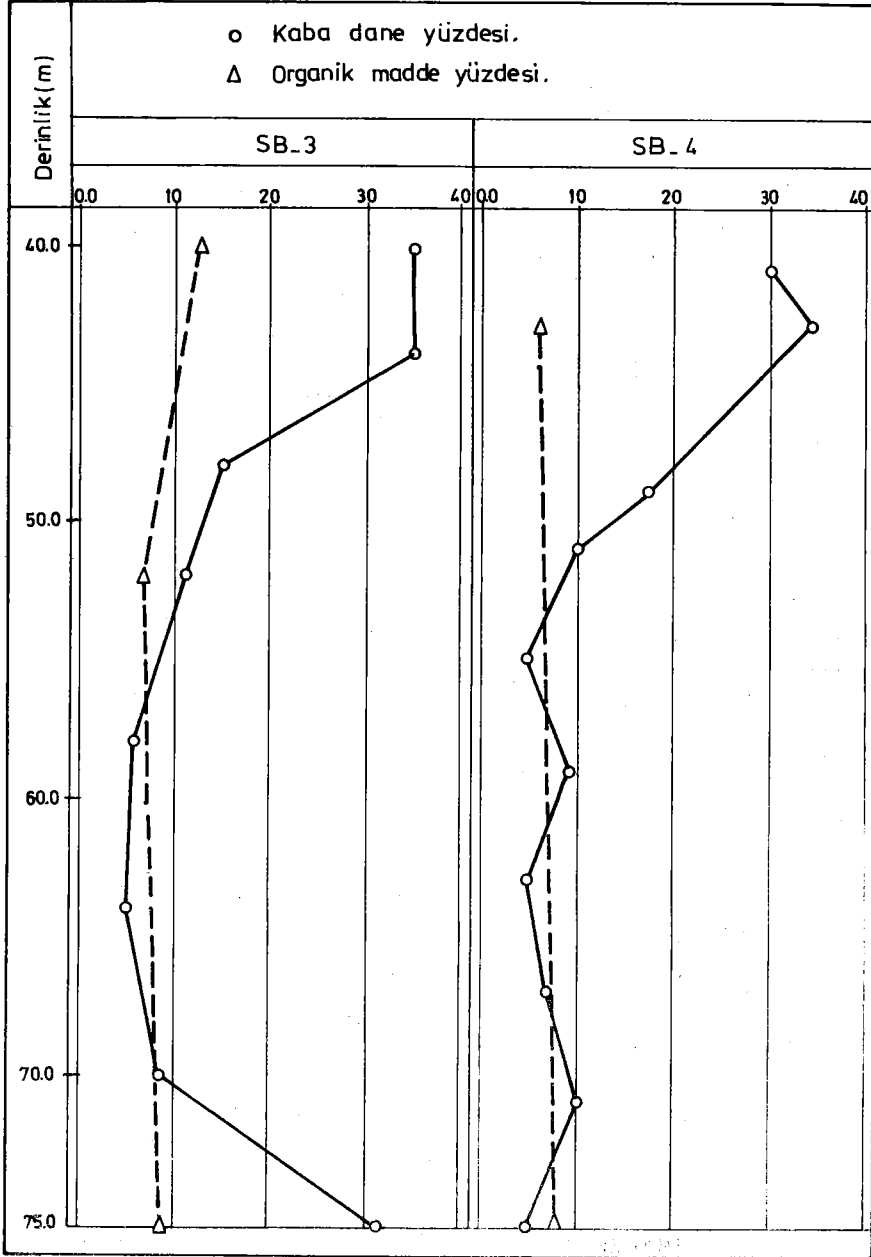
- 9- Ansal,A.M., Erken,A. ve Yıldırım,H. (1984), "Depremlerde Zemin Tabakalarının Davranışlarına Dinamik Zemin Özelliklerinin Etkisi", Kuzeydoğu Anadolu 1. Ulusal Deprem Simpozyumu Kitabı, sahife 1-16.
- 10- Ansal,A.M., Erken,A. ve Yıldırım,H. (1984), "Zeminlerin Deprem Yükleri Altında Davranışlarının İncelenmesi", Türkiye'de İnşaat Mühendisliği Alanındaki Gelişmeler Kongresi, Cilt 2, sahife 75-86.
- 11- Ansal,A.M. (1984), "Standardization of Dynamic Soil Testing Procedures", Task Group Report for UNESCO/UNDP Project on Earthquake Risk Reduction in Balkan Region, 32 sahife.
- 12- Ansal,A.M., ve Erken,A. (1982) "Rate Dependent Behavior of Normally Consolidated Clay" 7. Avrupa Deprem Kongresi, Atina, Yunanistan, Cilt 2, Sahife 329-336.
- 13- Erguvanlı,M.A. (1978) "Kohezyonlu Zeminlerin Dinamik Mukavemeti Hakkında" Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni, Yıl 6, Sayı 23, Sahife 31-73.
- 14- Ishihara,K. (1980), "Strength of Cohesive Soils under Transient and Cyclic Loading Conditions", Proceedings of 7th World Conference on Earthquake Engineering, State-of the Art Volume, s.154-169.
- 15- Matsui,T., Ohara,H. ve Ho,T. (1980), "Cyclic Stress-strain History and Shear Characteristics of Clay", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Cilt 106, No. GT10, s.1101-1120.
- 16- Özaydın,I.K. (1982) Zemin Dinamiği, Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi Yayınları No: 1, 170 sahife.

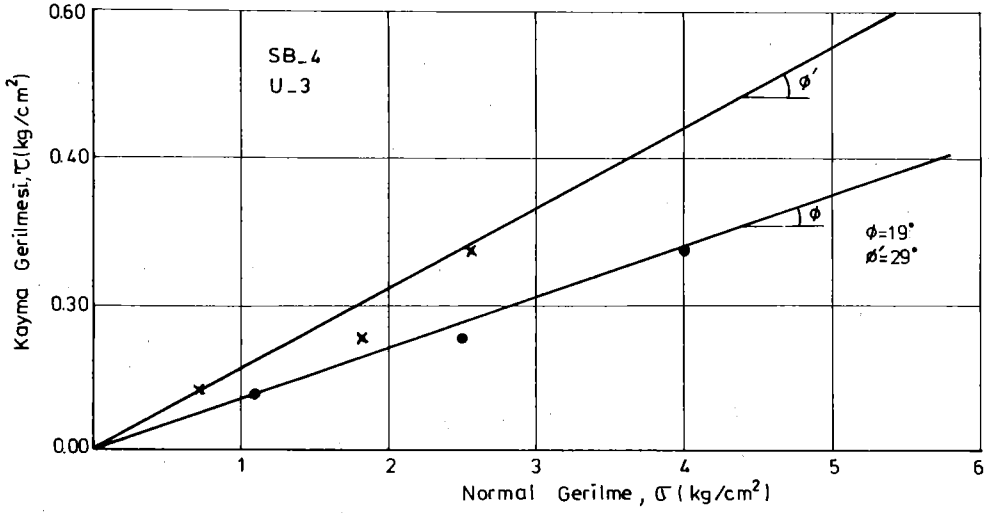
- 17- Özüdoğru,K. (1979) "Önceden Yüklenmiş Killerin Dinamik Davranışı", Doktora Tezi, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi.
- 18- Özüdoğru,K. (1979) "Depremlerle İlgili Zemin Parametrelerinin Elde Edilmesinde Kullanılan Laboratuvar Deneyleri" Deprem Araştırma Enstitüsü, Yıl 6, Sayı 25.
- 19- Thiers,G. Seed,H.B. (1968), "Cyclic Stress-Strain Characteristics of Clay", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Cilt 94, No. SM2, s.555-568.



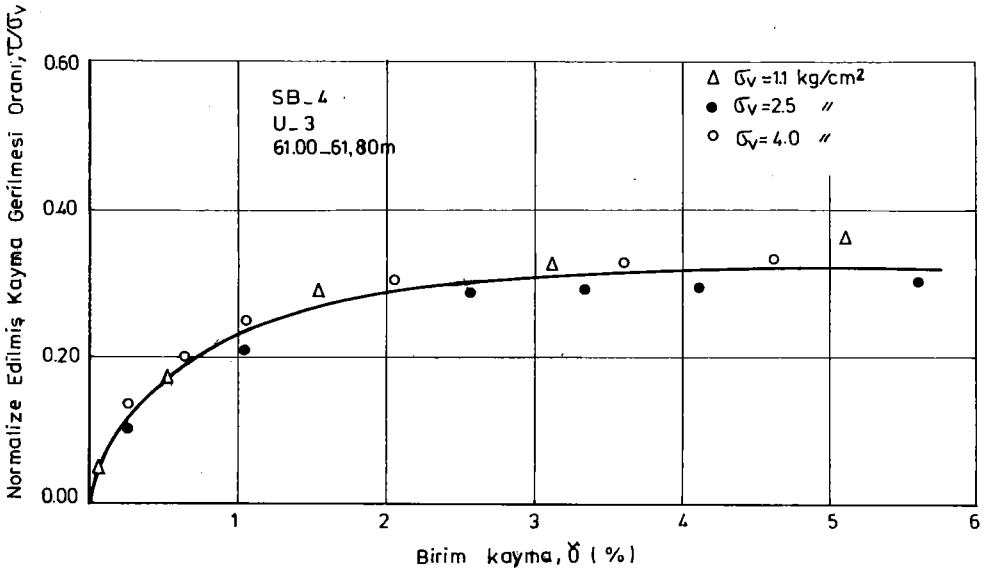
ŞEKİL: 1 b. ENDEX ÖZELLİKLERİ.

ŞEKİL: 2b ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN DEĞİŞİMİ.

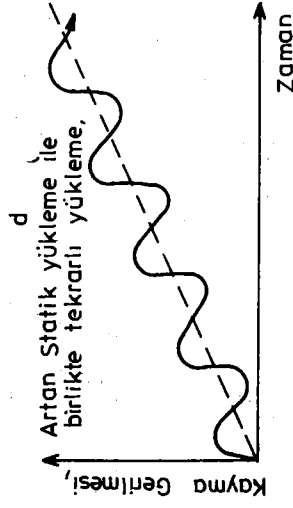
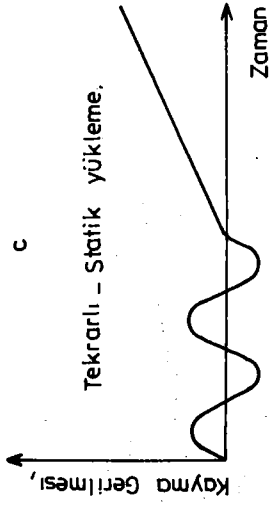
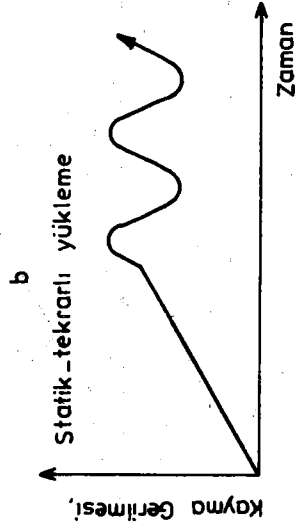
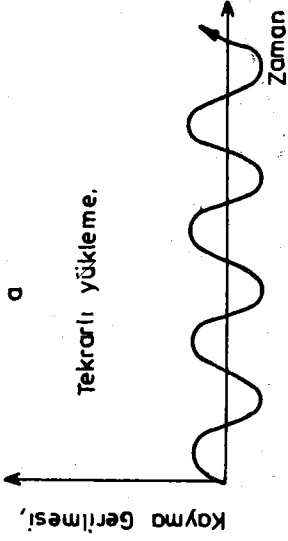




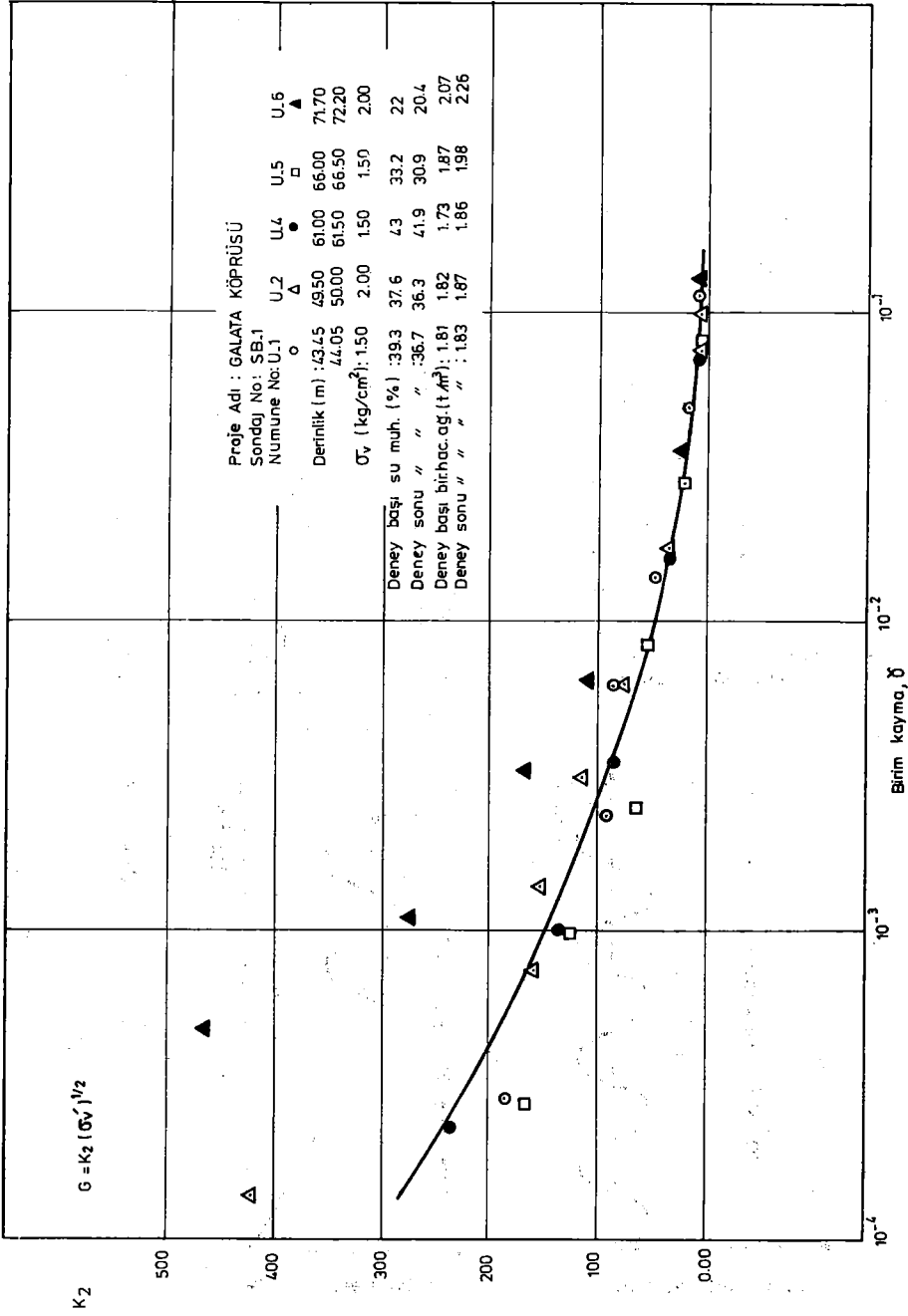
ŞEKİL: 3. EFEKTİF VE TOPLAM GERİLMELERE GÖRE KIRILMA ZARFI.



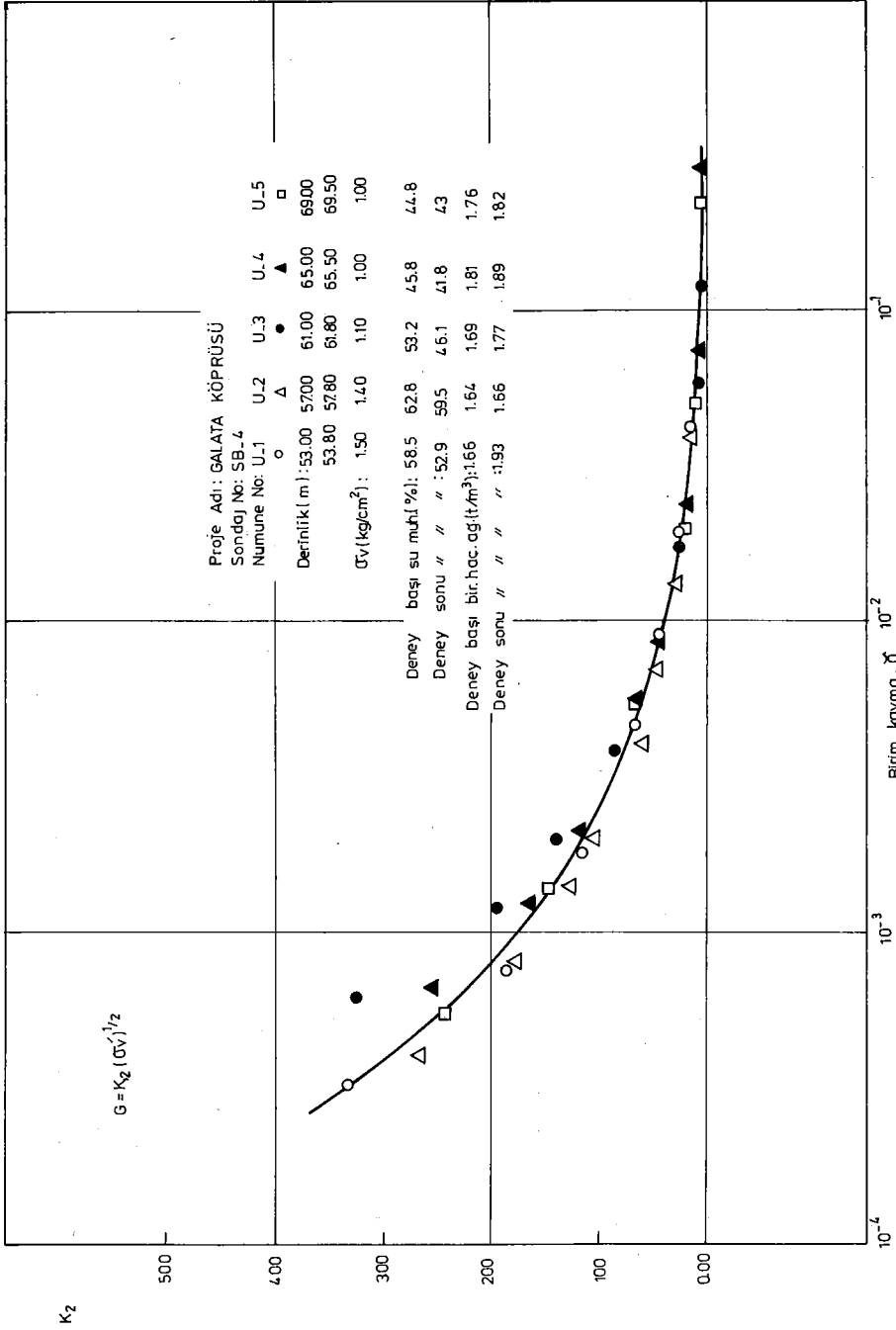
ŞEKİL: 4. NORMALİZE EDİLMİŞ GERİLME - ŞEKİL DEĞİŞTİRME DAVRANIŞI.

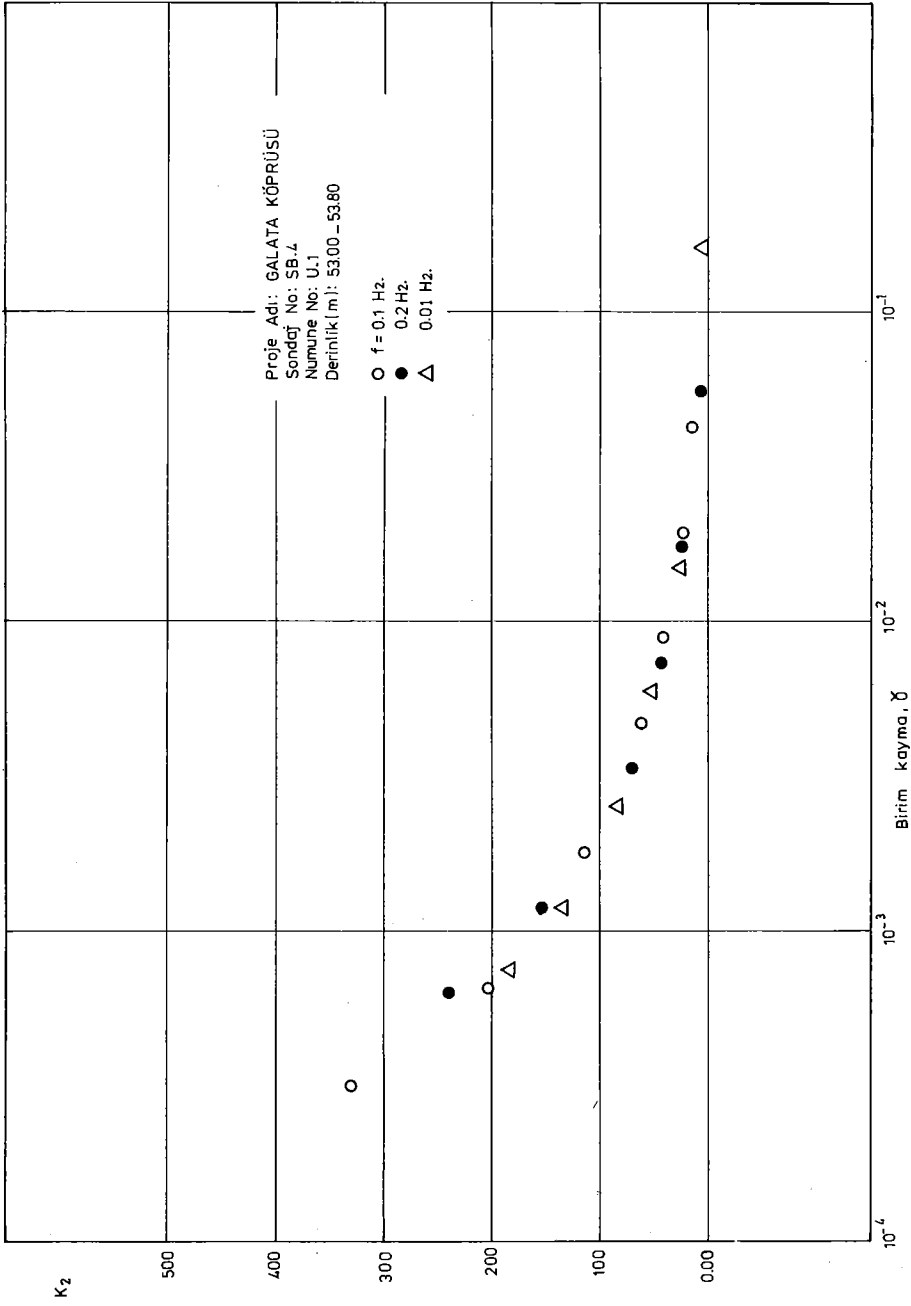


ŞEKİL: 5. DİNAMİK YÜKLEME BİÇİMLERİ,

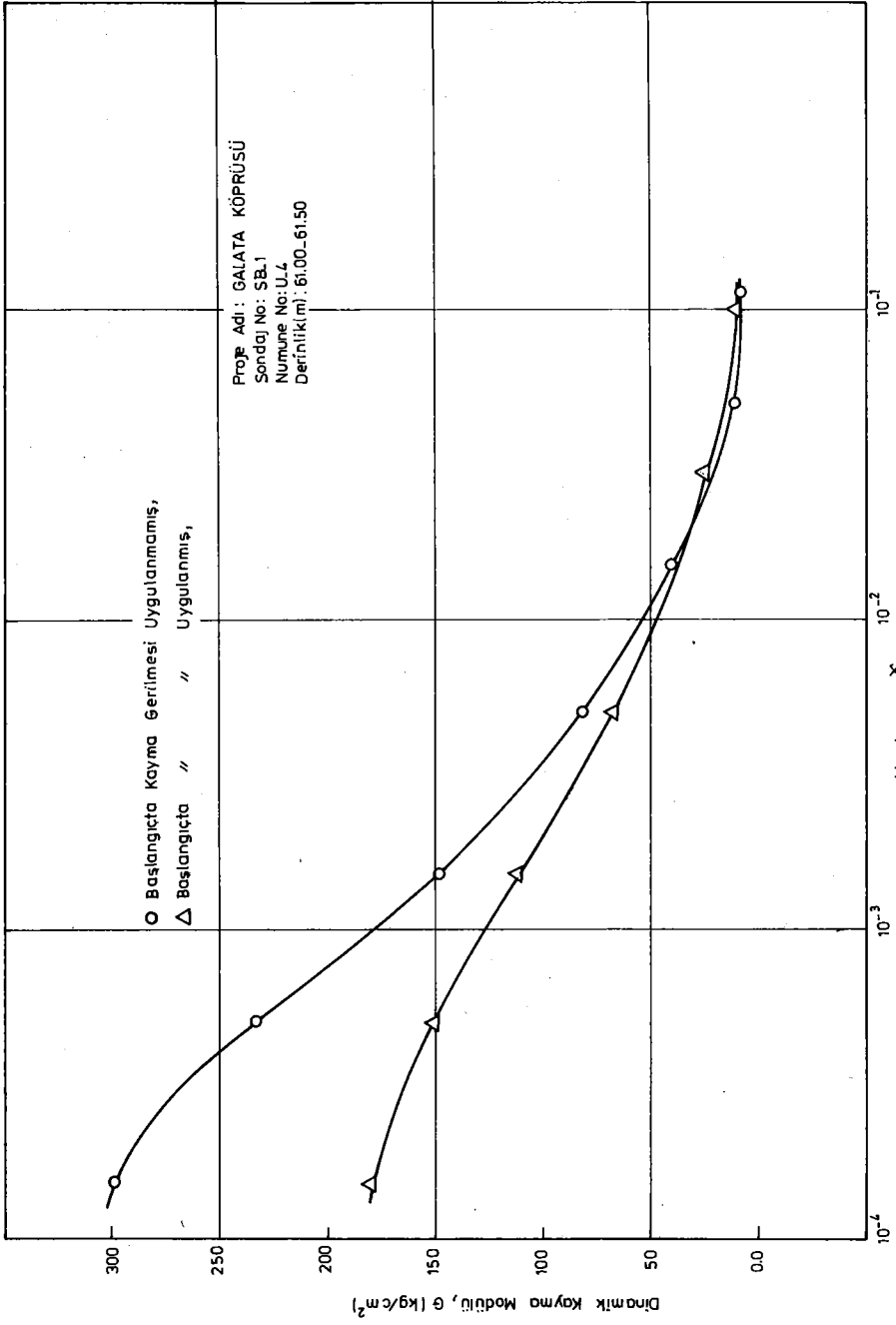


ŞEKİL 6. KADEMELİ OLARAK ARTIRILAN GERİLMELER ALTINDA YAPILAN DİNAMİK BASİT KESME DENEYLERİ.

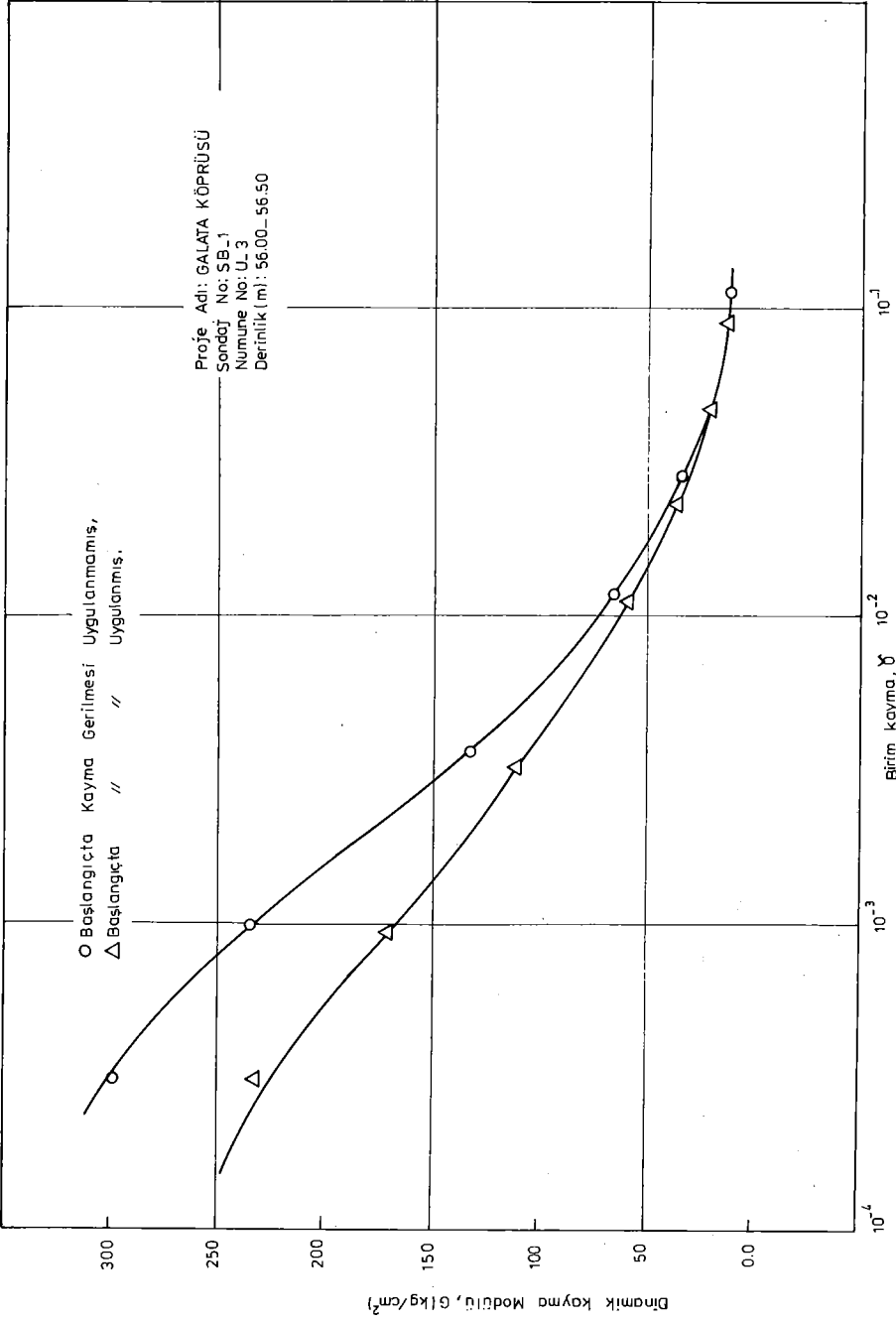




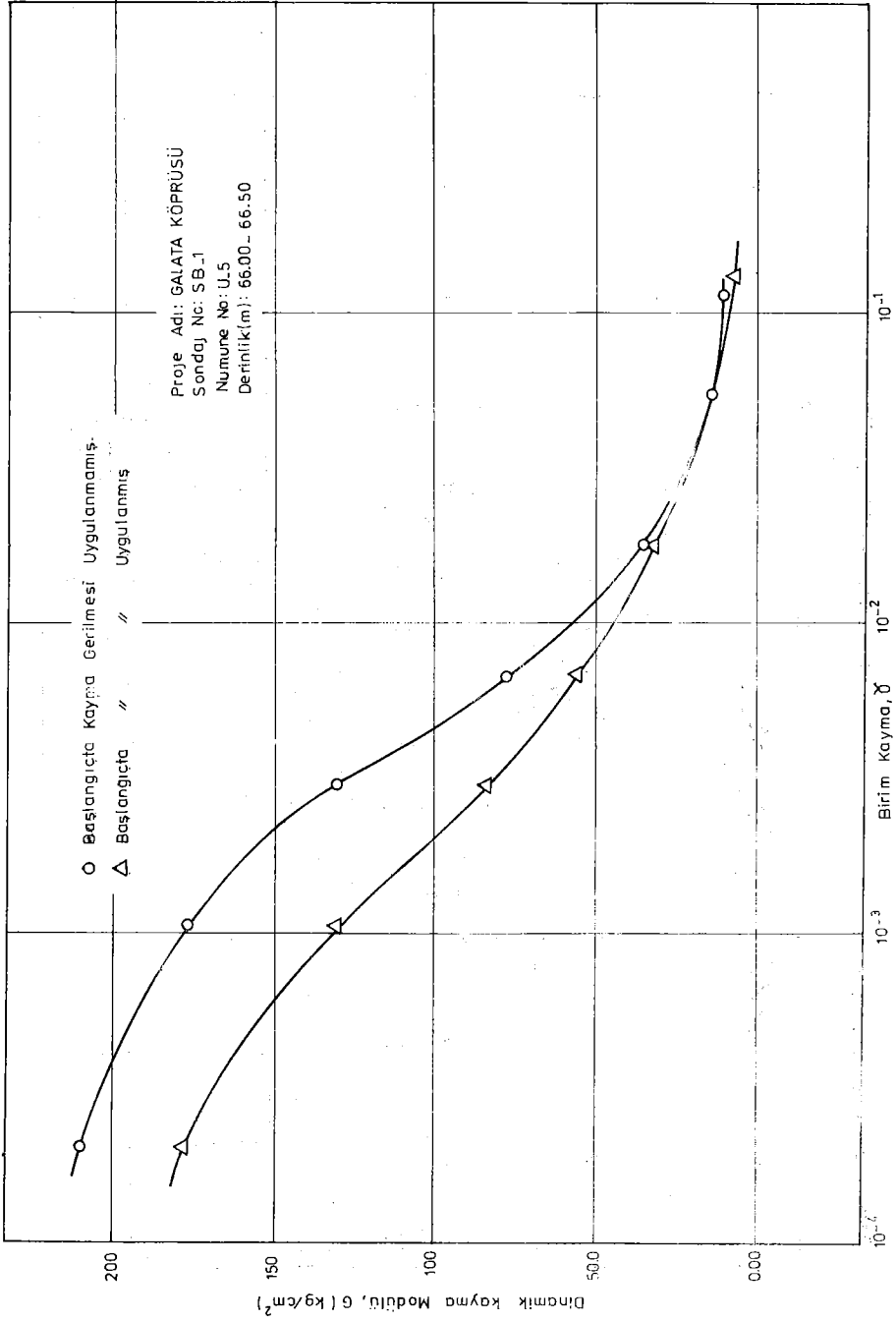
SEKİL: 8. SB 4 SONDAJININ FARKLI FREKANSLARDA YAPILAN DİNAMİK BAŞIT KESME DENEYLERİ.



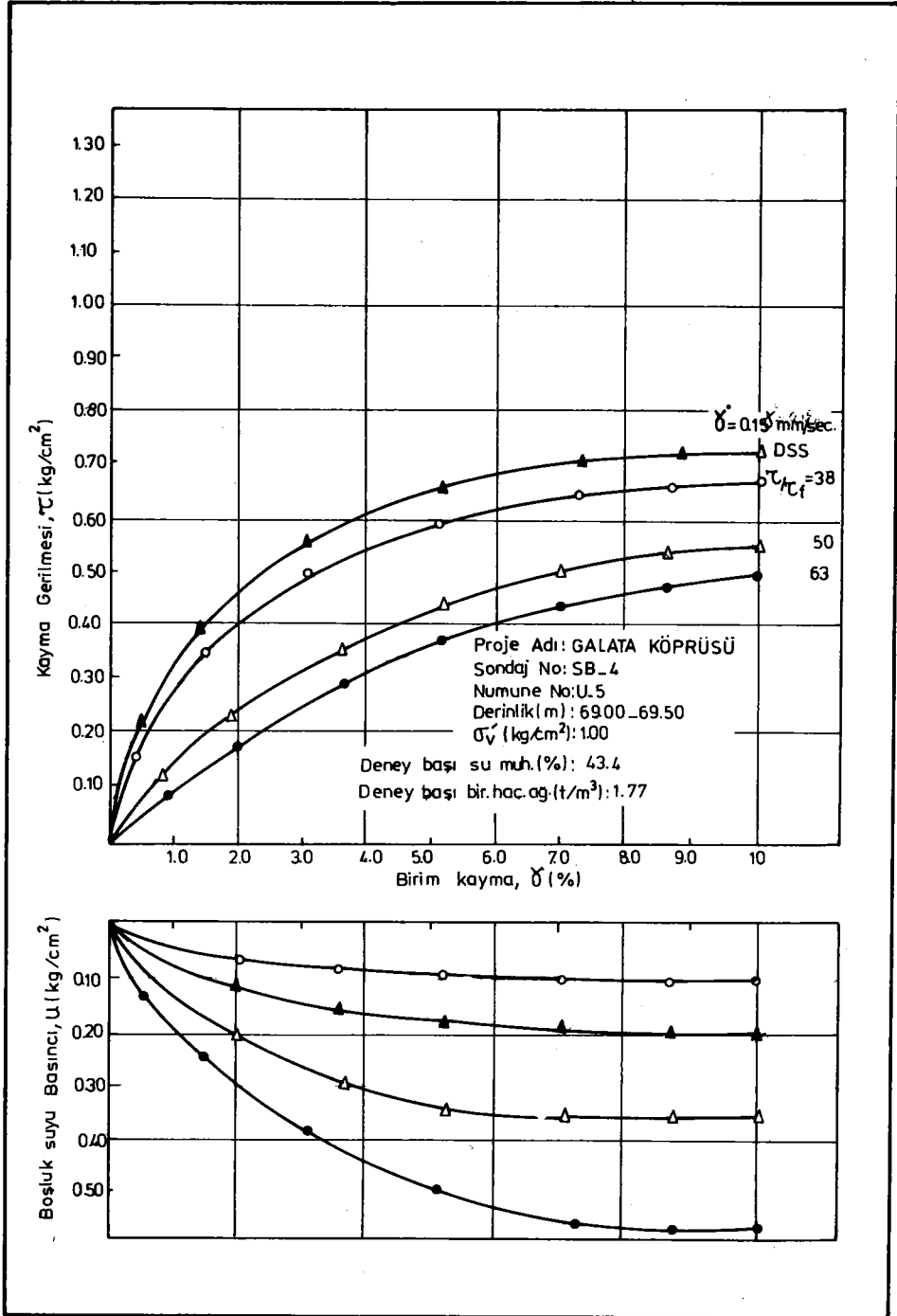
ŞEKİL: 9. DİNAMİK BASİT KESME DENEYLERİ,



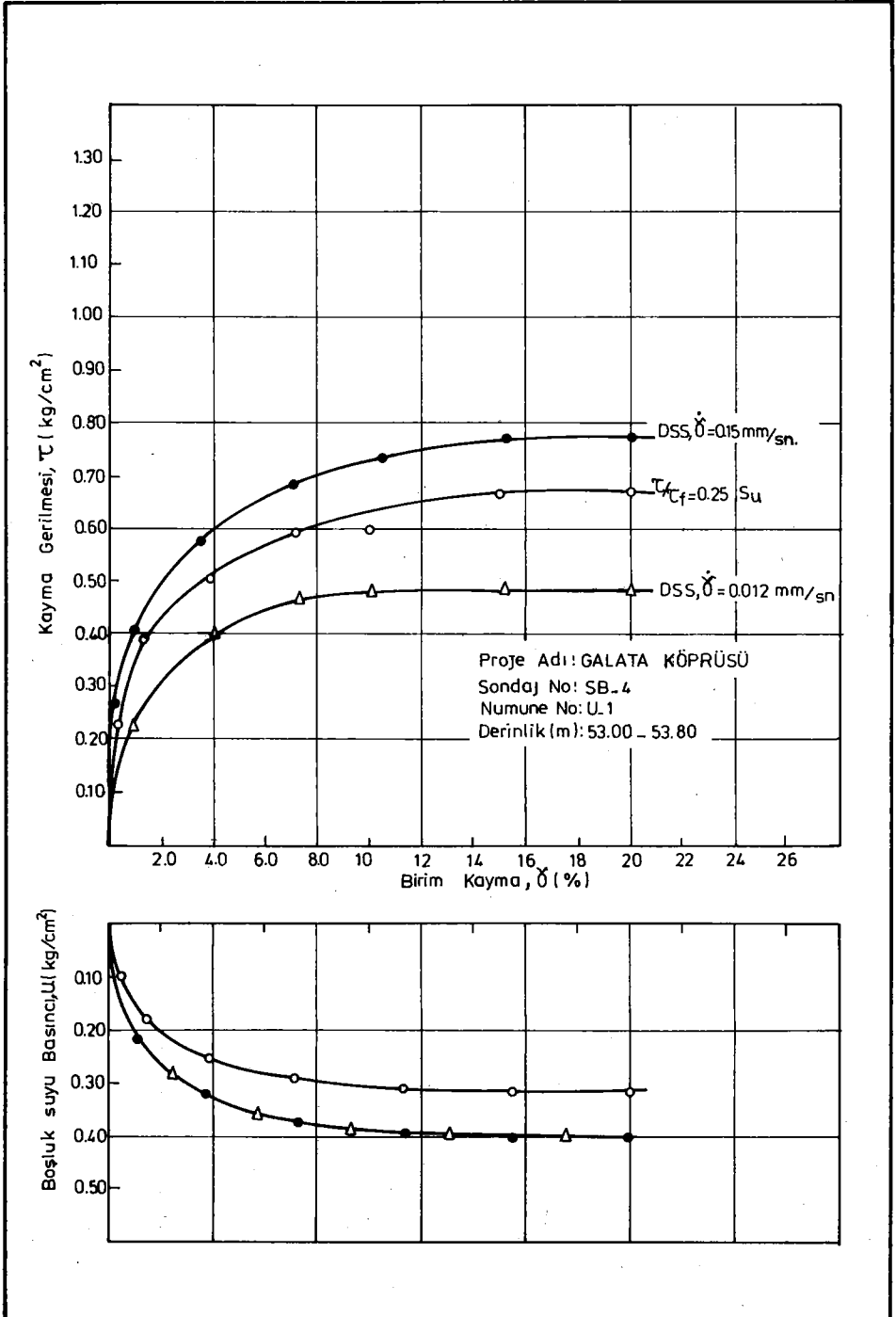
SEKİL: 10. DİNAMİK BASİT KESME DENEYLERİ,



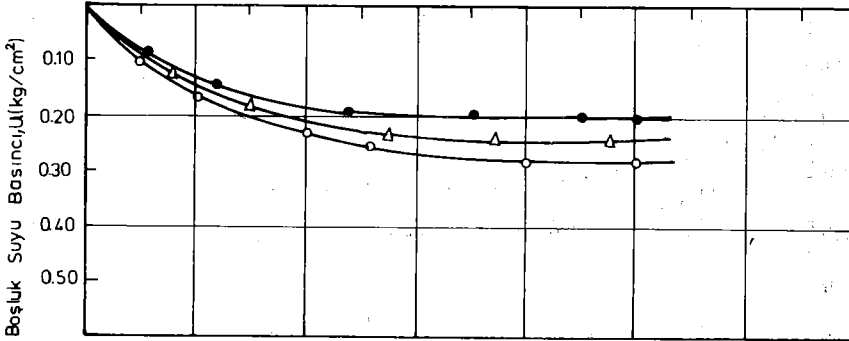
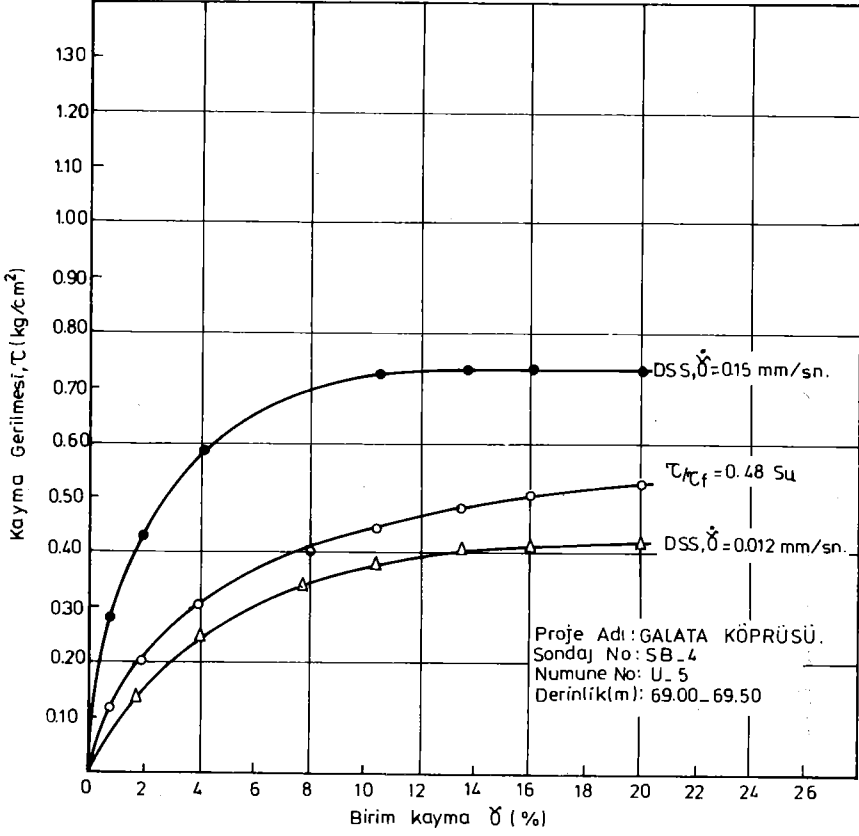
ŞEKİL: 11. DİNAMİK BAŞİT KESME DENEYLERİ.



ŞEKİL: 12 KADEMELİ OLARAK ARTIRILAN GERİLMELER ALTINDA YAPILAN DİNAMİK BASİT KESME DENEYLERİ.



SEKİL: 13. TEKRARLI YÜKLEMEDEN SONRA YAPILAN STATİK DENEYLER.



ŞEKİL:14. TEKRARLI YÜKLEMEDEN SONRA YAPILAN STATİK DENEYLER.

**YAPI TASARIMINDA DEPREM KAYITLARININ, SPEKTRUMLARININ
SEÇİMİ VE KULLANIMLARI**

Y.Doç.Dr. Zeki HASGÖR
İ.İ.Ö. İnşaat Fakültesi

1- Kuvvetli Deprem Hareketine Ait Kayıtların Kullanılma Gereksinimleri

Depreme dayanıklı yapı tasarımı için genellikle yeterli bir yöntem, dinamik çözümlemeyi tasarım spektrumu kullanarak gerçekleştirmektedir. Tasarım spektrumu, karmaşık bir yapının her modu için en büyük karşılıkları belirler. Bununla birlikte, bazı durumlarda, bu yöntem tasarım için gerekli olan bilgiyi yeterli doğrulukta sağlayamaz ya da uygun olmaz. Bundan böyle artık yapılacak olan, kaydedilmiş ivmeizlerini ya da bu amaçla oluşturulmuş benzetilmiş depremleri kullanarak yapının matematik modelinin hareket denklemlerini bilgisayarda çözmektir. Böylesine kapsamlı ve pahalı çözümlemelere girişmek için üç temel neden vardır:

- a) Yapıdaki ekipmanın önemli parçaları için ona etki edecek hareketleri saptamak,
 - b) Yaklaşık yöntemlerin birleştirmesine dayanmaktan çok, modal karşılıkların gerçekçi şekilde bileşimi ile örnekleri geliştirmek,
 - c) Deprem hareketinden dolayı lineer olmayan karşılıkları saptamak.
- a) Önemli ekipmanın depremlere karşı tasarımını yaparken, ekipmanın değişik sarsıntıları alacağı gerçeğini hesaba katmak gerekir. Yaklaşık yöntemler bu konuda geliştirilmiştir; fakat ekipmanın kurulacağı noktada ivmeyi kazanarak, yapının hareket denklemlerini integre

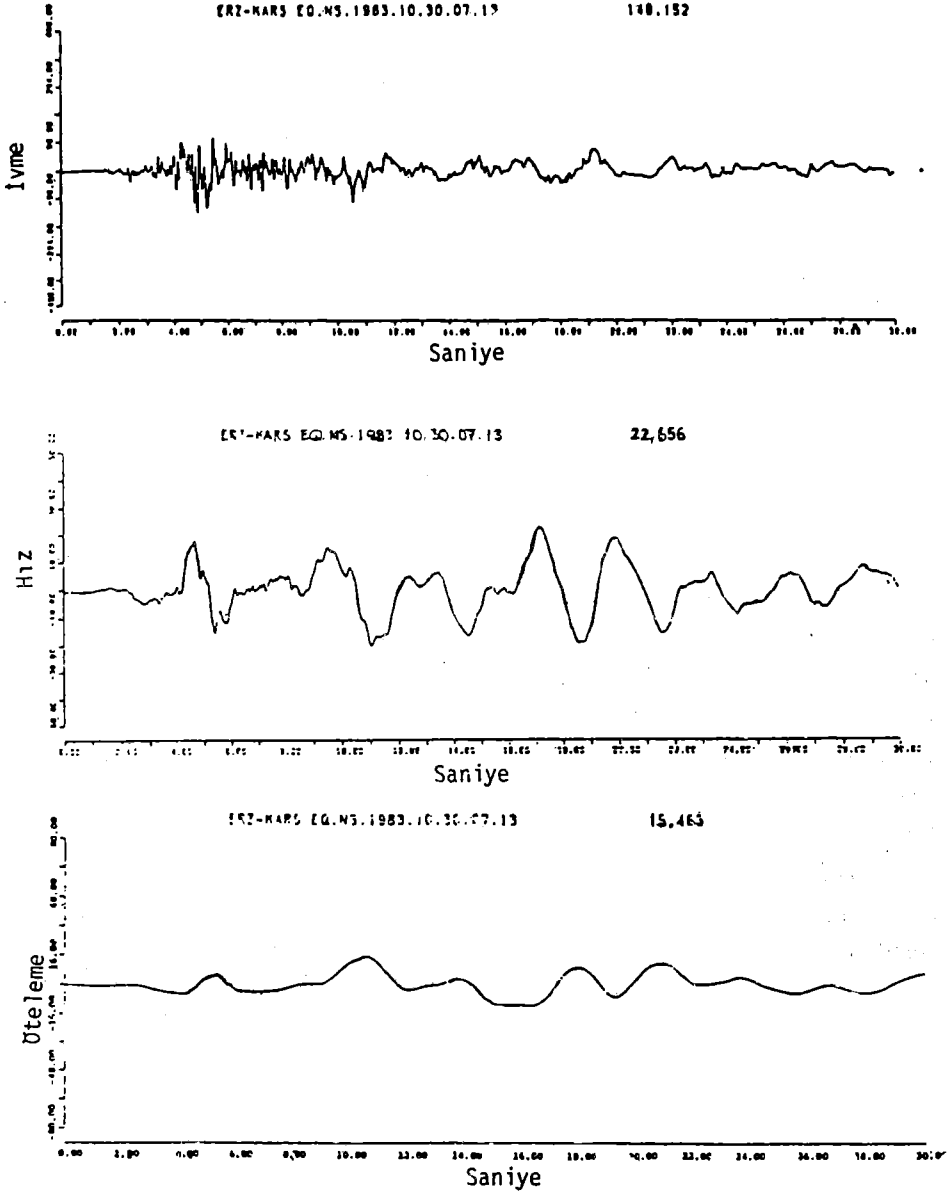
etmek ve bu hareketi "döşeme karşılık spektrumu" olarak kullanmak mümkündür. Böylelikle tasarım spektrumunda oluşturmada zemin hareketinin karşılık spektrumunun gelişimine öncülük edebilir. Bu yöntem, kavram olarak basit ve üstünlükleri olan bir yöntem olduğu gibi, "döşeme karşılık spektrumunu" yapmada ekipman hakkında bilgiyi de gerektirmez. Ekipmanın değişimi diğer bir karşılık spektrumunu gerektirmez. Bununla birlikte ekipmanın sabit mesnedindeki karşılık, esas yapının doğal frekanslarından birisine oldukça yakınsa yöntem iflas eder. Bu durumda ekipman döşemedeki hareketle birlikte titreşir ve döşeme hareketinin süresi, ekipmanın karşılıkları üzerine oldukça etkilidir.

b) Ekipmanın karşılıklarının hesabı dışında ana neden, sistem modlarının gerçekten nasıl birleştiğini görmek için zemin hareketiyle titreşen yapının hareket denklemlerini integre etmektir. Spektral yaklaşım her modun karşılıklarının istenilen maksimum değerlerini verir. Modların biraraya getirilme biçimini inceleme gereksinimi birkaç moda sahip yapının hemen hemen eşite yakın doğal frekanslara sahip olmasıyla ortaya çıkar. Böyle modlar birbiriyle ilişkili olarak aynı biçimde depreme karşı davranışta bulunacaklar; böylece karşılıklar düşük olarak gözükacaktır. Birbirine yakın doğal frekanslar barajlarda, asma köprülerde ve daha büyük sistemlerde ortaya çıkabilir. İki ya da üç yakın yerleşmiş modlar binalarda, deniz sondaj kulelerinin platformlarında ve sıvı yakıt tanklarında da ortaya çıkabilir. Bazı büyük depremlerde yakın alan zemin hareketi geniş darbeler içerir ve aynı frekans etrafında iki modu, oldukça ilişkili biçimde hareket ettirir. Bu durumda ivmeizlerini başvurulabileceği gibi, modal karşılıkların birbiriyle orantılı olduğu anlaşılırsa daha muhafazakâr biçimde tasarım spektrumu kullanarak, modal karşılıkların mutlak değerlerini toplarız.

c) Bazı projelerde, malzeme akma veya taşıma gücüne ulaşımıyla, sistemin veya yapının lineer olmayan davranışa götürüldüğünde nasıl karşılık verileceği sayısal olarak inceleme yapmak yararlı olur. Böyle araştırmak deprem mühendisliğinin önemli bir kısmını oluşturur. Yalnız çözümlemenin mahiyeti, modellemedeki belirsizlikler pratikte kullanımını sınırlandırmaktadır. Bir yapı Lineer olmayan şekilde deprem hareketine karşılık verecek olursa artık normal modları ve diğer karşılığı doğrusal özelliklerini kapsamaz; süperpozisyon da artık

geçersizdir. Bir kere karşılığın doğrusal aralığı önemli şekilde aşılırsa, artık yapıyı doğal modlar aracılığında analiz etmek geçersizdir. Başka yöntemler kullanılmalıdır. Bazı durumlarda karşılık, eşdeğer lineerleştirme ile (equivalent linearization) daha kolay şekilde hesaplanır. Bununla birlikte yaklaşımın en genel yöntemi titreşimleri temsil edecek olan deprem hareketlerini kullanarak sayısay bilgisayar üzerinde doğrusal olmayan yapıların hareket denklemlerini integre etmektir. Yöntemin kavram olarak tutarlı olmasına karşılık işlenmesi zaman alıcı ve pahalıya mal olur.

Yukarıda karşılaşılan tipteki hesaplamaları yapmada tasarım depreminde kullanılan ve tasarım spektrumunda biraraya getirilen sarsıntının temsilcisi durumunda birkaç örnek kuvvetli hareket deprem ivmeizinin bulunması gerekecektir. Örnek olarak Güney Kalifornia'da, bir kimse yüksek yapı tasarımı için $M_s = 8+$ manyitüdde depremlerden yaklaşık 50 km mesafede elde edilmiş kayıtları kullanmak istediğinde böylesine kayıtlar henüz mevcut değildir; özellikle yakın alanda büyük depremlerde kaydedilmiş ivmeizlerinin kıtlığı vardır. Şimdi San Andreas fayında yeniden olması beklenen bu büyüklükteki depremler için hiçbir şey mevcut değildir. Bu eksikliği yenmek için benzetilmiş depremler çeşitli koşulları temsil etmek üzere bilgisayarda üretilmiş bulunmaktadır. Frekans içeriği ve kuvvetli hareket depremlerinin istatistiksel karakteristikleri gözlenenlere uyacak şekilde benzetilmiş depremler rastgele titreşim kuramının sonuçları kullanılarak üretilir. Benzetilmiş depremlerin genlikleri zaman fonksiyonu olup, süreleri gerçek hareketlininkine benzer olarak ayarlanabilir. Böylelikle yapay kaydın tüm genliği arzu edilen koşulları özel bir yapı yerinde temsil etmek üzere ölçeklendirilir.

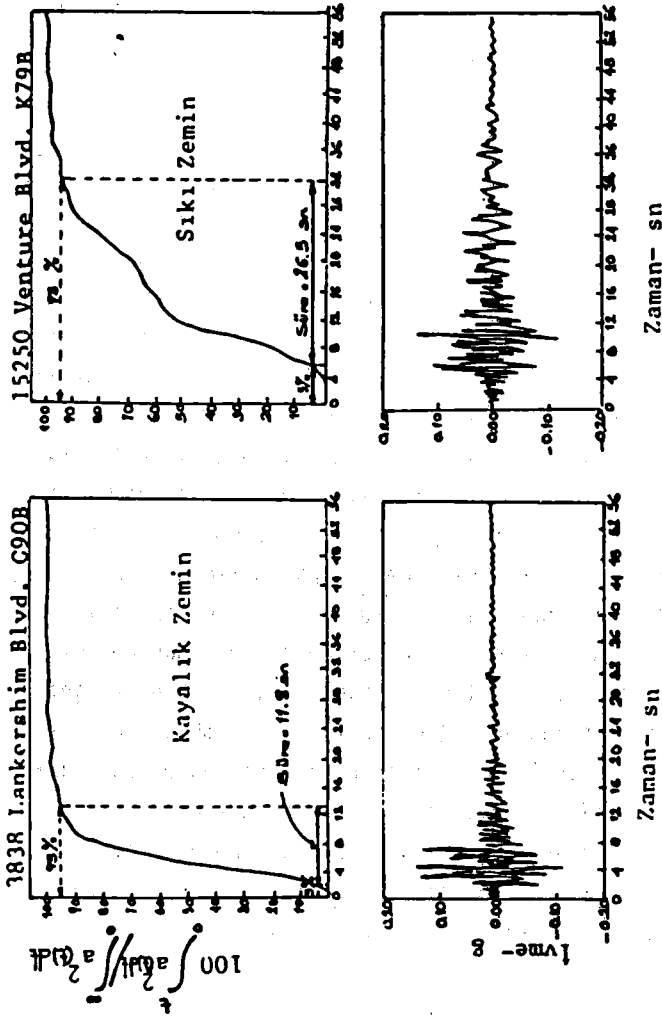


Şek. 2.1 Erzurum-Kars Depremi K-G Kaydının İvme, Hız ve Öteleme Bileşenleri

2- Kuvvetli Hareket Depremlerinin Karakteristikleri

Kuvvetli deprem hareketine ait kayıtlar kullanılırken ya da seçilirken bunlara ait karakteristiklerin belirlenmesi gerekir. Bunları şu şekilde özetleyebiliriz:

- a) Deprem hareketinin maksimum değerleri
(Maksimum ivme, maksimum hız ve maksimum yer değiştirmeler)
 - b) Deprem hareketinin süresi
 - c) Zemin tabakalarının karakteristikleri
 - d) İvme izlerinin genliklerinin durağandışı oluşu
 - e) Frekans içeriği
- a) Deprem kaydının maksimum değerleri genel olarak lineer ve lineer olmayan hesaplarda önemli rol oynar. Ayrıca genellikle deprem manyitüdü arttıkça en büyük ivme değeri arttığı gibi, yapı yerinden uzaklaştıkça da genlikler azalır. Böyle olmasına karşın her zaman için deprem ivmesi manyitüde bağlı olarak artması mümkün olmayabilir. Bunun tersi örnekler ülkemizde Denizli, Ağustos 1976 deprem kaydı ve Horasan, Ekim 1983 deprem kayıtları gösterilebilir. Bu depremlerden ilkinde 5 manyitüde olmasına karşılık, kaynağa 10 km uzaklıkta bulunmasından ötürü 0,34 g gibi çok büyük bir ivme değeri elde edilmiştir. İkinci durumda $M_s = 7,1$ ve $M_L = 6,5$ manyitüdü bu depremde kaynağa yine fazla uzakta olmayan (19 km) bir istasyondan 0,148 g(KG Bileşeni) beklenilenden çok az ivme değeri elde edilmiştir. Tek başına ivmenin en büyük değeri, söz konusu kuvvetli hareket depreminin gücünü belirtmede yeterli bir parametre olmaz. İlk kez Lima, Ekim 1966 depreminde ivme değeri %40 g olduğu halde ve A.B.D. depremlerine göre çok fazla yüksek frekanslı olduğu halde Lima içerisinde çok az hasara rastlanmıştır. Keza Pacoima barajında elde edilen ivme yerçekimi ivmesinden büyük olduğu halde (KG Bileşeni için 1148 cm/cm²) yine beklenen derecede hasar elde edilmemiştir. Onun için "Etkin Enyüksek İvme" kavramı hız spektrumuna bağlı olarak geliştirilmiştir. Şek.2.1
- b) Deprem hareketinin süresi keza kuvvetli hareket depremlerinin önemli bir özelliğidir. Gerek kullanılacak, gerekse üretilecek deprem kayıtlarında depremin süresi doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal davranışların hesabında, bilgisayar zamanını arttırır veya azaltır. Arias şiddetiyle yapılan kontrollerde kayalık zeminlerde şiddetin %95 i,



Şekil 2.2: Arias Şiddetiyle Zamanın Değişimi.

aynı gücün sıkı zeminlerdekine göre yarı süresinde olmasını gerektirir. Keza depremin manyitüdü arttıkça kuvvetli hareketin süresi de artar. Şekil 2.2 de bu durumu görebiliriz.

c) Çeşitli zemin koşullarında elde edilmiş deprem kayıtlarında zemin koşullarının etkisi deprem kayıtlarına da yansır. Örneğin yumuşak zeminlerde elde edilmiş kayıtlarda kuvvetli hareket kısmından itibaren büyük periyotlu (düşük frekanslı) dalgalar belirli şekilde izlenir. Erzurum-Kars deprem kaydı bunu çok güzel yansıtır. Keza dünyada en büyük örnek Mexico City, Temmuz 1957 depremine ait kayıttır. Zemine ait yaklaşık olarak 30 m derinliğinde oldukça yumuşak alüvyonlu, deprem spektrumu 2,5 sn civarında bir tepe noktası vermesine yol açmıştır. Yumuşak zeminlere doğru gidildikçe baskın periyodu uzaması (1,0-2,5 sn) ve spektrumun yatıklaşması söz konusudur.

d) İvmeizleri rastgele titreşim kuralları açısından incelendiğinde en genel anlamda genliklerinin durağandıışı (nonstationary) oluşu hemen göze çarpar. Kısaca durağandıışılık rastgele değişken olan deprem ivmelerinin istatistiksel büyüklüklerinin (ortalama ve varyansın) zamana göre değişimidir. Bazı araştırmacılar, (Housner, Jennigs gibi) deprem kayıtlarını inceliyerek zarf fonksiyonları oluşturmuşlar ve bunları benzetilmiş deprem için kullanmışlardır. Bu fonksiyonlar Şek. 2.3 de ve Şek.2.4 de verilmiştir.

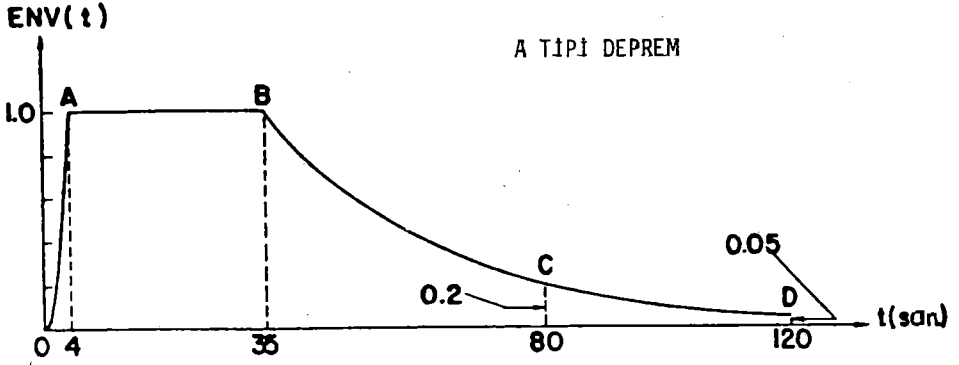
e) Frekans içeriği açısından bakıldığında Fourier Spektrumu her deprem kaydı için değişiktir. Fourier Spektrumunun sönümsüz hız spektrumuna yaklaştığı söylenebilir. Tek serbestlik dereceli sönümsüz sistemin hareket denklemi

$$m\ddot{y} + ky = -m\ddot{z} \quad (y: \text{görece yer değiştirme} \\ \ddot{z}: \text{taban ivmesi})$$

ile verilebilir. Bu diferansiyel denklemin özel çözümü; görece yer değiştirme, t_0 süreli deprem için

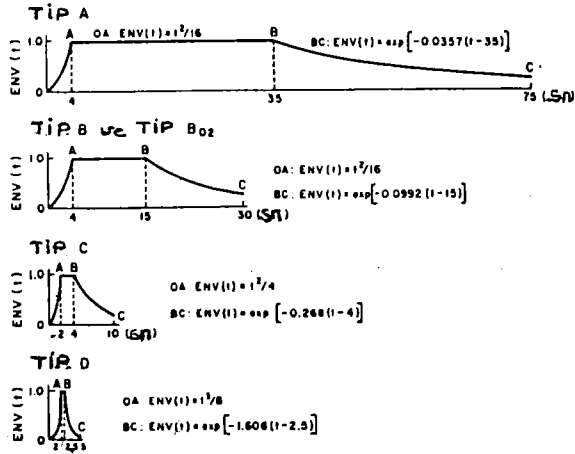
$$y(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^{t_0} \ddot{z}(\tau) \sin \omega(t-\tau) d\tau$$

$$\omega^2 = k/m = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2, \quad T: \text{Doğal Periyot.}$$



$$\begin{aligned}
 \text{OA : ENV}(t) &= t/16 \\
 \text{AB :} & \quad 1.0 \\
 \text{BC :} & \quad \exp(-0.0357(t-35)) \\
 \text{CD :} & \quad 0.05 + 0.0000938(120-t)^2
 \end{aligned}$$

Şekil 2.3 A Tipi Deprem İçin Zarf Fonksiyonları



Şekil 2.4 Dört Grup Benzetiilmiş Deprem İçin Zarf Fonksiyonları

Titreşen sistemin toplam enerjisi :

$$E = \frac{1}{2} m \dot{y}^2 + \frac{1}{2} k y^2$$

$$\dot{y} = \int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \cos \omega(t-\tau) d\tau$$

olur. Bunları toplam enerji ifadesinde yerine koyacak olursak :

$$E = \frac{1}{2} m \left(\int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \cos \omega(t-\tau) d\tau \right)^2 + \frac{1}{2} m \left(\int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \sin \omega(t-\tau) d\tau \right)^2$$

Trigonometrik ifadelerde gerekli kısaltmalar yapılsa :

$$\sqrt{\frac{2E}{m}} = \left[\left(\int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \cos \omega(\tau) d\tau \right)^2 + \left(\int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \sin \omega(\tau) d\tau \right)^2 \right]^{1/2}$$

bulunmuş olur. Bu t_1 süreli depremde birim kütle başına düşen enerjinin iki katının karekökü olur.

Bir Fourier spektrumu ise :

$$F(\omega) = \int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \cdot e^{-i\omega\tau} \cdot d\tau$$

şeklinde yazılabilir. Bu ifadeyi açacak olursak

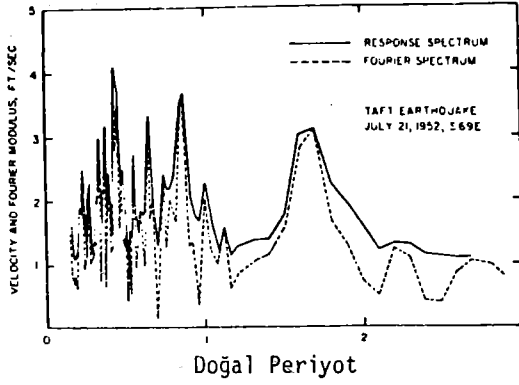
$$F(\omega) = \int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \cos \omega\tau d\tau - i \int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \sin \omega\tau d\tau$$

olur. Fourier genlikleri ile ilgilenmek istersek

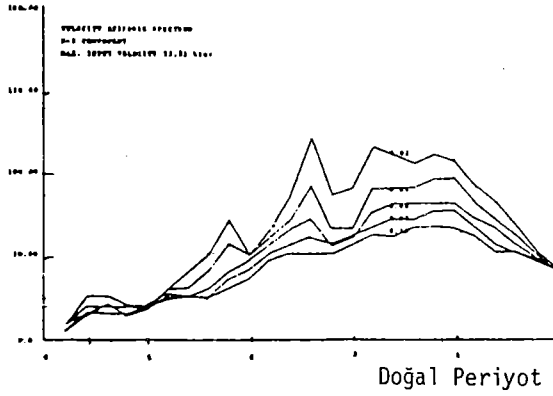
$$|F(\omega)| = \left[\left(\int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \cos \omega\tau d\tau \right)^2 + \left(\int_0^{t_1} \ddot{z}(\tau) \sin \omega\tau d\tau \right)^2 \right]^{1/2}$$

Bu ifade yukarıdaki enerji ifadesinin aynısıdır.

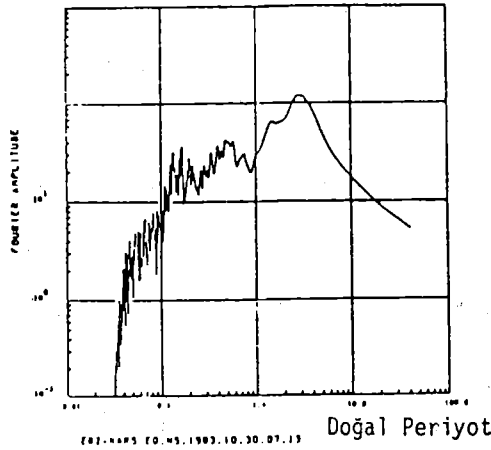
Belirli bir doğal frekans ya da Periyot değeri için en büyük Fourier genliği bulunur ve bunlar frekans eksenine yerleştirilirse Fourier Genlik Spektrumu elde edilmiş olur. Fourier genlikleri, hız değeri verdiği için, hız spektrumu ile karşılaştırılır. Sönümsüz hız spektrumuna yaklaştığı görülebilir. Gerçekten hız spektrumun sönümsüz değerleri Fourier genlik spektrumuna bir üst sınır durumundadır. Taft depremi için bunun karşılaştırılması verilmiştir. Şek.2.5, Şek.2.6 ve 7



Şekil 2.5 Taft Deprem Kaydı İçin Fourier Genlik Spektrumu ve Hız Spektrumunun Karşılaştırılması



Şekil 2.6 Erzurum-Kars Depremi Horasan K-G Bileşeni Hız Spektrumu



Şekil 2.7 Horasan K-G Kaydının Fourier Genlik Spektrumu

Genliklerin durağandışılığı yanında bir deprem kaydının frekans içeriğinin de durağandışılığı sözkonusudur. Genel olarak mühendislik uygulamalarında "dar şeritli" ve "geniş şeritli" spektrumlar şeklinde kaba sınıflandırmalar hız spektrumuna bakarak frekans içeriği bakımından kayıtları ayırma, literatürde yapılmıştır.

3- Karşılık Spektrumların Elde Edilmesi ve Özellikleri

Tek ya da çok serbestlik dereceli sistemlerin depreme karşı davranışında kullanılan spektral çözümleme davranış spektrumlarının kullanılmalarını içerir. Ayrıca tasarım spektrumlarının yapımında da çeşitli depremler için elde edilmiş karşılık spektrumları kullanılabilir.

Tek serbestlik dereceli bir m kütleli sistem, ξ kritik sönümüne sahip olarak sönümlü frekansı ν doğal frekansı ω ise bu sistemin $z(t)$ şeklindeki özel geçici bir titreşim olan kuvvetli hareket depremine karşı davranışı:

$$\ddot{y}(t) + 2z\omega\dot{y}(t) + \omega^2 y(t) = -\ddot{z}(t)$$

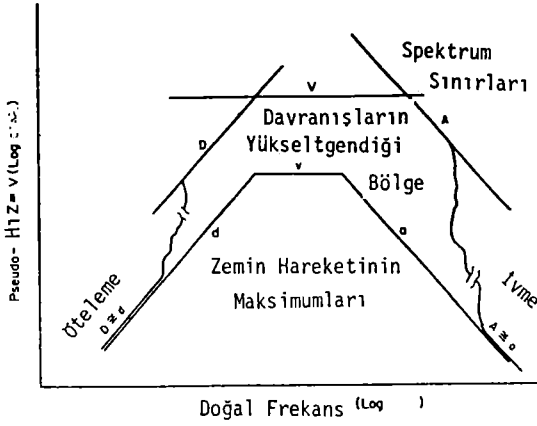
şeklinde ikinci dereceden sabit katsayılı diferansiyel denklemle karakterize edilir. Başlangıç koşullarının sıfır olması halinde özel çözüm, denklemin tek çözümüdür ve Duhamel Integrali ile karakterize edilir.

$$y(t) = \frac{-1}{\nu} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin\nu(t-\tau) d\tau$$

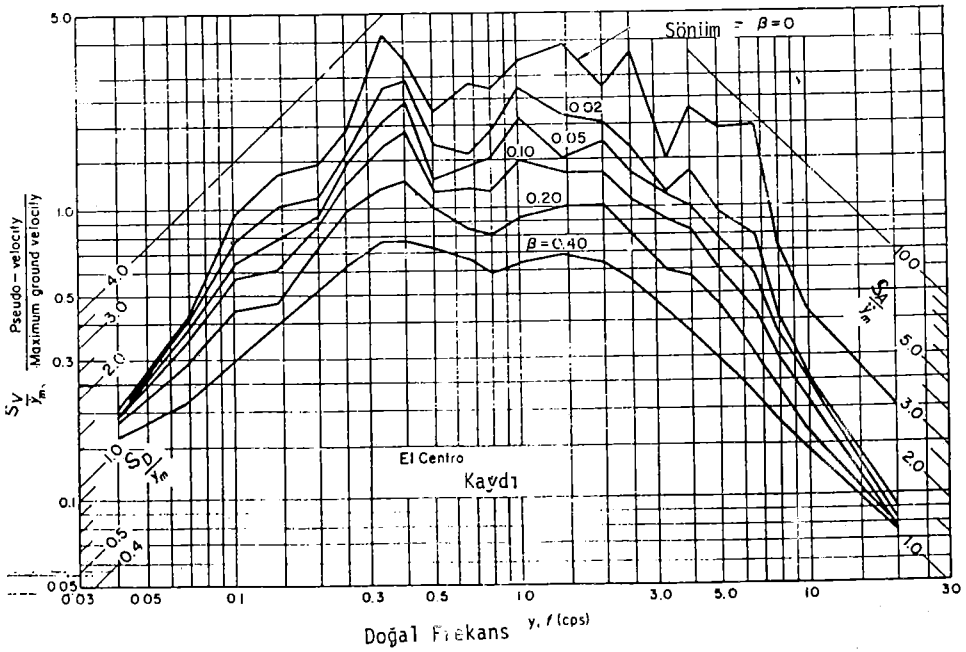
Rölatif yer değiştirme bu şekilde elde edilir. Yukarıdaki integralin zamana göre birinci ve ikinci türevleri rölatif hızı ve rölatif ivmeyi verir. Rölatif ivme ile zemin ivmesi toplanarak mutlak ivme spektrumu elde edilmiş olur. Bir depremde belirli bir doğal periyot ve sönüm oranı için elde edilmiş yerdeğiştirme, hız ve mutlak ivme cinsinden karşılıkların en büyüğüne sırasıyla yerdeğiştirme spektrumu, hız spektrumu ve mutlak ivme spektrumu adı verilir.

$$S_d = \left| \frac{1}{\nu} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\nu(t-\tau) d\tau \right|_{\text{maks.}}$$

$$S_v = \left| \nu \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left[\cos\nu(t-\tau) - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin\nu(t-\tau) \right] d\tau \right|_{\text{maks.}}$$



Şekil 3.1 Genel Olarak Üç Parçalı Spektrumun Görünüşü ve Yapılışı



Şekil 3.2 El Centro K-G Kaydının Üç Parçalı Normalize Edilmiş Spektrumu

$$S_a = \left| v \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left[\left(1 - \frac{\xi^2}{1-\xi^2}\right) \text{Sin}v(t-\tau) - \frac{2\xi}{1-\xi^2} \text{Cos}v(t-\tau) \right] d\tau \right|_{\text{maks}}$$

$$\sqrt{1-\xi^2} = 1 \quad , \quad v = \omega \quad \text{ve} \quad \text{Cos}v(t-\tau) = \text{Sin}v(t-\tau)$$

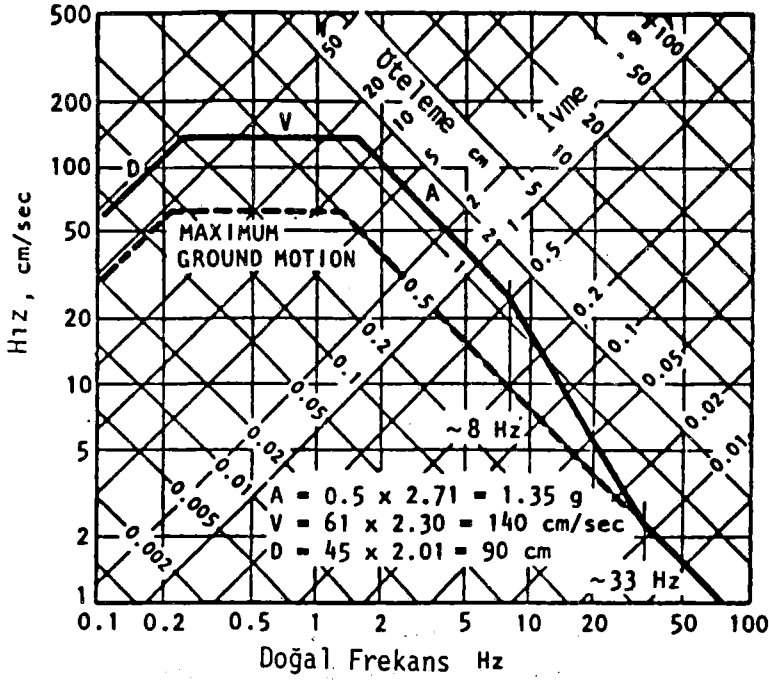
alınarak yukarıdaki $\xi=0$ kesin çözümlerden yaklaşık çözümlere geçeriz. Bunlara yalancı spektrumlar (pseudo spectrum) denir. Uzun periyotlarda gerçekçi olmaz. Ancak tipik mühendislik yapılarında kullanabiliriz. Bu durumda yalancı spektrumlar ile doğal frekanslar birbirlerine bağlanılır. Hız spektrumu ω ya bölünerek

$$S_{pd}(T, \xi) = \frac{1}{\omega} S_{pv}(T, \xi)$$

$$S_{pa}(T, \xi) = \omega S_{pv}(T, \xi)$$

yerdeğiştirme ve ω ile çarpılarak ivme spektrumları bulunur. Bunları bu özelliklerinden dolayı frekans eksenini yatay eksen olmak üzere, üç parçalı spektrum şeklinde, aynı eğri ailesi ile göstermek, logaritmik ölçek kullanarak mümkün olmaktadır. Sağa doğru 45° lik doğru şeklinde giden eksen ivmeyi, Şek.3.1 ve Şek.3.2 de El Centro Spektrumundaki gibi, sola doğru 45° lik doğru şeklinde olan ise yerdeğiştirmeyi verir. Yatay eksenin frekans eksenini olduğunu düşünürsek, bu üç parçalı gösterimde doğal frekansın yüksek olduğu sistemlerde ivme spektrumu, titreşim ivmesine yaklaşır. Diğer taraftan düşük doğal frekansa sahip sistemlerde sistemin öteleme spektrumu, zeminin ötelemesine yaklaşır. Bu durum büyük periyotlu sistemlerde yay kuvvetinin sistem üzerine olan etkisi kısa zaman aralığı için o kadar az olur ki, sistem zemininin yerdeğiştirmesine uyar. Yaklaşık olarak 25 Hz. den sonraki yüksek frekanslarda ise yay kuvvetinin etkisi sistem üzerinde küçük zaman aralığında çok fazla olur ve sistem zeminin en büyük ivmesiyle titreşmeye başlar. Bunun dışında, sistemin karşılıkları zemin ivme, hız ve yerdeğiştirmesine göre yükseltgenirler.

Büyükten küçüğe doğru, değişik doğal frekanslara sahip yapılar Şek.3, 1-7 arasında numaralanmışlardır. Belirli bir sönüm ($\xi = 0,05$) değeri ve belirli bir deprem için spektrum eğrisi düzleştirilip çıkarılmıştır. Doğal frekansı 20 Hz olan yapı, 0,33 g lik bir ivme spektrum değeri verir ki bu kullanılan zemin ivmesinin en büyük değerine eşittir. Doğal frekansı 0,25 Hz ve 0,167 Hz olan fleksibl yapılar ise 25,5 cm yakın



Şekil 3.5 Tasarım Spektrumunun Oluşturulması

Tablo 3.1 Yatay Elastik Karşılıklar İçin Yükseltgenme Değerleri

Sönüm --	Büyük Sigma (84.1%)			Median (50%)		
	A	V	D	A	V	D
0.5	5.10	3.84	3.04	3.68	2.59	2.01
1	4.38	3.38	2.73	3.21	2.31	1.82
2	3.66	2.92	2.42	2.74	2.03	1.63
3	3.24	2.64	2.24	2.46	1.86	1.52
5	2.71	2.30	2.01	2.12	1.65	1.39
7	2.36	2.08	1.85	1.89	1.51	1.29
10	1.99	1.84	1.69	1.64	1.37	1.20
20	1.26	1.37	1.38	1.17	1.08	1.01

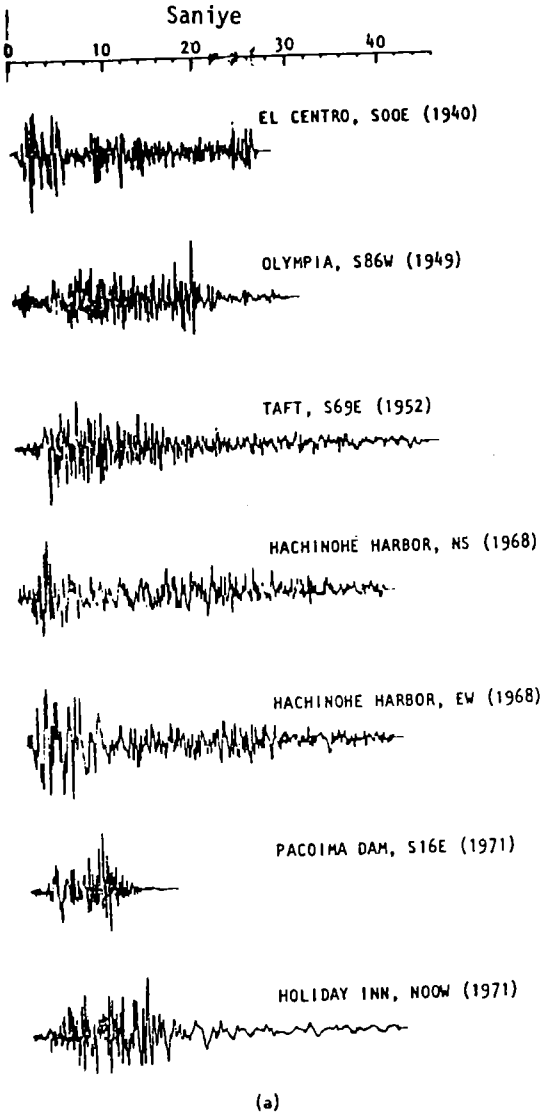
öteleme spektrumu verirler ki bu da kullanılan yer hareketinin en büyük yer değiştirmesine eşittir.

El Centro 1940 kuvvetli hareket kaydının zeminin en büyük ivme, hız ve yerdeğiştirmesine göre normalize edilmiş biçimleri elde edilmiştir. Tablo 3.1 bu normalizasyondan sonraki yükseltgenme değerlerinin ortalaması ile logaritmik normal dağılım için %84,1 olasılıkla bulunması gereken değerlerini vermektedir. şek. 3.5 ise belirli bir amaçla oluşturulması düşünölen tasarım spektrumunda en büyük zemin, hız ve yer değiştirme değerleri verildiğine göre, Tablo 3.4 kullanılarak tasarım spektrumunun gerçekteştirilmesi verilmiş bulunmaktadır. Göröldüğü gibi tasarım spektrumu ile karşılık spektrumları farklılık göstermektedir.

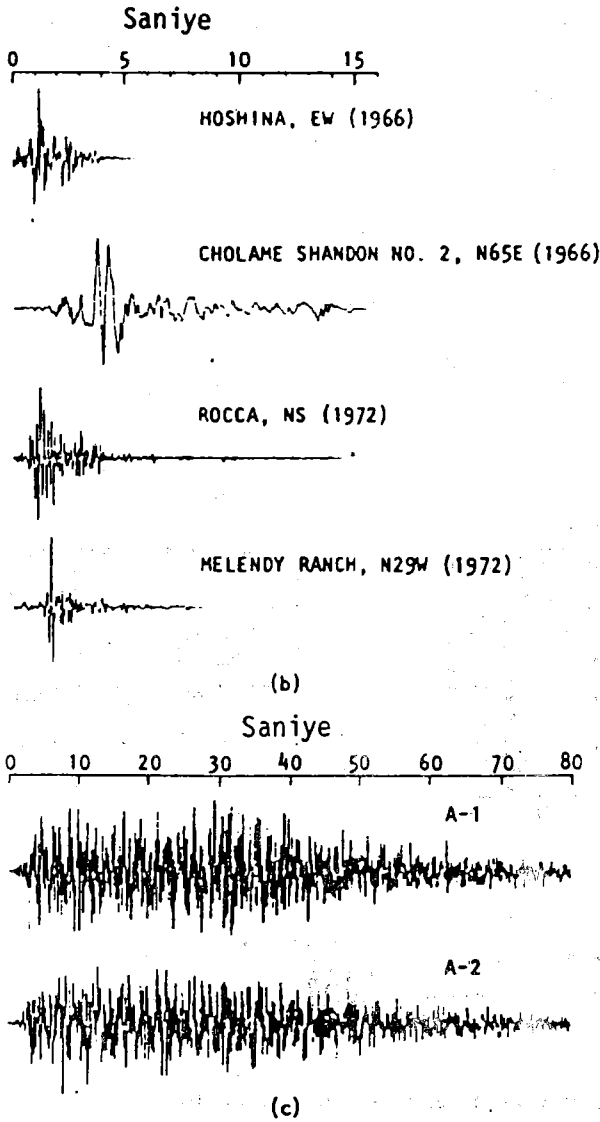
Bir tasarım işleminde zemin hareketini tanımlıyacak dalga biçimini tek bir parametre ile temsil etmek bazı durumlarda geniş uyumsuzluklara yol açabilir. Örneğin, tasarım spektrumunun yüksek frekans limitinde Melendy Çifliği kaydının en büyük ivmesi ($M_L = 4,7$ ve $8,5$ km) eşitlenmiş olsun bu, El Centro 1940 şokunun ($M_L = 6,5$ ve 20 km) iki katı, Taft'ın ise üç katından daha büyük deprem üretilmiş olur. Bunu yapmak, yapı yerinde bu hareketin etkilerini düşünmek çok yanlış olurdu.

şek. 3.6 sarsıntının gücünün ölçüsünü basit olarak kullanmada ortaya çıkan problemleri aydınlatmaktadır. Pacoima kaydındaki yüksek ivme değeri onun gücü hakkında doğru bir görüş vermekte, diğer bütün yaygın ölçülerle karşılaştırıldığında, Pacoima Barajı kaydı güçlü bir deprem hareketini simgelemektedir. Diğer taraftan Melendy ve Rocca kayıtları gibi olanların yıkıcılık potansiyeli hakkında ivme tepesinin değeri tamamen yanlış izlenime götürür. Aynı şekilde benzetilmiş depremler A1 ve A2 için küçük ivme tepesine sahip olmak onları güçsüz olduğu izlenimine götürmemelidir. şek. 3.6 değişik ölçülere göre değişik ivme-izlerini göstermektedir.

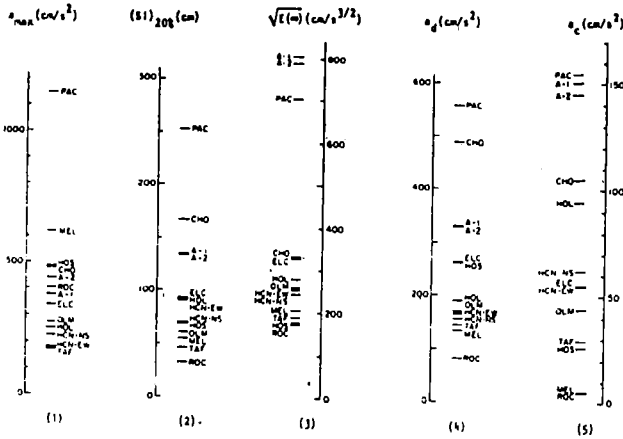
Birinci sütun ivme tepelerine göre sıralanmayı gösterirken ikinci sütun spektrum şiddetine göre sıralanmayı gösterir. "Housner Şiddeti"de denilen bu şiddet %20 sönüm altında kalan 0,1 sn den 2,5 sn. arasındaki hız spektrumun alanına eşittir. Bu durumuyula Housner Şiddeti bu aralıktaki yapıların lineer davranışlarının ortalama bir ölçüsüdür. Üçüncü sütun ivmeizlerini kaydın bütün süresi boyunca toplam enerjilerini esas alan bir sıralamadır. Bu ivme değerlerinin karelerinin kayıt süresi boyunca integre edilmesi bize bu enerjiyi vermektedir. Taft için $165 \text{ (cm/sn}^{3/2})$ ve El Centro için $306 \text{ cm/sn}^{3/2}$ elde edilir. Bu durumda



Sekil 3.7 Güçleri Karşılaştırılan Depremelerin İvmeizleri



Şekil 3.7 Güçleri Karşılaştırılan Depremlerin İvmeizleri



Kısaltmalar

- ELC : EL CENTRO - 1940, 800E
 OLM : OLYMPIA - 1949, 186W
 TAF : TAFT - 1952, 549E
 HCN-NS : HACHINOME HARBOR - 1968, NS
 HCN-EW : HACHINOME HARBOR - 1968, EW
 PAC : PACOIMA DAM - 1971, S16E
 HOL : HOLIDAY INN - 1971, N00W
 HOS : HOSHINA - 1966, EW
 CHO : CHOLAME SHAMON NO. 2 - 1966, N65E
 ROC : ROCCA - 1972, NS
 MEL : MELENDY RANCH - 1972, N29W
 A-1 : JENNINGS-KOUSHER-TSAI, TYPE A-1
 A-2 : JENNINGS-KOUSHER-TSAI, TYPE A-2

Şekil 3.6 Kuvvetli Hareket Depreminin Şiddetini

2.5

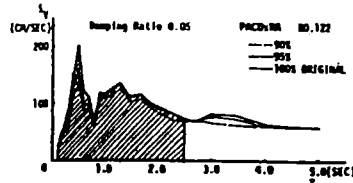
$$(SI)_{20\%} = \int S_V(T; 0.20) dt$$

0,1

Housner Şiddeti

Şekil 3.8a. Kayıtların Tepe İvmeleri ve Etkin İvmelerin Elde Edilmesi

	İvmə izi	İvməsi	Etkin İvmə
El Centro	NS	341.	156.
	EW	218.	117.
	NO	206.	92.
Taft	NS	103.	68.
	EW	176.	97.
	NO	79.	75.
Pacoima	NS	1148.	387.
	EW	1065.	352.
	NO	896.	309.
Hachinome	NS	275.	163.
	EW	183.	148.
	NO	77.	54.



Pacoima için Özgün ve Kesilmiş Karşılık Hız Spektrumları



Şekil 3.8 Pacoima Kaydının Özgün ve Kesilmiş Durumu

benzetilmiş A1 ve A2 depremleri en büyüktür. Bundan sonraki iki kolon betonarme yapıların özel bir grubunda sırasıyla hasar ve göçmeye neden olacak ivmeler a_d ve a_c ile gösterilmişlerdir. Hasar ivmesi a_d , herhangi önemli hasar olmaksızın, deprem ivmesine karşı koyması durumunda verilen yapıda gerekli olacak taşıma gücü düzeyidir. Benzer şekilde a_c , göçme olmaksızın, deprem ivmesine karşı koyma durumunda söz konusu yapıda gerekli olacak taşıma gücü düzeyidir. Pacoima kaydı ve benzetilmiş depremler 0,15 g düzeyinde taşıma gücü gerektirirken, Melendy kaydı 0,005 g düzeyinde modern yapıların gerçekçi düzeyinin çok altındaki akma düzeyi olan yapılarda göçme oluşturabilir.

Etkin ivme Watabe v.d. (6) tarafından tanımlanmış olup, %5 sönümlü spektrum şiddetinin %90'ına eşit, ivme düzeyi olarak belirlenebilir. Etkin ivme, a_c ile aynı etkinliği gösterdiği Şek.3.8 dan görülebilir.

Tek tek deprem ivmesini kullanarak çıkarılan karşılık spektrumlarını kendi en yüksek ivme değerine normalize ederek ortalama ivme spektrumları elde edilmiştir. İlk olarak Housner 1959 ortalama hız spektrumlarını vererek tek başına kuvvetli hareket depremlerin verdiği uyumsuzlukları azaltmak istemiştir. Dört kuvvetli hareket depremin ikiye yatay bileşeni kullanılarak elde edilen bu ortalama spektrumlardan istenilen deprem hareketine geçmek için ölçek katsayıları verilmiştir. Bunlarla çarpmak gerekir.

Yine benzer şekilde, bu kez zeminlerin etkilerini içermek üzere Seed, Lysmer ve Ugas çeşitli zemin koşullarında elde edilen deprem ivmelerini kayalık, sağlam zeminler, derin korezyonsuz ve yumuşak zeminlerde sınıflandırdıktan sonra bunların ivme spektrumlarını elde ettiler. Daha sonra en büyük ivmeye göre normalize edip, ortalamalarını aldılar.

4- Benzetilmiş Depremler

Kuvvetli hareket depremleri dünyanın her yerinde hemen her türlü bulunabilen ivme izleri değildir. Bazı ülkeler deprem kuşağı bakımından fazla aktif olduğu halde, sırf kuvvetli hareket ivme ölçer şebekesini oluşturamadığı için mühendislik bakımından son derece önemli kayıtlara sahip olamamıştır. Bazen de istenilen niteliklere sahip bir kayıt bulunamaz. Bu durumlarda benzetme yoluna gidilir.

benzetilmiş A1 ve A2 depremleri en büyüktür. Bundan sonraki iki kolon betonarme yapıların özel bir grubunda sırasıyla hasar ve göçmeye neden olacak ivmeler a_d ve a_c ile gösterilmişlerdir. Hasar ivmesi a_d , herhangi önemli hasar olmaksızın, deprem ivmesine karşı koyması durumunda verilen yapıda gerekli olacak taşıma gücü düzeyidir. Benzer şekilde a_c , göçme olmaksızın, deprem ivmesine karşı koyma durumunda söz konusu yapıda gerekli olacak taşıma gücü düzeyidir. Pacoima kaydı ve benzetilmiş depremler 0,15 g düzeyinde taşıma gücü gerektirirken, Melendy kaydı 0,005 g düzeyinde modern yapıların gerçekçi düzeyinin çok altındaki akma düzeyi olan yapılarda göçme oluşturabilir.

Etkin ivme Watabe v.d. (6) tarafından tanımlanmış olup, %5 sönümlü spektrum şiddetinin %90'ına eşit, ivme düzeyi olarak belirlenebilir. Etkin ivme, a_c ile aynı etkinliği gösterdiği Şek.3.8'den görülebilir.

Tek tek deprem ivmeizini kullanarak çıkarılan karşılık spektrumlarını kendi en yüksek ivme değerine normalize ederek ortalama ivme spektrumları elde edilmiştir. İlk olarak Housner 1959 ortalama hız spektrumlarını vererek tek başına kuvvetli hareket depremlerinin verdiği uyumsuzlukları azaltmak istemiştir. Dört kuvvetli hareket depreminin ikişer yatay bileşeni kullanılarak elde edilen bu ortalama spektrumlardan istenilen deprem hareketine geçmek için ölçek katsayıları verilmiştir. Bunlarla çarpılmak gerekir.

Yine benzer şekilde, bu kez zeminlerin etkilerini içermek üzere Seed, Lysmer ve Ugas çeşitli zemin koşullarında elde edilen deprem ivmeizlerini kayalık, sağlam zeminler, derin korezyonsuz ve yumuşak zeminlerde sınıflandırdıktan sonra bunların ivme spektrumlarını elde ettiler. Daha sonra en büyük ivmeye göre normalize edip, ortalamalarını aldılar.

4- Benzetilmiş Depremler

Kuvvetli hareket depremleri dünyanın her yerinde hemen her türlü bulunabilen ivme izleri değildir. Bazı ülkeler deprem kuşağı bakımından fazla aktif olduğu halde, sırf kuvvetli hareket ivme ölçer şebekesini oluşturmadığı için mühendislik bakımından son derece önemli kayıtlara sahip olamamıştır. Bazen de istenilen niteliklere sahip bir kayıt bulunamaz. Bu durumlarda benzetme yoluna gidilir.

Tablo 4.1 Kayıtlık Zeminlerde Elde Edilmiş Deprem İzemlileri

No.	Deprem Adı	Tarih	Mançitüd	Kaynağı Uz. (km)	Doğrultu	Haks. İyme (g)	Zemin Der. (m)	Kayıt Yapılan Yer	Bilgi Kay.
1	Helena	31/10/35	6.0	8.0	KC	0.146	Kaya	Federal Build. Helena	CALTECH
2	Helena	31/10/35	6.0	8.0	DB	0.145	Kaya	Federal Build. Helena	CALTECH
3	Kern County	21/07/52	7.6	56.0	K21D	0.156	Kaya	Taft	CALTECH
4	Kern County	21/07/52	7.6	56.0	G69D	0.179	Kaya	Taft	CALTECH
5	San Francisco	22/03/57	5.3	11.0	K10D	0.083	Kaya	Golden Gate Park, San Fr.	CALTECH
6	San Francisco	22/03/57	5.3	11.0	C80D	0.105	Kaya	Golden Gate Park, San Fr.	CALTECH
7	Parkfield	27/06/66	7.0	7.0	K65B	0.269	Kaya	Tembler	CALTECH
8	Parkfield	27/06/66	7.0	7.0	G35B	0.347	Kaya	Tembler	CALTECH
9	Borrego Mtn.	08/04/68	6.5	12.2	K33D	0.041	Kaya	SCE Power Plant, San Onor.	CALTECH
10	Borrego Mtn.	08/04/68	6.5	12.2	K37B	0.046	Kaya	SCE Power Plant, San Onor.	CALTECH
11	Lytile Creek	12/09/70	5.4	15.0	KC	0.197	Kaya	Wright-wood, Calif.	CALTECH
12	Lytile Creek	12/09/70	5.4	15.0	DB	0.147	Kaya	Wright-wood, Calif.	CALTECH
13	San Fernando	09/02/71	6.6	37.0	KC	0.089	Kaya	Cal.Teh. Seism. Lab.	CALTECH
14	San Fernando	09/02/71	6.6	37.0	DB	0.192	Kaya	Cal.Teh. Seism. Lab.	CALTECH
15	San Fernando	09/02/71	6.6	30.0	G08D	0.217	Kaya	Santa Felicia Dam	CALTECH
16	San Fernando	09/02/71	6.6	30.0	G82B	0.202	Kaya	Santa Felicia Dam	CALTECH
17	San Fernando	09/02/71	6.6	26.0	G69D	0.188	Kaya	Lake Hughes Stat. No.4	CALTECH
18	San Fernando	09/02/71	6.6	26.0	G21B	0.194	Kaya	Lake Hughes Stat. No.4	CALTECH
19	San Fernando	09/02/71	6.6	3.0	G14B	1.170	Kaya	Pacoina Dam	CALTECH
20	San Fernando	09/02/71	6.6	3.0	G76D	1.075	Kaya	Pacoina Dam	CALTECH
21	San Fernando	09/02/71	6.6	40.0	K21D	0.367	Kaya	Lake Hughes Sta.No.12	CALTECH
22	San Fernando	09/02/71	6.6	40.0	K69B	0.287	Kaya	Lake Hughes Sta.No.12	CALTECH
23	San Fernando	09/02/71	6.6	24.0	G90B	0.151	Kaya	3838 Lankearshim Blvd.LA.	CALTECH
24	San Fernando	09/02/71	6.6	24.0	K00D	0.167	Kaya	3838 Lankearshim Blvd.LA.	CALTECH
25	San Fernando	09/02/71	6.6	31.0	G90B	0.171	Kaya	Griffith Park Observ.LA.	CALTECH
26	San Fernando	09/02/71	6.6	31.0	C00B	0.180	Kaya	Griffith Park Observ.LA.	CALTECH

Tablo 4.2. Sağlam Zeminlerde Elde Edilmiş Deprem İvmeleri

No.	Derem Adı	Tarih	Münyitüd	Kaynağa Uz. (km)	Doğrulu	Haks. İvmesi (g)	Zemin Der. (m)	Kayıt Yapılan Yer	Bilgi Kay.
1	Lower Califor.	30/12/74	6.5	58.0	KG	0.160	30	El Centro	CALTECH
2	Lower Califor.	30/12/34	6.5	58.0	DB	0.182	30	El Centro	CALTECH
3	San Francisco	22/03/57	5.3	16.0	099D	0.043	60	State Bldg. S.F.	CALTECH
4	San Francisco	22/03/57	5.3	16.0	081B	0.046	60	State Bldg. S.F.	CALTECH
5	San Francisco	22/03/57	5.3	17.0	K09B	0.085	42	Alexander Bldg. S.f.	CALTECH
6	San Francisco	22/03/57	5.3	17.0	K81D	0.056	42	Alexander Bldg. S.F.	CALTECH
7	Sendai	30/04/62	6.0	55.0	KG	0.059	45	Tohoku Daigaku Kogabu ASDI	ASDI
8	Sendai	30/04/62	6.0	55.0	DB	0.048	45	Tohoku Daigaku Kogabu ASDI	ASDI
9	Kanto	08/05/63	Bilinmiyor	Bilinmiyor	KG	0.056	21	Genken Pr. Hall. Kanto ASDI	ASDI
10	Kanto	08/05/63	Bilinmiyor	Bilinmiyor	DB	0.059	21	Genken Pr. Hall. Kanto ASDI	ASDI
11	Kanto	05/02/64	Bilinmiyor	Bilinmiyor	KG	0.046	15	Genken Jrr.-J. Kanto ASDI	ASDI
12	Kanto	05/02/64	Bilinmiyor	Bilinmiyor	DB	0.036	15	Genken Jrr.-J. Kanto ASDI	ASDI
13	Parkfield	27/06/64	5.6	0.1	K65D	0.489	45	Chalome Shandon No.2	CALTECH
14	Parkfield	27/06/64	5.6	5.0	K05B	0.354	30	Chalome Shandon No.3	CALTECH
15	Parkfield	27/06/64	5.6	5.0	K85D	0.434	30	Chalome Shandon No.5	CALTECH
16	San Fernando	09/02/71	6.6	21.0	K21D	0.315	18	Costaic Old Ridge Hou.	CALTECH
17	San Fernando	09/02/71	6.6	21.0	K69B	0.270	18	Costaic Old Ridge Hou.	CALTECH
18	San Fernando	09/02/71	6.6	35.0	K09B	0.170	60	Hollywood Storage P.E	CALTECH
19	San Fernando	09/02/71	6.6	35.0	D09B	0.211	60	Hollywood Storage P.E.	CALTECH
20	San Fernando	09/02/71	6.6	39.0	K09B	0.136	14	3470 Wilshire Blvd.	CALTECH
21	San Fernando	09/02/71	6.6	39.0	D09B	0.114	14	3470 Wilshire Blvd.	CALTECH
22	San Fernando	09/02/71	6.6	39.0	K09B	0.153	30	3550 Wilshire Blvd.	CALTECH
23	San Fernando	09/02/71	6.6	39.0	D09B	0.129	30	3550 Wilshire Blvd.	CALTECH
24	San Fernando	09/02/71	6.6	28.0	K11D	0.225	21	15250 Venture Blvd.	CALTECH
25	San Fernando	09/02/71	6.6	28.0	K79B	0.149	21	15250 Venture Blvd.	CALTECH
26	San Fernando	09/02/71	6.6	28.0	G12B	0.243	21	14724 Venture Blvd.	CALTECH
27	San Fernando	09/02/71	6.6	28.0	K78B	0.197	21	14724 Venture Blvd.	CALTECH
28	San Fernando	09/02/71	6.6	39.0	KG	0.161	12	3407 Sixth Street	CALTECH
29	San Fernando	09/02/71	6.6	39.0	DB	0.165	12	4307 Sixth Street	CALTECH

Tablo 4.3 Derin Kohezyonsuz Zeminlerde Elde Edilmiş Derin İvmesizleri

No.	Deprem Adı	Tarih	Manivülite	Kayma İv. (cm)	Doğrultu	Maks. İvm. (g)	Zemin Der. (m)	Kayıt Yapılan Yer	Bilgi Kay.
1	W. Washington	13/04/49	7.1	20.0	G04D	0.165	128	Hvy. Test Lab. Olympia	CALTECH
2	W. Washington	13/04/49	7.1	20.0	G86B	0.280	128	Hvy. Test Lab. Olympia	CALTECH
3	Kern County	21/07/52	7.6	127.0	KC	0.047	107	Cal. Tech. Athanaum-Pas.	CALTECH
4	Kern County	21/07/52	7.6	127.0	DB	0.053	107	Cal. Tech. Athanaum-Pas.	CALTECH
5	Eureka	21/12/54	6.5	25.0	K11B	0.168	76	Federal Building-Eureka	CALTECH
6	Eureka	21/12/54	6.5	25.0	K79D	0.237	76	Federal Building-Eureka	CALTECH
7	Eureka	21/12/74	6.5	30.0	K49D	0.159	152	City Hall-Ferndale	CALTECH
8	Eureka	21/12/74	6.5	30.0	K46B	0.201	152	City Hall-Ferndale	CALTECH
9	Tokyo	10/09/56	6.7	15.0	KC	0.049	305	Tetsuda Kaikan-Tokyo103	ASDI
10	-Tokyo	10/09/56	6.7	35.0	DB	0.046	305	Tetsuda Kaikan-Tokyo103	ASDI
11	Puget-Sound	29/04/65	6.5	5.8	G04D	0.137	128	Hvy. Test Lab. Olympia	CALTECH
12	Puget-Sound	29/04/65	6.5	5.8	G86B	0.198	128	Hvy. Test Lab. Olympia	CALTECH
13	Ferndale	12/10/67	5.6	25.0	K46B	0.105	152	City Hall-Ferndale	CALTECH
14	Ferndale	12/10/67	5.6	25.0	G44B	0.237	152	City Hall-Ferndale	CALTECH
15	Tokachi Ōki	16/05/68	7.8	80.0	KC	0.229	Derin	Hachinohe Harbour	ASDI
16	Tokachi Ōki	16/05/68	7.8	80.0	DB	0.186	Derin	Hachinohe H.-bour	ASDI
17	San Fernando	09/02/71	6.6	16.0	KC	0.255	168	8244 Orion Blvd.L.A.	CALTECH
18	San Fernando	09/02/71	6.6	16.0	DB	0.134	168	8244 Orion Blvd.L.A.	CALTECH

tablo 4. Atınışık ve Orta Sertliürreki Killi , Kumlu Zeminlerdeki Deprem İmeizleri

No.	Deprem Adı	Tarih	Manitüd	Kaynaka Uz.(km)	Doğrultu	Maks.lıme(g)	Zemin Det.(m)	Kayıt Yapılan Yer	Bilgi Kay.
1	Niigata	16/06/64	7.5	165.0	KG	0.158	36	Kawagishicho Apt.No.2	ASDI
2	Niigata	16/06/64	7.5	165.0	DR	0.162	36	Kawagishicho Apt.No.4	ASDI
3	Higashi-Mats.	01/07/68	6.4	45.0	KG	0.050	213	Koto Denna Kyoku-Tokyo119	ASDI
4	Higashi-Mats.	01/07/68	6.4	45.0	DB	0.034	213	Koto Denna Kyoku-Tokyo119	ASDI
5	Higashi Mats.	01/07/68	6.4	45.0	KG	0.047	152	Bokuto Hospital-Tokyo121	ASDI
6	Higashi Mats.	01/07/68	6.4	45.0	DB	0.049	152	Bokuto Hospital-Tokyo121	ASDI
7	Higashi Mats.	01/07/68	6.4	45.0	KG	0.040	152	Ueno Matsuzakaya-Tokyo112	ASDI
8	Higashi Mats.	01/07/68	6.4	45.0	DB	0.030	152	Ueno Matsuzakaya-Tokyo112	ASDI
9	Higashi Mats.	01/07/68	6.4	45.0	KG	0.044	152	Ikebukuro Marubutsu-Tokyo113	ASDI
10	Higashi Mats.	01/07/68	6.4	45.0	DB	0.044	152	Ikebukuro Marubutsu-Tokyo113	ASDI

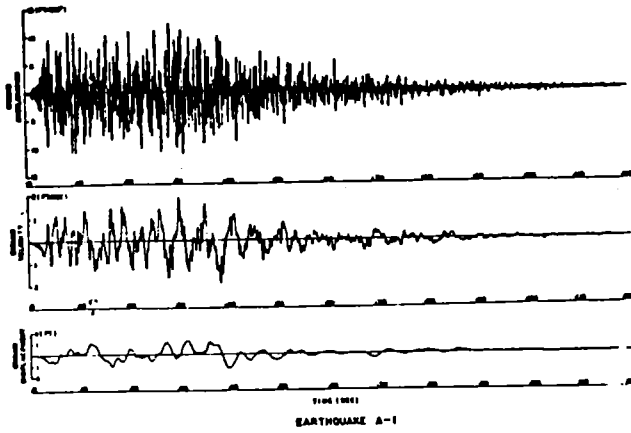
Benzetilmiş depremler, daha önceki gözlemlerde birlikte rastgele titreşim kuramının (random vibration theory) kullanılmasını gerektirir. Bu konu, tek başına ayrı bir bölüm olarak incelenecek kadar geniş bir alanı kapsamaktadır. Burada benzetilmiş depremlerden birisi, daha önce adı geçen A1 ve A2 depremlerinin elde edilmesi ve özellikleri anlatılacaktır. Bu depremler Housner, Jennings ve Tsai tarafından elde edilmiştir. Şek.2.3 de görüleceği gibi bir deprem ivme izini :

$$a(t) = Env(t) \cdot a_2(t)$$

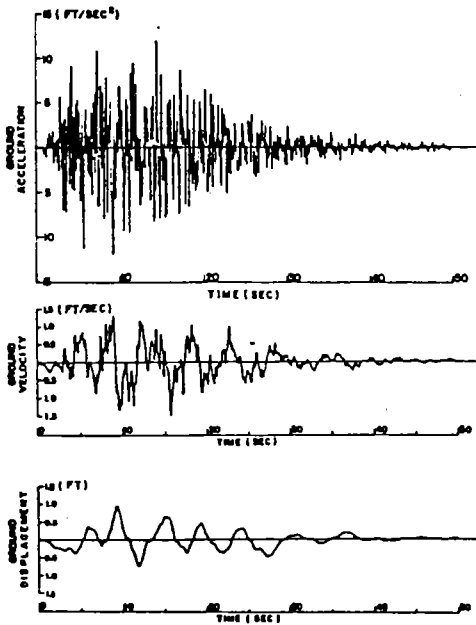
şeklinde verilebilir. Burada $a_2(t)$ rasgele duragan genlikli dalgalardır. $Env(t)$ ise deprem tipine göre elde edilen zarf fonksiyonlarıdır. Zarf fonksiyonunun biçimi ve fonksiyon tipi verilmiştir. Aynı araştırmacılar deprem tiplerinin manyitüdüleri ile faya yakınlıkları ve süreleri hakkında yaklaşık bilgiler vermişlerdir.

A tipi depremler çok yıkıcı olup bugüne kadar kaydedilmemiştir. B tipi depremler El Centro (1940) Taft (1952) kayıtları örnek gösterilebilir. C tipi depremlere, depremselliği yüksek olan bölgelerdeki yapılar ömürleri içinde bir kaç kez bu tip depremlerle sarsılabilir. C tipi depremlere örnek olarak San Francisco (1957), Helena, Montana (1935) depremleri gösterilebilir. D tipi örneklere faya çok yakın fakat düşük manyitüdde depremlerdir. Parkfield (California 1966) depremi buna örnek gösterilebilir. Şekil 4.1, 4.2 ve 4.3 de bu depremler gösterilmiştir.

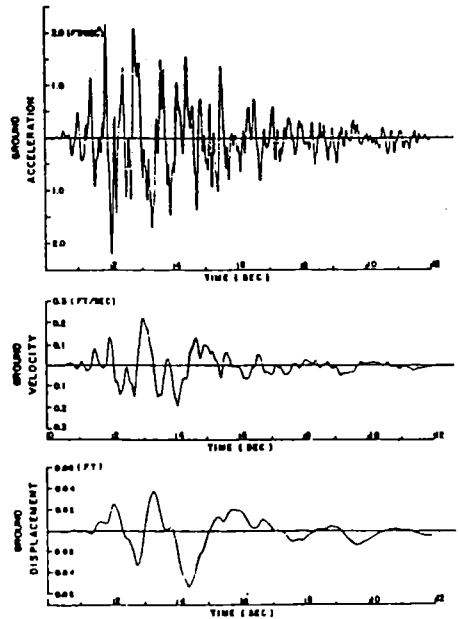
Keza başka bir örnek, frekans içeriklerinin duragan dışılığı modellenerek çeşitli sınıf zeminler için benzetilmiş deprem örnekleridir. Şekilde bu örnek deprem ivme izleri ile bunlara temel teşkil eden çeşitli zeminlerde elde edilmiş Seed, Lysmer ve Ugas tarafından sınıflara ayrılmış, deprem ivmeizlerinin tabloları ile, benzetilmiş depremlerin normalize edilmiş ivme spektrumları verilmiştir. Tablo 1,2,3 ve Tablo 4 ile Şekil 4.4 , 4.5 ,4.6 ve 4.7 de bunlar gösterilmiştir.



Şekil 4.1

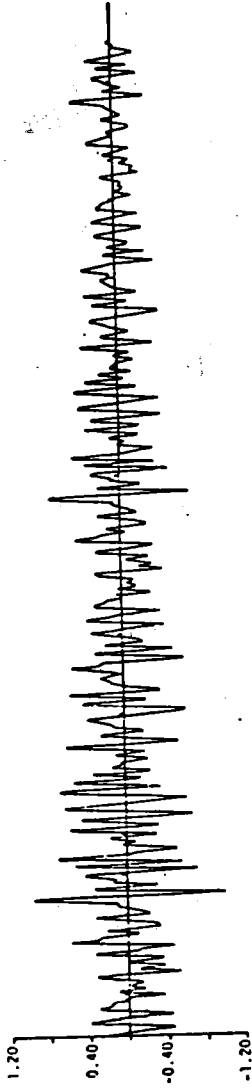


Şekil 4.2

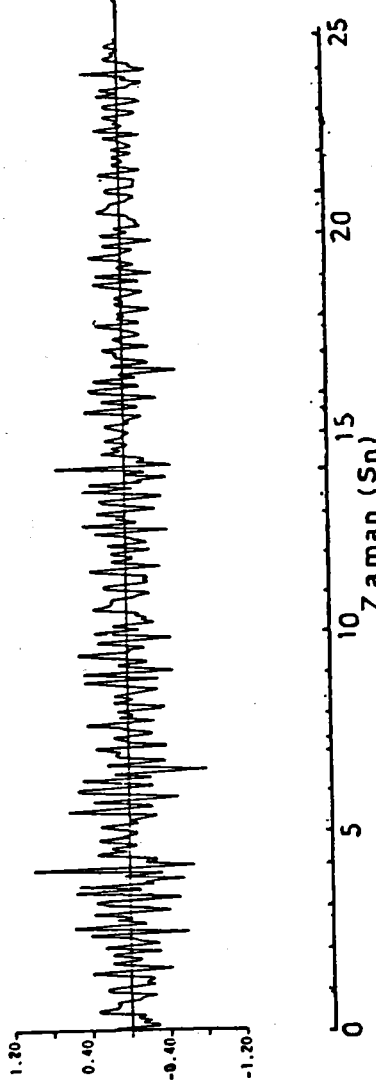


Şekil 4.3

ÖRNEK 1 ME

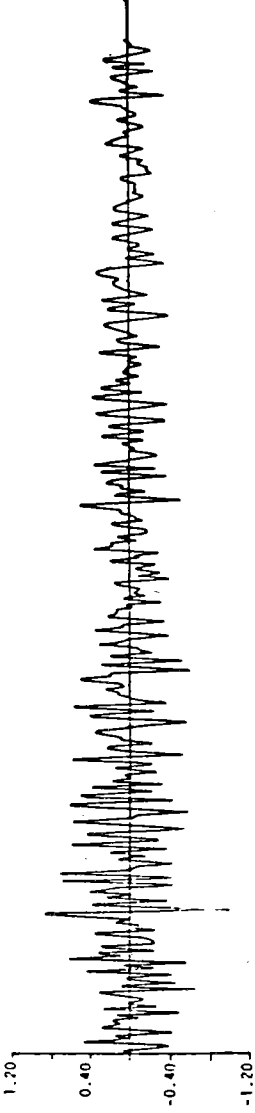


ÖRNEK 1 SD

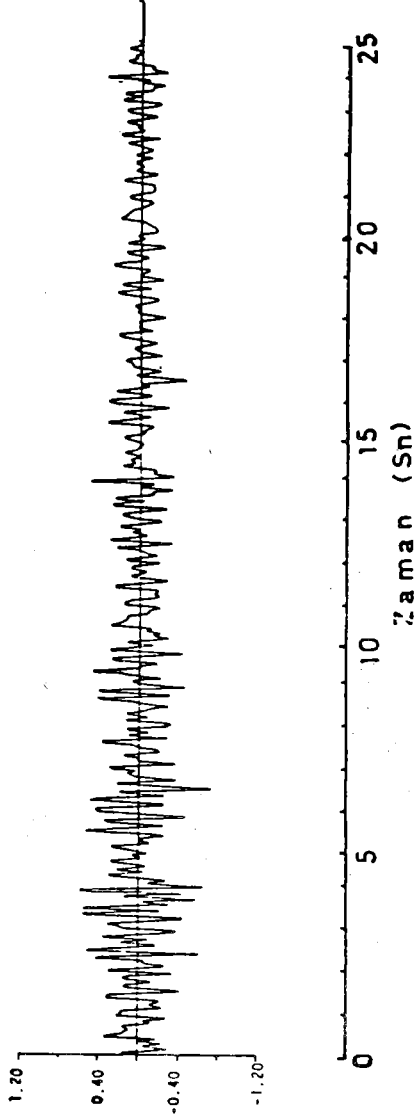


Şekil 4.4: Kayalık Zeminler İçin Benzetilmiş Depremler

ÖRNEK 1 ME

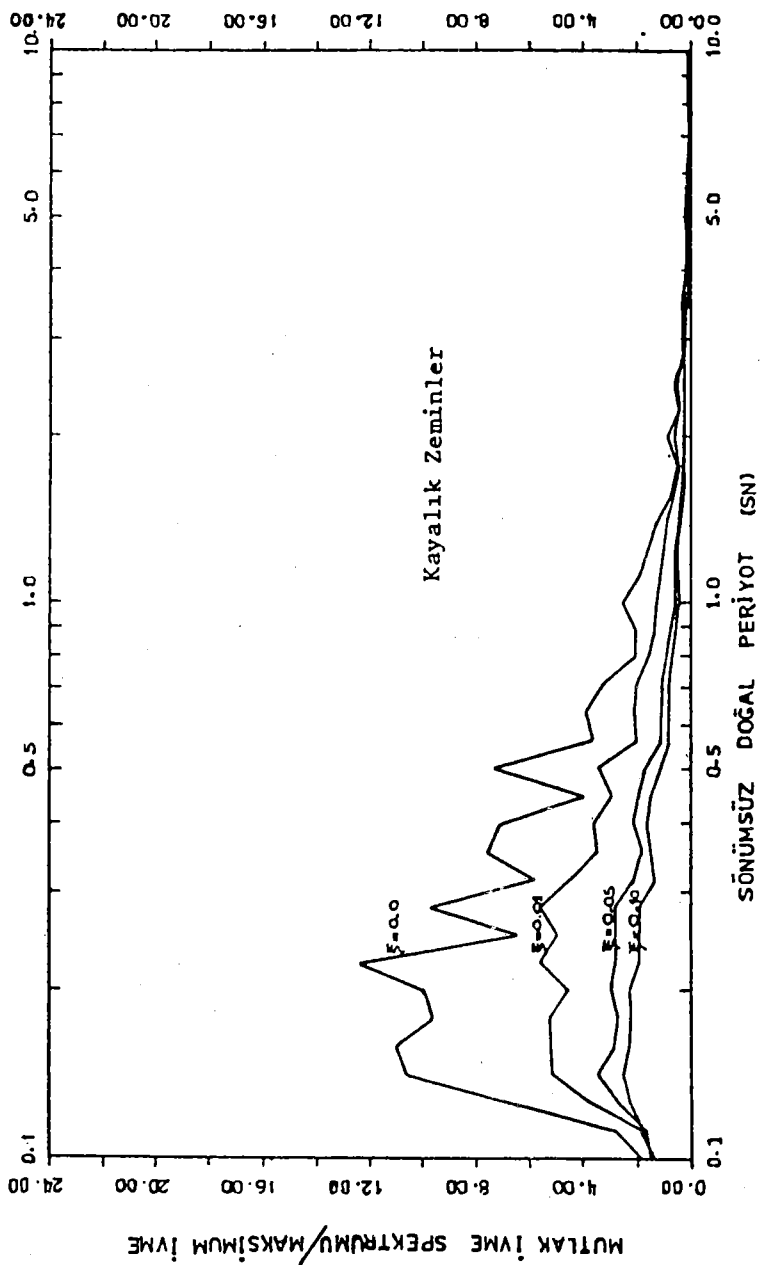


ÖRNEK 1 SD

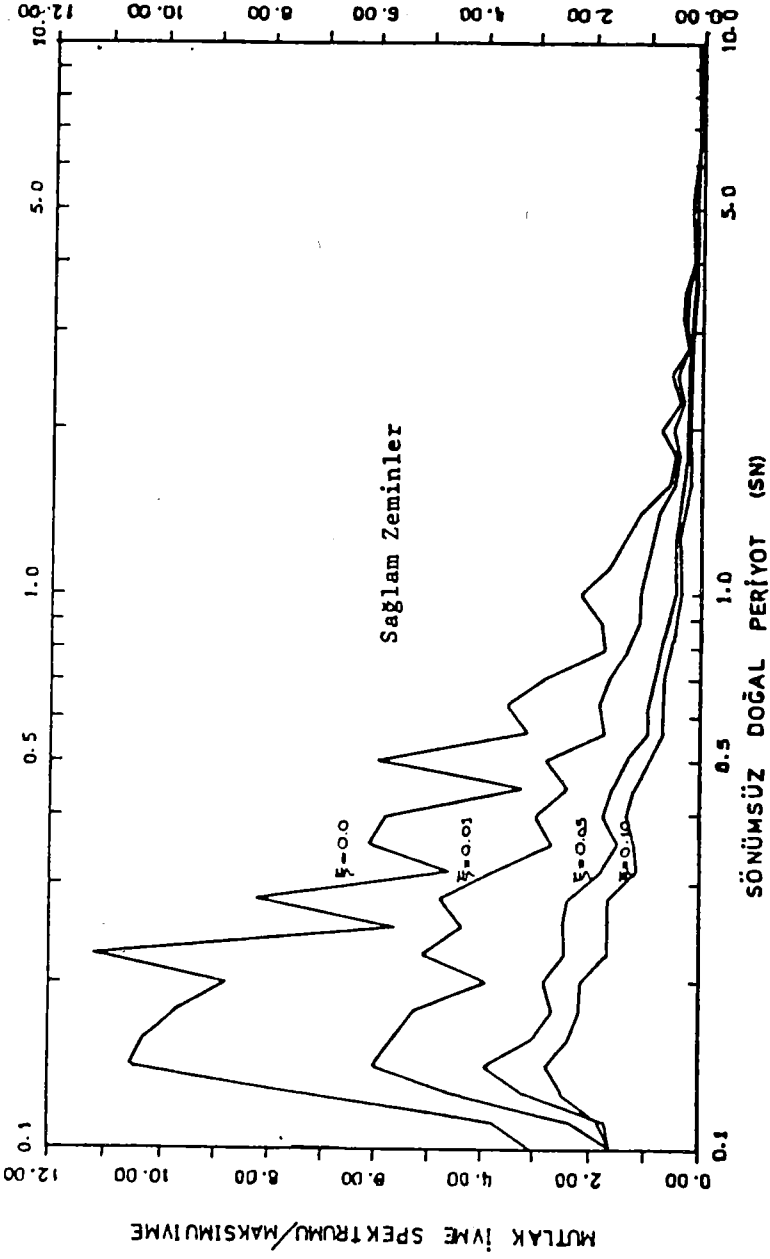


Zaman (Sn)

Şekil 4.5 Sağlam Zeminler İçin Benzetilmiş Depremler



Şekil 4.6 ÖRNEK 1 SD Benzetilmiş Depremiğin Mutlak İyme Spektrumu



Şekil 4.7 ÖRNEK 1 SD Benzetlenmiş Depreminin Mutlak İvme Spektrumu

KAYNAKLAR

- (1) Housner, G.W., "Design Spectrum" Chp.5 in Earhquake Engineering, Edit. by R.L. Wiegel, Prentice-Hall, 1970.
- (2) Analyses of Strong Motion Earthquake Accelerograms, Vol. II- Corrected Accelerograms and Integrated Ground Velocity and Displacement Curves, Earthquake Engineering Research Laboratory, Cal. Ins. of Technology Pasedena 1973, 1974, 1975
- (3) Digitized Strong Motion Earthquake Accelerograms, Gakujutsu Bunken Fukyukai, ASDI, Tokyo, 1969
- (4) Strong Motion Accelerograf Records of Turkey, Republic of Turkey, Ministry of Public Works and Housing, Earthquake Research Department, Ankara, 1985.
- (5) Hasgür, Z., "Benzetilmiş Depremlerin Zemin Koşullarına Bağlı Olarak Elde Edilmesi", Doktora Tezi, I.T.Ü., 1982
- (6) Watabe M., Yoriyiko O., Tohdo M., "Analysis of Seismic Ground Motior Parameters Including Vertical Components", Proceedings of 7WCEE, Vol. 2, P.P. 97, Istanbul, 1980

**MANYİTÜD TÜRLERİ
VE
SATÜRASYONU ÜZERİNE**

*
Doç.Dr.Müh.Ülben Ezen

ABSTRACT.

In this paper the concept of magnitude and all magnitude scales are described and using of them are discussed with respect to source parameters.

Usually, all conventional magnitude scales suffers saturation when the rupture dimension of earthquake exceeds the wavelength of the seismic waves used for magnitude determination. This saturation leads to an inaccurate estimate of energy released in great earthquakes ($L > 50$ km).

So in order to eliminate this saturation a new M_w magnitude scale is defined directly from seismic moment estimation and this is widely discussed in this review.

ÖZET.

Bu yazıda manyitüd kavramı ve türleri (skalaları) üzerine değinilmekte ve kaynak parametrelerine göre kullanılımları tartışılmaktadır.

Konvansiyonel biçimde hesaplanan tüm manyitüd skalaları, faylanmada teşekkül eden kırığın boyutları manyitüd tayininde kullanılan dalganın, dalga boyunu aştığı zaman genellikle satürasyona uğramaktadır.

Bu satürasyon büyük depremlerde (fay boyu $L > 50$ km) açığa çıkan enerjinin hatalı tayinine yol açmaktadır. Bu satürasyonun elimine edilebilmesi için, direkt sismik momentten giderek hesaplanan yeni M_w manyitüd skalası ayrıntılı biçimde bu derlemede tartışılmaktadır.

GİRİŞ.

Sismolojinin en temel konularından biri şüphesiz bir depremin büyüklüğünün tahminidir. Bir depremin aletsel verilere göre büyüklüğünü simgeleyen manyitüd, günümüzde depremin direkt ölçülebilen kaynak parametresi olma özelliğini hala sürdürmektedir. Diğer bir deyişle manyitüd deprem büyüklüğü ile orantılı biçimde serbestlenen elâstik enerjinin ölçüsünü simgeleyen pek çok pratik yararları olan objektif bir kriterdir.

Tanınım açısından bu sadelikte görünen manyitüd aslında, depremi oluşturan faylanma hareketini kontrol eden tüm fiziksel parametrelerin kompleks bir fonksiyonudur. Nevar ki tarihsel gelişim açısından

belirtmek gerekirse, önceleri deprem kaynak modelleri tasarlamadan, çok yerel ve ortak manyitüd skalaları(türleri) ortaya atılmıştır. Daha sonraları geliştirilen enstrümantasyon düzeyine bağlı biçimde artan, kaynak bilgilerine göre manyitüd kavramı daha geniş bir platformda düşünölmeye başlamıştır.

Manyitüdü sismolojideki önemli boyutunu anlamada en önemli nokta günümüze değin geliştirilmiş mevcut manyitüd skalalarının irdelenmesidir. Konvansiyonel biçimde direkt sismoğramdan genlik okumalarından yararlanarak geliştirilen manyitüd skalalarının, özellikle büyük depremlerde satürasyona uğraması konusunun tartışılması bu irdilemede önemli bir yer tutacaktır.

Kaynakta serbestlenen elastik enerjinin bir ölçüsü olan sismik momentten direkt hesaplanan yeni manyitüd skalası M_w yı gözden geçirmek şüphesiz bu irdilemede önemli bir yer alacaktır.

1. Manyitüd Skalaları.

a) m_b Cisim dalgası manyitüdü:

Gutenberg(1945) te, cisim dalgası manyitüdü m_b yi

$$m_b = \log_{10}(A/T) + S(\Delta, h) \quad (1)$$

şeklinde tanımlamıştır. Burada $S(\Delta, h)$ depremin odak derinliği(h) ve episantr uzaklığı(Δ) ya bağlı kalibrasyon fonksiyonudur. Buna karşılık A/T oranı ise saniye(T) başına isabet eden mikrometre(10^{-6} m) cinsinden yer hareketidir(A). $S(\Delta, h)$ kalibrasyon fonksiyonunun P, PP ve SH türü dalgalar için teorik eğrileri Richter(1958, pp 688-689) tarafından verilmiştir. 1960 ların başında WWSSN dünya standart sismoğraf ağı kurulduğundan bu yana m_b yaygın biçimde, düşey bileşende(Z) kaydedilmiş 1 saniye periyotlu P dalgasından elde edilmeye başlanmıştır.

Halbuki 1960 lardan önce m_b yi saptamada uzun periyotlu aletler kullanılmaktaydı. Hesaplamalar göstermektedir ki, uzun periyotlu aletlerdeki kayıtlardan saptanan m_b değerleri, WWSSN' e ait kısa periyotlu kayıtlardan saptanan m_b değerlerinden 0.3 ila 0.6 birim daha büyüktür (Romney 1964, Geller ve Kanamori 1977). Ayrıca değişik sismoğraf sistemleri ile donatılmış istasyonlarda kaydedilen aynı depreme ilişkin cisim dalgalarından bulunan m_b değerlerinin kendi aralarında bile 0.5 birim ve daha yüksek düzeylerde farklılıklar gösterdiği saptanmıştır(Guyton 1964). Bu farklılık istasyonlar arasındaki azimutal, enstrümental ve jeolojik ayrıcalıklardan ötürü gelişmektedir.

Jeolojik faktörlerin başında en etkin olanı Q (atenüatif) yapısındaki bölgesel değişimlerdir.

Marshall ve dig(1979) atenüasyonun bölgesel değişimini dikkate alarak yeni bir, m_b cisim dalgası manyitüdü tanımladı. Bu tanıma göre Q ya duyarlı m_Q manyitüdü,

$$M_Q = m_b + RC + SC + DC \quad (2)$$

şeklinde ifade edilebilirdi. Burada RC istasyona yakın yerdeki atenüasyona ait düzeltme faktörü, SC kaynaktaki atenüasyona ait düzeltme faktörü ve DC kaynağın derinliğine ait düzeltme faktörüdür.

b) M_L lokal cisim dalgası manyitüdü:

M_L ilk kez Richter(1935) tarafından sadece Güney Kaliforniya depremleri için geliştirilmiş ve Wood-Anderson torsiyon tipi sistemlerde kaydedilmiş cisim dalgası genliklerinden hesaplanarak Lokal manyitüd olarak tanımlanmıştır. M_L nin mutlak değerini saptamak için, Richter, 100 km uzaktan maksimum genliği 10^{-6} m. yi bulan manyitüdü SIFIR manyitüd olarak tanımlamış ve Δ uzaklıkta istasyondaki SIFIR manyitüdü depremin gözlemsel genliğini $A_0(\Delta)$ olarak belirtmiştir.

Öte yandan Δ uzaklıkta istasyonda Wood-Anderson sistemi ile kaydedilen maksimum genliği $A(\Delta)$ olan depremin M_L lokal manyitüdü-

$$M_L = \log_{10} A(\Delta) - \log_{10} A_0(\Delta) \quad (3)$$

şeklinde vermiştir. Burada A ve A_0 mm cinsindedir. $\log_{10} A_0$ in Δ uzaklığının(km) fonksiyonu olarak değişimi Richter(1958 p 342) tarafından verilmiştir. Tablo 1. de bu değişim görülmektedir. Burada sözü edilen Wood-Anderson tipi kayıtçı öz periyodu 0.8 sn, sönüm faktörü 0.8 ve büyütmesi 2800 olan bir sismoğraf sistemidir. M_L tayini için kullanılan periyot aralığı 0.1-0.7 sn olup ortalama 0.3 sn lik değere karşı gelmektedir.

Öte yandan son yıllarda mikro depremleri incelemek için yerel sismik şebekeler kurulmaya başlamıştır. Bunların çoğunda yüksek kazançlı kısa periyotlu düşey bileşen sismometreleri bulunmaktadır. Wood-Anderson türü sismometreleri olmayan bu sistemlerle kaydedilen mikro depremlerin manyitüdü, sinyalin genliğinden bağımsız biçimde sinyalin devam süresi(duration) ölçülerek yapılmaktadır. Z sinyal devam süresini göstermek üzere,

$$M(Z) = a_1 + a_2 \log_{10} Z + a_3 \Delta + a_4 h \quad (4)$$

Tablo 1.

Δ (km)	$-\log A_0$	Δ (km)	$-\log A_0$	Δ (km)	$-\log A_0$
0	1.4	150	3.3	390	4.4
5	1.4	160	3.3	400	4.5
10	1.5	170	3.4	410	4.5
15	1.6	180	3.4	420	4.5
20	1.7	190	3.5	430	4.6
25	1.9	200	3.5	440	4.6
30	2.1	210	3.6	450	4.6
35	2.3	220	3.65	460	4.6
40	2.4	230	3.7	470	4.7
45	2.5	240	3.7	480	4.7
50	2.6	250	3.8	490	4.7
55	2.7	260	3.8	500	4.7
60	2.8	270	3.9	510	4.8
65	2.8	280	3.9	520	4.8
70	2.8	290	4.0	530	4.8
80	2.9	300	4.0	540	4.8
85	2.9	310	4.1	550	4.8
90	3.0	320	4.1	560	4.9
95	3.0	330	4.2	570	4.9
100	3.0	340	4.2	580	4.9
110	3.1	350	4.3	590	4.9
120	3.1	360	4.3	600	4.9
130	3.2	370	4.3		
140	3.2	380	4.4		

Tablo'daki A_0 değerleri mms cinsinden olup, logaritmaları 1 den küçük olduğundan $-\log A_0$ değerleri verilmiştir. Δ ise uzaklığı göstermektedir (Richter 1958 p 342 Tab.22-1).

genel formülü ile ifade edilmektedir. Burada Δ (km) episantr uzaklığı, h (km) odak derinliği, τ sinyal devam süresi (sn) ve a_1 ve a_4 empirik sabitlerdir. Sinyal devam süresinden (coda) yararlanarak manyitüd hesaplama fikri ilk kez Bisztricsany (1958) tarafından ileri sürülmüştür. Araştırmacı episantr uzaklığı $4^\circ < \Delta < 160^\circ$ ve M_s manyitüdü $5 < M_s < 8$ arasında olan depremlerin yüzey dalgalarının devam süresini kullanarak,

$$M'(t) = 2.92 + 2.25 \log_{10} t + 0.001 \Delta \quad (5)$$

bağıntısını geliştirmiştir. Burada t yüzey dalgalarının devam süresini, Δ derece cinsinden uzaklığı göstermektedir.

Solov'ev (1965) Sovyetlerin Sahalin adasındaki sismisiteyi incelemesi esnasında bu tekniği kullandı ama sadece yüzey dalgalarının devam süresi yerine TOTAL sinyal devam süresini dikkate aldı. Tsumura (1967) Japonya'da, Wakayama mikro deprem şebekesinde kaydedilen

lokal depremler için toplam sinyal devam süresini (final-P varışı=F-P) kullanarak,

$$M''(F-P) = -2.53 + 2.85 \log(F-P) + 0.0014 \Delta \quad (6)$$

bağıntısını geliştirdi. Burada Δ km cinsinden olup, bu tür lokal manyitüd $3 < M'' < 5$ arasında manyitüde sahip lokal depremler için Japonyada kullanılmaktadır.

Lee ve diğ. (1972) tarafından da Kaliforniya depremleri için,

$$M = -0.87 - 2 \log \tau + 0.0035 \Delta \quad (7)$$

bağıntısı geliştirilmiştir. Sismolojiye koda uzunluğu manyitüdü olarak geçen sinyal devam sürelerine bağlı manyitüd tayininde sezileceği gibi en önemli nokta, sinyal devam süresinin uzunluğunun saptanması konusudur. Zira, sinyalde gözlenen en büyük genlik ve gürültü düzeyine inen en küçük genlik miktarlarının güvenilir biçimde tayini çok önemlidir. Örneğin Lee ve diğ. (1972) nin geliştirdiği bağıntıda τ sinyal devam süresi, 6585 film okuyucusu ile kaydedilen sismoğramda ilk P varışının karşı geldiği noktadan genliğin 1 cm nin altına (peak to peak) indiği noktaya kadar olan zaman süresi olarak tanımlanmaktadır. Ancak Aki ve Chouet (1975) ve Herrmann (1980) sinyal devam süresi üzerinde bölgesel tesirlerin hayli yüksek olduğunu belirterek, bundan saptanacak lokal manyitüd hesaplamalarında her bölge için bir kalibrasyonun gerekli olduğunu vurgulamışlardır.

c) M_S Yüzey dalgası manyitüdü:

Gutenberg ve Richter (1936), 2000 km ve daha uzak mesafelerde kaydedilmiş sismogramlarda ki yüzey dalgalarının özellikle grup hızlarının minimum, genliklerin maksimum olduğu 20 sn lik peryotta olanlarını manyitüd tayini için kullanmayı düşünmüşlerdir. Ve tıpkı M_L de olduğu gibi SIFIR manyitüdü $M_S=0$ depreminin genliğini A_0 ile göstererek, Δ mesafedeki $A(\Delta)$ genlikli depremin M_S manyitüdü

$$M_S = \log A(\Delta) - \log A_0(\Delta) \quad (8)$$

şeklinde verdiler. Burada genlikler yine 10^{-6} metre (mikron) idi. $A_0(\Delta)$ nın, Δ (uzaklığın) fonksiyonu olarak değerleri tablo halinde Richter (1958, p 346) de verilmiştir. Tablo 2 de, bu tablo görülmektedir.

Tablo 2.

Δ (derece)	$-\log A_0$	Δ (derece)	$-\log A_0$
20	4.0	90	5.05
25	4.1	100	5.1
30	4.3	110	5.2
40	4.5	120	5.3
45	4.6	140	5.3
50	4.6	160	5.35
60	4.8	170	5.3
70	4.9	180	5.0
80	5.0		

Tablo' daki A_0 değerleri mikron cinsinden olup, log ları 1 den küçük olduğundan $-\log A_0$ biçiminde verilmiştir(Richter 1958 p 346,Tab 22-3).

Yüzey dalgalarında 20 sn periyotlu genliklerin(enerjinin) seçilmesi şu gerekçelere dayanmaktadır.Bu periyotta kontrol edilen dalga boyunun eriştiği derinlikte - ki bu alt Litosfer dir - malzemenin atenuasyon etkisi, dünyanın her yerinde yaklaşık aynı düzeyde ve küçüktür.

20 sn periyot değerinin üzerindeki periyotlar seçildiğinde daha derinlere yani atenuasyonun litosfere oranla hayli yüksek olduğu astenosfere girileceğinden enerji aleyhine bir kayıp söz konusudur. Bu kritik 20 sn değerinin altındaki periyotlara inildiği takdirde de, Q kalite faktörünün yüksek frekanslardaki, frekansa şiddetlice bağımlılığı nedeni ile yine enerjide bir kayıp söz konusudur.Yüksek frekanslı enerjilerin seçiminde ayrıca bölgesel atenuasyon farklılıkları da ilave bir etken olarak bu genel etkenin üzerine eklenerek M_S tahminlerini hayli etkilemektedir.

Özetle bu skala $\Delta > 20^\circ$ (2000 km) uzaklığa sahip depremlerde ve sığ derinlikli olanlarda 20 saniye periyotlu yüzey dalgalarının genlikleri kullanılarak elde edilir. M_S skalası için bilinen klâsik formül Prag(Praque) formülü olarak(Vanek ve diğ. 1962) anılır ve,

$$M_S = \log(A/T)_{\max} + 1.66 \log \Delta^\circ + 3.3 \quad (9)$$

şeklindedir.Bu formülde herhangi bir periyot kısıtlaması ve uzaklık limitasyonu yoktur.Yani izlenen yörünge boyunca sismoğramda elde olunan en büyük genlik değeri ve karşı geldiği periyot kullanılabilir.

d) $m_b(L_g)$ cisim dalgası manyitüdü:

Nuttli(1973) L_g fazının genlik ölçümlerine dayalı yeni bir $m_b(L_g)$ skalası geliştirdi. Bilindiği gibi L_g dalgaları kıtasal kabukta gelişen hızı 3.5 km/sn olan ve varışları sismoğrama net gelen dalgalardır. Bu dalgalar uzun periyotlu yüzey dalgaları üzerine binmiş olarak gelen ve üst kabukta bir kanal içinde ilerleyen kanal dalgalarıdır. Uzun kıtasal yörüngelerde gelişebilirler ancak aniden küçük okyanusal yörüngeler geçildiğinde aniden kesilirler (çünkü granit tabakasında ilerler). $m_b(L_g)$ manyitüdü L_g nin 1 sn periyotlu genliğinden yararlanarak bulunur. Bu nedenle m_b cisim dalgaları manyitüdü olarak dikkate alınmaktadır. Nuttli(1973) ün Orta Amerika depremleri için geliştirdiği $m_b(L_g)$ skalası formülleri,

$$\begin{aligned} m_b(L_g) &= 3.75 + 0.90 \log \Delta^\circ + \log(A/T) \dots\dots\dots 0.5^\circ \leq \Delta \leq 4^\circ \\ m_b(L_g) &= 3.30 + 1.66 \log \Delta^\circ + \log(A/T) \dots\dots\dots 4^\circ \leq \Delta \leq 30^\circ \end{aligned} \quad (10)$$

şeklinde dir. Bu formüllerde A 1 sn periyotlu L_g dalgalarının 3. büyük pikinin genliği (10^{-6} m cinsinden), Δ ise derece cinsinden episantr uzaklığıdır.

2. Kaynak Bilgilerine Göre Manyitüd Türlerinin Kullanımı.

Kaynak bilgileri dikkate alınarak manyitüd skalalarının (türlerinin) kullanılması konusu, manyitüdün fay boyu, fay alanı, gerilme-düşümü, sismik moment gibi kaynak parametreleri ile ilişkisi araştırıldığında sismolojinin gündemine girmiştir. Zira manyitüdün bu kaynak parametreleri ile ilişkileri sismik kaynağın spektral tanımına gerek duyar. Böylesine bir tanım açığa çıkan enerjinin mekanizmasının yada onu oluşturan faylanmanın zaman ve mekan içindeki davranışının fiziksel karakterinin iyi anlaşılmasını gerektirir.

Tabiidir ki bu gereklilik, değişik kuramsal kaynak modelleri üzerinde kaynak parametrelerinin nasıl değiştiğinin, gözlemsel çalışmalarla mukayeseli biçimde irdelenmesini önemli kılmıştır. Günümüzde kaynağa ait teorik yaklaşımlarda şu iki ana yaklaşım türü olgunlaştırılmıştır. Bunlardan biri KİNEMATİK kaynak modeli yaklaşımı diğeri ise DİNAMİK kaynak modeli yaklaşımıdır.

Kinematik yaklaşımda, faylanmanın fiziğini açıklamada temel ve başlangıç unsur fay düzlemi üzerindeki kaymanın (Slip) eş deyişle yerdeğiştirmenin varlığı ve özgeçmişidir. Fay yüzeyindeki nihai (final) yerdeğiştirmeye sebep olan kayma hareketinin zaman içindeki geçişi,

fayın yırtılma hızı, kaymanın olduğu alanın boyutları kinematik yaklaşımın özünü oluşturmaktadır. Bu parametreleri saptamada Green fonksiyonları kullanılmakta ayrıca spektrumdaki alçak frekans seviyesi, yüksek frekans asimtotu ve köşe frekansı kaynağa ilişkin parametreleri direkt sunabilmektedir.

Dinamik yaklaşımda ise, faylanmada temel ve başlangıç unsur stress(gerilme) rejimidir. Bu konuda temel kabul kırığın her iki ucunda biriken gerilmenin kırık yüzeyinde kaymayı başlattığıdır. Kaymayı başlatabilmenin ön koşulları - örneğin gerilme birikimi, kırılma kriterleri, kırığın büyüme hızı gibi - çok önemlidir. Dinamik yaklaşım- lı kaynak çalışmalarında, değişik geometride kırık modelleri (dikdört- gensel veya dairesel) üzerinde stres-deformasyon dağılımının hesaplan- ması, bu dağılımın bir-iki ve üç boyutlu ortamda irdelenmesi ana temayı oluşturmaktadır.

Günümüzde Dinamik yaklaşım diğerine oranla hayli önemli mesafe- ler almıştır. Ancak her iki yaklaşımda da temel olan faylanmanın ma- kaslama (shear) kırığı şeklinde oluştuğudur. Öte yandan Haskell (1964) ve Kanamori & Anderson (1975) çalışmalarına dayalı basitleştirilmiş kaynak modeli esas alınarak M_S , m_b , M_L skalalarının kullanılmasında manyitüdün fay boyu ile ilişkilendirilmesi suretiyle şu kriterler getirilmiştir.

L = Yırtılan fayın boyu (km)

τ = Kaynak-Zaman fonksiyonunda yükseliş zamanı (rise time)

V = Fayın yırtılma hızı (km/sn)

T_0 = Peryot (M_S için 20 sn, m_b için 1 sn) iseler,

- a) M_S veya $m_b \propto \log L^2$ $\tau < T_0/\pi$ ve $L/V > T_0/\pi$
- b) M_S veya $m_b \propto \log L^2$ $\tau > T_0/\pi$ ve $L/V < T_0/\pi$
- c) M_S veya $m_b \propto \log L$ $\tau > T_0/\pi$ ve $L/V > T_0/\pi$
- d) M_S veya $m_b \propto \log L^3$ $\tau < T_0/\pi$ ve $L/V < T_0/\pi$

yazılabilir.

Dinamik kaynak modeli kullanıldığında m_b skalası ($T_0=1$ sn) için kritik τ rise time ve kritik L değeri, $\tau=1/\pi \approx 0.3$ sn ve $L=V_0 T_0/\pi \approx 1$ km dir. Bunun anlamı fay boyu $L=1$ km ve rise time $\tau=0.3$ sn den büyük olan depremlerde m_b skalası $\log L$ ile orantılıdır demektir (c şıkkı). Örneğin fay boyu $L < 1$ km ve τ rise time $\tau < 0.3$ sn olan dep- remlerde m_b skalası $\log L^3$ ile orantılıdır (d şıkkı). Benzer biçimde M_S skalası için kritik τ ve L değeri $\tau=6$ sn ve $L=20$ km dir.

$7 < 6$ sn ve $L < 20$ km olan depremlerde ($M_S < 6.5$) ise, $M_S \log L^3$ ile orantılıdır (d şakı). $7 > 6$ sn ve $L > 20$ km olan depremlerde ($M_S > 6.5$) ise $M_S \log L$ ile orantılıdır (örneğin Kuzey Anadolu Fay zonunda $M_S > 6.5$ olan büyük depremler için Ezen 1981, tarafından $\log L = 0.577 M_S - 2.19$ bağıntısı bulunmuştur). Benzer analogiyi M_L lokal manyitüd skalası içinde yapmak mümkündür.

Öte yandan, faylanmanın boyunun belli bir üst sınırı aşması durumunda, kullanılan manyitüd skalası ne olursa olsun, manyitüd değerlerinde bir satürasyon izlenmektedir.

3. Manyitüd Satürasyonu:

İlk kez Kanamori (1977) tarafından belirtilen manyitüd satürasyonu görüşüne göre, konvansiyonel biçimde genlik okumalarından saptanan m_b , M_S , M_L manyitüd skalaları ancak fay boyunun 5-50 km olduğu depremlerde gerçek büyüklüğü temsil edebilirler. Aksi takdirde, yani fay boyunun; manyitüdü saptarken kullanılan genliğe ait enerjinin dalga boyunu geçtiği hallerde bu skalalar gerçek büyüklüğü temsil etmekten uzaktırlar. Zira satüre olma durumundadırlar (Kanamori 1977).

Bu satürasyonun sebebi, konvansiyonel biçimde manyitüd tayini yaparken sismoğraf üzerinde okuduğumuz genliğin sınırlı bant genişliğine sahip aletlerce kaydedilmiş olmasıdır. Ayrıca kaynaktaki orijinal genliğin, istasyona gelene kadar ilerlenen ortamın lokal etkilerinin denetiminde kaldığı açıktır. Bu nedenle büyük depremlerde (yırtılan fay boyu 50 km yi geçen) genlik ölçerek, konvansiyonel manyitüd tayini yerine, sismik moment ve gerilme-düşümü (stress-drop) hareket ederek manyitüd hesaplama önerisi getirilmiştir.

Bu öneri ilk kez Kanamori (1977) tarafından ortaya atılmıştır. Kanamori (1977) kaynaktaki enerjiyi,

$$\begin{aligned} M_0 &= \text{Sismik Moment} \\ \Delta \sigma &= \text{Gerilme-Düşümü} \\ \mu &= \text{Rijite modülü} \quad \text{olmak üzere,} \end{aligned}$$

$$E_s = \frac{\Delta \sigma}{2\mu} M_0 \quad (11)$$

şeklinde vermiştir. Buradaki $\Delta \sigma$ gerilme-düşümü, faylanma başlamadan önceki fay düzlemi üzerindeki mevcut σ_0 gerilmesi ile faylanma sona erdiğinde mevcut σ (final) gerilmesi arasındaki $\sigma_0 - \sigma_1$ farkıdır. Ortalama görünür gerilme $\bar{\sigma}$ ise,

$$\bar{\sigma} = (\sigma_0 - \sigma_1) / 2 \quad (12)$$

değerindedir.

Knopoff(1958) a göre depremden önce ve sonraki elâstik streyn enerjisindeki fark

$$\Delta E = \bar{\sigma} \cdot A \cdot \bar{u} \quad (13)$$

biçimindedir. Öte yandan Aki(1972), A fay yüzeyini, \bar{u} ortalama yerdeğiştirmeyi göstermek üzere sismik momenti statik yoldan

$$M_0 = \mu \cdot A \cdot \bar{u} \quad (14)$$

şeklinde ifade etmiştir. (13) bağıntısını, M_0 cinsinden yazarsak,

$$\Delta E = \frac{\bar{\sigma}}{\mu} M_0 \quad (15)$$

yazılabilir. $\bar{\sigma} = \sigma_0 - \sigma_1 / 2$ değerini (15) bağıntısında yerine koyarsak

$$\Delta E = \frac{\sigma_0 - \sigma_1}{2\mu} M_0 \quad (16)$$

elde edilir. $\Delta\sigma = \sigma_0 - \sigma_1$ olduğu hatırlanırsa (16) bağıntısı

$$\Delta E = \frac{\Delta\sigma}{2\mu} M_0 \quad (17)$$

şekline dönüşür. Bu bağıntı (11) bağıntısının ($\Delta E \rightarrow E$ düşünülürse) aynıdır. (17) bağıntısında $\Delta\sigma$ gerilme-düşümünün sığ depremlerde 20-60 Bar arasında μ rijidite modülünün $3-6 \cdot 10^{11}$ dyne/cm² arasında değer aldığı dikkate alınır,

$$\Delta E \approx \frac{M_0}{2 \cdot 10^4} \quad (18)$$

elde edilebilir. Öte yandan depremlerde açığa çıkan enerji ile M_S yüzey dalgası manyitüdü arasında Gutenberg & Richter(1949) tarafından verilen bağıntı

$$\log E = 1.5 M_S + 11.8 \quad (19)$$

şeklinindedir. (18) bağıntısının her iki tarafının logaritması alınır ve (19) bağıntısına eşitlenirse,

$$\log M_0 - (4. + \log 2) = 1.5 M_S + 11.8$$

$$\begin{aligned} \log M_0 - 4.30 &= 3/2 M_S + 11.8 \\ 2/3 \log M_0 - 2.86 - 7.86 &= M_S \\ 2/3 \log M_0 - 10.72 &= M_S \end{aligned} \quad (20)$$

yazılabilir. Burada M_S yerine M_W notasyonunu kullanırsak (Kanamori 1977) ,

$$\begin{aligned} M_W &= 2/3 \log M_0 - 10.72 \\ &\text{yada} \\ \log M_0 &= 1.5 M_W + 16.1 \end{aligned} \quad (21)$$

yazılabilir. Kanamori (1977) nin Levha sınırında gelişen depremler için geliştirdiği (21) bağıntısında yeni M_W manyitüdü için sismik momentin bilinmesi gerek ve yeter koşuldur. Kanamori (1977) yine benzer biçimde levha içi depremler içinde,

$$M_W = 2/3 \log M_0 - 10.46 \quad (22)$$

bağıntısını geliştirmiştir. Sismik momentin statik yoldan (14 bağıntısı) ve spektral yoldan (spektrumun alçak frekans seviyesi) bulunabileceği hatırdan çıkarılmazsa veya Geller ve Kanamori (1977), Abe (1975 a) nin büyük depremler için verdiği S fay yüzeyinin alanını göstermek üzere,

$$M_0 = 1.23 \cdot 10^{22} \cdot S^{3/2} \quad (23)$$

bağıntısından bulunabileceği düşünülürse M_W manyitüdünü (momente bağlı M_S manyitüdü) bulmak mümkündür.

Kanamori (1977) geliştirdiği bu M_W manyitüd skalasını, yırtılan fay uzunluğunun sınırını biraz daha genişletip $L > 100$ km olan büyük depremler için yeniden hesapladı ve bu depremlerin önceden hesaplanmış konvansiyonel M_S manyitüdüleri ile karşılaştırdı. Örneğin manyitüdü $M_S = 8.3$ olan 1960 ŞİLİ depreminin M_W manyitüdünü $M_W = 9.5$; manyitüdü $M_S = 8.4$ olan 1964 ALASKA depreminin M_W manyitüdünü $M_W = 9.2$ ve $M_S = 8.25$ manyitüdü olan 1952 KAMÇATKA depreminin M_W manyitüdünü $M_W = 9.0$ bulmuştur.

Özetle belirtmek gerekirse klâsik Enerji-Manyitüd (M_S) bağıntısı

$$\log E = 1.5 M_S + 11.8$$

yırtılmış fay uzunluğu $L < 100$ km olan depremlerde serbestlenen

enerjinin gerçek boyutlarını ve genlik okumalarından hesaplanan M_S te doğru büyüklüğü vermektedir.

Ancak, yırtılmış fay uzunluğu $L > 100$ km yi geçen çok büyük depremlerde M_S manyitüd skalası satürasyona uğramakta (Kanamori & Anderson 1975 b, Geller 1976, Chinnery & North 1975) yapılan büyüklük tahminleri hatalı olmaktadır. Geliştirilen M_W yeni manyitüd skalası bu satürasyonu elimine etmektedir.

SONUÇ:

Depremin aletsel büyüklüğünün bir ölçüsü olan manyitüd öz itibariyle faylanmayı kontrol eden parametrelerin karmaşık bir fonksiyonudur. Sınırlı frekans bandındaki kayıt sistemleriyle kaydedilmiş sismogramlar üzerinde genlik okumalarına dayanılarak geliştirilmiş konvansiyonel manyitüd skalaları kullanılırken; azimutal, enstrümental ve bölgesel jeolojik (atenüasyon) ayrıcalıklar dikkate alınmalıdır.

Ayrıca depremi simgeleyen kaynak modelindeki fay boyu, yırtılma hızı ve kaynak-zaman fonksiyonundaki yükseliş zamanı (rise time) göz önüne alınarak bu skalaların kullanılması gerekir. Öte yandan yırtılan fay boyu 100 km yi aşan büyük depremlerde konvansiyonel manyitüd skalaları (türleri) sınırlı frekans bandındaki aletlerce kaydedilmiş sismogram genliklerinden hesaplanmaları nedeniyle satürasyona uğramaktadırlar. m_b cisim dalgası manyitüdü için bu sature değer $m_b=7$, yüzey dalgası manyitüdü için $M_S=8.3$ tür (Hanks 1979). Lokal manyitüd için bu sature değer $M_L=6.8$ mertebesindedir (Hileman ve diğ. 1973)

Diğer bir deyişle konvansiyonel manyitüd skalaları m_b , M_L , M_S bu sature değerlerine kadar rasyoneldirler. Bu satürasyon, çok büyük depremlerde açığa çıkan enerjinin hatalı tayinine ve yapılan manyitüd tahminlerinin rasyonel olmamasına (büyüklüğü yeterince simgeleyememe) neden olmaktadır. Bu satürasyonu elimine etmek amacıyla yeni M_W manyitüd skalası geliştirilmiştir (Kanamori 1977). M_W manyitüdü direkt biçimde sismik momentten elde edilmektedir. Kaynakta serbestlenen elâstik enerjinin direkt ölçüsü olan sismik moment; statik yada dinamik biçimde hesaplanabilmektedir. Herhangi bir yoldan hesaplanmış sismik moment değeri için, yırtılan fay boyunun 100 km geçtiği durumlarda

$$\left. \begin{aligned} M_W &= 2/3 \log M_0 - 10.72 && \text{Levha sınırı depremler} \\ M_W &= 2/3 \log M_0 - 10.46 && \text{Levha içi depremler} \end{aligned} \right\} \text{ için}$$

bağıntılarından M_W yı hesaplamak mümkün olabilmektedir.

K A Y N A K L A R

- Abe, K., 1975 a. Reliable estimation of the seismic moment of large earthquakes. *Jour. Phys. Earth*, 23, 381-390.
- Aki, K., 1972. Earthquake mechanism. *Tectonophysics*, 13, 423-446.
- Aki, K., and B. Chouquet, 1975. Origin of coda waves: Source attenuation and scattering effects. *Jour. Geophys. Res.* 80, 322-3342.
- Bisztricsany, E., 1958. A new method for the determination of the magnitude of earthquakes (in Hungarian). *Geofiz. Kozl.* 1, 69-96.
- Chinnery, M. A., and R. G. North, 1975. The frequency of very large earthquakes. *Science*, 190, 1197-1198.
- Ezen, Ü., 1981. Kuzey Anadolu Fay zonunda Deprem-Kaynak parametrelerinin manyitüdüle ilişkisi. *Deprem Araşt. Enst. Bülteni.* vol 32, 53-77
- Geller, R. J., and H. Kanamori, 1977. Magnitudes of great shallow earthquakes from 1904-1952. *Bull. Seism. Soc. Am.* 67, 587-598.
- Gutenberg, B., 1945. Amplitudes of surface waves and magnitude of shallow earthquakes. *Bull. Seism. Soc. Am.* 35, 3-12.
- Gutenberg, B., and C. F. Richter, 1936. On seismic waves. *Gerlands. Beitr. Geophys.* 47, 73-131.
- Gutenberg, B., and C. F. Richter, 1949. *Seismicity of the earth.* Princeton University Press. Princeton. N. J.
- Guyton, J. W., 1964. Systematic deviations of magnitude from body waves at seismograph stations in the United States. In *Proceedings AD 441592*, 140 pp, Univ. of Michigan. Ann Arbor.
- Hanks, T. C., 1979. Deviatoric stress and earthquake occurrence at the outer rise. *Journ. Geophys. Res.*, 84, no B5, 2343-2347.
- Haskell, N. A. 1964. Total energy and energy spectral density of elastic waves radiation from propagation faults. *Bull. Seism. Soc. Am.* 54, 1811-1841.
- Herrmann, R. B., 1980. Q Estimates using the coda of local earthquakes. *Bull. Seism. Soc. Am.* 70, 447-468.
- Hileman, J. A., G. R. Allen and J. M. Nordquist, 1973. *Seismicity of the Southern California region 1. Jan. 1923 to 31. Dec. 1972.* Report. Seismol. Lab. Cal. Inst. of Tech. Pasadena.
- Kanamori, H., 1977. Energy release in great earthquakes. *Jour. Geophys. Res.* 82, No. 20, 2981-2987.
- Kanamori, H. and D. L. Anderson, 1975. Theoretical basis of some empirical relations in seismology. *Bull. Seism. Soc. Am.* 65, 1073-1095.
- Knopoff, L., 1958. Energy release in earthquakes. *Geophys. J.*, I, 44-52.

- Lee, W.H.K., R.E. Bennet and K.L. Meagher, 1972. A method of estimating magnitude of local earthquakes from signal duration. Geol. Surv. Open. file. Rep. U.S. 72-223, 28 pp.
- Marshall, P.D., D.L. Springer, and H.C. Rodean, 1979. Magnitudes corrections for attenuation in the upper mantle. Geophy. Jour. Roy. Astr. Soc. 57, 609-638.
- Nuttli, O.W., 1973. Seismic wave attenuation and magnitude relations for eastern North America. Journ. Geophy. Res. 78, 876-885.
- Richter, C.F., 1935. An instrumental earthquake scale. Bull. Seism. Soc. Am. 25, 1-32.
- Richter, C.F., 1958. Elementary seismology. 768 pp. W.H. Freeman, San Francisco. California.
- Romney, C.F., 1964. An investigation of the relationship between magnitude scales for small shocks, in proceedings, VESIAC Conference on seismic event magnitude determination. AD 441592, 140 pp Univ. of Michigan, Ann Arbor.
- Sololev, S.L., 1965. Seismicity of Sakhalin. Bull. Earth. Res. Inst. Tokyo. Univ., 43, 95-102.
- Tsumura, K., 1967. Determination of earthquake magnitude from total duration of oscillation. Bull. Earth. Res. Inst. Tokyo. Univ, 45, 7-18.
- Vanek, J. et al., 1962. Standardization of magnitude scales. Izv. Acad. Sci. USSR. Phys. Solid. Earth. Eng. trans. 2, 108-111.

DEPREM ARAŞTIRMA BOLTENI
YAYIN KOŞULLARI

1. Bltene gönderilecek telif ve tercüme yazıların :
 - a) Depremle doğrudan doğruya, ya da dolaylı yoldan ilgili olması,
 - b) Bilimsel ve teknik bir değer taşıması,
 - c) Yurt içinde daha önce başka bir yerde yayınlanmamıŐ olması,
 - d) Daktilo ile ve kağıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmıŐ bulunması,
 - e) Şekillerin aydınger kağıdına ini mürekkebi ile çizilmiş olması,
 - f) Fotoğrafların net ve kliŐe alınmasına müsait bulunması gerekmektedir.
2. Telif araştırma yazılarının baŐ tarafına araŐtırmanın genel çerçevesini belirten en az 200 kelimelik İngilizce, Fransızca ya da Almanca bir zet konulmalıdır.
3. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı mensubu elemanlar tarafından hazırlanan ve telif ya da tercüme creti ödenerek yayınlanacak olan yazıların, mesai saatleri dışında hazırlanmıŐ olduğu yazan derleyen, ya da evirenin bağlı bulunduğu birim amiri tarafından (genel müdürlüklerde daire başkanı, müstakil birimlerde birim amiri) verilecek bir belge ile belgelendirilmesi zorunludur. Bu belge ile birlikte verilmeyen yazılar için ücret ödenmez.
4. Telif ve tercüme ücretleri ancak yazı bültende yayımlandıktan sonra tahakkuka bağlanır.
5. Bültende yayımlanacak yazılara, "Kamu Kurum ve KuruluŐlarınınca denecek Telif ve İŐlenme cretleri Hakkında Yönetmelik," esaslarına göre ücret ödenir.
6. Yazılarda bulunan Őekiller için, gerekli olan asgari alan içinde bulunabilecek kelime sayısına göre ücret taktir edilir.
7. Yazıların bültende yayınlanması Genel Müdürlüğümüz bünyesinde teşekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.
8. Semeyi yapacak Uzmanlar Kurulu 5. maddede sözü edilen asgari alanları hesaplamaya, yazı sahiplerine gereksiz uzatmaların kısaltılmasını teklif etmeye, verilecek ücrete esas teşkil edecek kelime sayısını teŐbit etmeye ve yazıların yayın sırasını tayine yetkilidir.
9. Kurulca incelenen yazıların bültende yayınlanıp yayınlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.

10. Yayınlanmayacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Genel Müdürlüğümüz sorumlu değildir.
11. Yayımlanan yazılardaki fikir, görüş ve öneriler tamamen yazarlarına ait olup, Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğünü bağlamaz ve Genel Müdürlüğümüzün resmi görüşünü yansıtmaz.
12. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber tanıtma vb. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar, ya da bu nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
13. Genel Müdürlüğümüz mensupları Genel Müdürlükçe kendilerine verilen görevlere ait çalışmalardan ötürü her hangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.