

## **YAPILARIN DEPREM HESAPLARI ÜZERİNE BİR UYGULAMA ÖRNEĞİ**

Türk Deprem Yönetmeliği ile yeni DIN 4149 (Nisan 1981)  
karşılaştırılması

**İbrahim E. Leylek\***

### **ZUSAMMENFASSUNG**

Nachfolgend wird als Beispiel eine dynamische Berechnung eines Stahlbetonrahmens infolge Erdbebenbelastung durchgerechnet.

Dabei ist der Versuch unternommen worden, erstens die dynamische Wirkung der durch die Erdbebenbeanspruchung entstehenden Kräfte den Studenten und Jüngeren Ingenieuren in einfacher Art zu erläutern und zweitens die neue DIN 4149 (Ausgabe April 1981) dem türkischen Leserkreis bekannt zu machen.

Bei der Erstellung der statischen Berechnung gibt es oft Möglichkeiten die Ergebnisse vom Aufsteller selbst zu kontrollieren um sich somit über die Richtigkeit der Ergebnisse ein Urteil zu bilden.

Da bei dynamischen Berechnungen diese Möglichkeiten noch nicht verbreitet sind, sind solche Berechnungen mit dem Gefühl der Unsicherheit verbunden.

In dem Musterbeispiel wurden hauptsächlich die neuen Näherungsverfahren von DIN 4149 und türkische specification des Earthquake Research Instituts miteinander verglichen und diese Ergebnisse numerisch verfolgt. Bei einem

---

(\*) İnşaat Yüksek Mühendisi

anderen Lastfall sind die hohen Eigenschwingungen sowie deren Eigenformen des Bauwerkes mit berücksichtigt worden.

Im zweiten Teil werden die Bemessungen nach Traglastverfahren durchgeführt und konstruktive Hinweise gegeben.

## I. ci KISIM

### GİRİŞ

Batı Almanya da ilk deprem ile ilgili norm DIN 4149 Temmuz 1957 yılında yürürlüğe girmiştir. Daha sonra Kasım 1972 de Baden - Württemberg eyaleti İç İşleri Bakanlığı tarafından yapılan değişiklikler ile yeniden yayınlanmıştır. Bu son şekli ile DIN 4149 bir normdan ziyade daha çok bir resmi sirküler anlamı taşıyordu. Uygulanması da tavsiye niteliğinde olduğu için proje mühendisinin kararına bırakılmıştı.

Nisan 1981 de baştan değiştirilip ve yeniden hazırlanıp yürürlüğe giren ve bütün B. Almanyada geçerli olan yeni DIN 4149 ise, deprem hesaplarında, bu sahadaki en son gelişmeleri göz önünde tutularak hazırlanmıştır. Yapının inşa edileceği yere ve önemine göre DIN hükümlerinin uygulanması zorunluluğu getirilmiştir.

İlk defa olarak yapı dinamik karakteristiklerini ifade eden yüksek dereceli titreşim peryotları ile bunlara ait Mod'larında, bazı şartlar altında hesaplarda göz önünde tutulabileceği hükümlere bağlanmıştır. Yapı Temel Peryodunun  $T_1 < 1$  sn olduğu hallerde, Atom santralı hariç, yaklaşım yöntemlerinin de kullanabileceğine izin verilmiştir.

Türk Deprem Yönetmeliğine (TDY) görede (2) Dinamik Analiz ile deprem hesaplarının yapılabileceğine izin verilmiştir. Bunun için hangi yöntemin kullanabileceği mühendisin seçimine bırakıldığı halde, yapıya, yatay yönde tesir eden deprem kuvvetlerinin nasıl hesap edileceği ise maalesef belirtilmemiştir. Bu kuvvetlerin tayini standart veya normların görevidir, mühendisin kararına bırakılamazlar. Kısım (13.3.3) de bu durum açıkça anlaşılmamaktadır. Getirilen kısıtlama ise kanaatimce şöyle değiştirilmelidir. «Dinamik Analiz ile elde edilen kesit kuvvetlerin, moment, kesme kuvveti ve normal kuvvetler, yaklaşım yöntem ile elde edilen kesit kuvvetlerine oranı % 70 den

daha küçük olamaz». Örnek hesapda Tablo 5 gösterildiği gibi bu değer oldukça iyi seçilmiştir.

Yapı statiği ile ve standart uygulamaları ile uğraşan mühendislere bu uygulamaları yaparken kendi kendilerini kontrol imkanları çeşitli şekillerde vardır. Dinamik Analiz, bilhassa deprem hesapları ile çalışmalarda bu husus henüz yaygınlaşmadığı için neticelerin doğruluğuna hüküm verebilmek çok güçleşmektedir.

Uygulayıcının çalışmalarını kolaylaştıracak yardımcı kitap v.s. ise yok denecek kadar azdır. Son zamanlarda Amerika ve Batı ülkelerinde bazı Computer (Bilgisayar) programları yayınlanmıştır. Fakat bu programların satın alınması çok masraflı olmasına rağmen uygulanması için de büyük kapasiteli Computerlere ihtiyaç vardır. Lisan güçlükleri dolayısıyla yabancı kaynaklardan istifade etmek olanaklarında sınırlı olan genç mühendislerin bu zorlukları da göz önünde tutulursa nasıl bir güvencesizlik içinde olduklarını anlamak zor değildir.

Aşağıda pratikden alınan ve karşılaştırma hesaplarla incelenen örnekte, ilk başta, dinamik hesap ile ilk defa meşgul olacak böyle genç mühendislerin durumları göz önünde tutulmuştur. Yapıların depreme karşı davranışında ve Dinamik Analiz hesaplarında çok geçen bazı deyimlerin, örneği : Tek serbest dereceli model, Çok serbest dereceli model, temel periyot ve yüksek dereceli periyotlar ile buna ait Mod lar, kesme tipi yapı ve eğilme tipi yapı gibi, elementer açıklamaları yapılmıştır.

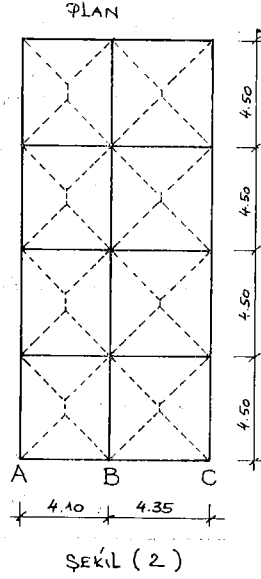
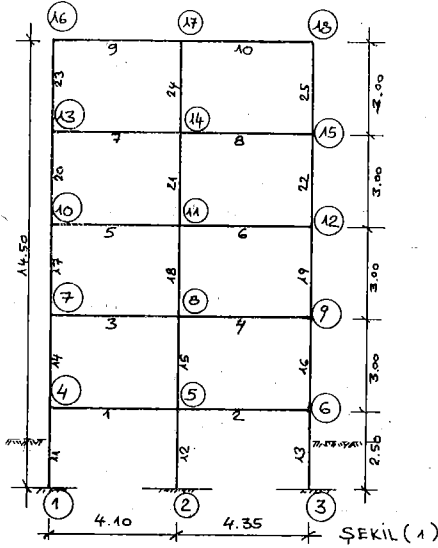
Hesapların sayısal örnekleri verilirken yeni 4149 un bazı bölümlerinin tercümeleride yapılmıştır.

2. ci Kısımda ise, aynı yapının statik analizi ile dinamik analizinin karşılaştırması ve taşıma gücü yöntemine göre kesit ve donatı tayinleri yapılacaktır. Pratik konstruktif kurallar gösterilecektir.

## 2. HESAP İLKELERİ

Örnek olarak incelenen yapı, beş katlı iki açıklıklı Betonarme karkas özel bir yapıdır.

Aynı yapının dört katlı olarak kaynak [1] de statik çözümü verilmiştir. Geometrik ölçüler ve yük verileri oradan alınmıştır. Şekil (1) ve (2). Kesit değerleri ise Tablo I de gösterilmiştir. Özel konut I. Deprem bölgesinde (DIN 4149 göre 4. bölge) çok sıkı yerleşmiş kumlu (zemin cinsi II) zemin üstünde yapılacağı kabul edilmiştir.



## 2.1. Kullanılan Malzeme

Beton Bn 25, Beton Çeliği St III (Tor Çeliği)

$$E_b = 30 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$E_s = 21 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$$\beta_b = 17,5 \text{ MN/m}^2 \text{ (Taşıma gücü)}$$

$$\beta_s / \beta_u = 420 / 500 \text{ NM/m}^2 \text{ (Taşıma gücü)}$$

Tablo 1

	KESİT	ALAN A (m <sup>2</sup> )	ATALET MOMENTİ I (m <sup>4</sup> )
KIRIŞLAR 1 ÷ 8		$A_x = 0,255$	$I_x = 0,0488$
KIRIŞLAR 9 ÷ 10		$A_x = 0,286$	$I_x = 0,0106$
KOLONLAR 11, 13		$A_x = 0,115$	$I_x = 0,0024$
KOLON 12		$A_x = 0,184$	$I_x = 0,0098$
KOLON 15		$A_x = 0,138$	$I_x = 0,0042$
KOLONLAR 14, 16, 17, 18, 19, 21		$A_x = 0,092$	$I_x = 0,00122$
KOLONLAR 20, 22, 23, 24, 25		$A_x = 0,053$	$I_x = 0,00023$

## 2.2 Sabit yükler (öz ağırlıklar)

Kat Kirişleri: 1 ÷ 8		
	$0,23 \cdot 0,50 \cdot 25$	$= 2,875 \text{ KN/m}$
Duvar	$0,23 \cdot 2,50 \cdot 18$	$= 10,350 \text{ ''}$
Sıva	$2 \cdot 0,045 \cdot 2,90 \cdot 19$	$= 1,653 \text{ ''}$
	$g_{1 \div 8}$	$= 14,88 \text{ ''}$
Çatı Katı Kirişleri: 9 ÷ 10		
	$0,23 \cdot 0,30 \cdot 25$	$g_{9 \div 10} = 1,73 \text{ KN/m}$
Kat döşemeleri: 1 ÷ 8		$g = 4,90 \text{ KN/m}^2$
$\Delta g_2$	$= 1/2 \cdot 4,10 \cdot 4,90$	$= 10,05 \text{ KN/m}^2$
$\Delta g_3$	$= 1/2 \cdot 4,35 \cdot 4,90$	$= 10,66 \text{ ''}$

### Normal Katlar A ve C Eksen

Kiriş	$0,23 \cdot 0,50 \cdot 25$	$= 2,875 \text{ KN/m}$
Duvar	$0,23 \cdot 2,50 \cdot 18$	$= 10,350 \text{ KN/m}$
Sıva	$0,045 \cdot 2,50 \cdot 19$	$= 2,14 \text{ KN/m}$
	$g$	$= 15,36 \text{ KN/m}$

$4,50 \cdot 15,36$	$= 69,13 \text{ KN}$
$1/2 (0,40 + 4,50) \cdot 10,05 \cdot 4,50$	$= 115,76 \text{ KN}$
Kolon $0,40 \cdot 0,23 \cdot 2,50 \cdot 25$	$= 5,75 \text{ KN}$
	$\text{Prg} = 190,64 \text{ KN}$

### Normal Katlar B Eksen

Kiriş $0,23 \cdot 0,60 \cdot 25$	$= 3,45 \text{ KN/m}$
Duvar + Sıva $10,35 + 2,14$	$= 12,49 \text{ KN/m}$
	$g' = 15,94 \text{ KN/m}$

$4,50 \cdot 15,94$	$= 71,73 \text{ KN}$
	$= 115,76 \text{ KN}$
$1/2 (0,15 + 4,50) \cdot 10,66 \cdot 4,50$	$= 111,53 \text{ KN}$
Kolon $0,23 \cdot 0,60 \cdot 2,50 \cdot 25$	$= 8,625 \text{ KN}$

$$\text{Prg} = 307,65 \text{ KN}$$

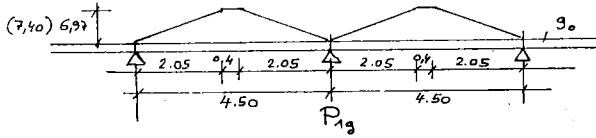
Çatı Katı döşemeleri : 9 ÷ 10  $g' = 3,40 \text{ KN/m}^2$

$$\Delta g_4 = 1/2 \cdot 4,10 \cdot 3,40 = 6,97 \text{ KN/m}$$

$$\Delta g_5 = 1/2 \cdot 4,35 \cdot 3,40 = 7,40 \text{ "}$$

Yapının A, B, C eksenleri boyuna kirişlerden gelen mesnet kuvvetleri. Bu yükler hesap edilirken süreklilik tesiri ihmal edilebilir.

Çatı Katı A, C eksenli



$$g_0 : 0,23 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,725 \text{ KN/m}$$

$$\text{parpet} : 0,20 \cdot 0,40 \cdot 25 = 2,000 \text{ "}$$
$$= 3,725 \text{ "}$$

$$1/2 (0,40 + 4,50) \cdot 6,97 \cdot 4,50 = 76,84 \text{ KN}$$

$$4,50 \cdot 3,725 = 16,76 \text{ "}$$

$$\text{Kolon} \sim 0,23 \cdot 2,70 \cdot 25 = 3,57 \text{ "}$$

$$P_{1g} = 97,17 \text{ "}$$

Çatı Katı B - eksenli

$$\text{Kiriş} 0,23 \cdot 0,40 \cdot 25 \cdot 4,50 = 10,35 \text{ KN}$$

$$\text{Döşeme} = 76,84 \text{ "}$$

$$\text{Döşeme } 1/2 (0,15 + 4,50) \cdot 7,40 \cdot 4,50 = 77,43 \text{ "}$$

$$\text{Kolon} = 3,57 \text{ "}$$

$$P_{2g} = 168,19 \text{ "}$$

### 2.3. Hareketli Yükler

Kat Döşemeleri : 1 ÷ 8  $p = 4,0 \text{ KN/m}^2$

$$\Delta P_2 = 1/2 \cdot 4,10 \cdot 4,0 = 8,20 \text{ KN/m}$$

$$\Delta P_3 = 1/2 \cdot 4,35 \cdot 4,0 = 9,70 \text{ KN/m}$$

Çatı Katı Döşemeleri : 9 ÷ 10  $p = 0,75 \text{ KN/m}^2$

$$\Delta P_4 = 1/2 \cdot 4,10 \cdot 0,75 = 1,54 \text{ KN/m}$$

$$\Delta P_5 = 1/2 \cdot 4,35 \cdot 0,75 = 1,63 \text{ KN/m}$$

(\*) C - Eksenli yükleri biraz farklı olmasına rağmen A gibi kabul edilmiştir.

## Mesnet Kuvvetleri :

### Çatı Katı A ve C Eksen

$$P1p = 1/2 (0,40 + 4,50) \cdot 1,63 \cdot 4,50 = 17,97 \text{ KN}$$

### Çatı Katı B Eksen

$$P2p = 1/2 (0,40 + 4,50) \cdot 1,54 \cdot 4,50 = 16,98 \text{ KN}$$

$$1/2 (0,15 + 4,50) \cdot 1,63 \cdot 4,50 = 17,06 \text{ KN}$$

---

$$P2p = 34,04 \text{ KN}$$

### Normal Katlar A ve C Eksen

$$P1p = 1/2 (0,40 + 4,50) \cdot 8,20 \cdot 4,50 = 90,41 \text{ KN}$$

### Normal Katlar B Eksen

$$P2p = 1/2 (0,40 + 4,50) \cdot 8,20 \cdot 4,50 = 90,41 \text{ KN}$$

$$1/2 (0,15 + 4,50) \cdot 8,70 \cdot 4,50 = 91,03 \text{ KN}$$

---

$$P2p = 181,44 \text{ KN}$$

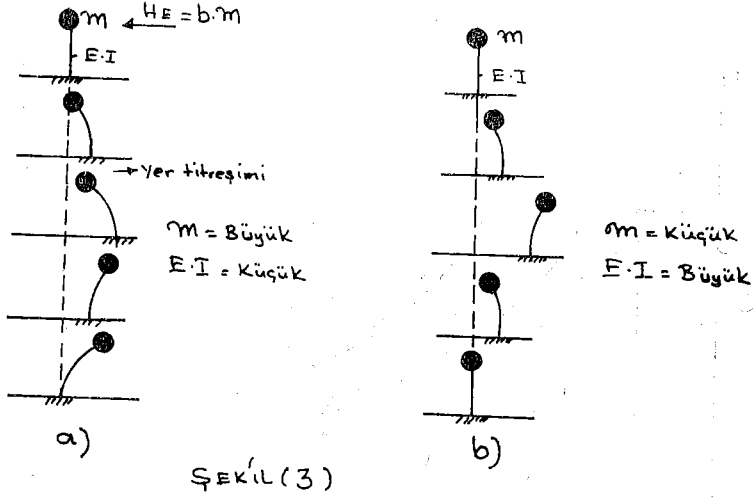
## 3. YAPININ DİNAMİK ANALİZİ

### 3.1. Yapının Deprem Kuvvetlerine Karşı Davranışı

Deprem olarak hissettiğimiz, yer titreşimine karşı yapının gösterdiği davranış, bu yapının çeşitli karakteristiklerine göre başka başka olur. Bu Karakteristikler arasında, yapının boyunun enine oranı, stabiliteyi sağlayan yapı elemanlarının rijitliklerinin plandaki dağılımı, kullanılan malzeme cinsi ile katlar hizasında toplandığını kabul ettiğimiz toplam ağırlıkların yapı yüksekliği boyunca dağılımını sayabiliriz.

Deprem kuvvetinin nasıl bir kuvvet olduğunu ve yapıya nasıl etkilediğini şu basit model üzerinde göstermek mümkündür. Daha geniş tamamlayıcı açıklamalar (3) de mevcuttur.

Şekil (3) de a) ve b) tipi iki türlü yapıyı (örnek su kulesi, TV verici anteni gibi) göz önüne getirelim. a) tipi büyük bir m kütlesinin rijitliği yani  $Exl$  si, burada  $E$  = malzemenin Elastik modülünü,  $l$  = Atalet momentini göstermektedir, küçük kolon üzerinde oturan yapıyı, b ise bunun tersi olan bir yapıyı temsil etmektedir.



Temel noktasının yer titreşimi ile sağa doğru hareket edip tekrar eski noktasına gelmesi halinde  $\mu$  kütlelerinin bu zaman aralığındaki hareketi her iki yapıda başka başka olmaktadır.

Aynı şekilde sola doğru hareketin de tamamlandığını düşünürsek, a) tipi yapının b) tipi yapıya göre titreşimi daha yavaştır. Başka bir deyimle T - Peryodu büyüktür. Yapının sünme, enerjiyi yutma kabiliyetinden dolayı bu hareket bir müddet sonra durur.

Yapı rijitliği ile  $\mu$  kütleleri T periyodunu karakterize ederler. Bir  $\mu$  kütlelerinin zamana tabi hareketi ancak b ivmesi ile mümkün olduğundan  $b \times \mu = H_B$  Deprem (Dinamik) kuvvetin doğmasına sebep olurlar. a) modelinde bu kuvvet b) ye göre daha küçüktür.

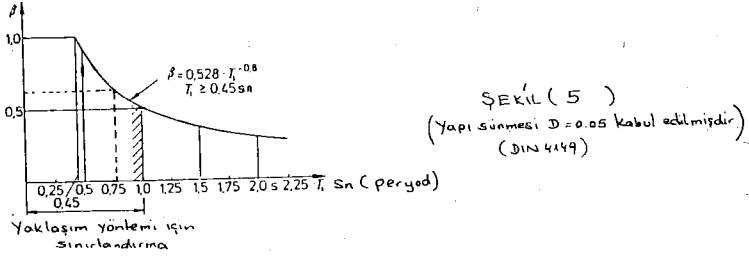
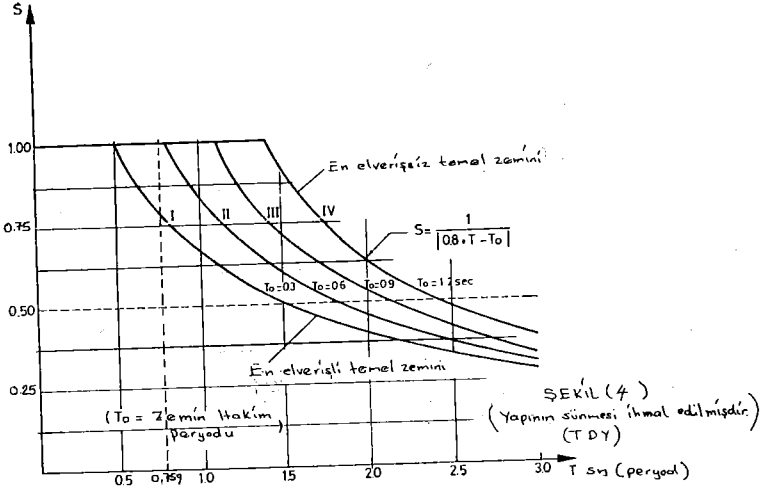
Yer titreşiminin uyandırdığı b ivmesinin g yer çekimi ivmesine oranının 0.10 ila 0.25 arasında değiştiği çeşitli araştırmalar [7] ile saptanmıştır.

Dinamik Kuvveti belirleyen ve deprem ivmesini ifade eden ve yapının yukarıda açıkladığımız T temel periyoduna bağlı olarak değişen bu faktör, spektral davranış katsayısı (Antwort Spektrum) olarak norm veya standartlarda belirlenmiştir.

Şekil (5) DIN 4149 göre  $\beta$ , Şekil (4) ise TDY göre S faktörünü göstermektedirler.

$H_B$  Kuvvetinin tayininde bunlardan başka yapının oturduğu zeminin özelliğide büyük rol oynamaktadır. Zira yer titreşim dalgaları zemin cinsine göre belirli bir hızla bu noktaya kadar gelirler. [3] kay-

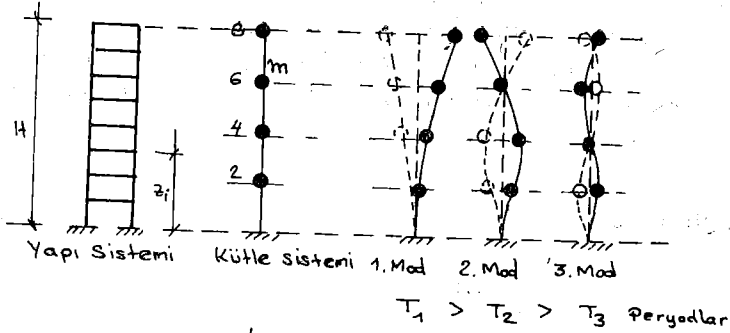




nakta buna dair fazla bilgi mevcuttur. Bu husus dinamik analiz hesaplarında zemin hakim periyodu  $T_0$  olarak tarif edilmiştir. TDY ve S faktörü ile birlikte zemin durumlarında göz önünde tutulmuştur. Fakat yapının sünme kabiliyeti ihmal edilmiştir.

I eğrisi en sağlam ve elverişli bir temel zeminini, IV ise en elverişsiz temel zeminini göstermektedir.

DIN 4149 da  $\beta$  ğrisi ile temel hakim periyotları ihmal edilmiş fakat yapı sünme değeri göz önünde tutulmuştur. Betonarme ve yığma yapılarda bu katsayı  $D = 0.05$  olarak verilmiştir. (3) de yapı tek kütle ile temsil edildiği için bu çeşit sistemlere tek serbest dereceli model olarak isimlendirilir. Halbuki kütle sayısı fazla olan çok katlı yapılarda bütün ağırlıkları kat hizalarında toplanmış gibi modelize edebiliriz. (Şekil (6) da böyle bir model gösterilmiştir.



ŞEKİL (6)

Şimdi böyle bir modelin yer titreşimi ile titreşim yapmaya zorlandığını düşünecek olursak bir evvelki sisteme göre başkalık göstermektedir. İlk titreşim periyodu ile birlikte bütün kütleler aynı şekilde sağ ve sol ötelenmelere maruz kalırlar. Bu periyod norm ve yönetmeliklerde Temel Peryod olarak gösterilir. İkinci hareketle kütlelerin yatay ötelenmeleri bir eğriyi andırır. Bu salınım da geçen periyoda  $T_2$  ikinci derece periyod ve ötelenmeler de 2. Mod adı verilir. Üçüncü titreşimde çift eğriyi andırır. Geçen periyoda  $T_3$  ve ötelenmelere de 3. Mod adı verilir. Yapının bu yüksek dereceli periyodları arasında  $T_1 > T_2 > T_3$  bağlantısı daima mevcuttur.

Dinamik Analiz hesaplarının en zahmetli ve zaman alan hesapları bu yüksek dereceli periyotlar ile buna ait Mod ların hesaplarıdır.

Kaynak [4] da bu hesaplar için teorik yöntemler anlatıldığı gibi sayısal örneklerde verilmiştir. Kaynak [6] da olduğu gibi uygulayıcı mühendislerin işlerini kolaylaştırıcı yardımcı yayınlar ise yok denecek kadar azdır.

### 3.2. Kaskas Yapının $T_1$ Temel Peryodunun Tayini

$T_1$  in hesabı için oldukça sağlıklı netice veren RAYLEIGH yöntemi kullanılmıştır.  $T_2$  ve  $T_3$  periyodları için ve buna ait Mod ların hesabı için ise kaynak [6] da verilen yaklaşım tablo ve eğrilerinden istifade edilmiştir. Burada teorik hesap uygulamasından daha çok pratik hesap şekilleri gösterilmek istendiğinden bu yol seçilmiştir. Teorik yoldan en sağlıklı şekilde hesap etmek isteyen uygulayıcılar ise

[4] kaynakta verilen yöntemlerin birini seçebilirler. Kontrol hesaplarından da görülebileceği gibi yukardaki yaklaşım hesapları oldukça sağlıklı netice vermektedir. Burada bir deneme yapabilmek için tek açıklıklı çok katlı için verilen değerler iki açıklıklı karkas yapılar için de uygulanmıştır.

Rayleigh  $T_1$  için :

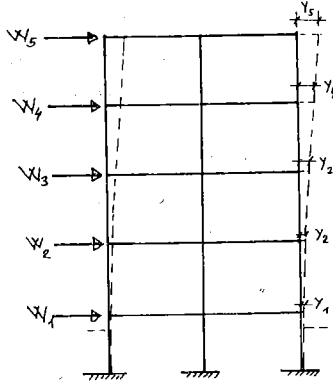
$$T_1 = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot Y_i^2}{g \cdot \sum W_i \cdot Y_i}}$$

formülünü vermiştir.

$W_i$  : kat hizalarında yatay yönde etkilediği kabul edilen toplam öz ağırlıklar (KN)

$Y_i$  :  $W_i$  yüklerinin tesiri altında yapının yatay yönde yaptığı ötelenmeler (m)

$g$  : Yer çekimi ivmesi ( $m/sn^2$ )



$W_i$  : KN

$Y_i$  : m

$g$  :  $m/sn^2$  ( $= 10 m/sn^2$ )

ŞEKİL(7)

$$W_1 = 14,84 \cdot 8,45 + \frac{1}{2} \cdot 4,10 \cdot 10,05 + \frac{1}{2} \cdot 4,35 \cdot 10,66 + 2 \cdot 190,64 + 307,65 = 858,12 \text{ KN}$$

$$W_2 = W_3 = W_4 = W_1$$

$$W_5 = 1,73 \cdot 8,45 + \frac{1}{2} \cdot 4,10 \cdot 6,97 + \frac{1}{2} \cdot 4,35 \cdot 7,40 + 2 \cdot 97,17 + 168,19 = 407,53 \text{ KN}$$

Tablo 2

	$W_i$	$y_i$ (m)	$y_i^2$	$W_i \cdot y_i$	$W_i \cdot y_i^2$
1	858,12	0,0136	0,000184	11,67	0,1587
2	"	0,054	0,002916	46,34	2,502
3	"	0,103	0,0106	88,38	9,103
4	"	0,170	0,0289	145,88	24,800
5	407,53	0,215	0,0463	87,78	18,908
			$\Sigma$	380,06	55,472

$Y_i$  : Değerleri elektronik Hesapdan alınmıştır.

$$T_1 = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{55,472}{10 \cdot 380,06}} = 0,759 \text{ sn.}$$

DIN 4149 göre  $T_1 < 1,0$  Sn. olduğu için, yaklaşım yöntemi ile de Deprem Kuvvetlerinin hesabına izin verilmektedir.

$T_1$  Temel Peryotun hesabı için DTY kısım 13.4.5 de,

$$0,09 \cdot H$$

$$T_1 = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{D}} \text{ veya } T_1 = (0,07 \sim 0,1) N$$

Ampirik bağlantıları verilmiştir.

Örnek yapıda,  $H = 14,5$  m  $D = 8,45$  m ve  $N = 5$  dir.

Buna göre :

$$T_1 = \frac{0,09 \cdot 14,5}{\sqrt{8,45}} = 0,448 \text{ Sn} < 0,759 \text{ Sn.}$$

Bu değer oldukça küçüktür, başka deyimle sağlıklı değildir.

Kaynak [10] da Ampirik değerlerin deprem hesapları için artık kullanılmaması tavsiye edilmektedir.

$T_1$  için yeni DIN 4149 da temel alanının büyüklüğü ve zemin dinamik elastik modülüne göre formül verilmiştir. Daha çok yığma yapılar için geçerli olan bu formülün uygulama örneği başka bir örnek hesapda verilecektir.

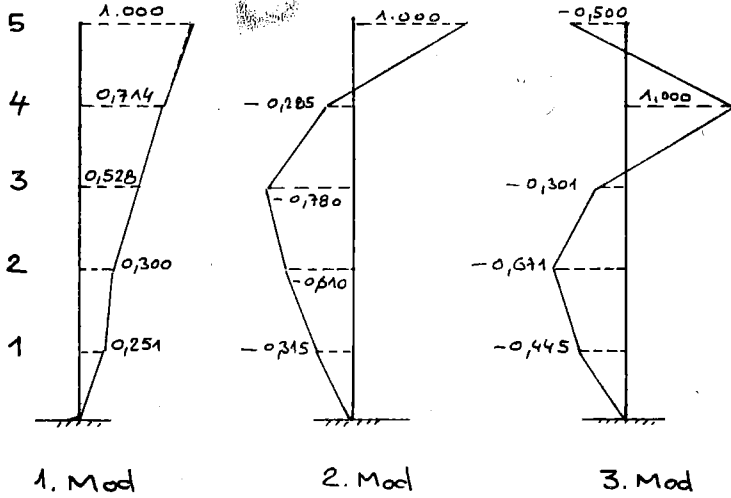
$T_2$  ile  $T_3$  periyotları ve bunlara ait Mod'lar kaynak [6] Tablo 5.P ve  $r = 11$  den şu değerler alınmıştır.

Tablo 3  $T_2$  ve  $T_3$  değerleri

Mod	$k_i$	$T_i \cdot k_i$	$T_i$
$T_2$	0,407	$0,759 \cdot 0,407 =$	0,308
$T_1$	0,256	$0,759 \cdot 0,256 =$	0,194

Tablo 4 Mod Değerleri

Kat	1. Mod		2. Mod		3. Mod	
5	$\psi_{5,1}$	1,000	$\psi_{5,2}$	1,000	$\psi_{5,3}$	-0,500
4	$\psi_{4,1}$	0,714	$\psi_{4,2}$	-0,285	$\psi_{4,3}$	1,000
3	$\psi_{3,1}$	0,528	$\psi_{3,2}$	-0,780	$\psi_{3,3}$	-0,301
2	$\psi_{2,1}$	0,300	$\psi_{2,2}$	-0,610	$\psi_{2,3}$	-0,671
1	$\psi_{1,1}$	0,251	$\psi_{1,2}$	-0,315	$\psi_{1,3}$	-0,445



ŞEKİL (8)

### 3.3. Kaskas yapıya yatay yönde etkilleyen Deprem Kuvvetlerinin Hesabı

Bu kuvvetler üç ayrı şekilde hesap edilecektir.

a) Dinamik Analiz yolu ile

- b) DIN 4149, Kısım 8.2 Yaklaşım Yöntemi
- c) TDY, kısım 13.4 Yaklaşım Yöntemi
- a) Dinamik Analiz Yöntemi : Bu yöntemin uygulanmasından

Temel periyot yanında yüksek dereceli periyot ile buna ait Mod değerlerinin göz önünde tutulması anlaşılır. DIN 4149 kısım 8.1 şu formülü vermektedir.

$$H_{Ej . i} = M_i . \beta . \gamma_{j . i} . cal a$$

- i : Mod derecesi
- j : Kat numarası
- M<sub>i</sub> : j kattaki kütle  
 $\mu_j = (G_j + nP_j)/g$
- G<sub>j</sub> : j kattaki toplam öz ağırlığı
- n : Hareketli yüklerin iştirak katsayısı
- P<sub>j</sub> : j kattaki hareketli yük toplamı
- $\beta (T_i)$  : spektrum davranış katsayısını
- g : Yer çekim ivmesi (= 10 m/sn<sup>2</sup>)
- cal a :  $a_0 . \kappa . \alpha$
- a<sub>0</sub> : Bölgelere bağlı deprem ivmesi
- $\kappa$  : Yapı temeli faktörü
- a : Yapı sınıfını ait azaltma katsayısı
- $\gamma_{j . i}$  : Modlara bağlı olarak yapının Deprem davranış katsayısını

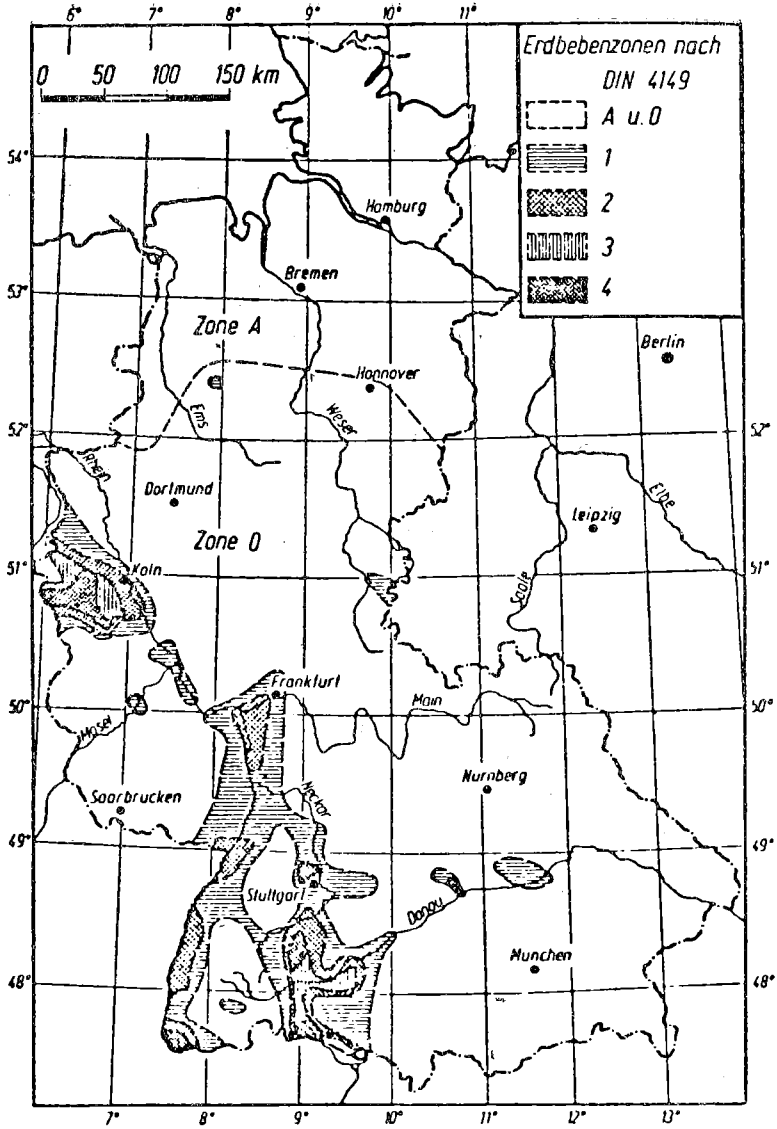
$$\gamma_{j . i} = \Psi_{j . i} \frac{\sum \mu_j \Psi_{j . i}}{\sum \mu_j \Psi_{j . i}^2}$$

$\Psi_{j . i}$  : Şık 3.2 de verilen Mod değerlerini ifade ederler.

Her kat'a ait deprem kuvvetlerinin hesabına geçmeden önce, bu katsayıların hesabı ile ilgili DIN 4149 ait bazı bölümlerin özetlenmiş tercümelemleri yapılacaktır.

### 3.31 Deprem Bölgeleri :

Batı Almanya 4 deprem bölgesine ayrılmıştır. Bu bölgeler şekil (9) da gösterilmiştir.



DIN 4149 B. Almanya Deprem Bölgeleri  
Şekil (9)

### 3.32 Yarı Sınıfları :

Gerek yapının önemi veya depremin sebep olacağı zararlardan dolayı kamu emniyet düzeninin tehlikeye düşmesi halleri göz önünde tutularak yapılar genel olarak, bölüm 4 de, 3 sınıfa ayrılmışlardır.

1. sınıf yapılar : özel konut veya büro gibi, çok büyük hareketli yüklerin toplanmasının beklenmediği yapılardır. Tek katlı atelye depo ve fabrika binalarıda bu sınıfa dehidir.

2. sınıf yapılar : Çok katlı yapılar, okul ve spor salonları, tiyatro sinema ve konser salonları ile çok katlı fabrika binaları, eğer hareketli yük  $p = 7.5 \text{ KN/m}^2$  ise.

3. sınıf yapılar : Kamuya hizmet veren yapılardır. Her türlü deprem hasarına rağmen kamuya hizmet verme imkanının devam etmesi istenen yapılar bu bölüme girer. Hastahane, hükümet binaları, erzak ve su depoları gibi.

### 3.33 Genel Tasarımlama (kontrüktiv) Kurallar :

Bütün deprem bölgelerinde yapıların planlanması esnasında göz önünde tutulması gereken teknik kuralları bölüm 5 de izah edilmiştir. Tablo I de kat sayısına ve deprem bölgesine göre hangi hallerde deprem hesabı uygulamasına lüzum olmadığı belirlenmiştir.

Deprem Bölgesi	Kat Sayısı	
	Tam Kat	Bodrum Katı
1	5	1
2	4	1
3	3	1
4	2	1

Tablo 1  
DIN 4149

### Hareketli Yükler :

Deprem periyotları hesap edilirken, toplam ağırlıkların belirlenmesinde öz ağırlıklar ile birlikte aşağıdaki **azaltılmış** hareketli yüklerde göz önünde tutulmalıdır.

- Özel konut yapıları  $p = 0.5 \text{ KN/m}^2$
- Büro binaları iş hanları  $p = 1.0 \text{ KN/m}^2$
- Okullarda ders sınıfları  $p = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Toplantı salonu ve benzeri  $p = 2.0 \text{ KN/m}^2$

Bölme duvarı için hareketli yüklere yapılan ilaveler ile silolar için kabul edilen hareketli yükler **azaltılmadan** nazari itibare alınırlar.

Deprem ivmesi : Bölgelere göre bölüm 7 gösterilmiştir.

- Deprem Bölgesi  $a_0 = 0.25 \text{ m/sn}^2$
- » »  $a_0 = 0.40 \text{ »}$



3. » »  $\alpha_o = 0.65$  »  
 4. » »  $\alpha_o = 1.00$  »

Temel zemini ile ilgili katsayılar :

- Kayaç cinsi (granit bazalt v.s.)  $H = 1.0$   
 Çok sıkı yerleşmiş kum kumlu kil  $H = 1.1$  ila  $1.2$   
 Gevşek kum, çakıl, yumuşak killi zemin  $H = 1.2$  ila  $1.4$

Azaltma katsayısı :  $\alpha$

Yapı Sınıfı	Deprem Bölgeleri			
	1	2	3	4
1	0.5	0.6	0.7	0.8
2	0.6	0.7	0.8	0.9
3	0,7	0,8	0,9	1.0

Tablo 2  
DIN 4149

Deprem kuvvetleri hesap katsayısı :  $cal a = \alpha_o \cdot H \cdot \alpha$  dir.

Örnek karkas yapı için :

- $a = 1.0$  m/sn (4. Bölge)  
 $H = 1.3$  (Temel zemin katsayısı)  
 $\alpha = 0.8$  (4. Bölge, özet konut)

$$cal a = 1.0 \cdot 1.3 \cdot 0.8 = 1.04$$

Katlar toplam ağırlıklar :  $(G + nP)$

$n : 0.3$  TDY, Tablo 13.6  
 1/3 DIN 4149

1., 2., 3. ve 4. Katlar için :

$$(G + nP) = 858,12 + 0,30 (1/2 \cdot 4,10 \cdot 8,20 + 1/2 \cdot 4,35 \cdot 9,70 + \sim 1/2,10 \cdot 362,26) = 920,41 \text{ K.}$$

5. Kat için :

$$(G + nP) = 407,53 + 0,30 (1/2 \cdot 4,10 \cdot 1,54 + 1/2 \cdot 4,35 \cdot 1,63 + \sim 1/2,17 \cdot 69,98) = 419,21 \text{ K}$$

$\gamma_{j,i}$  Deprem davranış Katsayılarının hesabı :

$$\gamma_{j,i} = \Psi_{j,i} \frac{\sum \mu_j \cdot \Psi_{j,i}}{\sum \mu_j \cdot \Psi_{j,i}^2}$$

Kat 1., 2., 3. ve 4 için :

$$\mu 1 \div 4 = (G + n \cdot p)/g = 920,41/10 = 92,04 \frac{\text{KN sn}^2}{\text{m}}$$

Kat 5 için :

$$M5 \quad (G + n \cdot p)/g = 419,21/10 = 41,92 \frac{\text{KN sn}^2}{\text{m}}$$

1. Mod'a ait değerler :

$$\begin{aligned} \gamma_{5,1} &= 1.000 \cdot \frac{41,92 \cdot 1.00 + 92,04 (0,714 + 0,528 + 0,300 + 0,251)}{41,92 \cdot 1,00^2 + 92,04 (0,714^2 + 0,528^2 + 0,300^2 + 0,251^2)} \\ &= 1.000 \cdot \frac{206,947}{128,60} = + 1.609 \end{aligned}$$

$$\gamma_{4,1} = 0,714 \cdot \frac{206,947}{128,60} = + 1.149$$

$$\gamma_{3,1} = 0,528 \cdot \quad \gg \quad = + 0.849$$

$$\gamma_{2,1} = 0,300 \cdot \quad \gg \quad = + 0.483$$

$$\gamma_{1,1} = 0,251 \cdot \quad \gg \quad = + 0.404$$

2. Mod'a ait değerler :

$$\begin{aligned} \gamma_{5,2} &= 1.000 \cdot \frac{41,92 \cdot 1.000 + 92,04 (-0,285 - 0,790 - 0,610 - 0,315)}{41,92 \cdot 1,00^2 + 92,04 (0,295^2 + 0,78^2 + 0,610^2 + 0,315^2)} \\ &= 1.000 \cdot \frac{-141,24}{148,77} = - 0.949 \end{aligned}$$

$$\gamma_{4,2} = -0,285 \cdot \frac{-141,24}{148,77} = + 0.270$$

$$\gamma_{3,2} = -0,780 \cdot \quad \gg \quad = + 0.740$$

$$\gamma_{2,2} = -0,610 \cdot \quad \gg \quad = + 0.578$$

$$\gamma_{2,1} = -0,315 \cdot \quad \gg \quad = + 0.330$$

3. Mod'a ait değerler :

$$\gamma_{5,3} = \frac{-0.500 \cdot (41,92 \cdot -0,500 + 92,04 (1,00 - 0,301 - 0,671 - 0,445))}{41,92 \cdot 0,500^2 + 92,04 (1,0^2 + 0,301^2 + 0,671^2 + 0,445^2)}$$

$$= -0,500 \cdot \frac{-62,34}{170,525} = +0,182$$

$$\begin{aligned} \gamma_{4,3} &= -1,000 \cdot \quad \gg \quad = -0,366 \\ \gamma_{3,3} &= -0,301 \cdot \quad \gg \quad = +0,110 \\ \gamma_{3,2} &= -0,671 \cdot \quad \gg \quad = +0,245 \\ \gamma_{3,1} &= -0,445 \cdot \quad \gg \quad = +0,162 \end{aligned}$$

$\gamma_{i,j}$  Değerlerinin Kontrolu : Her Kat'a ait  $\gamma_{i,j}$  değerlerinin toplamı 1.000 eşit olması gerekir. Kaynak (9)

$$\begin{aligned} +1,609 - 0,949 + 0,182 &= +0,842 < 1,000 \\ +1,149 + 0,270 - 0,366 &= +1,052 > 1,000 \\ +0,849 + 0,740 + 0,110 &= +1,699 > 1,000 \\ +0,483 + 0,578 + 0,245 &= +1,306 > 1,000 \\ +0,404 + 0,330 + 0,162 &= +0,866 < 1,000 \end{aligned}$$

Değerlerin tam doğru olmaması, Mod Katsayıları  $\Psi_{i,j}$  lerin yaklaşık değerler olmasından ileri gelmektedir.

### 1. Mod'a ait Deprem Kuvvetleri :

$$H_{E,5,1} = \mu_5 \cdot \beta(T_1) \cdot \gamma_5 \cdot C_{al} a$$

$$\beta(T_1) = \text{Şekil 5 den} = 0,528 \cdot 0,759^{-0,60} = 0,658$$

$$H_{E5,1} = 41,92 \cdot 0,658 \cdot 1,609 \cdot 1,04 = +46,16 \text{ KN}$$

$$H_{E4,1} = 92,04 \cdot 0,658 \cdot 1,149 \cdot 1,04 = +72,37 \text{ KN}$$

$$H_{E3,1} = 92,04 \cdot 0,658 \cdot 0,849 \cdot 1,04 = +53,47 \text{ KN}$$

$$H_{E2,1} = 92,04 \cdot 0,658 \cdot 0,483 \cdot 1,04 = +30,42 \text{ KN}$$

$$H_{E1,1} = 92,04 \cdot 0,658 \cdot 0,404 \cdot 1,04 = +25,45 \text{ KN}$$

### 2. Mod'a ait Deprem Kuvvetleri :

$$H_{E5,2}^E = 41,92 \cdot 1,00 \cdot (-0,949) \cdot 1,04 = -41,37 \text{ KN}$$

$$H_{E4,2}^E = 92,04 \cdot 1,00 \cdot 0,270 \cdot 1,04 = +25,84 \text{ KN}$$

$$H_{E3,2}^E = 92,04 \cdot 1,00 \cdot 0,740 \cdot 1,04 = +70,83 \text{ KN}$$

$$H_{E2,2}^E = 92,04 \cdot 1,00 \cdot 0,578 \cdot 1,04 = +55,33 \text{ KN}$$

$$H_{E1,2}^E = 92,04 \cdot 1,00 \cdot 0,330 \cdot 1,04 = +36,37 \text{ KN}$$

### 3. Mod'a ait Deprem Kuvvetleri :

$$H_{5,3}^E = 41,92 \cdot 1,0 \cdot 0,192 \cdot 1,04 = + 7,93 \text{ KN}$$

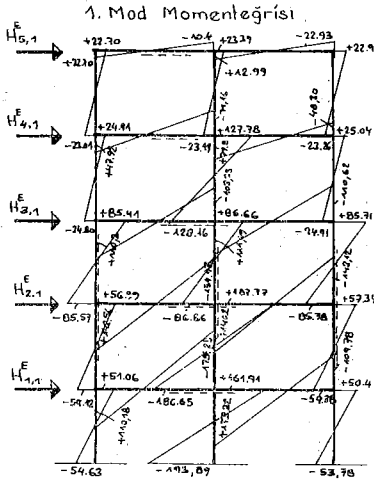
$$H_{4,3}^E = 92,04 \cdot 1,0 \cdot (-0,366) \cdot 1,04 = - 34,94 \text{ KN}$$

$$H_{3,3}^E = 92,04 \cdot 1,0 \cdot 0,110 \cdot 1,04 = + 10,53 \text{ KN}$$

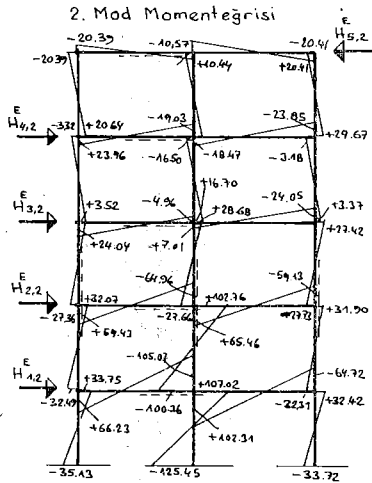
$$H_{2,3}^E = 92,04 \cdot 1,0 \cdot 0,245 \cdot 1,04 = + 23,45 \text{ KN}$$

$$H_{1,3}^E = 92,04 \cdot 1,0 \cdot 0,162 \cdot 1,04 = + 15,50 \text{ KN}$$

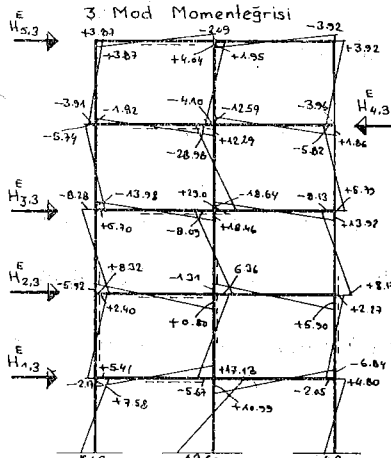
Kesit Momentleri (Şekil 10, 11, 12)'de gösterilmiştir.



Şekil (10)

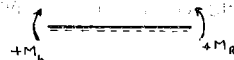


Şekil (11)

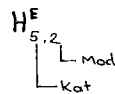


Şekil (12)

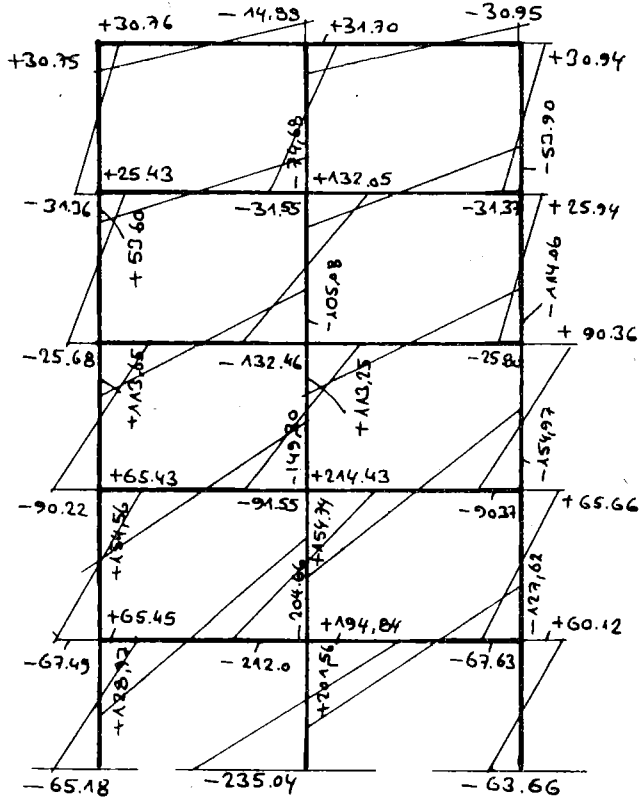
Moment İşaretleri: KNm



Deprem Kuvvetleri: KN



1. Mod , 2. Mod ve 3. Mod Moment eğrilerinin  
Süperpozisyonu



Şekil (13)

Süper pozisyon kanunu :  $M = \sqrt{M_1^2 + M_2^2 + M_3^2}$  Modlar

Q (Kesme Kuvveti), N (Normal Kuvvet) benzer şekilde hesap edilir.

Örnek :  $M_2 = \sqrt{193,89^2 + 125,45^2 + 18,61^2} = 231,68 \text{ Knm}$

b) DIN 4149 göre Yaklaşım Yöntemi ile Deprem Kuvvetleri  
 $T_1 < 1 \text{ sn}$

$$H_{B,j} = 1,5 \cdot \mu_j \cdot \beta(T_1) \cdot \frac{Z_i}{H} \cdot C_{al} \cdot a$$

Zi : i . Kat yüksekliği (m)

H : = 14,50 m Yapı yüksekliği (m)

$$H_5^E = 1,50 \cdot 41,92 \cdot 0,658 \cdot \frac{14,50}{14,50} \cdot 1,04 = 43,03 \text{ KN}$$

$$H_4^E = 1,50 \cdot 92,04 \cdot 0,658 \cdot \frac{11,50}{14,50} \cdot 1,04 = 74,93 \text{ KN}$$

$$H_3^E = 1,50 \cdot 92,04 \cdot 0,658 \cdot \frac{8,50}{14,50} \cdot 1,04 = 84,14 \text{ KN}$$

$$H_2^E = 1,50 \cdot 92,04 \cdot 0,658 \cdot \frac{5,50}{14,50} \cdot 1,04 = 54,42 \text{ KN}$$

$$H_1^E = 1,50 \cdot 92,04 \cdot 0,658 \cdot \frac{2,50}{14,50} \cdot 1,04 = 24,70 \text{ KN}$$

### c) TDY Yönetmeliğine göre Deprem Kuvvetleri

$$\Sigma F = C_o \cdot K \cdot S \cdot I \cdot W \text{ (Toplam Deprem Kuvveti)}$$

$$C_o = 0,10 \text{ (1. Deprem Bölgesi)}$$

$$K = 0,80 \text{ (Betonarme Karkas)}$$

$$S = 1,00 \text{ (Şekil 4)}$$

$$I = 1,0 \text{ (Özel Konut)}$$

$$W = \Sigma W_i = 419,21 + 4.920,41 = 4101,0 \text{ KN}$$

$$\Sigma F = 0,10 \cdot 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 4101,0 = 328,09 \text{ KN}$$

$$H_{Ei} = \Sigma F \cdot \frac{W_i \cdot Z_i}{\Sigma W_i \cdot Z_i} \text{ (Kat Deprem Kuvvetleri)}$$

$$F_t = \text{İhmal edilmiştir.}$$

$$H_{E,5} = 328,08 \cdot \frac{419,21 \cdot 14,50}{419,21 \cdot 14,50 + 920,41 (11,50 + 8,50 + 5,50 + 2,50)}$$

$$= 328,08 \cdot \frac{6078,55}{31950,02} = 62,61 \text{ KN}$$

$$H_{E,4} = 328,08 \cdot \frac{920,41 \cdot 11,50}{31850,02} = 109,03 \text{ KN}$$

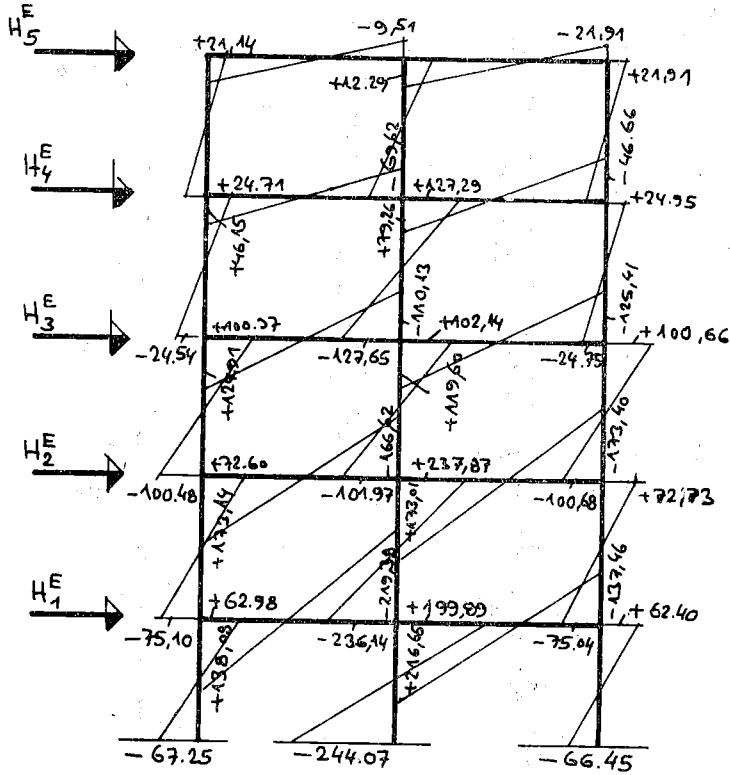
$$H_{E,3} = 328,08 \cdot \frac{920,41 \cdot 8,50}{31850,02} = 80,59 \text{ KN}$$

$$H_{E,2} = 328,08 \cdot \frac{920,41 \cdot 5,50}{31850,02} = 52,15 \text{ KN}$$

$$H_{E,1} = 328,08 \cdot \frac{920,41 \cdot 2,50}{31850,02} = 23,702 \text{ KN}$$

b) ve c) Deprem Kuvvetleri tesiri ile Kesit Momentleri Şekil (14) ve (15) de gösterilmiştir. Bu değerler elektronik hesaplardan alınmıştır.

DIN 4149 Yaklaşım Yöntemi ile Hesap edilen  
Moment eğrileri



Şekil (14)





KESİT MOMENTLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI  
(KNm)

Tablo 5

		Kiriş 1		Kolon 12	
		L	R	L	R
Dinamik Analiz		+128,97	-204,86	-231,68	+194,84
Y. Yöntemi	DIN 4149	+138,09	-219,38	-244,07	+199,89
	TDY	+162,30	-257,95	-285,35	+232,48
Dinamik Analiz		$\frac{128,97}{162,30}$	$\frac{204,86}{257,95}$	$\frac{231,68}{285,35}$	$\frac{194,84}{232,48}$
TDY		= 0,79 > 0,70	= 0,79 > 0,70	= 0,81 > 0,70	= 0,84 > 0,70

		Kiriş 8		Kolon 25	
		L	R	L	R
Dinamik Analiz		+82,87	-63,90	-31,37	+30,94
Y. Yöntemi	DIN 4149	+79,26	-46,66	-22,91	+21,91
	TDY	+114,48	-67,85	-31,58	+31,14
Dinamik Analiz		$\frac{82,87}{114,48}$	$\frac{63,90}{67,85}$	$\frac{31,37}{31,58}$	$\frac{30,94}{31,14}$
TDY		= 0,72 > 0,70	= 0,79 > 0,70	= 0,994 > 0,70	= 0,993 > 0,70

Netice olarak şunu özetlemek mümkündür :

Norm ve Yönetmelikler ile ve yaklaşım yöntemleri ile sağlıklı deprem hesabı yapılması mümkündür. Temel periyodu T I sn olan yapılarda ise ekonomik geçerlilik bakımından Dinamik Analiz yöntemini tercih etmek lazımdır.

## K A Y N A K L A R

- [ 1 ] : T.N. Uluğ, Y. Odabaşı
- [ 1 ] : T.N. Uluğ, Y. Odabaşı, Betonarme İnşaat Hesapları, 1963
- [ 2 ] : Afet Bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik, Deprem Araştırma Enstitüsü, 1975 (TDY)
- [ 3 ] : Y. Müh. N. Bayülke, Depremler ve Depreme Dayanıklı Yapılar, Deprem Araştırma Enstitüsü, 1978
- [ 4 ] : M. Erdik, Ö. Yüzügüllü, Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş, Deprem Araştırma Enstitüsü, 1980
- [ 5 ] : Prof. U. Ersoy, Dr. P. Gülkan, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar hakkında yönetmelikte Betonarme Yapılar ile ilgili bölümün temel ilkeleri ve Açıkl., Deprem Araştırma Enstitüsü, 1975
- [ 6 ] : Prof. M. İpek, K. Aksel, Deprem Araştırma Enstitüsü, Nr. 38, 1982
- [ 7 ] : Prof. S. Tezcan, Deprem Araştırma Bülteni Nr. 26, 1979
- [ 8 ] : N. Bayülke, Depreme Dayanıklı Betonarme Yapı Tasarımı üzerine notlar, Deprem Araştırma Bülteni, Nr. 32, 1981
- [ 9 ] : Prof. M. Muller, Dr. Keinzel, Erdbebensicherun von Hochbauten, Verlag Wilhelm Ernst u Sohn
- [10] : Prof. G. König, Hochhäuser, Beton - Kalender 1981/II
- [11] : DIN 4149 (Ausgabe April 1981)