



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

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

12



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

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



Ocak [January] / 1976
Cilt [Volume]: 3

Sayı [Issue]: 12

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Yeni Deprem Yönetmeliği 1 Bölümünün Açıklanması [Explanation of Part 1 of the New Earthquake Code]

Hüseyin CELASUN 1-15

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Binaların Burulmaya Göre Hesabı [Torsional Calculation of Buildings]

Semih TEZCAN 16-26

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

100 Metreküplük Bir Yüksek Su Haznesinin Deprem Analizi
[Earthquake Analysis of A 100 Cubic Meters High Water Reservoir]

Nejat BAYÜLKE 27-35

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Depremlerin Önceden Bilinmesi [Forecasting of Earthquakes]

Oktay ERGÜNAY 36-55

DİĞER [OTHER]

İstinat Duvarlarında Depremler Sırasında Oluşan Basınçlar [Pressures in Retaining Walls During Earthquakes]

M. Ali ERGUVANLI 56-66

DİĞER [OTHER]

Depremler Sırasında Oluşan Basınçlar Hakkında Kısa Bir Not [A Short Note on Pressures Build During Earthquakes]

M. Ali ERGUVANLI 67-68

DİĞER [OTHER]

Deprem Hasar Çalışmaları İçin Yöntemler ve Güvence Limitleri
[Methods and Limits of Assurance for Earthquake Damage Studies]

Refan CAN 69-80

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Nikaragua İçin Yapılan Sismik Risk Çalışmaları [Seismic Risk Studies for Nicaragua]

Mehmet Emin ÖZEL 81-91

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

12

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

12

**DEPREM ARAŞTIRMA
ENSTITÜSÜ BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi

İmar ve İskan Bakanlığı adına
Teoman Güzey
Müsteğar Muavini



Yazı İşleri Müdürü

Oktay Ergünay
Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkanı



Yönetim Yeri ve Yazışma Adresi

Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkanlığı. Yüksel Sokak No. : 7/B
Yenişehir/ANKARA



Telefon : 18 66 29 — 17 69 55



Basıldığı Yer

Baylan Matbaası 17 75 34 — 25 07 85



İlanlar pazarlığa tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 3

SAYI : 12

OCAK 1976

BU SAYIDA

Yeni Deprem Yönetmeliği 13 ncü Bölümün Açıklanması	Hüseyin CELASUN	1
Binaların Burulmaya Göre Hesabı	Semih TEZCAN	16
100 Metreküplük Bir Yüksek Su Haznesinin Deprem Analizi,	Nejat BAYÜLKE	27
Depremlerin Önceden Bilinmesi	Oktay ERGÜNAY	36
İstinat Duvarlarında Deprem Sırasında Oluşan Basınçlar	R.F. SCOTT	56
Depremler Sırasında Oluşan Basınçlar Hakkında Kısa bir Not	Ali ERGUVANLI	67
Deprem Hasar Çalışmaları İçin Yöntemler ve Güvence Limitleri	J. FISCHER — I.H. CHOU ...	69
Nikaragua İçin Yapılan Sismik Risk Çalışmaları	H.C. SHAH — C.P. MORTGAT A. KİREMİDJIAN — T.C. ZSUTTY	81

YENİ DEPREM YÖNETMELİĞİ 13. BÖLÜMÜNÜN AÇIKLANMASI

Prof. Hüseyin Celasun*

SUMMARY

In the design of structures to withstand earthquakes it is very difficult to predict the character and intensity of the ground motion. The number of actual measurements concerning strong earthquakes are very small. Therefore the design must be based only on the estimated ground motion. The realistic analysis of the multidegree systems should also take into account the plastic behaviour of the structures. That is why the problem is very sophisticated and tedious and a rigorous solution is quite impossible.

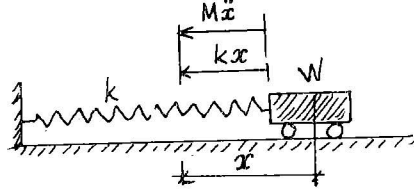
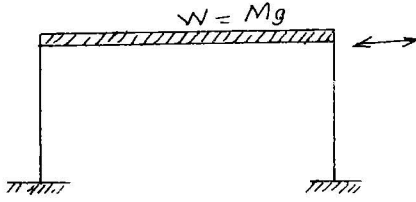
An introduction to the subject and basic concepts are below summarized. Furthermore the relation between the theory and the new Design Code's formula is set up. As it is known the code recommendations are based on the dynamic distribution of lateral forces, but it is also admitted that for design purposes the building may be analyzed as though these forces were applied statically. The Code's main formula is based on the assumption that the characteristic shape of the fundamental mode is a straight line from the foundation to the top of the building. This approximation is reasonable for typical buildings. The code considers only one mode response and the damping is ignored.

Bir deprem zorlamasına maruz bir sistemin mukabelesini etüd etmek için basit bir portüğün serbest titreşiminden başlayarak çeşitli kademeleri özet halinde ele alalım.

1. Tek serbestlik dereceli elastik sisteminin serbest titreşimi :

Portüğün başlığını tam rijit farzederek ve kolonların aksenal deformasyonunu ihmal edersek kolonun (sistemin) (k) yay katsayısı kolayca belirlene-

* I.D.M.M.A Masif Yapılar Kürsüsü ve Ulaştırma Kürsüsü Yöneticisi



bilir, $\frac{\partial x}{\partial t} = \dot{x}$ ve $\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \ddot{x}$ ile göstererek, D'Alembert prensibine göre :

$$M\ddot{x} + kx = 0$$

$$\frac{K}{M} = \omega^2 \text{ dersek : } \ddot{x} + \omega^2 x = 0$$

Bu diferansiyel denklem, bir puls veya bir kuvvetin ani olarak tatbiki ve kaldırılması sonucu sistemde meydana gelen serbest veya doğal titreşimleri ifade eder. Bunun çözümü : $x = C_1 \cdot \cos \omega t + C_2 \cdot \sin \omega t$

Demekki basit bir harmonik harekettir.

$$\text{Peryod } T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{W/k}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{x_{st}}{g}}$$

$$\text{Frekans } N = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{g/x_{st}}$$

Burada $x_{st} = \frac{W}{k}$, W ağırlığı altında yayın uzamasıdır.

C_1 ve C_2 sınır şartları ile belirlenebilir.

$t=0$ anında $x=x_0$ ve $\dot{x}=\dot{x}_0$ ise $C_1=x_0$, $C_2=\dot{x}_0/\omega$ bulunur ve

$$\text{Gene : } x = x_0 \cdot \cos \omega t + \frac{\dot{x}_0}{\omega} \cdot \sin \omega t ; \theta \equiv \text{faz açısı} = \arctg \frac{\dot{x}_0}{\omega x_0}$$

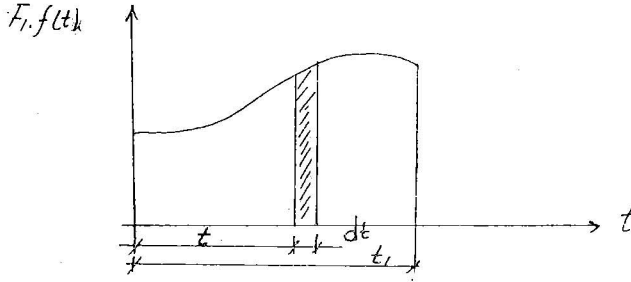
$$A = \text{titreşimin genliği} = \sqrt{x_0^2 + \left(\frac{\dot{x}_0}{\omega}\right)^2} \text{ olmak üzere } x = A \cdot \cos (\omega t - \theta)$$

şeklinde de yazılabilir. Sönüm ihmal edilmek şartıyla, enerjinin korunması prensibi tatbik ederek titreşen sistemlerin doğal frekansları ekseriya hesaplanabilir. Çeşitli metodlar arasında Rayleigh-Ritz metodunu hatırlatabiliriz.

2. Zorlanmış titreşimler :

Yukarda sisteme bir ilk deplasman veya ilk hız verilerek titreşimlerin meydana getirildiği farzedilmişti. Sürtünme, hava direnci, elastikliğin mükemmel olmayışı gibi sönüm sebepleriyle serbest titreşimler yavaş yavaş kaybolurlar. Şimdi dıştan tatbik edilen bir zorlayıcı kuvvet etkisinde meydana gelen titreşimleri görelim : Bunlara zorlanmış titreşimler denir. Bu kuvvet genel olarak $F(t) = F_1 \cdot f(t)$ şeklinde ifade edilebilir ve şöyle bir diyagramla gösterilebilir :

$$\text{Diferensiyel denklem : } M\ddot{x} + kx = F = F_1 \cdot f(t)$$



Diyagramda eğri ile absis eksenini arasında kalan alan impuls adım olur.

$t=0$ anında $x_0=0$ ve $\dot{x}_0=0$ kabulü ile $t=t_1$ anında cismin deplasmanı aranmaktadır. Bunun için F kuvvetinin sürekli tesirini bir $F \cdot dt$ impulsları şeklinde düşünebiliriz. Bir $F \cdot dt$ impulsu sonucu t anında cisim bir $M \cdot dx = F \cdot dt$ hız artışı kazanır. Bu eşitlik momentum değişiminin mukabil impulsa eşitliğini ifade eder. Şimdi bu hız artışı, cisim anında verilmiş bir ilk hız gibi düşünerek yukarda görülen serbest titreşimi çözümüne göre, daha sonraki bir t_1 anında cismin deplasmanı, başka müteakip impulslar düşünülmeyle

$$M \cdot dx = \frac{dx}{\omega} \cdot \sin \omega (t_1 - t) = \frac{F dt}{\omega} \sin \omega (t_1 - t)$$

Zorlayıcı kuvvetin $t=0$ dan $t=t_1$ e kadar sürekli etkisi altında cismin t_1 anındaki x deplasmanı sistem lineer olduğundan süperpozisyon kullanılarak :

$$x = \int_0^{t_1} \frac{F_1 \cdot f(t)}{M\omega} \cdot \sin \omega (t_1 - t) dt$$

$$F_1 \text{ den dolayı statik sehim } x_{st} = \frac{F_1}{k} = \frac{F_1}{\omega^2 \cdot M} \text{ ve dolayısıyla}$$

$$x = x_{st} \cdot \omega \int_0^{t_1} f(t) \sin \omega (t_1 - t) dt$$

Bu ifade zorlayıcı kuvvet tarafından meydana getirilen hem serbest ve hem de zorlanmış titreşimleri ihtiva eder. Eğer cisim $t=0$ anında bir x_0 deplasmanı ve x_0 ilk hızı varsa $t=1$ için

$$x = x_0 \cdot \cos \omega t_1 + \frac{v_0}{\omega} \cdot \sin \omega t_1 + x_{st} \cdot \omega \int_0^{t_1} f(t) \cdot \sin \omega (t_1 - t) \cdot dt$$

Bu denklem herhangi bir yük fonksiyonu ve sönümsüz veya ilk şartlara maruz lineer elastik birinci derece sistemin mukabelesinin genel ifadesidir.

3 — Sönümlü sistemler :

Eğer sadece mukabelelerin birinci max değerinden ziyade titreşimin sürekli durumu etüd ediliyorsa sönüm etkisi gözönünde tutulmalıdır. Burada sönümün bir viskoz sönüm olduğu yani sönümün hız ile orantılı bulunduğu kabul edilecektir. Bu takdirde yukardaki sistem için diferansiyel denklem :

$$M\ddot{x} + k\dot{x} + cx = F(t)$$

"3.1 Serbest titreşim :

Diferansiyel denklemin çözümü :

$$\beta = \frac{c}{2M} \text{ ve sönümlü sistemin doğal frekansı } \omega_d$$

$$\omega_d = \sqrt{\omega^2 - \beta^2}; \beta < \omega \text{ olmak şartıyla : } x = e^{-\beta t} (C_1 \cdot \sin \omega_d t + C_2 \cdot \cos \omega_d t)$$

$$t = 0 \text{ anında } x = x_0 \text{ ve } \dot{x} = \dot{x}_0 \text{ ise } C_2 = x_0; C_1 = \frac{\dot{x}_0 + \beta x_0}{\omega_d}$$

ve Toplam mukabele

$$x = e^{-\beta t} \left(\frac{\dot{x}_0 + \beta x_0}{\omega_d} \cdot \sin \omega_d t + x_0 \cos \omega_d t \right)$$

Eğer $\beta = \omega$ olursa $\omega_d = 0$ ve

$$x = e^{-\omega t} [x_0 t + x_0 (1 + \omega t)]$$

yani artık hareket periyodik değildir. Titreşim yoktur ve sistem nőtür pozisyonuna düşer. Bütün titreşimi yokeden sönüm miktarına kritik sönüm denir.

$$\beta = \omega = \frac{C_{kr}}{2M} \quad \text{ve} \quad C_{kr} = 2M = 2\sqrt{kM}$$

3.2 Zorlanmış titreşim

Gene yukardaki gibi, bir impuls elemanına mukabele

$$\frac{F_1 f(t) \cdot dt}{M \omega_d} \cdot e^{-\beta(t-t_1)} \sin \omega_d (t_1-t) \text{ toplam olarak ve direkt şartların etkisini ekliyerek}$$

$$\varkappa = e^{-\beta t_1} \left(\frac{\varkappa_0 + \beta \varkappa_0}{\omega_d} \cdot \sin \omega_d t_1 + \varkappa_0 \cdot \cos \omega_d t_1 \right) + \varkappa_{st} \frac{\omega^2}{\omega_d}$$

$$\int_0^{t_1} f(t) \cdot e^{-\beta(t_1-t)} \cdot \sin \omega_d (t_1-t) dt$$

Mukabelelerin birinci max. değeri üzerinde sönüm etkisi azdır.

4. Dinamik yük faktörü (DYF)

Bu faktör, herhangi bir alandaki dinamik sehmin, yük-zaman değişimini belirlemede kullanılır. F_1 yükünün, statik olarak tatbikinden ileri gelen sehime oranı olarak tarif edilmektedir. DYF, sehım, yay kuvveti ve gerilmelerin

$$\text{hepsine uygulanabilir. } DYF = \frac{\varkappa}{\varkappa_{st}} = \frac{\varkappa}{F_1/k} = \frac{k\varkappa}{F_1}$$

Birçok yapı sistemi probleminde sadece DYF nin max. değeri önemlidir. Küçük bir miktar sönüm bile serbest titreşimi çabucak tasfiye eder.

4.1 Zorlayıcı kuvvetin $F=F_1$. Sinpt şeklinde sinisoidal olması halinde, sönüm gözönünde tutulmazsa :

$$DYF = \frac{1}{1 - p^2/\omega^2} \left(\sin pt - \frac{p}{\omega} \sin \omega t \right)$$

Mukabelede, sistemin doğal frakansına haiz serbest titreşim kısmı ve zorlayıcı kuvvetin frekansını haiz zorlanmış titreşim kısmı olarak iki kısım mevcuttur. (DYF) max değerini ararken, pratik gayeler için yeterli bir üst limit olarak, Sinpt=1 ve Sin $\omega t = -1$ koyarak

$$(DYF) \text{ max} = \frac{1}{1 - \rho/\omega} \text{ bulunur. Bu değer max mukabeleyi abartmakta}$$

dır. Zira küçük bir sönümün bile serbest titreşimi hemen yokettiği bilinmektedir. Burada titreşimin sürekli durumu ele alındığından, mukabeledeki serbest titreşim terimi çıkarılrsa max. mukabele Sinpt=1 için yer alır ve

$$(DYF)_{\max} = \frac{1}{1 - p^2/\omega^2} \quad \text{elde edilir.}$$

$p/\omega \rightarrow 0$ için $(DYF)_{\max} = 1$ yani durum statik yük gibidir.

$p/\omega \rightarrow \infty$ için $(DYF)_{\max} = 0$ yani cisim yükün hızlı dalgalanması takibede-
mez ve hareketsiz kalır. $p \approx \omega$ için rezonans söz konusudur. Yani teorik olarak

$$\text{deplasmanlar sonsuza yaklaşır. Denklemden } p = \omega \text{ konursa } (DYF)_{\max} = \frac{1}{2}$$

($\sin \omega t - \omega t \cos \omega t$) elde edilir. Bu denklemden görülmüştür ki rezonansta DYF hakikatta ancak sonsuz bir süre sonunda olmaktadır. Mamafih birçok titreşim devresi sonunda dendiği zaman bu birçok devrenin, kısa bir mutlak zaman periyodunda meydana gelebileceğine işaret etmektedir. Pratikte tam rezonans tam manasıyla gerçekleşmez. Çünkü sistemler hiçbir vakit tamamen linear değildir. Distorsiyonlar büyüdüğü zaman, plastik deformasyon ve diğer etkilerle sistemin karakteristikleri değişir, deplasmanların sonsuz olup olmadığı problemi tabiiyle sadece akademik bir önem taşır. Mühendislik bakımından, rezonans veya civarında, sistemin sehimlerinin çok büyük ve dolayısıyla kabul edilemez oluşu önemlidir.

4.2 Sinüsoidal zorlayıcı kuvvet halinde sönüm de gözönünde tutulursa hareket denklemi

$$M\ddot{x} + kx + cx = F_1 \cdot \sin pt$$

ve çözümü

$$x = e^{-\beta t} (C_1 \sin \omega_d t + C_2 \cos \omega_d t) + \frac{F_1/k [(1-p^2/\omega^2) \sin p t - 2(\beta p/\omega^2) \cos p t]}{(1-p^2/\omega^2)^2 + 4(\beta p/\omega^2)^2}$$

Yukarıda görüldüğü gibi serbest kısım ihmal edilirse

$$x = \frac{(F_1/k) [(1-p^2/\omega^2)^2 + 4(\beta p/\omega^2)^2]^{1/2} \cdot \sin (pt - \theta)}{(1-p^2/\omega^2)^2 + 4(\beta p/\omega^2)^2}$$

$$\text{buradan } (DYF)_{\max} = 1/\sqrt{(1-p^2/\omega^2)^2 + 4(\beta p/\omega^2)^2}$$

Bu son ifadeye dinamik büyütme katsayısı denir. Burada görüldüğü gibi, küçük bir sönüm halinde bile, teorik olarak rezonansda sonsuz genlikler meydana gelmez.

$$\beta/\omega = \frac{c}{2M} : \frac{c_{kr}}{2M} = \frac{c}{C_{kr}}$$

$$[(DYF)_{\max}]_{p=\omega} = \frac{\omega}{2\beta} \text{ ve } c = c_{kr} \text{ yani } \beta = \omega \text{ için } (DYF)_{\max} = \frac{1}{2}$$

5. Mesnet hareketleri (zemin hareketleri)

Diş kuvvet yerine sistem mesnedinden hareket ederse doğan durumun mukabelesi etüd edilecektir. Deprem bu türe bir örnektir.

5.1 Sönümsüz sistemler

Mesnet hareketi $x_s = x_{so} \cdot f(t)$ ile verilmiş olsun

Hareket denklemi : $M\ddot{x} + k(x - x_s) = 0$; $M\ddot{x} + kx = kx_s = kx_{so} \cdot f(t)$

Yukarda verilmiş denklemlerle kıyaslanırsa aradaki farkı F_1 yerine kx_{so} koymaktan ibaret olduğu görülür. O halde çözüm : $x = x_{so} \omega \int_0^{t_1} f(t) \sin \omega(t-t) dt$ Daha iyi bir yaklaşım deplasmanlar yerine ivmelerle iş görmektedir. Kütlelerin zemine göre rölatif deplasmanını yeni değişken olarak almak kolaylık sağlar. $U = x - x_s$ $\ddot{U} = \ddot{x} - \ddot{x}_s$

O halde denklem : $M(\ddot{u} + \ddot{x}_s) + ku = 0$; $M\ddot{u} + ku = -M\ddot{x}_s = -M\ddot{x}_{so} \cdot S_a(t)$ burada $f_a(t)$, mesnet ivmesinin zaman fonksiyonudur. Bu denklem, F_1 yerine

$-M\ddot{x}_{so}$ koymak şartıyla, evvelce görülen zorlanmış titreşimin aynıdır. O halde rölatif hareket için genel çözüm, mesnet ilk hızı sıfır farz olunursa

$$U = -\frac{x_{so}}{\omega} \int_0^{t_1} f_a(t) \sin \omega(t-t) dt$$

5.2 Sönümlü sistemler

Genellikle sönüm kuvveti, mutlak hızdan ziyade rölatif hızla orantılıdır.

Denklem $M\ddot{u} + ku + cu = -M\ddot{x}_s = -M\ddot{x}_{so} f_a(t)$

Evvelce verilmiş denklemlerde x_{st} yerine $\frac{M\ddot{x}_{so}}{k}$ koyarak, $U_0 = \dot{U}_0 = 0$

alınmak şartıyla $U = -\frac{x_{so}}{\omega_d} \int_0^{t_1} f_a(t) \cdot e^{-\beta(t-t)} \cdot \sin \omega_d(t-t) dt$

6. Elasto-plastik sistemler

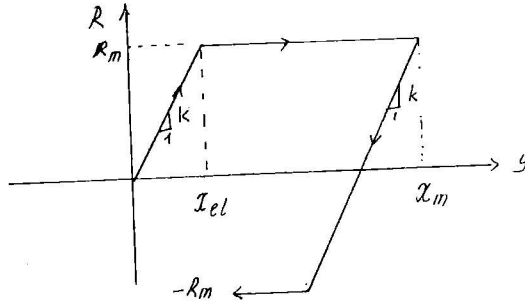
Elastik safhadan sonra plastik safhaya da geçen bir sistemin dinamik mukabelesi etüd edilmektedir. Birçok yapılar büyük düktiliteyi haiz olduğundan bu tip davranış tamamen imkan dahilindedir. Sürekli işletme şartları altında plastik davranışa genellikle müsaade edilmemekle beraber, yapı hayatı boyunca sadece bir veya en fazla şiddetli dinamik yüklemeye maruz kalacaksa (örneğin deprem), bunlar için plastik davranış hesapta gözönüne almak uygundur. Bu kavram, dinamik yüklere göre yapının hesabında büyük önemi haizdir. Çünkü sistemin enerji yutma kapasitesinin en büyük kısmı o surette kullanılır. Bu olayı hesaba katmakla boyutlandırma da büyük ekonomi sağ-

lanabilir. Bazı hususlarda plastik davranış sönüme benzer, zira o da, elastik titreşimlerin karakteristiği olan harmonik hareketleri bölüp ayırır.

6.1 Mukavemet fonksiyonu

Mukavemet fonksiyonu bilineer kabul edilsin

Elastik kısmın eğimi (k), yay katsayısıdır. Limit elastik deplasman (x_{el}) e kadar lineerlik sürer. Bu nokta maksimum yay kuvveti (R_m) e varılmamıştır. Deplasman artmağa devam ederse, Mukavemet R_m değerinde sabit kalır. Bu durum düktilite limitine kadar sürer. Deplasman bu limitten evvel, bir maksimuma erişir ve sonra azalmaya başlarsa, yapı «rebound=geri dönüş» yapıyor denir. Geri dönüş esnasında mukavemetin, ilk elastik eğime paralel bir doğru boyunca azaldığı farz olunur. Bu azalma azalan deplasmana bağlı olarak, ($-R_m$) yay kuvvetine erişilinceye kadar sürer. Hakikatte (x_{el}) bölgesinde keskin bir dönüş yerine eğrisel bir geçiş mevcut olup plastik mafsals teşekkülüne tekabül eder.



6.2 Problemin Formülasyonu

Dinamik denge kavramı uygulanarak hareket denklemi evvelce olduğu gi-

bi yazılır : $M\ddot{x} + R = F(t)$

İnelastik durumda G genel olarak yay kuvvetini veya mukavemetini gösterir ve mukavemet fonksiyonunun çeşitli bölgelerinde değişik ifadeleri haizdir :

- 1) $0 < x < x_{el} \dots\dots\dots \ddot{M}x + kx = F(t)$
- 2) $x_{el} < x < x_m \dots\dots\dots \ddot{M}x + k_m = F(t)$
- 3) $(x_m - 2x_{el}) < x < x_m \dots\dots\dots \ddot{M}x + k_m = -k(x_m - x) = F(t)$

Genellikle rebound negatif plastik bölgede devam etmez. 2 ve 3 cü bölge deplasmanlarının tayinindeki sınır şartları bir evvelki bölgenin nihai deplasman ve hızlarıdır. Tatbik edilen kuvvet sabit değilse, herbir kuvvet süreksizliği için ilave bölgeler gözönüne alınmalıdır. Bu hesaplar çok uzun olup nümerik analiz tavsiye edilir.

7. Depreme maruz yapılar

Kesin bir çözüm henüz bulunamamıştır. Bir yapının maruz kalabileceği depremlerin karakter ve şiddetini evvelden belirtmek pek zordur. Tahripkar (Strong-motion) depremlere ait statistik bilgi pek azdır. Şiddetli bir depreme pek az bir yapı plastik deformasyon yapmadan dayanabilir. Zaten bir yapıyı tamamen elastik davranacak tarzda boyutlandırmak ekonomik değildir. Çok serbestlik dereceli sistemlerin inelastik analizi güçtür. Buna zemin hareketinin gayri muntazam ve belirsiz karakteri eklenince kesin bir çözüme gitmenin pratikte pek mümkün olmayacağı anlaşılır. Bugün için yönetmelikler, deprem kuvvetlerinin dinamik dağılımını yaklaşık olarak belirledikten sonra geri kalan hesapların elastostatik yöntemlerle yapılmasını kabul etmek zorunda kalmaktadır. Bu yönden yönetmeliklerde, inşai tertip ve detayları depreme emniyetle dayanabilecek tarzda gerçekleştirmeyi sağlayacak hükümlere ağırlık ve önem vermek en uygun tutum olacaktır. Depremi esnasında zemin hareketi esnasında tesadüfler, pozitif ve negatif ivme max değerleri değişik genlikleri haizdir. Muntazam bir şemaya bağlı olmadan değişik zaman aralıklarında meydana gelirler. Bunlar her doğrultuda ortaya çıkmakla beraber en tahripkar olanları yatay kuvvetlerdir. İki çözüm mümkündür : Birincisi belirli genlik, ivme ve zaman değişimini haiz «Standard» bir deprem kabul etmektir. (Örneğin köprülerdeki H-S hesap kamyon yükleri gibi), Fakat deprem bakımından bu seçenek pek anlamlı değildir. Çünkü sadece depremin şiddeti değil değişim zamanı da yapı mukabelesi üzerinde önemli etkiye sahiptir. İkinci çözüm, Zemin hareketini tesadüfi bir değişken olarak ele almaktır. Bu metotta hareket, genlikleri belirli probabillite dağılımlarını haiz, değişik frekansta birçok sinüs dalgasının süperpozisyonu olmak gözönüne alabilir. Alternatif olarak hareket, bir tesadüfi impuls serisi ile temsil edilebilir. Eğer tesadüfi giriş verilerinin şiddeti veya gücü, ölçülmüş fiili depremlerinkine eşdeğer olacak tarzda seçilmiş ise yapı mukabelesi benzer olabilir. Bu analiz tipi probabillistik bir sonuç verir. Örneğin yapının rölatif deplasmanının belirli değerleri aşmamasının probabillitesini verir.

Probleme en pratik yaklaşım mukabele spektrumlarının kullanılmasıdır. Bu metot belki aşırı basitleştirme ve muhakkak ki bir yaklaşıklık olmakla beraber, deprem hareketleri hususunda mevcut bilgilerin sınırlılığı bakımından uygun gözükmektedir. Birçok araştırmacılar, fiili deprem kayıtlarından spektrumlar hesaplamışlardır. Deprem denkleminde

$$(DYF)_a = \omega \int_0^t f_a(t) \cdot e^{-\beta(t_1-t)} \cdot \sin \omega(t_1-t) dt$$

$$\text{vazedersek } U(t) = \frac{x_0}{\omega^2} (DYF)_a \quad \text{yazılabilir.}$$

Bu $(DYF)_a$ ifadesi yalnız zemin ilk hızı sıfır ise geçerlidir. Max rölatif deplasman u_{\max} ve max mutlak ivme x_{\max} birbirlerine doğrudan doğruya bağlıdır. Deprem hareket denklemi :

$$M \ddot{x} + ku + cu = 0$$

max rölatif deplasmanda ($u=0$)

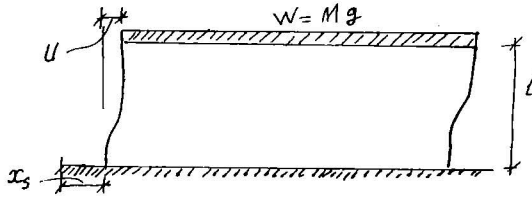
$$M \ddot{x}_{\max} + ku_{\max} = 0$$

x_{\max} ve u_{\max} aynı anda meydana gelmelidir. Buradan

$$\ddot{x}_{\max} = - \frac{k}{M} \cdot u_{\max} = - \omega^2 \cdot u_{\max} ; |u_{\max}| = \frac{\kappa_{so}}{\omega^2} (\text{DYF})_a, \max$$

$$|\ddot{x}_{\max}| = \kappa_{so} (\text{DYF})_a, \max$$

(DYF), ölçülen ivme zaman fonksiyonu $f_a(t)$ nin nümerik entegrasyonu ile hesaplanabilir. (Computer) Giriş verisi genel olarak deplasmandan ziyade ivme şeklindedir zira sahra aletleri ivmeyi ölçerler (akselograf) Böylece elde edilen mukabele spektrumun faydası sınırlıdır zira sadece kaydedilmiş bulunan özel depreme kabili tatbikidir. Fakat depreme mukabeleinin tipini tayinde çok yararlıdır. Fıili depremlerin hesaplanan spektrumlarına dayanarak genel gayeler için özel bir spektrum tayin etmek mümkündür. Şimdi gene ilk başta şeklini verdiğimiz basit portişe dönersek



Sistemin (k) yay katsayısı $k = \frac{24 EI}{L^3} = M\omega^2 = \frac{W}{g} \cdot \frac{4 \pi^2}{T^2}$

Deprem esnasında çerçevede meydana gelen yatay F kesme kuvveti $F = k \cdot u$

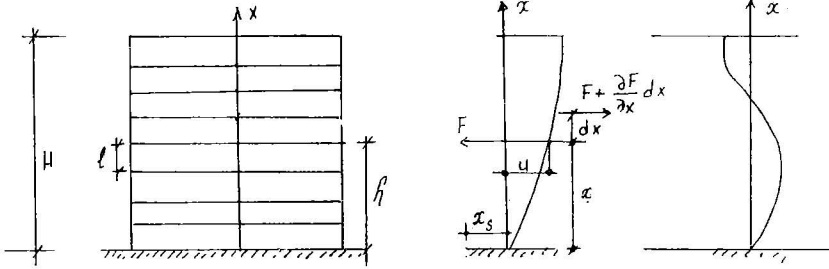
5.2 de verilmiş ifade kullanarak $F = \frac{W}{g} \cdot \omega \cdot \kappa_{so} \int_0^{t_1} f_a(t) \cdot e^{-\beta(t_1-t)} \cdot \sin \omega(t_1-t) dt$

$$\omega(t_1-t) dt = \frac{W}{g} \cdot \kappa_{so} (\text{DYF})_a$$

şimdi : $a = \text{Effektif ivme} = - \ddot{x}_{so} (\text{DYF})_a$ şeklinde gösterirsek

$$F = \frac{W}{g} a \quad \text{yazılır.}$$

En büyük kesme kuvvetini elde etmek için : $|a_{\max}| = A; F'_{\max} = \frac{W}{g} \cdot A$ gereklidir. Yüksek binalarda depremin hasil ettiği gerilme problemi etüd ederken basit bir durum ele alalım : Bütün katlar özdeş olsun. Böyle bir yapıyı homojen bir malzemeden, sadece kayma elastisitesi olan hipotetik bir prizmatik çubuk ile değiştirebiliriz :



(h) yüksekliğinde (x absisli) bir kesitte deplasman (u) ise bu kesitte kayma du deformasyonu du/dx ve mukabil kesme kuvveti $F = \mu \frac{du}{dx}$; $\mu = kl = \frac{24EI}{L^2}$

burada $\mu = kl = \frac{24EI}{L^2}$ yanyana (dx) aralıklı iki kesitteki kesme kuvvet farkı kirişin (dx) boyundaki elemanın atalet kuvvetini dengeleyeceğinden hareket denklemleri :

$$\frac{\partial F}{\partial x} = \frac{\omega}{g} \cdot dx \cdot \ddot{x}$$

Burada (ω), hipotetik kirişin birim boyunun ağırlığıdır. F yerine değerini koyarsak :

$$\mu \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\omega}{g} \ddot{x} = 0$$

Şimdi evvela kirişin serbest titreşimini ele alalım ve zemini sabit farzedelim.

$$\text{Yani } x_s = 0 \text{ ve } \ddot{x} = \ddot{u}, \text{ bu durumda : } \mu \cdot \ddot{u} - \frac{\omega}{g} \ddot{u} = 0$$

Kiriş titreşimlerinin harmonik ve $(\sin \omega t)$ ile orantılı olduğu farzolanarak şu çözümü deneriz $u = X \cdot \sin \omega t$

Burada X, kirişin titreşim esnasında şeklini belirleyen ve (x) e tabi bir fonksiyondur. Böylece $\ddot{y}^2 = \frac{\mu}{\omega/g}$ vazadederek $\ddot{y}^2 \frac{d^2x}{dx^2} + \omega^2 X = 0$ elde edilir.

Genel çözüm : $X = A \cdot \text{Cos} \frac{wx}{g} + B \cdot \text{Sin} \frac{wx}{\gamma}$

Sınır şartları

$x = 0 \quad u = 0$ ve dolayısıyla $A = 0$

$x = H \quad du/dx = 0$; dolayısıyla $\text{Cos} \frac{wH}{\gamma} = u$

Yani $\frac{\omega H}{\gamma} = \frac{\pi}{2} ; \frac{3\pi}{2} ; \frac{5\pi}{2} ; \dots\dots\dots$

$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{4H}{\gamma} ; \frac{4H}{3\gamma} ; \frac{4H}{5\gamma} ; \dots\dots\dots$

O halde

$U_i = B_i \cdot \text{Sin} \frac{i\pi x}{2H} \cdot \text{Sin} \frac{i\pi \gamma t}{2H} \cdot t$

$i = 1$ birinci mod şekli dörtte bir sinüs dalgası

$i = 3$ ikinci » » üç çeyrek » »

Serbest titreşim genel durumu bütün modların süperpozisyonu ile elde edilir:

$U = \sum_{i=1,3,5} X_i \cdot \text{Sin} \omega_i t = \sum_{i=1,3,5} B_i \cdot \text{Sin} \frac{i\pi x}{2H} \cdot \text{Sin} \frac{i\pi \gamma t}{2H}$

Depremden ileri gelen (x_s) zemin hareketinin sebep olduğu zorlamalı titreşimleri ele alırsak, kirişin (h) yüksekliğindeki kesitin absolü deplasmanı

$x = x_s + u$ olacak ve $\mu \ddot{u} = \frac{g}{\omega} (\ddot{u} + \ddot{x}_s = 0 : \gamma^2 \cdot \ddot{u} - \ddot{u} = \ddot{x}_s$

Burada $x_s = x_{so}$ fa (t) , bir akselerogram tarafından verilen zemin ivmesidir.

Çözüm : $U_i = \emptyset_i (t) \text{Sin} \frac{i\pi x}{2H}$ ($i = 1,3,5 \dots$) yerine koyarak

$\emptyset_i'' \text{Sin} \frac{i\pi x}{2H} + \frac{\gamma^2 i^2 \pi^2}{4H^2} \cdot \emptyset_i \cdot \text{Sin} \frac{i\pi x}{2H} = - \ddot{x}_{so}$ fa (t)

Her tarafı $(\text{Sin} \frac{i\pi x}{2H} dx)$ ile çarparsak ve $x|_0^H$ arasında entegre ederek

$\emptyset_i'' + \frac{\gamma^2 i^2 \pi^2}{4 H^2} \emptyset_i = - \frac{4}{i\pi} \ddot{x}_{so}$ fa (t)

Bu diferansiyel denklem evvelce görülen şekildedir ve. çözümünü ona benze-
terek

$$\phi_i = \frac{8H}{Y_i^2 \Pi^2} \int_0^{t_1} \left(- \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) \sin \frac{c_i \pi}{2l} (t_1 - t) dt$$

Halbuki $\omega_i = \frac{2\pi}{T_i} = \frac{Y_i \pi}{2H}$

$$U_i = \frac{16 H^2}{Y_i^3 \Pi^3} \left[- x_{so} \omega_i \int_0^{t_1} f_a(t) \sin \omega_i (t_1 - t) dt \right]$$

Bu ifade, hipotetik kirişin zemin hareketine 1 ci mod mukabelesini gösterir
[] içindeki terim, i ci titreşim modunun efektif ivmesi (a_i) dir. Bunun max
mutlak değeri A_i ile gösterilerek ve ifade bütün modları için toplanarak,
komple mutlak max. mukabele olarak

$$U = \frac{16H^2}{Y^2 \Pi^3} \sum_{i=1,3,5} \frac{A_i}{i^2} \cdot \sin \frac{i \Pi x}{2H}$$

veya $\mu = \frac{\omega}{g} \cdot Y^2$ olduğunu hatırlayarak

$$F = \frac{8\omega H}{\Pi^2} \sum_{i=1,3,5} \frac{A_i}{i^2} C_{os} \frac{i \Pi x}{2H}$$

$F_{max.}, x = 0$ ankestre uçta yer alır.

$$F_{max.} = \frac{8\omega H}{\pi^2 \cdot g} \sum_{i=1,3,5} \frac{A_i}{i^2}$$

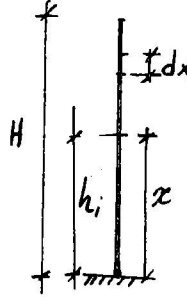
Yapının değişik serbest titreşim modlarında, T_i periyodlarına tekabül eden
 A_i değerlerini, verilmiş bir ivme spektrumundan alarak, mukabil mutlak
max. kayma kuvveti yukardaki eşitlikten hesaplanabilir. Pratik için evvelce
bulunmuş $F_{max.}$ ifadesiyle, bu son değer mukayese edilirse, yapının herbir

8
titreşim modu için $\frac{8\omega H}{i^2 \pi^2}$ katsayısının burda belirlediği ve bu moda bağlı

kesme kuvveti kısmını belirlediği görülebilir. Benzer şekilde hipotetik kirişte
zemine elastik olarak bağlı olması durumu da etüd edilebilir. Bu durum bina-
da zemin kat kolonlarının üst kattakilere göre bilhassa daha fleksibl yapılma-
sına tekabül eder. Yapılan araştırmalar bu tertibin, en alçak periyodu 0.2 - 0.3
sn arasında bulunan nisbeten az yükseklikli binalarda faydalı olabileceğini
göstermiştir. Esas periyodu ≥ 1 sn olan daha yüksek yapılarda bu tür birinci
kat fleksibilitesi faydasızdır.

Yukarıdaki teoride, binalardaki ve temellerdeki iç sürtünmeden ileri gelen
sönüm etkisini hesaba katılmadığını tekrar belirtmek gerekir. Pratikte, orta
derecede bir depremden yapının hasar görmeden çıkması, fakat çok şiddetli

bir depremde, can kaybı olmamak şartıyla, plastik (kalıcı) deformasyonlar ve bir miktar onarılabılır hasar kabul edilmek üzere boyutlandırılması esası genellikle caiz görülmektedir. (UNESCO). Yukardaki teori elastik deformasyonlara dayandığından sadece orta şiddette zemin hareketlerine kabili tatbiktir. Daha şiddetli depremlerde Yapının elasto-plastik davranışı hesaba katılmalıdır.



8 — Çıkarılan teorik sonucun şartname formülüne bağlanması

(x) absisli kesitte kesme kuvveti yukardaki formüle göre şöyle bulun-

$$\text{muştur : } F = \frac{8\omega H}{\pi^2 g} \sum_{i=1,3,5} \frac{A_i}{i^2} \cdot \text{Cos} \frac{i\pi x}{2H}$$

Sadece 1. ci modu ($i = 1$) gözönüne alalım, $A = Cg$ (max ivme), $C =$ şartnamenin ivme katsayısı

$$\text{Max kesme kuvveti (tabanda) : } F_{\text{max}} = C\omega H = CW$$

(Şartnameye göre, Toplam yapı ağırlığı = W)

$$\text{Yaklaşık olarak seriye açarak : } \text{Cos} \frac{i\pi x}{2H} \approx 1 - \frac{i^2 \pi^2 x^2}{2 \times 4H^2} = 1 - \frac{\pi^2 x^2}{8H^2}$$

$i=1$ ile yetinildiğinden

$$\text{O halde : } F = \frac{8\omega H}{\pi^2 g} \cdot Cg \left(1 - \frac{\pi^2 x^2}{8H^2} \right)$$

Şartname yapının kat düzeylerinde uygulanacak yatay yükleri F_i ile göstermektedir. O halde ($\Delta_x =$ kat yüksekliği)

$$F_i = - \frac{dF}{dx} \cdot \Delta_x = \frac{8\omega H}{\pi^2 g} \cdot Cg \cdot \frac{2\pi^2}{8H^2} \cdot \Delta_x = C\omega H \frac{x \Delta_x}{L^2/2} = CW \frac{\omega x \Delta_x}{\omega H^2}$$

$$= F_{\text{max}} \cdot \frac{\omega \Delta_x \cdot x}{\int_0^H \omega x \Delta_x}$$

Şartname notasyonunda : $\omega \Delta_x \equiv W_i$ (i.ci kat ağırlığı)

$x \equiv h_i$ (i.ci katın temelden yüksekliği)

○ halde i.ci kata gelen yatay yük : $F_i = F_{\max} \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i}$

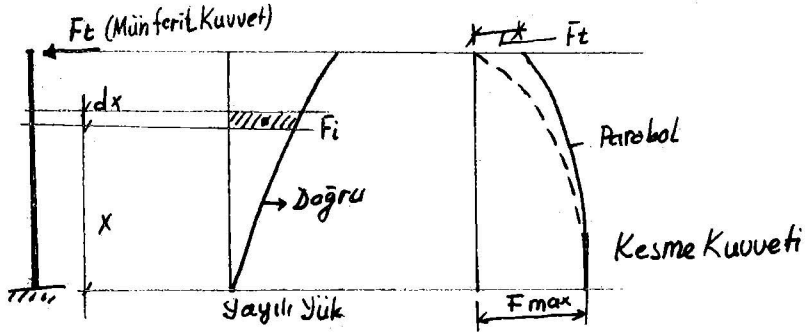
Yeni şartnamede yapının enüst kat düzeyine uygulanacak bir münferit Ft yatay kuvveti öngörülmektedir.

H = yapının yüksekliği

D = Deprem doğrultusunda bina genişliği olmak üzere $H/D \leq 3$ için $F_t \equiv 0$

$H/D > 3$ için $F_t = 0.004 F_{\max} (H/D)^2 \leq 0.15 F_{\max}$

bu durumda yukardaki formül : $F_i = (F_{\max} - F_t) \frac{w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i}$ şeklini alır.



Yük diyagramları

Not : Şartnamede F_{\max} yerine kısaca F denilmiştir. K katsayısı yapının plastik deformasyon yapma yeteneğini belirtmektedir. Düktil yapılarda K küçük alınacaktır.

LİTERATÜR

Biggs, J.M. Introduction to structural dynamics, Mc Graw-Hill-Newyork 1964
Timoshenko, S.P. and Young, D.H. -Theory of Structures. Mc Graw-Hill-Newyork 1965

Blume, Newmark, Corning-Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions-PCA 1961

Newmark, N.M. and Rosenblueth, E-Fundamentals of Earthquake Engineering Prentice Hall Inc. 1971

Housner-Proc. ASCE Eng. Mech. Div. 1965

Celâsun H.S. Deprem hesapları-E.D.M.M.A.-1974

BİNALARIN BURULMAYA GÖRE HESABI

Prof. Dr. Semih Tezcan(*)

GİRİŞ

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar için hazırlanan ve 9 Haziran 1975 tarih ve 15260 sayılı Resmî Gazetede yayınlanan Yönetmeliğin 13.6 ncı maddesi aynen şöyledir :

«Yatay Burulma Momenti

Binalar, her iki doğrultuda herhangi bir katın kütle merkezi ile rijitlik merkezi arasında hesapla bulunan eksantrikliği, yatay yük doğrultusuna dik doğrultudaki en büyük bina boyutunun % 5 i eklenerek bulunacak burulma momentlerine göre irdelenecektir.»

Binalar simetrik de olsalar, gene minimum % 5 bir eksantrikliğin varlığının kabul edileceği ön görülmektedir. Bir binada eksantriklik kolonların gayri simetrik yerleştirilmelerinden veya kolon atalet momentlerinin simetriyi bozan değerlere sahip olmasından ileri gelir. Ayrıca, kütlelerin üniform dağılması halinde de eksantriklik doğar. Şiddetli deprem halinde, deprem dalgalarının binada yayılışı gayrisimetrik olabileceği gibi malzeme akma sınırına kadar zorlanacağından, kolon başlarındaki mafsallar aynı anda teşekkül etmeyebilir. Böylece, kütle ve rijitlikleri simetrik olan binalarda bile deprem anında eksantrisite meydana gelebilir. Zaten, Yönetmelikte simetrik binalarda bile minimum % 5 eksantrisite kabul edilmesinin ve eksantrikliği olan binalarda bina genişliğinin % 5 i kadar bir ilâve yapılmasının nedeni budur.

Aşağıda kısaca kolon yükleri, atalet momentleri ve geometrisi bilinen bir katın burulma hesabının tablolar halinde sistematik bir şekilde nasıl yapılacağı özetlenmiş ve bir nümerik misal verilmiştir (Ref. 1, 2).

Eksantrisitenin Tarifi

Bir binanın herhangi bir döşeme hizasındaki toplam kütlelerinin plândaki ağırlık merkezi ile, döşeme altındaki kolon ve perdelerin tüm rijitliklerine ait rijitlik merkezi arasındaki mesafeye «eksantrisite» denir. Döşeme hizasındaki ağırlıkları alırken, döşeme plâğının, kirişlerinin ve bir de o döşemenin alt ve üstündeki kolon ve perdelerin yarı ağırlıkları göz önüne alınmalıdır.

(*) Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Öğretim Üyesi

Bir döşeme hizasındaki ağırlık merkezi G'nin, seçilen gelişigüzel bir eksen takımına göre plândaki X_G ve Y_G koordinatlarını bulmak için :

- döşemeyi meydana getiren alan parçalarının ağırlık merkezini,
- döşeme altındaki kolon ve perdelerle o döşemeden gelen normal yüklerin ağırlık merkezini,

taayin etmek üzere iki ayrı metod takip edilebilir. Kolon ve perdelere gelen normal yükler, genellikle plândaki alan parçaları ile orantılı olduğundan ve mühendisnin elinde bu değerler nasıl olsa hesaplanmış olacağından ağırlık merkezi tercihan b) şıkkındaki normal yüklerin ağırlık merkezi olarak alınır.

Dört kolonlu bir kat döşemesi ve gelişigüzel seçilen bir X, Y-koordinat eksen takımı Şekil 1 de gösterilmiştir. Ağırlık merkezinin koordinatları

$$X_G = \frac{X_i \cdot N_i}{\sum N_i} \quad (i = 1, \dots, n) \quad (1)$$

$$Y_G = \frac{Y_i \cdot N_i}{\sum N_i} \quad (i = 1, \dots, n) \quad (2)$$

formüllerinden hesaplanır. Burada, $N_i = i'$ inci kolonun o katdan gelen sabit normal yükü, $X_i, Y_i = i'$ inci kolon ağırlık merkezinin koordinatları, $n =$ katdaki kolon sayısıdır.

Rijitlik merkezinin e_x ve e_y koordinatları ağırlık merkezine benzer şekilde aşağıdaki denklemlerden elde edilir :

$$(X_G + e_x) \sum I_x = \sum XI_x \quad (3)$$

$$(Y_G + e_y) \sum I_y = \sum YI_y \quad (4)$$

$$e_x = \frac{\sum XI_x}{\sum I_x} - X_G \quad (5)$$

$$e_y = \frac{\sum YI_y}{\sum I_y} - Y_G \quad (6)$$

Formüllerde sadelik sağlamak amacı ile, kolon indisi için kullanılan i harfi gösterilmemiştir. Burada, $I_x, I_y =$ herhangi bir kolonun sırası ile, x ve y eksenlerine göre atalet momentleridir. Bir ucundan mafsallı kolonlarda I_x yerine $0.25 I_x$ alınmalıdır. Çünkü, bir ucu mafsallı kolonun yatay ötelenme rijitliği $3EI/L^3$, aynı boydaki iki ucu ankastre kolonun yatay ötelenme rijitliği $12EI/L^3$ ün dörtte biridir.

Polar Atalet Momenti

Polar atalet momenti daha ziyade alanlar için tarif edilen bir büyüklüktür ve bir alan parçası için, alanın ağırlık merkezinin bir kutup noktasına uzaklığının karesi ile alanın çarpımına eşittir. Yatay ötelenme halinde kolon alanları yerine, kolon rijitlikleri rol oynadığından, $I_p =$ efektif polar atalet momenti

olarak alan yerine atalet momentlerini koyarak ve kutup olarak rijitlik merkezini seçerek

$$I_p = \sum x^2 I_x + \sum y^2 I_y \quad (7)$$

yazılabilir. Burada x ve y = kolon ağırlık merkezlerinin kat rijitlik merkezine göre koordinatlarıdır. Yeni x ve y- koordinatları eski baz koordinatlar cinsinden

$$x = X - (X_G + e_x) \quad (8)$$

$$y = Y - (Y_G + e_y)$$

olarak hesaplanır.

Burulmanın Etkisi

Depremın meydana getirdiği x-doğrultusundaki kat kesme kuvvetini V_x olarak gösterir ve bu kesme kuvvetinin etkidiği doğrultuya dik doğrultu üzerindeki eksantrisiteye e_y dersek, kat burulma momenti T_x için

$$T_x = V_x e_y \quad (10)$$

yazılır. Newton prensibi gereğince kesme kuvvetinin kat ağırlık merkezi G'ye etkiyeceği aşıkârdır. Bu burulma momentinin herhangi bir kolonda meydana getireceği ilâve kesme kuvveti, burulma gerilmesi formülüne benzer şekilde

$$F_x = -T_x y I_y / I_p \quad (11)$$

olarak hesaplanabilir. Pozitif y ve pozitif e_y değeri için bu kesme kuvveti V_x 'in etkime yönünün tersi yönde doğacağından işareti eksi alınmıştır. Burulma momenti bulunmadığı hale ait, aynı kolona gelen kesme kuvvetini rijitlik oranları ile dağılıyor diye kabul edersek, bir kolona gelen toplam kesme kuvveti için

$$F_x = \frac{I_y}{\sum I_y} V_x - \frac{e_y y I_y}{I_p} V_x \quad (12)$$

veya

$$F_x = \frac{I_y}{\sum I_y} \left(1 - \frac{e_y y \sum I_y}{I_p}\right) V_x \quad (13)$$

yazılır. Bazı notasyon değişikliği ile

$$k_y = I_y / \sum I_y \quad (14)$$

$$p_y = e_y y \sum I_y / I_p \quad (15)$$

$$F_x = k_y (1 - p_y) V_x \quad (16)$$

$$F_x = t_y V_x \quad (17)$$

yazılabilir. Burada k_x = kolonun x-doğrultusundaki relatif rijitliği, p_x = burulmadan ileri gelen ve e_y -eksantrisitesi ile orantılı olan kesme kuvveti değişme oranıdır.

Kolonların alt ve üst başlarında meydana gelen deprem momentleri burulma göz önüne alınmadan tayin edilmiş ise, bu momentlerin F_x kuvvetleri ile

orantılı olmaları nedeni ile, burulmadan ileri gelen ilâve tesirleri bulmak için, burulmasız haldeki değerleri $(1-p_x)$ ile çarpmalıdır.

Kat kesme kuvvetinin y-doğrultusunda etkimesi halinde yukarıda sıralanan düşünceler ve formüller aynen geçerlidir. Benzetme yapılarak, y-doğrultusunda etkiyen V_y kesme kuvvetinin dağılışı için aşağıdaki ifadeler yazılabilir :

$$F_y = \frac{I_x}{\sum I_x} \left(1 - \frac{e_x \sum I_x}{I_p} \right) V_y \quad (18)$$

$$k_x = I_x / \sum I_x \quad (19)$$

$$p_x = e_x \times \sum I_x / I_p \quad (20)$$

$$t_x = k_x (1 - p_x) \quad (21)$$

$$F_y = t_x V_y \quad (22)$$

Burulma tesirleri kolonların kesme kuvveti ve momentlerinde, burulmasız hale nazaran azaltıcı yönde ise, bu müsbet tesir hesaplarda göz önüne alınmaz. Başka bir deyimle, kesme kuvvetini kolonlara dağıtan t_x ve t_y dağıtma katsayıları en az k_x ve k_y burulmasız dağıtma katsayılarına eşit alınır (Tablo 1 ve 2).

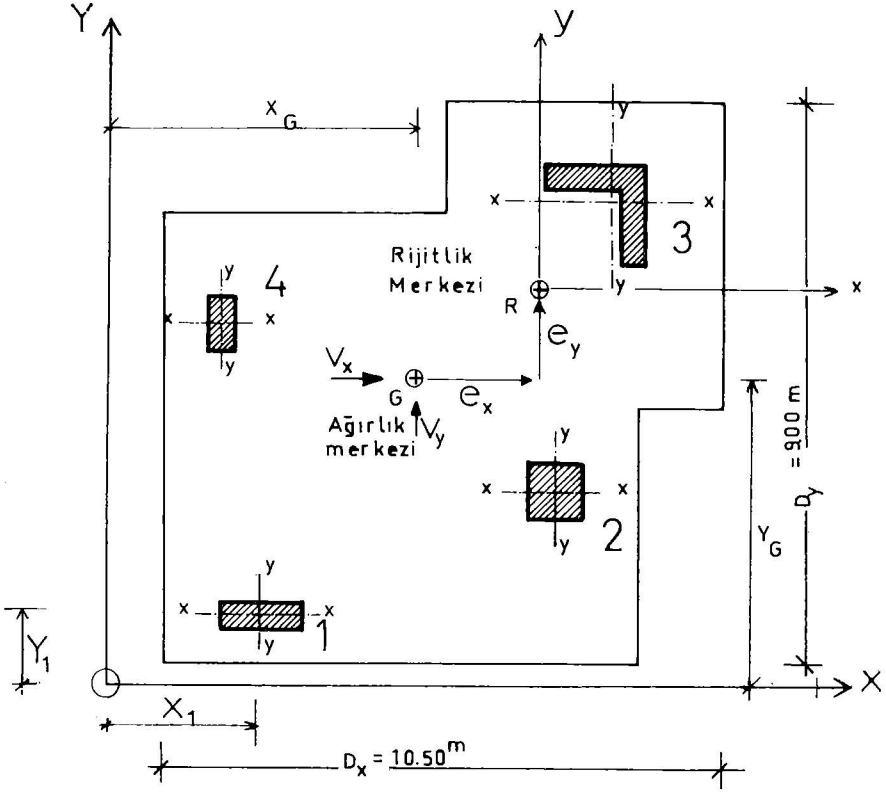
Hesaplama Tablosu

Burulmadan ileri gelen kolon tesirlerini bulmak için sistematik bir yol takip etmek ve bütün hesapları Tablo 1 ve 2'de gösterildiği gibi bir cetvele toplamak kabildir. Bu amaçla, biri x diğeri y-doğrultusunda olmak üzere iki ayrı tablo hazırlanmıştır. Tablolara önce, kolonların ağırlık merkezi koordinatları, sabit normal yükleri ve atalet momentleri data olarak yazılır. Düşey hesap sütunları sırası ile soldan sağa doğru ilerlenerek doldurulur. Arada bazı hesapları tablo dışında yapmak gerekir. Bu hesaplar Tablo 1 ve 2'nin yanbaşımda ayrıca gösterilmiştir. Hesaplanan eksantrisiteye ayrıca bina genişliğinin % 5'i kadar ilâve yapılmıştır. Tabloların en sondaki sütunlarında verilen t_x ve t_y değerleri, sırası ile V_y ve V_x kesme kuvvetleri ile çarpılırsa, her kolondaki F_y ve F_x burulmalı kesme kuvveti bulunur. Sadece, burulmadan ileri gelen tesirlerin oranı ters işaretli p sütununda verilmektedir.

Şekil 1 de verilen dört kolonlu döşeme için bütün nümerik hesaplar Tablo 1 ve 2 de özetlenmiştir. Burulmanın tesiri en çok 1 nci kolonun x ve y doğrultularında hissedilmektedir. Rijitlik merkezinden en uzakta olan 1 nci kolonda burulmanın munzam etkisi y-yönünde % 106, x-yönünde ise % 97 mertebesindedir.

Eksantrisiteye % 5 ilâve

Türkiye Deprem Yönetmeliği (1975), hesaplanan eksantrisiteye sun'i olarak bina genişliğinin % 5 i kadar bir ilâveyi öngörmektedir. Hesaplanan e_x ve e_y değeri dışarıdan bir müdahale ile değiştirildiği için Denk. 17 ve 22 den elde edilecek F_x ve F_y kuvvetlerinin toplamı; o kata etkiyen V_y ve V_x kes-



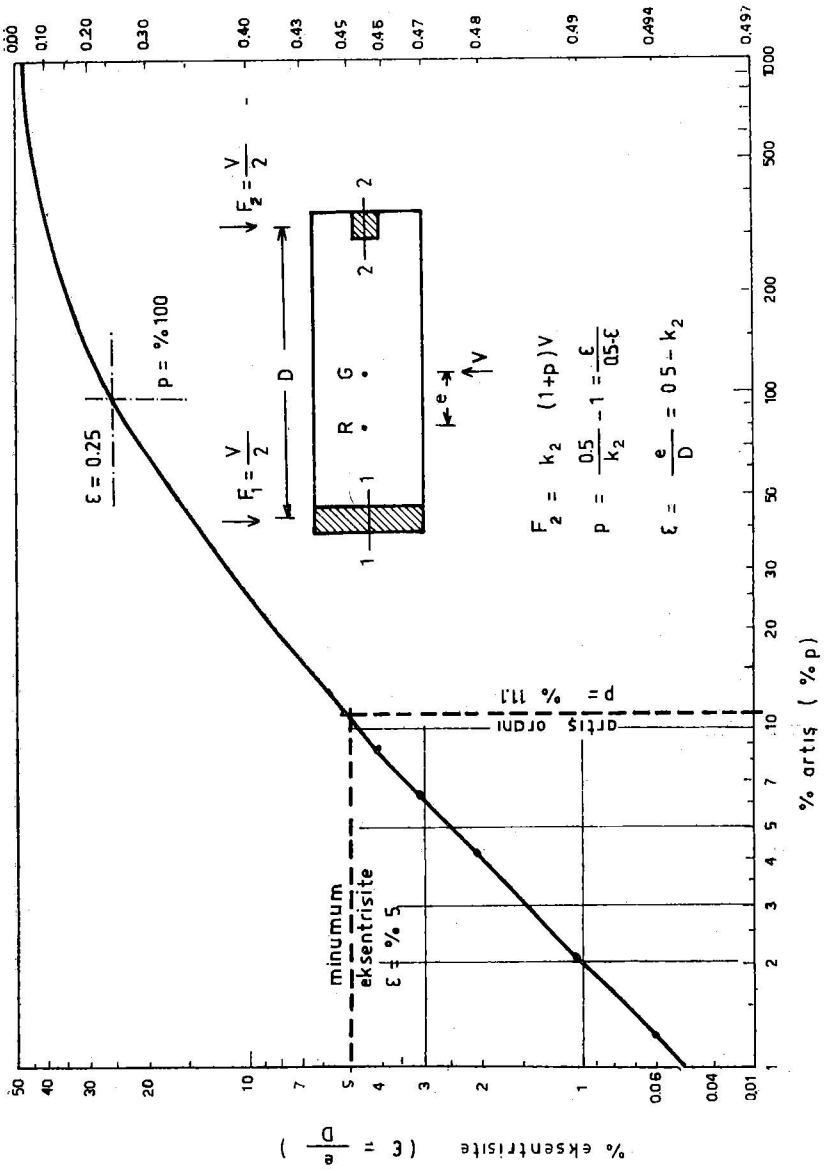
Sekil:1 Kolon Planı

me kuvvetlerinin toplamından farklı olur, yani burulma dengesi bozulur. Bu denge bozukluğunun bir mahzuru yoktur. Çünkü, gaye bazı kolonlarda meydana gelen burulma tesirlerini arttırmaktır. Zaten azaltıcı yönde olan tesirler ihmal edildiği için, kolon kesme kuvvetleri toplamının, kat kesme kuvvetine eşit çıkması şartı aranmaz.

Nitekim, Tablo 1 ve 2 de, k_x veya k_y burulmasız kesme kuvveti dağıtma sayılarının toplamı % 100 ettiği halde, burulmalı kesme kuvveti dağıtma sayıları olan t_x veya t_y nin toplamı % 100'ü geçmiştir. Burulma tesirleri genellikle rijitlik merkezinden uzaktaki kolonlarda artıcı yönde, rijitlik merkezine yakın kolonlarda azaltıcı yöndedir. Nümerik misalde, 1, 2 ve 4 No.lu kolonlarda burulma tesirleri artış, halbuki 3 No.lu kolonda azalış yönündedir.

Eksantirisite Etkisinin Etüdü

Eksantirisitenin miktarı ile kolon kesme kuvvetindeki artış arasındaki ilişkiyi takip edebilmek amacı ile, Şekil 2 de gösterildiği gibi V kat kesme kuvvetinin D uzunluğundaki iki kolonlu tek katlı bir yapıya etkidiği farzedil-



Şekil: 2 Eksentrisitenin etkisi

TABLO 1 — X—YÖNÜ İÇİN HESAP TABLOSU, $F_x = t_y V_x$

Y	N	YN	I_y	YI_y	y	y^2I_y	P_y	$1-P_y$	k_y	t_y
m	ton	tm	m ⁴	m ⁵	m	m ⁶	—	—	%	%
1.25	50	62.5	1.2	1.50	-6.469	50.22	-0.977	1.977	15.00	29.65
3.50	40	140.0	0.5	1.75	-4.219	8.90	-0.637	1.637	6,25	10.23
8.75	70	612.5	6.2	54.25	1.031	6.59	+0.156	0.844	77.50	77.50*
6.50	60	390.0	0.1	0.65	-1.219	0.15	-0.184	1.184	1.25	1.48
Σ	220	1205.0	8.0	58.15	—	65.86	—	—	100	118.86

(*) Burulma tesiri azaltıcı yönde olduğu için t_y en az k_y kadar alınır.

X-Yönü için Yardımcı Hesaplar

$$Y_G = \Sigma YN / \Sigma N = 1205 / 220 = 5.477$$

$$e_y = (\Sigma YI_y / \Sigma I_y) - Y_G = 58.15 / 8 - 5.477 = 1.792$$

$$e_y = e_y + 0.05D_y = 1.792 + 0.05 \times 9 = 2.242$$

$$y = Y - (Y_G + e_y) = Y - (5.477 + 2.242) = Y - 7.719$$

$$a_y = (e_y \Sigma I_y) / I_p = 2.248 \times 8 / 119.03 = 0.151$$

$$p_y = ya_y = 0.151y$$

$$k_y = I_y / \Sigma I_y$$

$$t_y = k_y (1 - p_y) \quad (p_y \text{ pozitif ise sıfır alınır})$$

$$I_p = \Sigma x^2 I_x + \Sigma y^2 I_y = 54.07 + 65.86 = 119.93$$

TABLO 2 — Y-YÖNÜ İÇİN HESAP , $F_y = t_x V_y$

Y	N	XN	I_x	XI_x	x	x^2I_x	p_x	$1-p_x$	k_x	t_x
m	ton	tm	m ⁴	m ⁵	m	m ⁶	—	—	%	%
2.75	50	137.5	0.1	0.27 ⁵	-5.584	3.12	-1.060	2.060	1.25	2.58
8.00	40	320.0	0.5	4.00	-0.334	0.06	-0.063	1.063	6.25	6.64
9.00	70	630.0	6.2	55.80	0.666	2.75	+0.126	0.874	77.50	77.50*
2.00	60	120.0	1.2	2.40	-6.334	48.14	-1.202	2.202	15.00	33.03
Σ	220	1207.5	8.0	62.47 ⁵	—	54.07	—	—	100	119.8

(*) Burulma tesiri azaltıcı yönde olduğu için t_x en az k_x kadar alınır.

Y-Yönü için Yardımcı Hesaplar

$$X_G = \Sigma XN / \Sigma N = 1207.5 / 220 = 5.489$$

$$e_x = (\Sigma XI_x / \Sigma I_x) - X_G = 62.475 / 8 - 5.489 = 2.32$$

$$e_x = e_x + 0.05D_x = 2.32 + 0.05 \times 10.5 = 2.845$$

$$x = X - (X_G + e_x) = X - (5.489 + 2.845) = X - 8.334$$

$$a_x = (e_x \Sigma I_x) / I_p = 2.845 \times 8 / 119.93 = 0.190$$

$$p_x = xa_x = 0.190x$$

$$k_x = I_x / \Sigma I_x$$

$$t_x = k_x (1 - p_x) \quad (p_x \text{ pozitif ise sıfır alınır})$$

$$I_p = \Sigma x^2 I_x + \Sigma y^2 I_y = 54.07 + 65.86 = 119.93$$

miştir. Sol taraftaki 1 No.lu kolonun atalet momenti I_1 , sağ taraftaki 2 No.lu kolonun atalet momenti I_2 olduğuna göre, ikinci kolonun relatif rijitliği olan k_2 değeri

$$k_2 = I_2 / (I_1 + I_2) \quad (23)$$

$k_2 = 0$ ilâ $k_2 = 0.5$ arasında değiştirilmiştir. Her rijitlik oranı için eksentrisite tayin edilmiş ve burulmadan dolayı ikinci kolona gelen ilâve yük hesaplanmıştır. Burulmanın ikinci kolonda meydana getirdiği $p =$ artış oranı yatay ekseninde Eksentrisitenin D bina boyuna oranı $\varepsilon = e/D$ düşey ekseninde gösterilmiştir. Görülüyor ki, % 5 eksentrisite halinde burulmanın etkisi % 11 mertebesinde. Eksentrisite % 25'e yükselince, burulmanın etkisi % 100'e ulaşmaktadır.

İkinci kolon relatif rijitliği k_2 sıfıra giderken, eksentrisite oranı 0.50 ye yaklaşır ve burulma etkileri sonsuza ulaşır. Bu sebepten, hiçbir binada, eksentrisitenin belli bir değerden, meselâ en çok $\varepsilon =$ % 15 ilâ % 20 gibi bir değerden daha yüksek olmasına müsaade etmemelidir.

Kompüter Programı

Eksentrisitenin kattan kata önemli ölçüde değiştiği ve kolon uç momentlerinin el hesap metodları ile yeterli yaklaşımla tayin edilmelerinin güç olduğu hallerde, yatay deprem yüklerinin düşey ve yatay elemanlara dağılımını kompüterlerle tayin etmek kabildir. Kiriş ve kolon rijitliklerini üç boyutlu bir ortam içinde gözönüne alması gereken böyle bir kompüter programı çok komplekstir ve bir hayli yüksek makine hızına ve geniş çekirdek hafızaya ihtiyaç gösterir.

Binanın taşıyıcı sisteminin düzlem çerçeveye indirgenebildiği hallerde ve bilhassa kolon moment sıfır noktalarının kolon ortalarına yakın olarak teşekkül ettiği rijit döşemeli ve kolon-kirişli çerçeve sistemlerde yukarıda açıklanan burulma hesabı geçerlidir. Perde duvarlarının hakim olduğu burulmalı yüksek binalarda, yeterli yaklaşımla iç kesit tesirlerini bulabilmek için uzak çerçeve analizine gitmek zarureti vardır.

Kompütere ulaşım olanağı bulunan kimselere yardımcı olur inancı ile, bu makalede açıklanan hesapları içeren bir Fortran Kompüter programı Ek 1 de verilmiştir.

REFERANSLAR

1. Blume, A.J., Newmark, N.M., Corning L.H. «Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions», Portland Cement Assoc., Chicago, USA, 1961.
2. Teczan, S.S., «Çubuk Sistemlerin Elektronik Hesap Makineleri ile Çözümü, İstanbul Teknik Üniversitesi Kütüphanesi, Elektronik Hesap Bilimleri Yayın No. 12, 1970, s. 311.

C EK1. BURULMA HESABI PROGRAMI, S. TEZCAN OCAK 1976

```
      DIMENSION TIT (20), X (100), Y (100), XI (100), YI (100), P (100)
C      EN=KOLON SAYISI
C      VI=KOLON NUMARASI
C      X, Y=KOLON AĞIRLIK MERKEZ KOORDİNATLARI
C      XI=X, E GÖRE ATALET MOMENTLERİ
C      YI=Y, E GÖRE ATALET MOMENTLERİ
C      P=KOLON NORMAL YÜKÜ
600    CONTINUE
      READ (5, 2, END=444) TIT

2      FORMAT (20A4)
      READ 1, EN, DX, DY

1      FORMAT (8F 10.0)
      N=EN

3      FORMAT (1H1//30X, 20A4)
      PRINT 3, (TIT (J), J=1, 20)
      PRINT 4, N, DX, DY

4      FORMAT (40X,, KOLON SAYISI = „18/40X,,X — GENİŞLİK
      DX = „F8. 2/40X,, Y — 1 GENİŞLİK DY = „ F8.2//)

C
C

      PRINT 6

6      FORMAT (5X,, KOLON,, 5X,, X,, 9X,, Y,, 12X,, IX,, 7X,, IY,, 8X,,
      YÜK,, 8X,, KY 1,, 6X,, KX,, 6X,, PY,, 6X,, PX,, 8X,, TY,, 8X,, TX,,/)
      DO 5 I=1, N
      READ 1, VI, X (I), Y (I), XI (I), YI (I), P (I)
      KK=VI

5      CONTINUE
      SXP=0.
      SYP=0.
      SUMP=0.
      SXI=0.
      SYI=0.

C

      DO 7 I=1, N
      SUMP=SUMP+P (I)
      SXP=SXP+X (I) * P (I)
      SYP=SYP+Y (I) * P (I)
      SXI=SXI+XI (I)
      SYI=SYI+YI (I)

7      CONTINUE
      XG=SXP/SUMP
      YG=SYP/SUMP
      SXXI=0.
      SYII=0.
```

C

```
D0 8 I=1, N
SXXI=SXX + (X (I) - XG * XI (I)
SYYI=SYYI + (Y (I) - YG) * YI (I)
```

C

8

```
CONTINUE
EEX=SXXI/SXI
EEY=SYYI/SYI
EX=SXXI/SXI + 0.05*DX
EY=SYYI/SYI + 0.05*DY
IF (EX. LT. 0.) EX=EX-0.1*DX
IF (EY. LT. 0.) EY=EY - 0.1*DY
X2I=0.
Y2I=0.
```

C

```
D0 9 I=1, N
X2I=X2I + (X (I) - XG-EX)**2* XI (I)
Y2I=Y2I + (Y (I) - YG-EY) **2* YI (I)
```

9

```
CONTINUE
PI=X2I + Y2I
SGY=0.
SGX=0.
SPY=0.
SPX=0.
SFX=0.
SFY=0.
```

C

```
D0 10 I=1, N
XK=X (I) - XG - EX
YK= (Y (I) - YG -EY
GY=YI (I)/SYI
GX=XI (I)/SXI
PY=-EY*YK*SYI/PI
PX=-EX*XK*SXI/PI
FX=GY*(1.+PY)
FY=GX*(1.+PX)
IF (FX. LT. GY) FX=GY
IF (FY. LT. GX) FY=GX
SGY=SGY+GY
SGX=SGX+GX
SPY=SPY+PY
SPX=SPX+PX
SFX=SFX+FX
SFY=SFY+FY
WRITE (6, 11) I, X (I), Y (I), XI (I), YI (I), P(I), GY, GX, PY,
PX, FX, FY
```

```
11 FORMAT (3X, 15, IX, 2F10.2 1X, 2F 10.2 3X, F10.2,2X, 4F8.3,2X,
2F10.3)
```


10

C CONTINUE

WRITE (6,12) XG, YG, SXI, SYI, SUMP, SGY, SGX, SPY, SPX,
SFX, SFY

12 FORMAT (/3X,, TOPLAM,, 2F10.2, IX, 2F10.2, 3X, F10.2,
2X, 4F8.3, 2X, 2F10.3)

WRITE (6,14) EEX, EX, EEY, EY

14 FORMAT (///30X,, EKSANTRISITE,, 4X,, NORMAL ,, 20X,, ARTI-
RILMIŞ, //44X,, EX 1=,, F8.2, 20X,, EX=,, F8.2/44X,, EY=,, F8.2,
20X,,EY=,,F8.2)

GO TO 600

444 PRINT 3

CALL EXIT

END

FOUR COLUMN EXAMPLE — 4 KOLONLU MİSAL

KOLON SAYISI = 4

X — GENİŞLİK DX = 10.50

Y — GENİŞLİK DY = 9.00

Kolon	X	Y	IX	IY	YUK	KY	KX	PY	PY	TY	TX
1	2.75	1.25	.10	1.20	50.00	.150	.012	.967	1.060	.295	.026
2	8.00	3.50	.50	.50	40.00	.063	0.63	.631	.063	.102	.066
3	9.00	8.75	6.20	6.20	70.00	.775	.775	-.154	-.126	.775	.775
4	2.00	6.50	1.20	.10	60.00	.012	.150	.182	1.202	.015	.330
Toplam	5.49	5.48	8.00	8.00	220.00	1.000	1.000	1.626	2.200	1.187	1.198

EKSANTRISITE

NORMAL

ARTIRILMIŞ (%5)

EX = 2.32

EX = 2.85

EY = 1.79

EY = 2.24

100 METREKÜPLÜK BİR YÜKSEK SU HAZNESİNİN DEPREM ANALİZİ

Nejat Bayülke*

ÖZET

Yazıda yüksek su haznelerinin genel karakterleri belirtildikten sonra Ankara civarında bir tip projeye göre yapılmış 100 tonluk betonarme ayaklı yüksek su haznesinin analizi yapılmıştır. Yapının titreşim periyodu ölçülmüş ve analitik yolla hesaplanmıştır. Her iki periyodun birbirine çok yakın oluşu kullanılan matematik modelin doğruluğu saptanmıştır. Tip yapının El-Centro 1940 ivme spektrumuna göre maruz kalacağı yatay kuvvetler ve yapının mevcut taşıma kapasitesinin karşılaştırılması yapılmış ve yapının bu depreme göre yeterli dayanıma sahip olmadığı görülmüştür. Tip projenin bu hali ile birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde yapılmasının sakıncalı olduğu ortaya çıkmıştır. Ayrıca yeni deprem yönetmeliğinde yüksek su hazneleri için yatay kuvvetlerin hazne seviyesine münferit yük olarak tatbikinin betonarme ayaklı su hazneleri için çok ağır bir hüküm olduğu gözlenmiştir.

SUMMARY

In this paper the general characteristics of elevated water tanks are given. Analysis of a 100 ton capacity reinforced concrete elevated water tank near Ankara is made. The fundamental period of vibration of the structure is measured and calculated analitically. Both periods were very close to each other and thus the validity of the mathematical model of the structure is verified. The forces coming to the structure according to El-Centro 1940 acceleration spectrum and the actual strength of the structure were compared and it was observed that in its present form the structure did not have sufficient strength. Thus the construction of this type of water tank in first and second degree earthquake zones is dangerous. Besides this the application of the base shear force as a concentrated force to the tank level is a highly conservative design method for reinforced concrete elevated water tanks.

(*) İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü

Genel

Yüksek su hazneleri su depolaması veya sabit bir işletme basıncı sağlamak için zeminden belli yükseklikte bir taşıyıcı sistem ve bunun üzerindeki bir su haznesinden olurlar. Taşıyıcı sistemli yapı statığı açısından uzay çerçeve, kafes kiriş veya zemine ankastre konsol kiriş olarak sınıflandırılabilir.

Bu yapılar statik açıdan basit ve çok düşük derecede hiperstatik yapılar dır. Titreşim periyotları genellikle uzun, sönüm oranları düşüktür. Binalarda yapının dinamik davranışına genellikle olumlu etki yapan taşıyıcı olmayan yapı elemanları, bu tip yapılarda bulunmaz. Örneğin hiç yatay yük almayacağı kabul edilen dolgu duvarları eğer iyi yapılmışlarsa, çatlamaadan önce bir miktar yatay kuvvet taşıyabilirler, çatladıktan sonrada çerçeve ile aralarındaki sürtünme yüzeyi yardımı ile önemli ölçüde yapının sönümünü artırarak yapıya gelen yatay kuvvetlerin miktarını azaltırlar. Böyle çalışan elemanlara yüksek su haznelerinde raslanmaz.

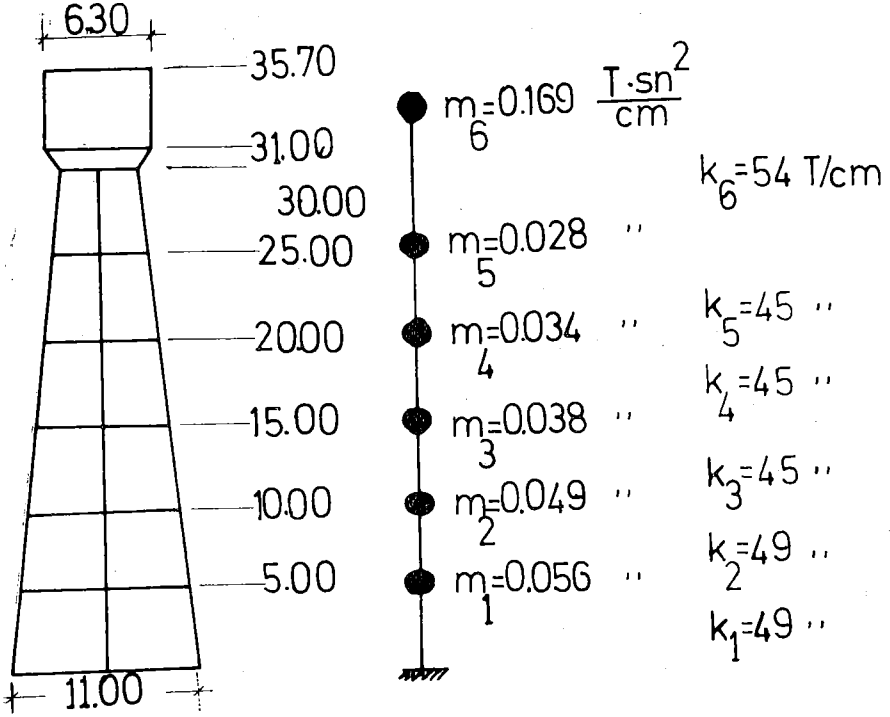
Yüksek derecede hiperstatik olan yapılarda bir kaç kesidin elastik taşıma kapasitesinin sonuna erişerek kırılması ve mafsallaşması yapının tüm olarak yıkılmasını gerektirmez. Ancak yüksek su haznelerinde herhangi bir kesidin veya elemanın kırılması bu cins ek yerlerinin sayısının az olması nedeni ile yapının tüm olarak yıkılmasına kolayca sebep olabilir. Herhangi bir yapıdaki rijit ek yerlerinin mafsallaşarak yapının izostatik olma yolunda ilerlemesi için belli bir enerjinin harcanması gerekir. Şiddetli depremlerde yapıya gelen enerji yapının ek yerlerinin mafsallaşmasında kullanılarak tüketilecektir. Betonarme bir binada bu tip ek yerlerinin sayısı bir yüksek su haznesinden olandan çok daha fazladır. Böylece yüksek su haznelerinde enerji yutmayı artıracak diğer tedbirlerin alınması gereği ortaya çıkar. Bu işlem daha yüksek hesap kuvvetleri kullanılarak yapılabilir.

100 Tonluk Ayaklı Su Haznesinin Özellikleri

İncelenen betonarme ayaklı yüksek su haznesi Ankara'da Şap Enstitüsü'nde bulunmaktadır. İller Bankası tarafından hazırlanmış bir tip projeye (TP 4/7) göre yapılmıştır. 100 ton su depolama kapasitesindedir ve taşıyıcı ayak kısmı yerden 30.00 metre yüksekliğindedir. Taşıyıcı ayak sistemi her 5.00 metrede bir çevresinde betonarme kirişler olan ortası delik dairesel bir tabliyeye bağlanmaktadır. Şekil (1). Taşıyıcı ayak sisteminin her bir betonarme tabliye seviyesinde önemli miktarda bir ağırlık toplanmıştır. Tabliye kalınlıkları 20-25 santimetre ve tabliyeyi çevreleyen kirişlerin 20x40, 20x50 boyutları vardır. Bu nedenle taşıyıcı ayak sisteminin ağırlığının tabliye seviyelerinde toplanmış olduğu kabul edilir. Bu hali ile taşıyıcı sistemi aynen çok katlı bir yapı gibi davranacaktır. Nitekim yapılan analitik ve deneysel hesaplar bu varsayımı doğrulamaktadır. Yapının kolonlarının boyut ve donatısı aşağıdan yukarı hiç değişmeksizin devam etmektedir. Şekil (3). Yapının toplam ağırlığı dolu iken 367 ton boş 267 tondur. Taşıyıcı ayak sisteminin ağırlığı 201 tondur. Görüldüğü gibi taşıyıcı ayak sistemi yapının dolu ve boş iken ağırlığının önemli bir yüzdesini oluşturmaktadır (Yaklaşık olarak % 55 ve 75'ini).

Yüksek Haznenin Periyodunun Analitik Yolla Hesaplanması

Ayaklı su deposunun projedeki boyutlarından herbir tabliye seviyesindeki ağırlığı hesaplanmıştır. Şekil (1)'de deponun şematik görünüşü ve her katının



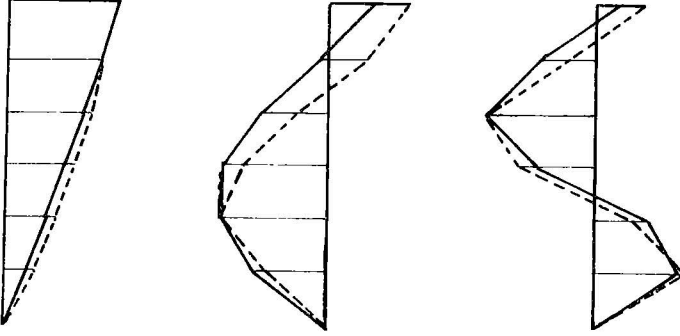
şekil (1)

kütlesi verilmektedir. Aynı projeden faydalanılarak her kat arasındaki kolonların boyutlarından kolonların K- katsayıları da hesaplanmıştır. Bunlarda Şekil (1) de verilmektedir. Deponun hem dolu hemde boş iken ilk üç titreşim modunun periyot, mod şekli ve iştirak katsayısı analitik yolla Holzer metodu kullanılarak hesaplanmıştır. Bunlar Şekil (2)'de her bir mod periyodu (T) ve katılma katsayısı (α) ile birlikte verilmektedir.

Tabii Titreşim Periyodunun Deneysel Olarak Tesbiti

Deponun şehir şebekesinden su temin edilmiş olduğundan dolayı kullanılmadığı ve boş olduğu öğrenilmiştir. Cebri titreşim kayıtları depo boşken yapılmıştır. Depoda Aytun (1972) tarafından yapılan ölçüme periyot 0.82 saniye bulunmuştur. Deprem Araştırma Enstitüsündeki periyotmetre ve Kinematics VM-1 titreşim monitörü ile 1975 Ağustos ayında tekrar bir ölçüm yapılmıştır. Periyotmetre ile birbirini takip eden 29 ölçüme T_1 0.852 ile T_1 0.543 saniye arasında değişen periyot değerleri tesbit edilmiş ortalama olarak 0.72 ± 0.08 saniye periyot ölçülmüştür. Aynı anda yapı üzerinde tatbik edilen bir cebri titreşimi kaydeden titreşim monitörü kaydından, yapının periyodu T_1 0.842 saniye, sönümü kritik sönümün % 0.08'i olarak hesaplanmıştır. Ölçüler sonucu bulunan yapı periyodunun analitik olarak hesaplanmış değerlere yakın oluşu sonucunda hesaplarda yapılan kabullerin geçerliliği onaylanmıştır. Pe-

— Dolu - - - - Boş



	Birinci Mod		İkinci Mod		Üçüncü Mod	
	Dolu	Boş	Dolu	Boş	Dolu	Boş
T(sn)	1.05	0.82	0.32	0.28	0.18	0.17
α	1.17	1.26	0.22	0.51	0.32	0.26

şekil (2)

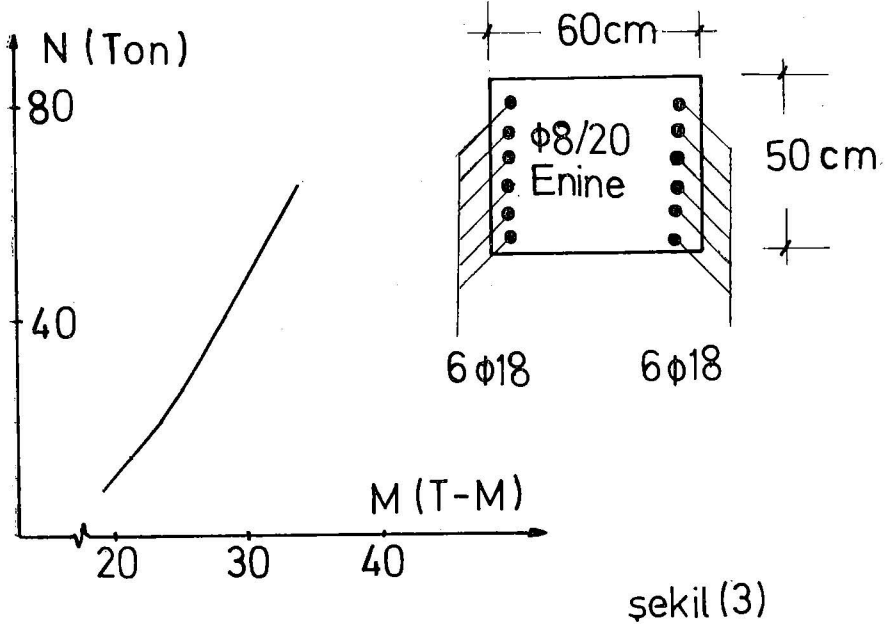
riyotmetre ile ölçülen periyotlar rüzgardan dolayı titreşimleri filtre edecek sisteminin olmaması nedeni ile daha yüksek modlardaki titreşimlerin etkilerinde kapsadığından farklı sonuçlar vermiştir. Yapının sönümünün % 0.08 olmasında tatbik edilen cebri titreşimlerin yapıda oluşturduğu gerilim seviyesinin düşük olmasının sonucudur. Gerçek deprem kuvvetleri altında sönümün % 2 civarında olması beklenmelidir.

Ayaklı Su Deposunun Deprem Kuvvetleri Altında Davranışı

Şap Enstitüsü'ndeki projesi İller Bankası tarafından hazırlanmış 100 tonluk su deposu Türkiye'nin pek çok bölgesinde uygulanan bir tip projesidir. Bilindiği kadarı ile aynı projenin deprem bölgelerinde uygulanmasında özel tedbirler alınması söz konusu değildir. Projedeki hali ile yüksek su haznesinin şiddetli bir depreme dayanıp dayanamayacağını tesbiti yapılacaktır. Yapının analizi depo dolu kabul edilerek yapılmıştır. Bu durumda yapı daha ağır olduğundan yatay kuvvet katsayısında yapı periyodunun değişmesinden dolayı yapıya gelen deprem katsayısında % 37 kadar bir artış olsa bile yapıya dolu

iken gelenden daha küçük bir yatay kuvvet gelecektir. Bu nedenle deponun dolu iken depreme maruz kalması daha kritik olmaktadır.

Şekil (3)'de kolonların en kesidi ve donatısı ile Moment-eksenel yük karşılıklı etki diyagramı verilmektedir. Kolonların her bir katta taşıdıkları aksenal yük, bu yükün kolonun taşıyabileceği maksimum aksenal yük N_0 oranı, dengeli kırılma aksenal yükü N_d oranı ve taşıdığı aksenal yük altındaki moment kapasitesi Tablo I'de verilmektedir :



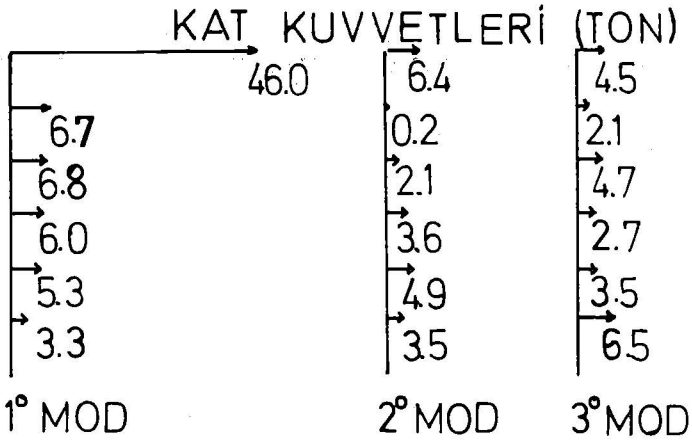
şekil (3)

TABLO I

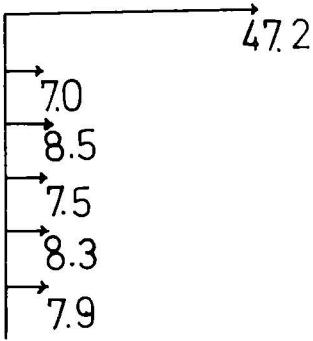
	Üst katların Ağırlığı (ton)	Kolon başına Eksenal yük (ton)	N/N_0	N_d/N_0	Eksenal Yüke Karşılık Moment
6 kat	166	28	0.07	0.53	2545 T-CM
5 kat	195	33	0.08	»	2690 »
4 kat	227	38	0.09	»	2810 »
3 kat	264	44	0.10	»	2940 »
2 kat	312	52	0.12	»	3120 »
1 kat	367	61	0.15	»	3290 »

Bu kolonun kesme kuvveti taşıma gücünde beton ve enine donatının taşıdığı kısımlar olarak hesaplanmış ve toplam 24.2 ton olarak bulunmuştur.

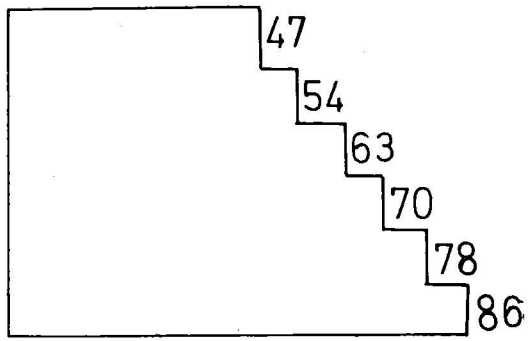
Şimdiye kadar kaydedilmiş şiddetli zemin hareketleri arasında en şiddetlisi olan EL-CENTRO 1940 depremi ivme spektrumu altında yapının maruz kalacağı deprem kuvvetlerinin yapıdaki etkileri incelenecektir. Yapının 1, 2 ve 3 üncü



Kat Kuvvetleri
RMS (ton)



Kat Kesme
Kuvvetleri (ton)



şekil (4)

modlarının süperpozisyonu ile maruz kalacağı maksimum kat kuvvetleri şekil (4)'de verilmektedir: Bu kuvvetlerin RMS'si (Kareler toplamının kare kökü) alınarak bulunan katlara gelen maksimum deprem kuvvetleri de Şekil (4)'de verilmektedir. Tablo-II'de El-Centro 1940'a göre katlara gelen kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri ile mevcut kolon kesme kuvveti ve moment taşıma kapasitesi verilmektedir :

T A B L O II

	Kat Kesme Kuvveti	Kolon başına gelen kesme kuv.	Kolon Kesme Kuvveti Kapasitesi	Kolona gelen Moment	Kolon Moment Kapasitesi
6 kat	47	10.2	24.2	1965 t-cm	2545 t-cm
5 kat	54	10.8	»	2250	2690
4 kat	63	11.2	»	2610	2810
3 kat	70	11.8	»	2920	2940
2 kat	78	12.5	»	3280	3120
1 kat	86	13.2	»	3600	3293

Tablo II'den görüldüğü gibi 1 ve 2 nci kat kolonlarına gelen momentler mevcut taşıma kapasitesinden fazladır. Yapının ağırlığı (dolü) 367 ton ve taban kesme kuvvetide 86 ton olduğuna göre $86/367 = 0.23$ gibi bir taban kesme kuvveti katsayısı demektir, ve bu tip yapılar için normal bir miktardır. Yeni Deprem Yönetmeliğine göre bu kule için çeşitli derecede deprem bölgelerinde normal zeminler için zemin kesme kuvveti katsayısı hesabı şu değerleri vermektedir :

$$C = C_0 \cdot K \cdot S \cdot I$$

C_0 katsayısı 0.10, 0.80, 0.06, 0.03 olarak değişmektedir. K katsayısı 3 alınacak I ise önem dolayısı ile 1.5 alınacak, S ise yapının periyodu ve II sınıf zemin olarak 0.70 olmaktadır. ve bölgelere göre

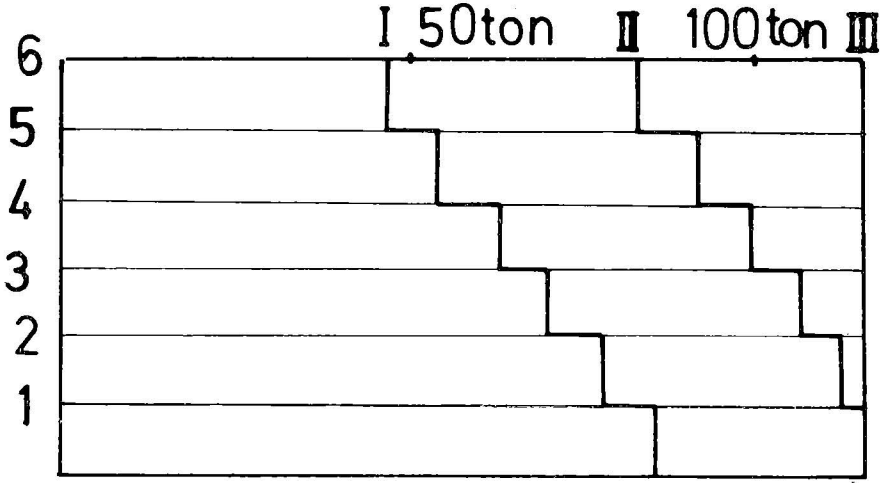
1	2	3	4
0.32	0.25	0.19	0.10

katsayıları bulunmaktadır. Bu durumda bu tip su depolarının 3 ve 4 derece deprem bölgeleri dışında yapılması diğer bir deyişle muhtemel taban kesme kuvveti 0.20'den büyük olan deprem bölgeleri ve zeminler üzerinde yapılması deprem bakımından çok tehlikelidir. Projelerin yeni deprem yönetmeliğine göre elden geçirilmesi gereklidir. Aşında deprem yönetmeliğine göre yüksek haznelerde kullanılması gereken hesap katsayısı 0.12-0.25 arasında olmak zorundadır. Bu durumda da bu tip projenin 1 ve 2 nci derece deprem bölgeleri için elden geçirilmesi şarttır.

Deprem Kuvvetlerinin Yapı Yüksekliği Boyunca Dağılışı

Şekil (5)'de üç ayrı dağıtım şekline göre hesaplanmış kat kesme kuvvetleri verilmektedir. İki ve Üç nolu hallerde hesap yapıya deprem yönetmeliğinde verilen II sınıf zeminler için geçerli spektrumun etkidiği ve maksimum ivmenin 0.25 g olduğu kabul edilerek yapılmıştır. Bu hesapta K katsayıları hesaba katılmamıştır. Birinci durumda yatay kuvvetler El-Centro 1940 % 2 sönümlü mukabele spektrumuna göre ilk üç mod için bulunan kat kesme kuvvetlerinin kareleri toplamı karekökü ile süperpozisyon yapılmıştır. İkinci durumda $T_1 = 1.05$ için bulunan taban kesme kuvvetleri Yönetmelik maddede 13.5.1'e göre dağıtılmıştır. Üçüncü durumda ise taban kesme kuvveti hazne ağırlık merkezine etkidiği kabul edilerek Madde 13.5.3'e göre dağıtılmıştır. Şekil (5)'de her duruma göre yatay kuvvetlerin oluşturduğu kat kesme kuvvetleri görülmektedir :

Kat Kesme Kuvvetleri Dağılışı



şekil (5)

100 tonluk bu yüksek hazne için yönetmelik madde 13.5.3'deki bütün yatay kuvvetlerin hazne ağırlık merkezine etkimesi varsayımı hiçte gerçeki değildir, ve ekonomik bir yaklaşım olmaktan uzaktır. Bu varsayımın taşıyıcı sistemi çelikten ve dolayısı ile hazne ağırlığına göre hafif olan yüksek hazneler için uygulanabilme olanağı daha fazladır. Ancak betonarme ayaklı su kulelerinde kule ayaklarının ağırlığı önemli bir miktara ulaşabilmektedir. (Örneğin burada dolu toplam ağırlığın % 55'i, boş toplam ağırlığın % 75'i kule taşıyıcı sisteminin ağırlığına eşittir.) Bu nedenle Yönetmelikte madde 13.5.3'deki varsayım hiçte ekonomik olmayan kuvvetler vereceğinden değiştirilmeli ve madde 13.5.1'deki yükseklik ve katlarda kümelenmiş ağırlıklara dayanan yatay kuvvet dağılışı biçimi tercih edilmelidir. En şiddetli deprem kaydı olarak kabul edilen El-Centro 1940'a göre taban kesme kuvveti katsayısı 0.235 iken yönetmeliğe göre katsayı 0.315'e varabilmektedir. Yine yönetmelik madde 13.5.3.'e göre katsayısı en çok 0.25 ve en az 0.12 olabilmektedir. Kanaatimizce en uygun taban kesme kuvveti katsayısı birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde 0.25, üç ve dördüncü derece deprem bölgelerinde 0.18 olmalı ve bu taban kesme kuvvetinin dağılışı madde 13.5.1'de verilen

$$F_i = (F - F_t) W_i H_i / \sum W_i H_i , \text{ ve } F_t = 0.15 F$$

formülünden hesaplanmalıdır. Bu takdirde ekonomik ve gerçeki bir çözüm sağlanabilir. El-centro 1940 mukabele spektrumu veya herhangi bir başka

siddetli depremin spektrumu ve ilk üç mod süperpozisyonunun çok daha ekonomik ve muhtemelen de emniyetli bir çözüm olabileceği de unutulmamalıdır.

Sonuçlar ve Tavsiyeler

1) İller Bankası 100 m³'lük ayaklı yüksek su haznesinin 1 nci ve 2 nci derece deprem bölgelerinde projesinde verilen şekilde yapılması tehlikelidir. Bu tip projelerin yeni deprem yönetmeliğinde verilen esaslara göre yeniden elden geçirilmesi gereklidir.

2) Betonarme ayaklı su kulelerinde taşıyıcı sistemin ağırlığı önemli bir miktara varmaktadır. Belli seviyelerde tabliye ve giriş bulunması yapının «kesme tipi» davranış gösteren bir sistem olduğunu ortaya koymaktadır.

3) Yönetmelikteki bütün yatay kuvvetlerin su haznesi seviyesine etkideği kabul edilerek yatay kuvvet dağılışı kabulü (Madde 13.5.3) ekonomik olmayan kat kesme kuvvetleri vermektedir. Bunun yerine madde 13.5.1'de verilen yatay kuvvet dağıtma usulü çok daha gerçekçidir.

Kaynaklar

Aytun A. «Yapıların Doğal Titreşim Periyotlarının Deneysel Yolla Çözümü» Türkiye'de Deprem Sorunu ve Deprem Mühendisliği Simpozyumu, 2-5 Şubat 1972 ODTÜ Ankara.

İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü «Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik» Ankara 1975

Wiegel Edited by, «Fundamentals of Earthquake Engineering» Prentice-Hall, 1971

DEPREMLERİN ÖNCE DEN BİLİN MESİ

Oktay ERGÜNAY (*)

ÖZET

Ülkemizde meydana gelen her depremden sonra gerek basında ve gerekse kamu oyunda ilk akla gelen konu her zaman, depremlerin önceden bilinip bilinemeyeceği konusu olmakta ve bu konu üzerinde bazen çeşitli tartışmalar yapılmaktadır.

Nitekim 6.9.1975 tarihinde Lice civarında meydana gelen ve 2385 yurttaşımızın ölümüne ve 8165 binanın yıkılmasına yol açan son depremden sonra da basında, depremlerin önceden bilinmesi konusu ile ilgili pek çok yazı çıkmış ve tartışma yapılmıştır.

Kamu oyunda büyük ilgi ile izlenen bu yazı ve tartışmalar üzerine depremlerin önceden bilinmesi veya tahmin edilmesi konusunun ne olduğu, bu konuda ülkemizde ve diğer ülkelerde ne gibi çalışmalar yapıldığı ve bu çalışmalardan pratik olarak hangi sonuçların elde edilebildiği sorularına açıklık getirebilmek ve çok bilimsel ve karmaşık olan bu konuyu Kamu Oyunu olanakları içerisinde basitleştirerek tanıtılabilmek amacı ile bu makale hazırlanmıştır.

SUMMARY

Everytime an earthquake happens in Turkey, the first thing that is widely discussed by the public and the press is whether earthquakes can be predicted or not, and sometimes extensive discussions are made.

In fact after the latest earthquake of Lice, September, 6, 1975, where 2385 people were killed and 8165 houses were damaged, many articles appeared in the press and this problem was widely discussed.

This paper has been prepared as a result of these articles and discussions which created a deep interest in the public, in order to explain the concept of earthquake prediction or estimation, the studies being conducted in this field in Turkey and other countries, the practical results of such studies and to clarify many of the question arising, in a relatively simple way for the understanding of the public.

(*) İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü

GİRİŞ :

İnsan topluluklarının var oluşundan beri insanlığın doğal afetlerin en büyüğü ve korkuncu olan depremlerle savaştıkları ve deprem zararlarının azaltılması konusunda büyük çabalar harcadıkları varsayılabilir. Eskiden beri deprem zararlarının azaltılması ve özellikle insan hayatının depremlere karşı korunmasında ilk akla gelen, depremlerin nerelerde ve ne zaman olacağını önceden bilinmesi konusu olmuştur. Bu konuda ilk yapılan çalışmalar depremlerin oluşum ile ay, yıldızlar v.b. gibi gök cisimleri ve mevsimler, bulutlar, fırtınalar v.b. gibi atmosferik olaylar arasında ilişki kurabilmek yolunda gelişmiş ve bazı profesyonel ve amatör araştırmacılar bilimsel hiçbir esası olmayan ilişkiler bulduklarını zaman zaman iddia etmişlerdir.

Depremlerin önceden bilinmesi konusunda yapılan bilimsel çalışmaların ise geçmişi çok yenidir ve bu konudaki çalışmalar, özellikle asrımızın ikinci yarısından sonra gelişen modern sismoloji bilimine paralel olarak gelişmiştir. Hele depremlerin nerede, ne zaman ve hangi büyüklükte olacağını önceden bilmeyi amaçlayan ve mutlaka çok yönlü ve sistemli çalışmaları gerektiren araştırmaların başlangıcı hemen bütün dünyada 1960 lardan sonradır. İlk ciddi çalışmalar, Japonya, Rusya ve Amerika Birleşik Devletleri gibi deprem problemi olan ileri teknolojiye sahip ülkelerde başlamış ve 1966 yılından sonra ise bu ülkelerde Çin Halk Cumhuriyeti de katılmıştır.

Günümüzde depremlerin önceden bilinmesi, yukarıda da belirtildiği gibi gelecekteki depremlerin nerede, ne zaman ve hangi büyüklükte olacaklarını saptamayı amaçlamaktadır. Aslında günümüzdeki modern jeoloji ve sismoloji bilimleri depremlerin hangi bölgelerde olabileceğini büyük bir doğrulukla saptayabilmektedir. Nitekim ülkemizde de olduğu gibi bu gün dünyanın pek çok ülkesinde depremlerin hangi bölgelerde olabileceği saptanmış ve haritalanmıştır. Yani deprem bölgeleri haritaları hazırlanmıştır.

Ancak depremlerin önceden bilinmesi konusu içerisinde ele alınan «nerede» sözcüğünden amaç çok geniş bir bölgeyi değil çok daha lokal bir noktasal alanı saptayabilmektedir. «Ne zaman» sözcüğünden amaç ise depremin olacağı yıl, ay, gün ve saati önceden tahmin edebilmektir.

Görülyüorki yukarıda tanımlar içerisinde gelecekteki depremlerin nerede ne zaman ve hangi büyüklükte olacağını saptayabilmek veya tahmin edebilmek gerçekten çok zor ve çok karmaşık bir problemdir

Ancak, bütün dünyada konu üzerinde çalışan bilim adamlarının sayısı, çalışmaların çok yakın bir geçmişte başlamış olmasına rağmen çok kısa bir sürede ulaşılan gelişmeler ve son bir-iki yıl içerisinde yapılan çok isabetli bazı tahminler yakın bir gelecekte bu çok karmaşık konuda oldukça büyük adımlar atılabileceği ümidini doğurmaktadır.

I — Depremlerin Önceden Bilinebilmesi İçin Günümüzde Yapılan Çalışmalar

Yukarıda da deyildiği gibi günümüzde, depremlerin nerede ne zaman ve hangi büyüklükte olacaklarını önceden bilmeyi amaçlayan ve depremlerin önceden bilinmesi adı altında toplanan çalışma ve araştırmalar tek yönlü ve tek metotlu olmayıp pek çok araştırma yöntem ve saha ölçümlerinin sistemli bir şekilde bir arada kullanılması ve sonuçlarının değerlendirilmesini gerektirmektedir.

Bu araştırma ve ölçüm yöntemleri yalnızca teorik olarak ortaya atılan veya teorik modellerden elde edilen yöntemler değildir. Daha çok dünyanın çeşitli yerlerinde meydana gelen depremlerden önce veya sonra görüldüğü veya ölçüldüğü rapor edilen her tip parametreyi kapsayan yöntemlerdir. Bu nedenle bazılarının teorik esasları dahi yoktur ve yalnızca tecrübe ve gözlemlere dayanmaktadırlar.

Burada depremlerin önceden tahmin edilmesinde kullanılan çalışmalar ve saha gözlemlerinden kısaca bahsedilecek ve herbirinden ne şekilde yararlandırıldığı özet olarak verilecektir.

1. Sismisite Çalışmaları :

Bu başlık altında toplanan çalışmalar öncelikle aktif bölgelerde meydana gelen depremler hakkındaki eski ve yeni bütün kayıtların ve hasar raporlarının toplanması, değerlendirilmesi ve bazı istatistikî yöntemlerle deprem aktivitesinin zaman ve mekân boyutları içerisinde ne şekilde değiştiklerinin ortaya çıkarılmasını amaçlamaktadır.

Bu çalışmalardan sonuç elde edebilmek için eski deprem kayıtlarının ve hasar raporlarının toplanması ve değerlendirilmesinin yanı sıra deprem bakımından aktif olan zonlarda meydana gelebilecek yeni depremleri kaydetmek için çok sayıda sismik istasyonun kurulması ve bazı yerlerdeki çok küçük aktiviteyi (mikro deprem aktivitesi) ölçmek için geçici istasyonlar tesis edilebilmesi gerekmektedir.

Ancak böyle bir çalışma sisteminin kurulmasından sonra büyük depremlere habercilik edebilen,

- a — Sismik aktivitenin zaman ve mekanda değişimi,
- b — Mikro deprem aktivitesi,
- c — Öncü depremler, konuları incelenebilir.

Şimdi bu çalışmaları kısaca özetleyelim.

a — Sismik aktivitenin zaman ve mekanda değişimi :

Bilindiği gibi depremlerin magnitütleri ile oluş adetleri (frekansları) arasında Gutenberg-Richter tarafından ortaya konulan $\log N = a - bM$ şeklinde doğrusal bir ilişki bulunmaktadır.

Bu formüldeki «b» değeri incelenen alandaki sismik aktiviteyi göstermektedir. Genel olarak sismik bakımdan aktif olan bir bölgenin her zaman

sabit bir aktivite göstermediği ve aktivitenin zaman içerisinde değişebildiği bilinmektedir. Dolayısıyla bir bölgedeki aktivitenin göstergesi olan b değerindeki değişimleri değişik süreler içerisinde incelemek gelecekteki depremler hakkında fikir verebilir. Genellikle büyük depremlerden önce b değerinde azalma görülmektedir. Ancak tek başına b değerindeki azalmadan depremin olacağı yeri, zamanını ve büyüklüğünü tespit etmek mümkün değildir.

Bu değerdeki değişim sadece dikkati çeken bir özellik olarak ortaya çıkmaktadır.

Ayrıca aktif fay zonları içerisindeki her bölgede aktivite yani b değeri sabit değildir. Bu zon içerisindeki bazı bölgeler çok az aktivite gösterebilir. Sismik aktivite boşluğu alanları olarak adlandırılan bu bölgeler bazı sismoloğlara göre gelecekteki depremlerin büyük bir olasılıkla olacağı yerlerdir. Aktif fay zonları içerisinde b değerinin mekânda değişimlerini incelemek bu tip sismik boşluk alanlarını (seismic gaps) ortaya çıkarabilir. Ancak bu görüğe katılmayan pek çok sismolog da vardır.

b — Mikro - deprem aktivitesi

Bazı büyük depremlerden önce deprem olan bölgede mikro deprem denilen çok küçük şiddette ($M \leq 3$) ve oldukça çok sayıda depremler olmaktadır. Bu gibi bölgelere kurulacak yüksek hassasiyetli sismograflarla bu aktivite incelenerek daha büyük bir deprem olup olmayacağı hakkında fikir edinilebilir. Genellikle büyük bir depremden hemen önce mikro depremlerin adetlerinde ve bölge için hesaplanan mağnitüt, frekans bağıntısındaki «b» değerinde azalma olmaktadır. Ancak bazende deprem fırtınalarının olduğu bölgelerde rastlandığı gibi büyük bir deprem olmadan da mikro depremlerin adetleri azalabilmektedir.

c — Öncü Depremler :

Bazı büyük depremlerden önce, öncü depremler (foreshock) adı verilen daha küçük depremlerin olduğu bilinmektedir. Ancak aktif bir deprem bölgesinde meydana gelen her depremin öncü bir deprem olup olmadığı bilinmeyeceği gibi bazen de büyük depremler hiç öncüsüz meydana gelebilmektedir. Yine öncü depremlerden bazen birkaç saat, bazen birkaç ay, sonra büyük depremlerin olduğu bilinmektedir. Dolayısıyla bu konu depremlerin önceden bilinmesi çalışmalarında pek yararlı olamamaktadır. Yalnızca dikkatlerin deprem olan bölgeye çevrilmesi açısından yararlı görülmektedir.

2. Kabuk Deformasyonları Ölçümleri :

Aktif deprem bölgelerinde, depremler meydana gelmeden önce veya meydana geldikten sonra arz kabuğunda yatay ve düşey birtakım şekil ve yer değiştirmelerin olduğu ve bu değişikliklerin büyük depremlerden sonra arazide de gözleendiği eskiden beri bilinmektedir. Depremlerin önceden bilinmesi veya tahmin edilmesinde önemli olan depremler meydana gelmeden önce arz kabuğunda meydana gelen şekil değişikliklerini ölçmek ve bu ölçümlerden depremin olacağı yeri, zamanı ile depremin büyüklüğünü tahmin edebilmektedir.

Konuya girmeden önce, arz kabuğunun depremlerden önce neden şekil değiştirdiğini ve daha sonra anlatılacak olan kayaçların fiziksel özelliklerindeki değişmelerin nedenlerini açıklayabilmek için arz kabuğu içerisinde kırılmanın nasıl meydana geldiğinden kısaca bahsedilecektir.

Günümüzdeki modern sismoloji biliminin kabullerine göre arz kabuğu takriben 10 adet çok büyük kaya plakalarından meydana gelmiştir. Takriben 100 km kalınlığında olan bu plakalar dünyanın derinliklerindeki yarı erimiş halde bulunan üst manto tabakası içerisinde yüzmekte ve tektonik kuvvetler denilen ve kaynakları kesinlikle bilinmeyen kuvvetlerin etkisiyle itilerek devamlı hareket etmektedirler. Dolayısıyla bu plakaların birbirleriyle temas ettikleri yerlerde kayalar sürekli olarak yatay sıkıştırıcı kuvvetlerin etkisinde kalmaktadır. Bu kuvvetlerin etkisiyle kayaç içerisinde ilk anda kuvvete karşı koymaya çalışan gerilmeler (strain) meydana gelir ve kırılma hemen olmaz. Ancak sıkıştırıcı kuvvetlerin etkisi arttıkça kayalar aniden kırılır ve plakaların hareketlerinin devam etmesi sağlanır. İşte bu ani kırılma sırasında açığa çıkan enerji depremleri meydana getirmektedir.

Büyük basınç altında bulunan kayaçlar içerisinde kırılmadan önce sayısız çok küçük çatlaklar meydana gelir ve kayaçın kuvvete karşı gösterdiği direnç (strain) artar. Bu küçük çatlaklar aynı zamanda kayaçın hacminin artmasına neden olur. Ani kırılmanın (depremin) yaklaştığı zaman içerisinde ise bu hacim büyümesi arz kabuğunun sathında yükselme ve eğilmelere (tilt) yol açar. Yine bu küçük çatlaklar gerilmelere maruz kalan bölgelerdeki kayaçların elektrikli direncinin artması, sismik hızlarının azalması, manyetik özelliklerinin değişmesi v.b. gibi önceden ölçülebilen fiziksel değişimlere neden olurlar.

Arz kabuğu sathında depremlerden önce meydana gelen yatay ve düşey şekil değiştirmelerin (Deformation) nedenleri hakkındaki bu kısa açıklamadan sonra, şekil değişikliklerinin ölçümleri ve bunlardan depremlerin önceden bilinmesi konusunda nasıl yararlanılabileceği aşağıda özet olarak verilecektir.

a — Düşey Kabuk Deformasyonu Ölçümleri :

Deprem bölgelerinde, düşey kabuk hareketleri hassas nivelman, önceden kurulmuş olan seviye (level) çizgilerdeki periyodik yükseklik ölçümleri, deniz ve göl kenarlarında yapılan su seviyesi ölçümleri ve son yıllarda da uzağa fırlatılan uydular vasıtasıyla tespit edilebilmektedir. Bir depremden önce arz kabuğunda bazı yükselme ve alçalmaların olduğu, 1930 lardan beri özellikle Japonya'da ölçülmektedir. Ancak bu ölçümlerden depremlerin önceden tahmin edilebilmesi için, ölçüm istasyonlarında periyodik ölçümlerin yapılması ve seviye değişimleri hızlarının çok iyi bilinmesi gereklidir. Seviye değişimi ölçümleri genel olarak uzun süreli (yıllık) tahminler yapmaya elverişlidir. Yani bu ölçümlerden depremin olacağı ay, gün ve saati söylemek şimdilik mümkün değildir. Aynı zamanda bu ölçümlerden daha çok büyük magnitudlü depremlerin ($M \geq 6$) önceden tahmini yapılabilmektedir. Zira büyük magnitudlü depremler arz kabuğunda ölçülebilen seviye değişimlerine sebep olmaktadır.

b — Yatay Kabuk Deformasyonu Ölçümleri :

Yatay kabuk hareketleri 1 nci dereceden triangülasyon ve trilaterasyon ölçümleri vasıtasıyla tespit edilebilmektedir. Fay zonları içerisinde kurulan üç sabit istasyon arasında geodimetre denilen ve mesafe ölçmeye yarayan çok hassas cihazlarla periyodik olarak yapılan mesafe ölçümleri bu üç noktanın meydana getirdiği üçgenin kapladığı alan içerisindeki yatay kabuk hareketlerini ve bu hareketlerin değişimlerini bilmemizi sağlar.

Triangülasyon ölçümleri ile maksimum yatay kuvvetin ve maksimum yatay gerilmenin (Strain) yönleri ve yoğunlaştığı alanlar saptanabilir.

Bu ölçümlerde düşey kabuk hareketleri ölçümlerinde olduğu gibi uzun süreli (yıllık veya 6 aylık) tahminler yapmaya elverişlidir. Deneysel olarak,

-4

ölçülen kesme gerilmesinin 10 mertebesine yaklaştığı anda ani kırılma (deprem) meydana geldiği kabul edilmekte isede bunun aksinin görüldüğü bazı depremlerde bilinmektedir.

c. Tilt, Strain ve Creep Ölçümleri

Yatay ve düşey kabuk deformasyonlarının çok lokal alanlardaki değişimlerinin tespiti için tiltmetre, strainmetre (ekstansometre) veya creepmetre adı verilen bazı cihazlarla da ölçümler yapılmaktadır. Ancak bu ölçümlerden depremlerin önceden bilinmesi konusu içerisinde nasıl yararlanılabileceği hakkında henüz kesin bilgi ve değerlendirmeler mevcut değildir. Zira arz kabuğunda, med-cezir, barometrik basınç değişimleri, deniz ve göl seviyelerinin mevsimlik değişimleri, kayaçların mevsimler nedeniyle değişen ısıları, heyelânlar, v.b. gibi diğer doğal nedenlerle de gerilme ve eğilmeler (strain ve tilt) değişebilmektedir. Bunların, depremlere neden olan verilerden kesin olarak ayrılması oldukça güç olmaktadır. Dolayısıyla çok lokal alanlardaki tilt ve strain ölçümleri depremlerin önceden bilinmesi konusunda fazla yararlı olamamaktadır.

3. Kayaçların Fiziksel Özelliklerinde Görülen Değişiklikler :

Günümüzde depremlerin önceden bilinmesi veya tahmin edilmesi konusunda üzerine en çok eğilinen konu büyük basınçlara maruz bölgelerde, kayaçların fiziksel özelliklerinde meydana gelen değişikliklerin ölçülmesi ve bunlardan yakın gelecekteki depremin yeri, zamanı ve büyüklüğünün tahmin edilmesi konusudur.

Yukarıda da açıklandığı gibi günümüzün modern sismoloji bilimi tektonik kuvvetlerin etkisiyle büyük basınçlara maruz bulunan arz kabuğu içerisinde bir bölgedeki kayaçlarda sonsuz sayıda çok küçük çatlakların meydana geldiğini ve kayaçların bu kuvvete karşı koyabilmek için direndiklerini (strain artımı) ve ani kırılmayı (depremi) geciktirmeye çalıştıklarını kabul etmektedir. İşte bu zaman süresi içerisinde kayaçlardaki P ve S dalga hızları normallerine göre azalmakta ve kayaçların elektriki direncide normaline oranla artmaktadır. Zira P ve S dalga hızları çatlaksız kayaçlarda, çatlak ve kırıklı kayaçlardakinden çok fazladır ve aynı zamanda çatlakların içerisindeki boşluk (hava) elektrik akımı için iyi bir iletken değildir.

Ancak daha sonra genişleyen çatlakların arası yeraltı suyu veya diğer akışkan maddelerle dolmakta ve gerek P ve S dalga hızları ve gerekse kayacın elektrikli direnç eski haline yaklaşmaktadır. Bu arada kayacın çatlakları içersine dolan akışkanlar boşluk basıncını arttırmakta ve kayacın kırılmasını hızlandırmaktadır.

İşte bu özelliklerin gerek gözlemsel ve gerekse deneysel olarak saptanmasından sonra kayaçların fiziksel özelliklerindeki değişimlerin ölçülmesi konusu depremlerin önceden bilinmesinde geniş bir şekilde kullanılmaya başlanmıştır.

a — P ve S dalga hızlarının veya varış zamanlarının ölçülmesi

Bilindiği gibi arz kabuğunda ani kırılmaların (depremlerin) veya çeşitli suni patlamaların meydana getirdiği titreşimler patlama noktasından itibaren her doğrultuda yayılan sismik dalgaları meydana getirmektedirler. Bu dalgaların başlıcaları P ve S dalgaları olarak adlandırılan dalgalardır. P dalgaları, içersinden geçtikleri kayaçları yayılma doğrultularına paralel olarak sıkıştırıp gevşetirler. Yani hacimlerinin değişmesine neden olurlar. Aynı zamanda bu dalgalar en hızlı dalgalar olduklarından kayıt istasyonlarına ilk olarak varırlar. Bu nedenle latince'de birinci anlamına gelen Primea sözcüğünün baş harfi alınarak P*dalgası diye isimlendirilmişlerdir. S dalgaları ise içinden geçtikleri kayaçları, yayılma doğrultularına dik olan bir doğrultuda hareket ettirirler ve kayaçlarda şekil değişikliklerine neden olurlar. Bu dalgalar kayıt istasyonlarına ikinci olarak ulaşan dalgalar olduklarından kendilerine latince'de ikinci anlamına gelen "secondea" sözcüğünün baş harfi alınarak S dalgası adı verilmiştir.

Arz kabuğunun belirli bir bölgesi tektonik kuvvetlerin etkisi altında büyük basınçlara maruz kaldığında bu bölgedeki kayaçlarda sonsuz sayıda çok küçük çatlamların meydana geldiği ve kayaçların kırılmaya karşı dirençleri yukarıda açıklanmıştı. İşte bu anda, kayaçlar içersindeki P dalga hızları normalinden daha düşük değerlere sahip olmaktadır. Bazı sismogların S hızlarının da bu anda azaldığını belirtmelerine rağmen son yıllardaki kabullere göre S dalga hızları pek değişmemektedir.

Daha sonra çatlakların genişlemesi ve bölgedeki kayaçların hacimlerinin artması nedeniyle civardaki yeraltı suları çatlakların içersine dolmakta ve P hızları yeniden yükselmektedir. İşte gerek yerinde suni patlatmalarla P ve S dalga hızlarının ölçülmesi ve gerekse bu patlatmalar ve küçük depremlerin meydana getirdiği P ve S dalgalarının istasyonlara varış zamanlarının civardaki deprem kayıt istasyonları tarafından tespit edilmesi depremlerin önceden bilinmesi konusunda geniş bir şekilde kullanılmaktadır.

İlk defa 1969 yılında SSCB'den Nersesov ve Simbireva; Garm bölgesinde iki küçük depremi P ve S dalga hızlarının oranlarının zaman içersindeki değişimlerini inceleyerek önceden tahmin etmişlerdir.

Daha sonra 1973 yılında ABD'den Y. Ağgarval New York'un Mavi Dağlar Bölgesinde küçük bir depremin ve J. Whitcomb 1973 yılının Kasım ayında Kalifornia bölgesinde bir depremi aynı yolla önceden tahmin etmişlerdir. Ancak bu tahminlerde depremin büyüklüğü hakkında bir açıklama bulunmamaktaydı ve depremin olacağı zaman içinse gün, saat yerine bir hafta içersinde tabiri kullanılmıştı. Son olarak yine ABD'den J. Healy 28. Kasım 1974 tari-

hirfle Hollister bölgesinde meydana gelen depremin büyüklüğünü ve zamanını çok iyi bir yaklaşımla önceden tahmin etmiştir.

Bu metotta, P ve S dalga hızları oranında değişiklikler görülen bölgenin büyüklüğü, değişikliğin başladığı sürenin uzunluğu ve değişiklik oranının büyüklüğü depremin şiddetinin ve zamanının tahmin edilmesinde kullanılmaktadır. Ancak bu konuda henüz kesin ve herkesçe kabul edilebilen bir yöntem geliştirilememiştir.

ABD Sismologlarına göre P ve S hızlarında değişiklik görülmeğe başladığı süre ve hızların tekrar normale döndüğü süre çok önemlidir. Zira hızların tekrar normale döndüğü zamandan itibaren değişikliklerin başladığı sürenin onda biri kadar bir süre sonra deprem olacaktır. Örneğin P ve S hızı değişimleri 60 günlük bir süre içerisinde gözlenmişse ve hızlar 60 günden sonra normale dönmüşse 60 in onda biri olan 6 gün içerisinde deprem olacaktır. Ancak bu konudaki çalışmalar çok yeni ve elde çok az örnek olduğundan bu tip yaklaşımlar yapmak şimdilik tahminden öteye geçememektedir.

P ve S dalga hızları oranının (V_p/V_s) zaman içerisindeki değişimleri veya istasyonlara varış zamanlarının (t_s/t_p) değişimleri konusunun, depremlerin kısa süreli (günlük, saatlik) tahminlerinde kullanılabileceği ilerisi için oldukça ümit verici görünmektedir. Ancak yukarıda da belirtildiği gibi bu konudaki verilerin azlığı kesin sonuca ulaşmaya şimdilik imkân vermemektedir.

b — Kayaçların elektriksel özelliklerinin ölçülmesi :

Daha önce de belirtildiği gibi büyük yanal basınçlar altında kayaçların içerisinde sonsuz sayıda çok küçük çatlakların meydana gelmesi, kayaçların elektriksel iletkenliğini azaltmaktadır. Zira çatlak içerisindeki hava iyi bir iletken değildir. Aynı zamanda, kayaçta çatlakların meydana gelmesi kayaçlar içerisinde mevcut olan elektrik akımlarında (tellürik akımlar) da değişimlere neden olurlar.

Arz içerisindeki kayaçların elektriksel dirençlerinin veya tellürik akım değişimlerinin ölçülmesi depremlerin önceden bilinmesi konusunda kullanılmaktadır.

Genel olarak depremlerden önce kayaçların elektriksel dirençleri (rezistivite) ile kayaçlar içerisindeki doğal akımlar normallerine oranla artmaktadır. Ancak henüz bu artışın zaman içerisinde ne şekilde değiştiği ve hangi noktada depremin meydana gelebileceğine dair yeterli bilgi bulunmamaktadır.

c. Kayaçların manyetik özelliklerinin ölçülmesi :

Ötedenberi büyük yanal basınçlar altında kayaçların manyetik özelliklerinin değiştiği laboratuvarlarda yapılan model çalışmalardan bilinmektedir. Ancak kayaçların manyetik özelliklerindeki lokal değişimlerin istenilen duyarlılıkla ölçülmesi ve sonuçlarının depremlerin önceden tahmininde kullanılması 1965 yılından sonra proton manyetometrelerinin gelişmesiyle yaygınlaşmaya başlamıştır.

Ancak henüz arz manyetik alanındaki lokal değişimlerin, depremlerin önceden bilinmesinde ne şekilde kullanılacağı açıklıkla ortaya konamamıştır. Zira

arz mağnetik alandaki değişimlerin nedeni yalnızca arzın içinde değildir ve mağnetik alan değişimlerine aynı zamanda güneşteki patlamalar, iyonosferdeki veya atmosferdeki mağnetik fırtınalar v.b. gibi diğer etkenlerde neden olmaktadır. Bazı bölgelerde depremlerden önce arz mağnetik alanının dūřey bileşeninde 5-15 gamma'lık değişmeler olduğuna dair kayıtlar varsada bu büyüklükteki değişimlerin ölçülmesine rağmen deprem olmadığını gösteren pek çok kayıtta bulunmaktadır.

4. Diğer Çalışmalar :

Bu başlık altında depremlerden önce değiştiği bazı kişiler tarafından ifade edilen ancak depremlerin önceden bilinmesinde bazılarının ne şekilde kullanılacakları henüz ortaya konamamış olan bütün diğer deprem habercilerinden kısaca bahsedilecektir. Burada bahsedilecek olan bütün haberciler kısa süreli (haftalık, günlük, saatlik) habercilerdir.

a. Yeraltı sularındaki radon miktarı ölçümleri :

Bilindiği üzere radyoaktif elementler çeşitli ışınlarla birlikte birde radyoaktif gaz yaymaktadırlar. Radon özellikle toryum serisinden olan elementlerin yaydığı gaz haline bir radyoaktif elementtir; ve radyum tuzlarının su ile işlenmesinden elde edilmektedir.

Aktif fay zonları civarındaki kuyu veya kaynak sularında yapılan radyoaktivite ölçümleri depremlerin önceden tahmininde son yıllarda kullanılmaya başlanmıştır. Genel olarak aktif fay zonları içersinde kuyu ve kaynak sularındaki radyoaktivite miktarı depremlerden önce yükselmekte ve normal değerlerinin 2-3 katına çıkmaktadırlar. Son olarak 6 Haziran 1974'te Çin Halk Cumhuriyetinde bu yolla mağnitüdü 4.9 olan bir depremin önceden tahmin edildiği literatüre geçmiştir. Ancak radyoaktivitenin yükselmeye başlamasından ne kadar sonra depremin olacağı ve ne büyüklükte olacağı henüz tartışma konusudur.. Çinlilerin kabullerine göre yeraltı sularındaki radyoaktivite miktarı normal değerinin 2 katına çıktığı andan itibaren en geç 15 gün içerisinde deprem olmaktadır. Olacak depremin büyüklüğü hakkında ise kesin bir şey söylemek mümkün değildir, ve bu yöntem tek başına depremlerin önceden tahminine yeterli değildir.

b. Yeraltı sularındaki seviye ve sıcaklık ölçümleri :

Depremlerden önce sığ ve derin kuyularda yapılan seviye ve sıcaklık ölçümlerinde bazı değişmeler görüldüğü literatürlere geçmiştir. Genellikle depremlerden kısa süreler önce kuyu suları seviyelerinde ve kaynak suları sıcaklıklarında artışlar görülmekte ise de bu değişimlerin depremlerin önceden bilinmesinde yalnız başlamına pek yararı olmamaktadır. Ancak sürekli gözlenmesinde yararlı olabilmektedirler. Özellikle Çin Halk Cumhuriyetinde, aktif deprem bögelerindeki kuyu ve kaynak sularının günlük periyotlarla ölçülmesi konusunda geniş bir çalışma vardır. Ancak şimdiye kadar depremlerin önce- den bilinmesi ile kuyu sularının seviye ve sıcaklık değişimleri arasında kesin bir ilişki kurulamamıştır.

Yine Çin Halk Cumhuriyetinde depremlerden bir kaç saat önce kuyu ve kaynak sularında, renk değiştirmeler, çamurlaşmalar ani yükselmeler görüldüğü kaydedilmişse de bu tip değişmelerle, depremlerin önceden bilinmesi arasında bilimsel bir ilişki kurmak oldukça zordur.

c. Hayvanların anormal davranışları :

Hayvanların depremlerden hemen önce anormal davranışlarda buldukları çok eskiden beri söylenmekte ve bilinmektedir. Ancak çok değişik nedenlerle olabilecek hayvanların davranışları ile depremlerin yeri zamanı ve büyüklüğünü önceden tahmin etmek arasında bilimsel bir ilişki kurabilmek oldukça zordur. Bu konu üzerinde şimdilik yalnızca Çin Halk Cumhuriyetinde bazı istatistiki çalışmalar yapılmaktadır.

II — Depremlerin Önceden Bilinmesi Konusunda Çeşitli Ülkelerde Yapılan Çalışmalar :

Bu bölümde, ileri teknolojiye sahip olan ve depremlerin önceden bilinmesi konusunda yoğun çalışmalar yapılan ABD, Çin Halk Cumhuriyeti, ve Japonya ile Türkiye'de bu konu üzerinde yapılan çalışmalardan ve elde edilen sonuçlardan kısaca bahsedilecektir.

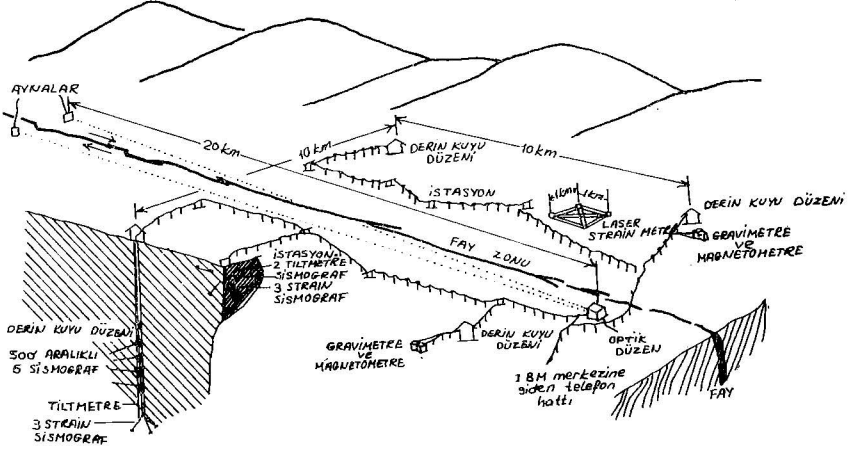
a. ABD'de Yapılan Çalışmalar :

Modern Sismoloji ve Deprem Mühendisliği Bilimlerinin gelişmesine öncülük eden ülkelerin başında gelen ABD'de deprem zararlarının azaltılması konusundaki çalışmalar 1906 Büyük San Fransisko depreminden hemen sonra başlamış ve çok büyük bir hızla gelişmiştir. Ancak bu gelişme depremlerin önceden bilinmesi veya tahmin edilmesi konusu yerine depremlerin oluş şekli ve nedenleri, deprem dalgalarının yayılması, yapıların hasar nedenleri ve analizleri, yapı-zemin ilişkisi, deprem oluşlarına ait istatistikî modeller, depremlerin değişik boyutlarda kaydedilmeleri ve depreme dayanıklı yapı yapılması v.b. gibi günümüzdeki modern Mühendislik sismolojisi ve Deprem Mühendisliği bilimlerinin temelini meydana getiren konularda olmuştur.

Depremlerin önceden bilinmesi konusunda ise bazı üniversite laboratuvarlarında yapılan model çalışma ve araştırmaların geçmişi oldukça eski olmasına rağmen bu konudaki sistematik saha çalışmalarının başlangıcı 1965 ten sonraya rastlamaktadır. Bunda ABD'nin deprem araştırmalarının ana hedefleri başlıca rolü oynamıştır. Amerika'daki deprem araştırmalarının ana hedefi, eskiden beri ülkenin deprem tehlikesi haritası ve Deprem riski haritasını en iyi şekilde hazırlamak ve bu haritadaki tehlike ve risk bölgelerine göre şehir plânları ve depreme dayanıklı yapılar yaparak deprem zararlarını azaltmak olmuştur. Burada depremlere karşı insan hayatı ile birlikte Konut, fabrika, kamu tesisleri v.b. gibi ekonomik değerlerin de korunması prensibi benimsenmiştir.

1969 yılında yürürlüğe konulan büyük bir proje ile Kalifornia'daki San Andreas fay zonu ile Nevada fay zonunda depremlerin önceden bilinmesi çalışmalarına sistematik olarak başlanmıştır. Bu proje gereğince takriben 350

km. boyunca ve 50 km genişliğindeki bir sahada aşağıdaki şematik şekilde özellikleri gösterilen 17 adet gözlem istasyonu kurulmuş ve bu istasyonlarda yapılan çok yönlü gözlem ve ölçü sonuçları değerlendirilmek üzere bir radyo-link sistemiyle LASA sistemi olarak adlandırılan bir bilgi-işlem merkezinde toplanmıştır.



BİR İSTASYON ŞEMASI

Ayrıca bu zon içerisinde 102 adet mikro deprem istasyonu bulunmaktadır.

Amerikanın Kaliforniya dışındaki Newyork, Massachusetts, Colorado, New Mexico, Alaska v.b. gibi diğer aktif deprem bölgelerinde de benzer istasyonlar kurulmuştur. Çalışmalar ilgili üniversitelerle, U.S. Geological Survey «U.S. Coast and Geotetic Survey» National Oceanic and Atmospheric Administration ve National Science Foundation tarafından müstereken yürütülmektedir.

1969 dan bu yana ABD'de depremlerin önceden bilinmesi konusunda yapılan temel harcamalar 1 milyar TL.yi bulmuştur.

1974 yılı içerisinde ABD'de depremlerin önceden bilinmesi konusunda takriben 1000 kişinin çalıştığı ve 120 milyon TL harcanıldığı bilinmektedir.

1971 - 1975 yılları arasında üç küçük depremin önceden tahmin edildiği literatürlere geçmiştir.

Ancak halka alarm verilerek, evlerin ve iş yerlerinin boşaltıldığı bir tahmin henüz yapılmamıştır.

b. Çin Halk Cumhuriyetinde Yapılan Çalışmalar :

Çok eskilerden beri dünyanın en büyük depremlerinin ve büyük can kayıplarının olduğu Çin'de depremlerin önceden tahmin edilmesi konusuna 8 Mart

ve 22 Mart 1966 tarihlerinde Hopeh bölgesinde meydana gelen ve takriben 12.000 kişinin öldüğü ve 70.000 evin yıkıldığı iki büyük depremden sonra başlanmıştır. Bu iki büyük depremden sonra, depremlerin önceden bilinmesi konusu devlet tarafından ele alınmış ve araştırmada birinci önceliğe sahip konu olarak ilân edilerek yeniden organizasyona girilmiştir. Çin Halk Cumhuriyetinde deprem araştırmalarının bugünkü organizasyon şeması aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.

Bu şemadan'da görüldüğü gibi deprem araştırmalarında önderliği Devlet Sismoloji Bürosu yapmaktadır. Ancak depremlerin önceden bilinmesi konusunda sorumluluk bu konuda görev almış olan en küçük birimlere kadar yayılmıştır. Aktif deprem bölgelerinde yaşayan mahalli yönetim birimleri kendi mahalli imkânları ile yıllık çalışma plânlarını yapmakta ve yürütmektedirler. Bu plânlar Eyalet, bölge ve kasaba seviyelerindeki Parti Komitelerinde hazırlanmakta ve yürütülmeleri için gerekli olan parasal kaynaklar yine mahalli imkânlarla bulunmaktadır. Devlet Sismoloji Bürosu, Eyalet, bölge ve kasabaların yıllık çalışma programlarında, bilgilerin halka nasıl dağıtılacağı, depremle nasıl mücadele edileceği, yeni araştırma ve cihaz teknikleri konularında önerilerde bulunmaktadır. Ayrıca kendisine bağlı olan Enstitülerde imâl edilen bazı cihazların Eyalet ve bölgelere dağıtımını yapmaktadır.

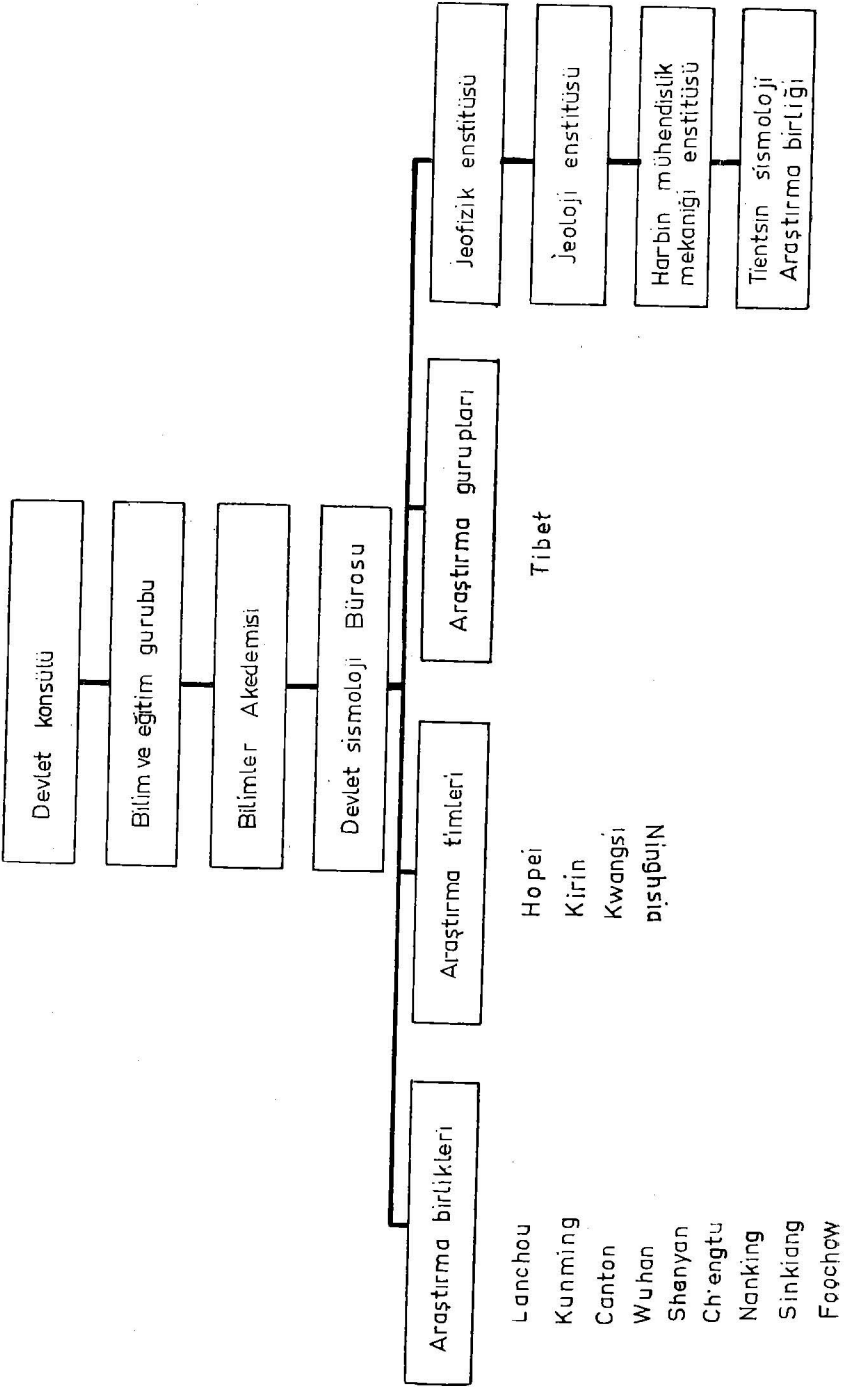
Bunların dışında standart sismik istasyonların kurulması ve bakımı, bölgesel sismik istasyonların kurulması ve bakımı, ülkenin sismisitesi ile ilgili genel çalışmalar, ve eyalet, bölge ve kasabalardan toplanan bilgilerle depremlerin önceden tahmini konularından sorumlu bulunmaktadır.

Bugün Çin Halk Cumhuriyetinde 17 adet standart, 250 adet bölgesel sismik istasyon kurulmuştur. Bunların dışında deprem habercileri hakkında bilgi toplayabilmek için 5000 adet lokal gözlem istasyonu kurulmuştur.

Çin Halk Cumhuriyetinde deprem araştırmalarının birinci öncelikli hedefi gelecekteki depremlerin, yeri, zamanı ve büyüklüğünü önceden bilmek ve can kaybını azaltmaktır. Depremlere dayanıklı yapı yapma ise ikinci öncelikli konudur.

Bütün ülkede, depremlerin önceden bilinmesi konusunda 10.000 kişinin resmen görevlendirilmiş olduğu ve bir o kadar da amatörün bulunduğu tahmin edilmektedir. Ülkede depremlere habercilik ettiği veya edebileceği bilimsel olarak kabul edilmiş veya edilmemiş her konuda araştırma ve bilgi toplanması yoluna gidilmektedir. Bu arada makalenin I nci bölümünde belirtilen her tip habercinin yanı sıra hayvanların davranışları, depremlerle gök cisimleri arasındaki periyodik ilişkiler depremlerin oluş zamanları ile mevsimler arasındaki istatistiki ilişkiler v.b. gibi bilimsel esasları ortaya konmayan konularda da yoğun araştırmalar yapılmaktadır.

Çin Halk Cumhuriyetinde 1970-1975 yılları arasında çeşitli büyüklüklerdeki 10 depremin önceden tahmin edildiği literatürlere geçmiştir. Bunların içerisinde 4.Şubat.1975 tarihinde Liaoning Eyaletinde meydana gelen 7.3 magnitudü deprem çok enteresandır. Zira ilk defa bu depremde halka deprem olacağı duyurulmuş ve evler tahliye edilmiştir. Çin kaynaklı haberlerden öğrenildiğine göre bölgede yaşayan 2500 kişiden yalnızca evlerinden çıkmamakta ısrar eden 150 kişi ölmüştür. Ancak bu depremin ne şekilde önceden bilindiğine dair açıklayıcı bilgi elde edilememiştir.



Bugün dünyada, depremlerin önceden bilinmesi konusuna bütün diğer araştırma konularından daha büyük önem ve öncelik veren ve bu konuda takriben 20.000 insanın resmen veya amatörce çalıştığı tek ülke olan Çin Halk Cumhuriyetinde yapılan çalışma sonuçlarının açıklanması ve bilimsel düzeyde tartışılmasının depremlerin önceden bilinmesi konusuna büyük ilerlemeler getireceği şüphesizdir.

c. Japonya'da Yapılan Çalışmalar

Japonya depremlerin önceden bilinmesi konusundaki çalışmalara dünyada ilk defa sistematik olarak başlayan bir ülkedir. Özellikle 1923 Büyük Kanto depreminden sonra çeşitli üniversite ve araştırma kuruluşlarında depremlerden önce ve sonra meydana gelen kabuk deformasyonları, eğim, (tilt), ve gerilme birikimi (strain) ölçümlerine başlanmıştır.

Daha sonra 1965 yılında kabul edilen bir milli proje gereğince Tokyo ve güney Kanto bölgelerinde depremlerin önceden bilinmesi amacıyla 17 kabuk deformasyonu ölçüm istasyonu, 19 mikro-deprem istasyonu ve 1 magnetik alan ölçü istasyonu ile hassas sismoğraf, Proton magnetometresi tilt ve Strain cihazları ile donatılmış 4 hareketli ekipten meydana gelen bir şebeke kurulmuştur. Bu şebeke ile 20.000 km uzunluğunda bir seviye baz hattı (level) üzerinde 5 yıl aralarla seviye ölçümleri yapılmaktadır. Bu şebekenin kurulma maliyeti takriben 250 milyon TL. yi bulmuştur. Daha sonra 1969 yılında bu proje, yeni bir proje ile geliştirilerek ve yaygınlaştırılarak çalışmalara devam edilmiştir. Japonların depremlerin önceden bilinmesi konusundaki çalışma metodlarının ana unsurunu öncelikle vertikal kabuk hareketlerinin ölçülmesi teşkil etmektedir. Böylelikle arz kabuğunda büyük düzey hareketler gösteren lokal alanlar öncelikle tespit edilmekte ve daha sonra bu alanlarda makalenin I ncı kısmında belirtilen diğer yöntemlerle yapılan ölçümler yoğunlaştırılarak en isabetli tahmin yapılmaya çalışılmaktadır.

Japonya'da depremlerin önceden bilinmesi konusunda, Japon Meteoroloji Kurumu, Geodetik Konsül, Geografik Araştırmalar Enstitüsü. Üniversiteler ve kamuya ait araştırma kuruluşları birlikte çalışmaktadırlar. Bugün Japonya'da Japon Meteoroloji Kurumu'nun sorumluluğu altında çalışan 123 standart sismoloji istasyonu bulunmaktadır. Bu istasyonlar aynı zamanda tilt ve strain ölçümleri yapacak şekilde donatılmışlardır. Ayrıca yine Japon Meteoroloji Kurumuna ait 17 tsunami uyarma istasyonu ile 48 gel-git ölçüm istasyonu bulunmaktadır. Bu istasyonlarda sismolojik ve jeofizik gözlemler yapabilecek cihazlarla donatılmışlardır.

Ayrıca çeşitli üniversitelerin 10 adet standart sismoloji istasyonu ve çok sayıda portatif mikro deprem istasyonu bulunmaktadır.

Japonya'da yukarıda sayılan bütün bu kurum ve üniversitelerde 1500 den fazla kişinin depremlerin önceden bilinmesi konusu ile ilgili olarak çalıştıkları bilinmektedir. 1965 ten bu yana depremlerin önceden bilinmesi konusundaki temel yatırımların 750 milyon TL. yi bulduğu ve bu konuda yılda en az 60 milyon TL. civarında harcama yapıldığı sanılmaktadır.

Japonyada deprem araştırmaları içersinde depremlerin önceden bilinmesi konusu, ilk öncelikli sırayı alamamaktadır. Bu ülkede, öncelik, deprem tehlike

bölgelerinin doğru olarak saptanması ve depreme dayanıklı yapı yapma konusundadır. Belkide bu nedenle literatürde, depremin yeri, zamanı ve büyüklüğünün önceden tahmin edildiği ve halka alarm verildiğine dair bir kayıt bulunmamaktadır. Ancak çeşitli depremlerden önce ve sonra sahada ölçülmüş kabuk deformasyonları ve kayaların fiziksel özelliklerindeki değişimlerle ilgili en çok bilgi bu ülkede bulunmaktadır.

16.6.1964 tarihinde Niigata civarında meydana gelen ve 14 kişinin ölümüne, 382 kişinin yaralanmasına ve 3018 evin yıkılmasına neden olan depremden çok önce ve depremden sonra yapılan hassas seviye (leveling) ölçümü sonuçları aşağıdaki şekilde gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi Niigata şehrinin kuzeyindeki bölge 1930 yılından beri yükselmekte, güney kısım ise alçalmaktadır. Ancak depremin olacağı tarih önceden saptanamamıştır.

d. Diğer Ülkelerde Yapılan Çalışmalar

ABD, Çin Halk Cumhuriyeti ve Japonya'nın dışında SSCB'nde de depremlerin önceden bilinmesi konusunda oldukça yaygın çalışmalar yapılmaktadır. SSCB'nde bu çalışmalar 1966 Tashkent depreminden sonra başlamıştır. Özellikle Tien Shan, Pamir ve Orta Asya zonları ile Kurile-Kamchatka zonlarında depremlerin önceden tahmin edilmesi amacı ile kurulmuş pekçok kabuk deformasyonu, tilt, strain ve lokal sismolojik istasyonlar bulunmaktadır.

Araştırmalar SSCB Bilimler Akademisine bağlı Arz fiziği Enstitüsü ile Kazakh, Kirghiz, Uzbek, tajik ve Türkmen Cumhuriyetlerinin Bilimler Akademileri tarafından yapılmakta ve takriben 750 kişinin çalıştığı bilinmektedir. Ancak SSCB inde de deprem araştırmalarında öncelik deprem tehlikeli bölgeleri ile bu bölgelerdeki risk seviyelerinin tespiti ve depreme dayanıklı yapı yapılması konusundadır.

Bu ülkede de şimdiye kadar büyük bir depremin önceden bilindiği ve halka alarm verildiğine dair literatürde herhangi bir kayıt bulunmamaktadır.

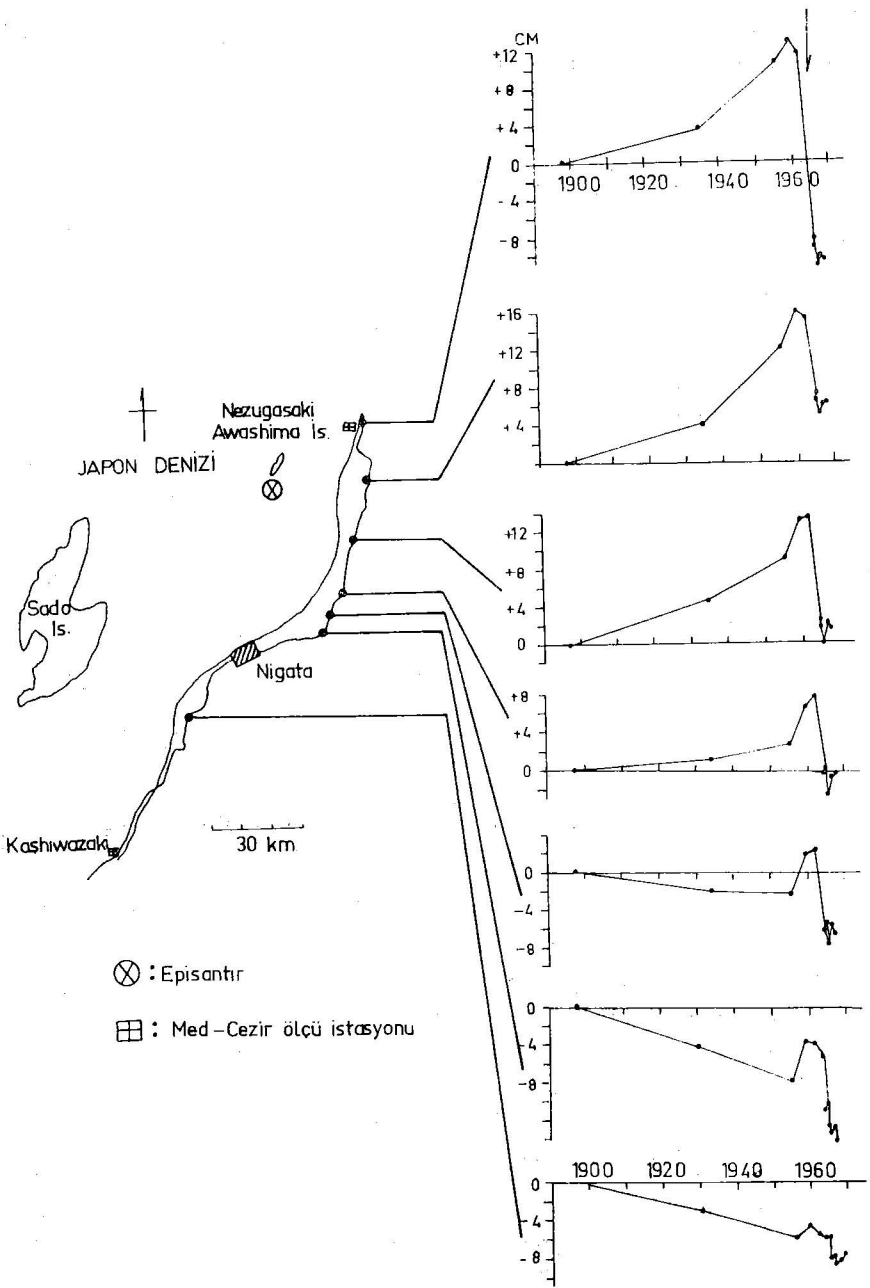
Depremlerin önceden bilinmesi konusunda Yeni Zelanda; Kanada, Avustralya ve bazı Güney Amerika ülkelerinde de çok yeni bazı çalışmalar vardır. Ancak bu çalışmalar şimdilik yalnızca kabuk deformasyonları ve mikro deprem aktivitesi ile sınırlı kalmıştır. Önceden tahmin için gerekli olan bütün deprem habercilerinin sistematik bir şekilde incelenmesi konusu henüz gelişmemiştir. Bu ülkelerde de deprem araştırmalarında önceliği depremlerin önceden bilinmesi konusu alamamakta ve bu konudaki çalışmalar bazı üniversitelerde yapılan lokal çalışmalardan öteye henüz geçememektedir.

Deprem bakımından Dünyanın aktif kuşakları üzerinde bulunan diğer ülkelerde ise sismoloji ve deprem mühendisliği konularındaki temel yatırım ve araştırmalar yapılmadığı için depremlerin önceden bilinmesi konusundaki sistematik çalışmalar başlamamıştır. Bu ülkeler şimdilik deprem tehlikesi bölgelerinin tespiti ve bu bölgelerde yapılacak depreme dayanıklı yapı tekniklerinin geliştirilmesi konusuna çözüm aramaktadırlar.

e. Türkiye'de Yapılan Çalışmalar

Ülkemiz insanlık tarihinin başlangıcından bu yana çok büyük depremlere sahne olmuş olmasına rağmen depremlerle mücadele konusunda maalesef çok geri kalmıştır.

NIIGATA DEPREMI
(M = 7.5)



Ülkemizde deprem araştırmaları ve deprem zararlarının azaltılması konusundaki olumlu çalışmaların başlangıcı 1966 Varto depreminden sonra rastlamaktadır. Her ne kadar 1939 büyük Erzincan depreminden sonra bazı üniversiteler ve kamu kuruluşlarında birkaç olumlu adım atılmışsada zaman içerisinde bu çalışmalar kaybolmuştur. Ülkemizde deprem zararlarının azaltılması konusunda yapılacak çalışmalardan sorumlu olacak bir kuruluş maalesef ancak 1970 yılı içerisinde kurulabilmiştir.

7269-1051 sayılı yasalar ülkemizde deprem zararlarının azaltılması konusundaki hertürlü çalışmayı İmar ve İşkân Bakanlığına görev olarak vermiş ve 1970 yılı başlarında da bu Bakanlığa bağlı olarak Deprem Araştırma Enstitüsü kurulmuştur.

Ülkemizdeki deprem araştırma çalışmalarının başlangıcının çok yeni ve bu konudaki ihtiyaçların çok büyük olması nedeniyle Enstitünün çalışmalarında öncelik deprem tehlike bölgelerinin eldeki olanaklar içerisinde en doğru bir biçimde tespit edilmesi ve bu bölgelerde yapılacak yapıların depremlere dayanıklı olarak yapılması konularına verilmiştir.

Bu çalışmaların yanı sıra, depremlerle mücadelenin kendi evini kendisi yapan geniş halk topluluklarına yayılabilmesi için «Deprem ve Depreme Dayanıklı Yapı Yapma» konusunda büyük bir halk eğitimi kampanyasına girişilmiştir. Türkiye gibi % 95 i deprem bölgeleri içerisinde bulunan ülkelerde depremlerle mücadelenin en etkili yolunun, kanser veya veremle mücadelede olduğu gibi, çok geniş ve yaygın eğitim kampanyaları kanalıyla konunun geniş halk topluluklarına öğretilmesi olduğuna inanılmaktadır.

Ancak bundan sonra problemin her geçen gün hızlı nüfus artışına paralel olarak büyümesi önlenebilir ve problem lokalize edilebilir.

Yukarda da açıklandığı gibi henüz Türkiye'de depremlerin önceden tahmin edilmesi konusu için gerekli olan temel yatırımların hiçbiri yapılamamıştır. Örneğin, ülkede etkili bir sismolojik istasyon ağı kurulamamıştır. Ülkenin tektonik gelişimi detaylı olarak ortaya konamamıştır. Ülkede kabuk deformasyonları, tilt, strain ve mikro deprem aktivitesi ölçüm istasyonları bulunmaktadır, ve ülkede bütün bu konularda çalışabilecek uzman ve teknisyen yetiştirilmesi ihtiyacın çok gerisinde kalmaktadır.

Türkiye'de bugün tüm deprem araştırmaları için harcanan para 50 milyon TL. yi aşamamakta ve bu konuda bütün kamu kuruluşları ve üniversitelerde çalışan personel adedi 150 civarında kalmaktadır.

Bu şartlar içerisinde, çok büyük temel yatırımları gerektiren ve buna karşı önceden kesin olarak garanti edilemeyen, depremlerin önceden bilinmesi konusuna öncelik vermek, şayet bu arada kesin garantisini olan yeni bir yöntem bulunamazsa, hiç olmazsa gelecekteki 10 yıl için imkânsız görülmektedir. Bu süre içerisinde öncelikle, depremlerin önceden bilinmesi için gerekli olan standart ve bölgesel sismolojik istasyonların sayılarının süratle arttırılması, kabuk deformasyonları ölçümleri için gerekli olan Geodetik baz hatlarının kurulması ve ölçümlere başlanması ve yukarıda da değinildiği gibi geniş eğitim kampanyaları ile problemin lokalize edilmesine çalışılması en uygun yol olarak görülmektedir.

III — Sonuç

Makalenin birinci bölümünde, gelecekteki depremlere habercilik edebilecek bütün çalışmalardan kısaca bahsedilmiş ve her habercinin depremlerin önceden bilinmesi konusuna ne şekilde yararlı olabileceği açıklanmıştır. İkinci bölümde ise ABD, Japonya, Çin Halk Cumhuriyeti, Rusya ve diğer ülkelerle Türkiye'de bu konuda yapılan çalışmalar özetlenmiştir.

Sonuç olarak denilebilirki, günümüzdeki modern sismoloji biliminin gelişmeleri henüz, depremlerin önceden bilinmesini kesin olarak garanti edecek düzeye ulaşmamıştır.

Günümüzde depremlerin önceden bilinmesi, gelecekteki depremin yerini zamanını ve büyüklüğünü önceden bilmeyi ve bölge halkına verilecek alarmla can kaybını önlemeyi amaçlamaktadır. Mal ve milli servet kaybının azaltılması ise ancak depreme dayanıklı yapı tekniklerini geliştirmek ve uygulamakla mümkün olabilmektedir.

Yukarıda verilen bazı örneklerden de anlaşılacağı gibi dünya literatüründe henüz 4.2.1975 tarihinde Çin Halk Cumhuriyetinde yapılan uygulamanın dışında, depremlerin yerini, olacağı gün ve saati ve büyüklüğünü kesinlikle saptayıp, bölge halkına alarm verilerek evlerin boşaltıldığına ve can kaybının önlenmesine dair bir kayıt bulunmamaktadır. Çin Halk Cumhuriyetindeki örnek ise, bilimsel esasları henüz açıklanmadığından, şimdilik yalnızca haber niteliğinde kalmaktadır.

Günümüzdeki hızlı nüfus artışının doğurduğu aşırı şehirleşme aktif deprem bölgelerindeki büyük yerleşme merkezlerinde, çok daha değişik boyutlarda yeni problemler ortaya çıkarmaktadır. Örneğin, biran için ülkemizin aktif deprem bölgelerinden birisi içerisinde yer alan İstanbul -Kocaeli arasında üç gün içerisinde büyük bir depremin olacağını %90 ihtimalle saptadığımızı varsayalım.

Bu durumda bütün bölgeye alarm verilmesi ve konut, işyeri, fabrika, kamu kuruluşları yapılarının boşaltılması, bölgeye gelen kara ve demiryolları trafiğinin durdurulması gerekmektedir. İlk anda, bu şehirlerin nasıl derhal boşaltılacağı? Bu nüfusun 3 gün için dahi olsa nerede ve nasıl barındırılacağı? Nasıl besleneceği? Evlerinden eşya kurtarmaya çalışmamıza nasıl engel olunacağı? Meydana gelen panik-hayası içerisinde yukarıda yazılan ve ilk anda akla gelen problemlerin hangi kamu görevlileri tarafından ne şekilde yapılacağı gibi çok büyük sorunlar ortaya çıkmaktadır. ABD uzmanları bu panik içerisinde meydana gelebilecek can kayıplarının, depremlerin doğuracağından çok daha az olmayacağı ve zaten nüfusu 1 milyonun üzerinde olan bir şehri 3 gün gibi kısa bir sürede boşaltmanın bugünkü trafik sorunları içerisinde mümkün olmayacağını belirtmektedirler.

Bir an için bütün bu sorunları çözdüğümüzü varsayalım. Yukarıda depremin üç gün içerisinde olabileceğini %90 gibi çok büyük bir ihtimalle saptadığımızı varsaymıştık. Yani olmama veya beklediğimiz büyüklükte olmama ihtimali de %10 dur. İyi bir tesadüf olarak depremin bu %10 ihtimal içerisinde meydana geldiğini düşünürsek bu halde de büyük yasal sorunlar ortaya çıkacaktır. Örneğin, özel sektöre ait Fabrika ve iş yerlerinin 3 gün durdurulmasından meydana gelen üretim kaybını devlet ödeyecektir? Panik nedeniyle meydana gelen mal ve can kayıplarının sorumlusu yanlış alarmı veren devlet olmayacak mıdır? Açılacak tazminat davalarının sorumlusu kimdir? v.b.

Bu örnekten de anlaşılacağı üzere şehirleşmenin yoğun olduğu bölgelerde depremin önceden tahmininin doğuracağı panik ile can ve mal kayıpları, depremin kendisinininkinden daha az değildir. Hele ekonomik kayıp daha da fazladır.

Tahminde yanlıya düşülmesi halinde ise devletin ödemek durumunda kalacağı tazminatlar ve daha sonraki tahminlerin inandırıcılığı ayrı bir sorun olarak karşımıza çıkmaktadır.

Bu kısa açıklamadan da anlaşılacağı gibi depremlerin önceden bilinmesi konusunu, yalnızca bilim adamlarının, ve araştırma kuruluşlarının sorunu olarak ele almak hatalı olacaktır. Konunun sosyal, ekonomik ve pratik uygulama yönleride en az bilimsel yönü kadar önemlidir. ve bu sorunlar nedeniyle bütün dünyadaki bilim adamları ve bilim kuruluşları önceden tahmin çalışmalarında %100 doğruluk elde etmeden, tahminlerini kamu oyuna açıklayıp, açıklamakta tereddüt etmektedirler.

Maalesef günümüzdeki teknolojik gelişmeler bu konuda %100 doğruluk elde edebilecek düzeye henüz ulaşamamıştır. Bu nedenle deprem zararlarının azaltılması konusunda şimdilik uygulanabilecek tek çözüm, deprem tehlike bölgelerinin saptanması ve haritalanması ile bu bölgelerde yapılacak yapıların depremlerle dayanıklı olarak yapılmasının sağlanmasıdır.

KAYNAKLAR :

1. «ESSA Symposium On Earthquake Prediction»
Feb. 7, 8, 9, 1966. Rockville. U.S.A.
2. «Proceedings of Conference On Geologic Problems of San Andreas Fault System» Ed. W. Dickinson-A. Granz
3. «Joint US - Japan Seminar on Premonitory Phenomena Associated with Several Recent Earthquakes and Related Problems» EOS. Vol. 50. No : 4
pp. 376
4. «US. Japan Seminar on Earthquake Prediction and Control»
EOS Vol. 55 No: 1
5. «Earthquake Studies In the People's Republic of China»
B.A. Bolt. EOS. Vol. 55. No: 3
6. «Earthquake Research in China»
F. Press et All. EOS. Vol. 56. No: 11
7. «First successful Prediction of an Earthquake in the U.S.A.»
Y.P. Aggarwal, EOS. Vol. 54 No : 11 pp. 1134
8. «Temporal and Spatial Analysis of Premonitory Velocity Anomalies for the Aug. 3. 1973. Blue Mt. lake Earthquake.»
Y.P. Aggarwal. EOS Vol. 55, No: 4 pp. 355
9. Earthquake Prediction : Variation of Seismic Velocities in Southern California» J. H. Whitcomb. EOS. Vol. 55, No. 4, pp. 355

10. «Earthquake Precursors»
T. Rikitake. Bull. Sism. Soc. of Am. Vol. 65 No: 5
11. «Recent Research on Earthquake Prediction»
T. Hagiwara, Invited paper, 5 th European conf. on Earth. Engineering.
22-25 Sept. 1975, Istanbul
12. «Earthquake Prediction»
Tectonophysics. Vol. 6 No:1. Special issue.
13. «Forerunners of Strong Earthquakes»
Tectonophysics Vol. 14 No : 3/4 Special issue.
14. «Focal Processes and the Prediction of earthquakes
Tectonophysics Vol. 23, No : 3. Special issue..

İSTİNAD DUVARLARINDA DEPREMLER SIRASINDA OLUŞAN BASINÇLAR

Fazan : R. F. Scott*

Çeviren : Ali Erguvanlı**

ÖZET

Bu makalede bir istinad duvarı modelinin dinamik yükler altındaki davranışı incelenmiştir. Bir deprem sırasında duvarda oluşabilecek basınç ve momentlerin değerleri model üzerinde ifade edilmiştir. Bu çalışmada, zemin özelliklerinin derinlik ile değişimi ve duvarın şekil değiştirmesinin etkileri gözönüne alınmıştır.

SYNOPSIS

A model for the dynamic behaviour of a soil - retaining wall system is presented. From the model, expressions are derived for the pressures, forces, and moments which may act on the wall during a design earthquake. In the analysis, modifications enable the variation of soil properties with depth and the flexibility of the wall to be taken into account.

GİRİŞ

Genel olarak deprem titreşimleri dolayısıyla istinad duvarları üzerinde oluşan basınçların hesaplanması, Monobe (4) ve Okabe (5) tarafından önerilen yatay ivmelerin statik Coulomb analizine eklenmesi ile yapılmaktadır. Bu tip bir analizde basınç dağılımı duvar temelinden yukarıya doğru doğrusal olarak azalmaktadır. Monobe-Okabe hesap yönteminin değişik bir değerlendirilmesi Seed ve Whitman (6) tarafından yapılmıştır. Bu araştırmacılar, ufak ölçekli model deneyleri sonucu, duvar üzerinde oluşan kuvvetlerin, Monobe-Okabe yöntemi sonucu elde edilen «kuvvetlere» çok yakın olduğunu doğrulamıştır. Fakat, deneylerinde ölçülen taban momentlerinin meydana gelmesi için hesaplanan kuvvetin duvar tabanından yüksekliğin 1/3'ü yerine 0.60'ından etkimesi gerektiğini gözlemiş ve önermişlerdir. Bu teori, özellikle depremler sırasında oluşan dinamik koşulları ve yüksek istinad duvarlarının davranışını yansıtmamaktadır. Ayrıca bu tür analizde duvar şekil değiştirmesi hesaba katılmamaktadır. Bu çalışmada ise deprem koşulları altında istinad duvarları

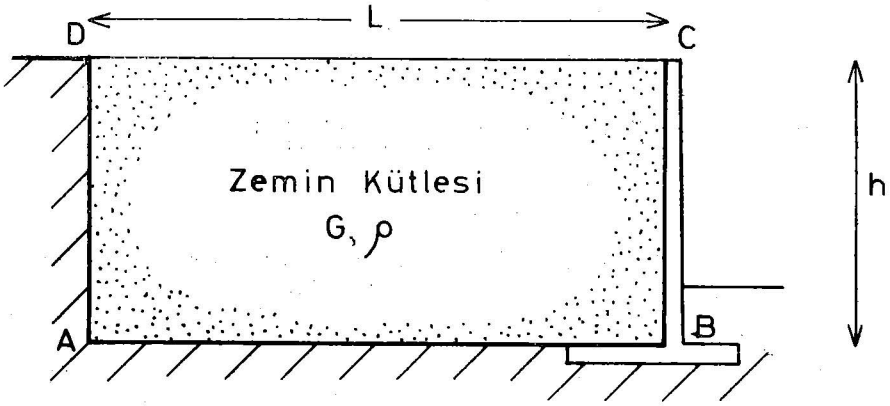
(*) Prof., Caltech-California A.B.D.

(**) İ.T.Ü. Müh. - Mim. Fakültesi

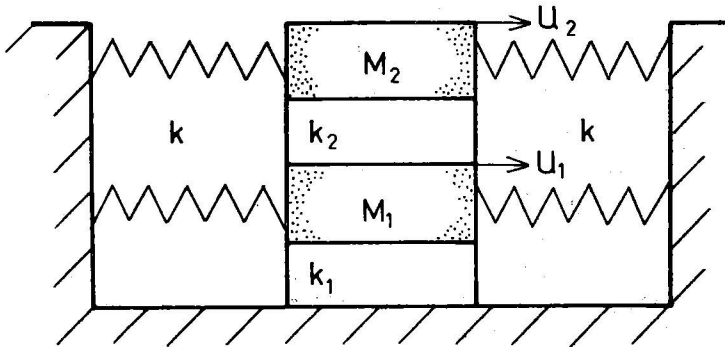
için bir başka projelendirme yöntemi önerilmektedir. Bu yöntem, yapısal dinamik analizde kullanılan yaklaşımları içermektedir.

DİNAMİK ANALİZ

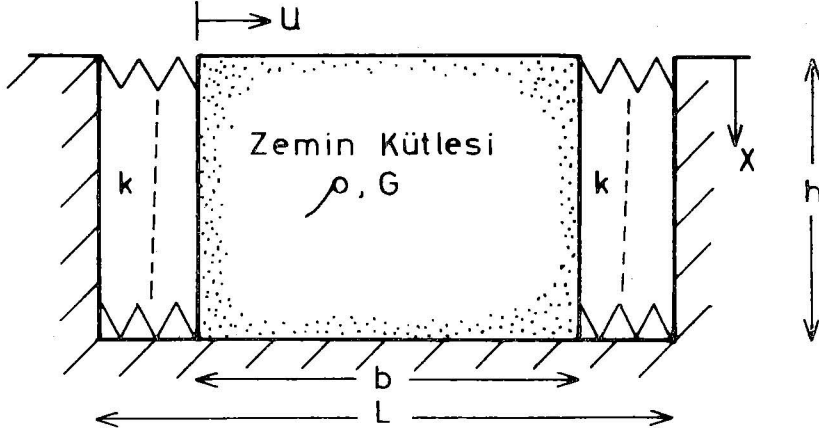
Tipik bir istinad duvarı ve yatay yüzeyli zemin dolgunun iki boyutlu kesiti, Şekil : 1'de verilmiştir. Kesitteki AB düzleminde proje deprem verilerinin bulunduğu ve duvar arkası dolgusunun şekildeki ABCD alanı ile sınırlandığı kabul edilmiştir. Bu makalede önerilen yöntem ile zemin bir boyutlu kayma kirişi olarak incelenmiştir. Zemin-duvar müşterek davranışını temsil eden yaylar, duvar ile temasta bulunmaktadır. İstinad duvarı arkasında oluşan basınçların hesaplanması için uygulanan kayma kirişi yönteminde, Şekil. 2'de gösterilen «kütleleri birleştirilmiş kayma kirişi» veya Şekil. 3'de verilen «sürekli kayma kirişi» uygulanabilir.



ŞEKİL 1. PROBLEMİN KONUMU



ŞEKİL 2. BİRLEŞTİRİLMİŞ KÜTLE ANALİZİ



ŞEKİL 3. SÜREKLİ KAYMA KİRİŞİ

SÜREKLİ KAYMA KİRİŞİ ANALİZİ

İncelenen probleme ait geometri, değişkenler ve özellikler Şekil. 3'de gösterilmiştir. Bu konuma göre, kayma kirişi, sağda duvar (BC) ve sol taraftaki sınır düzlemi (AD) ile, yay katsayısı «k» ile verilen bir Winkler yayı ile irtibattadır. Bu model'de herhangi bir «X» seviyesinde, kayma kirişinde oluşan basınç, o seviyede ve o andaki yatay yer değiştirme «u» ile orantılıdır. Genel olarak, zemin özellikleri olan birim kütle (ρ), Elastisite Modülü (E) ve Kayma Modülü (G) ile yay katsayısı «k», derinlik ile değişecektir. Ayrıca, duvarın şekil değiştirmesinin de göz önüne alınması gerekmektedir. Bu çalışmanın ilk kısmında, duvarın rijit olduğu ve malzeme özelliklerinin değişik şekillerde derinlikçe değişimi göz önüne alınmıştır. Sönüm, yer hareketine ait spektrum eğrisinde seçilecek bir değere göre alınacaktır.

(a) Zemin Özelliklerinin derinlik boyunca sabit olması halı

Bu koşullar altında, hareket denklemi aşağıda verildiği şekilde olmaktadır.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{2ku}{\rho b} \quad (1)$$

Bilinen yöntemler ile, zaman ve yer değişkenlerini ayırarak Denklem (1)'in çözümü yapıldığında, istinad duvarının şekil değiştirme halinin, zaman (t) ile harmonik ve « ω » açısız frekansına sahip bir «kosinüs» fonksiyonu olduğu görülmektedir.

$$u = \cos \lambda x \sin \omega t \quad (2)$$

Denklem (2)'de, D her mod için sabit bir değerdir ve titreşimin bütün modları,

$$D \cos \lambda h = 0 \quad (3)$$

şartını sağlamaktadır. Burada «h» duvarın yüksekliğidir. Çeşitli mod'lar için değerleri,

$$\lambda_1 = \frac{\pi}{2h} \quad \lambda_2 = \frac{3\pi}{2h} \quad \dots \quad \lambda_n = (2n-1) \frac{\pi}{2h} \quad (4)$$

olmaktadır. Denklem (2)'nin, denklem (1)'de yerine konması ile, modlerin frekansları,

$$\omega_n = \left[\frac{(2n-1)^2 \pi^2 G}{4h^2} + \frac{2k}{b\rho} \right]^{1/2} \quad (5)$$

elde edilebilmektedir.

Denklem (5)'deki eşitliğin sağ tarafındaki ilk terim, bir-boyutlu serbest halde bir kayma kirişinin açısal frekans değeridir. İkinci terim, problemde kayma kirişinin deformasyonunu sınırlayan yayların etkisini kapsamaktadır. Katkı çarpanları α_n ,

$$\alpha_n = \frac{\int_0^h \rho(x) X_n(x) dx}{\int_0^h \rho(x) X_n^2(x) dx} \quad (6)$$

olmaktadır.

Burada $X_n(x)$ fonksiyonu n, inci modda kayma kirişinin deplasmanlarını göstermektedir.

Birim hacim ağırlığının sabit olması halinde,

$$\alpha_n = \frac{\int_0^h \cos \lambda_n x dx}{\int_0^h \cos^2 \lambda_n x dx} = \frac{4 \sin \lambda_n h}{2 \lambda_n h + \sin 2 \lambda_n h} \quad (7)$$

elde edilmektedir.

Hesaplara esas alınacak deprem verilerine göre ve belirli bir modda x-yükseklikte oluşacak maksimum deplasman, U_{mn} ,

$$U_{mn} = \frac{S_{vn}((\alpha_n) \cos(\lambda_n x))}{\omega_n} \quad (8)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada « S_{vn} » uygun sönüm ile kabul edilen proje spektrumunda, ω_n frekansındaki relatif hız spektrumu değeridir.

x yüksekliğinde oluşması «en muhtemel» deplasman u_{mp} , kareler ortalaması toplamı ile

$$U_{mp} = \left\{ \sum_1^{\infty} \left[\frac{S_{vn} \alpha_n \cos(\lambda_n x)}{\omega_n} \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (9)$$

şeklinde bulunmaktadır ve bu yükseklikte oluşacak en muhtemel basınç p_{mp} ise,

$$p_{mp} = k u_{mp} \quad (10)$$

ifadesi ile saptanmaktadır. Elde edilen bu en muhtemel basınç dağılımından, en muhtemel toplam kuvvet ve moment değerleri hesaplanabilmektedir.

Belirli zemin özelliklerine ve geometrik konuma sahip problemlerin bu yöntem ile analizinde istinad duvarı üzerinde oluşan basınç dağılımında, birinci mod etkisinin en büyük ve etkin olduğu görülmektedir. Yüksek modlar ise küçük basınç değerleri oluşturmaktadır. Bu koşullar altında, en muhtemel deplasman ve basınç dağılımı sadece birinci mod dikkate alınacağından, belirgin bir şekilde basitleştirilebilir. Böylelikle,

$$\omega_1 = \left(\frac{\pi^2 G}{4h^2 \rho} + \frac{2k}{b\rho} \right)^{1/2} \quad (11)$$

$$\lambda_1 = \pi/2h \quad (12)$$

$$\alpha_1 = \frac{4}{\pi} \quad (13)$$

ve birinci mod şekli ise,

$$u_1 = D \cos \left(\frac{\pi x}{2h} \right) \quad (14)$$

olmaktadır. Oluşacak maksimum deplasman, denklem 8, 11, 12 ve 13'den

$$u_{ml} = \frac{4S_{vl}}{\pi\omega_1} \cdot \cos \left(\frac{\pi x}{2h} \right) \quad (15)$$

olarak elde edilmektedir.

Denklem (10) ve (15)'den giderek, duvarda oluşacak maksimum basınç dağılımının da «kosinüs» fonksiyonu olacağı,

$$P_{ml} = \frac{4kS_{vl}}{\pi\omega_1} \cos \left(\frac{\pi x}{2h} \right) = P_o \cos \left(\frac{\pi x}{2h} \right) \quad (16)$$

ve

$$P_o = \frac{4kS_{vl}}{\pi\omega_1} \quad (17)$$

görülmektedir. Burada « P_o » temel tabanındaki maksimum basınç değeridir. Her birim genişlik için, duvarda oluşacak maksimum kuvvet kosinüs basınç dağılımı eğrisinin altındaki alan olarak,

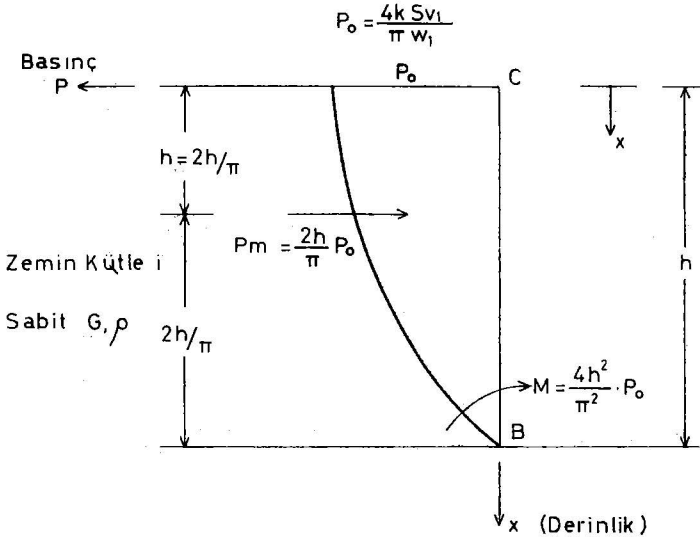
$$P_{ml} = \frac{2}{\pi} P_o h \quad (18)$$

ifadesi ile bulunacaktır (Şekil. 4). Bu kuvvetin etkiye noktası, duvar tabanından « $2h/\pi$ » yükseklikte bulunmaktadır. Mononobe-Okabe yönteminde bu değer « $h/3$ », Seed ve Whitman (6) tarafından teklif edilen «değiştirilmiş Mononobe-Okabe» yönteminde ise maksimum kuvvetin etkiye noktası « $0.6 h$ » olmaktadır.

Duvar tabanında birim genişlik için oluşacak maksimum moment ise, M_{ml}

$$M_{ml} = \frac{2Pm_1 h}{\pi} = \frac{4}{\pi^2} P_o h^2 \quad (19)$$

olarak bulunur (Şekil. 4). Bu noktada, kayma kirişi-Winkler modelinin geçerliliği, hiç değilse birinci moddaki davranışı ve tabii frekans değerlerinin doğruluğu kabul edilmektedir. Şekil. 1'de boyutları verilen problem, düzey deplasmanların olmaması hali için iki boyutlu olarak Wood (7) tarafından çözülmüştür. Bu suni sınırlama sonucu, titreşim frekanslarının her iki yönde deplasmanların olduğu çözüme oranla daha büyük değerler aldığı görülmektedir.



ŞEKİL 4. SÜREKLİ KAYMA KİRİŞİ ANALİZİ, BİRİNCİ MOD'DA OLUŞAN BASINÇ, KUVVET VE MOMENTLER.

Wood'un birinci mod için çözümü ile denklem (11)'in karşılaştırılması sonucu ve,

$$b = L$$

$$k = \frac{4E(1-\nu)}{L(1-\nu)(1-2\nu)} = \frac{8G(1-\nu)}{L(1-2\nu)} \quad (20)$$

şartlarında, her iki frekans değeri birbirine yaklaşmaktadır. Böylelikle, fiziki bir model için «k» değeri belirlenmektedir. Şekil. 3'de «k» değeri, tamamiyle sınırlandırılmış bulunan ve «L/4» genişliğinde bir zemin kolonunun rijitliğinin ifadesidir.

Denklem (20)'nin (11)'de yerine konulması ile, sistemin hakim titreşim frekansı

$$\omega_1 = \frac{\pi V_s}{2h} \left[1 - \frac{64}{\pi^2} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)} \cdot \left(\frac{h}{L}\right)^2 \right]^{1/2} \quad (21)$$

olarak elde edilebilmektedir.

Burada zemin içinde kayma dalgası yayılma hızı $V_s = (G/\rho)^{1/2}$ 'dir. Denklem (20)'nin (17)'ye uygulanması ile de, duvarda oluşacak maksimum basınç p_0 ,

$$P_0 = \frac{32GS_{v1}(1-\nu)}{\pi_1 L (1-2\nu)} \quad (22)$$

olarak bulunmaktadır. «0.33» gibi tipik bir Poisson oranı değeri için $(1-\nu_1)$ $(1-2\nu_1)$ değeri «2» olmaktadır. (21) (22) (18) ve (19) denklemleri, zemin özellikleri, duvar boyutları ve projeye esas alınacak deprem verilerinin bilinmesi halinde, projelendirmenin ilk aşaması için gerekli basınç ve kuvvet ve moment değerlerini yeterli doğruluk ile vermektedir. Belirli özelliklerde oluşacak değişimler, bu bağlntılarda kolaylıkla dikkate alınabilir.

(b) Zemin Özelliklerinin Derinlik Boyunca Artması Hali

Çoğu zemin oluşumunda elastik özellikler, birim hacim ağırlık değeri sabit olmasına karşın, derinlik ile artış göstermektedir. Böyle bir durumun incelenmesi için, Şekil 3'de verilen problemde «G» ve «k» değerlerin derinlik ile artışı göz önüne alınmalıdır.

Zeminde «k» ve «p» değerlerinin sabit, «G» değerinin derinlik boyunca üstel bir fonksiyon olarak değişimi hali için ve «k» ve «G» değerlerinin doğrusal artım durumları için ayrıntılı çözümler bugün mevcuttur.

Genellikle, bu çözümlerde, maksimum kuvvetin temel tabanından duvar yüksekliğinin 0.6 ilâ 0.7'sine etkimesi sonucu, birinci modda maksimum moment değerlerinin oluştuğu görülmektedir.

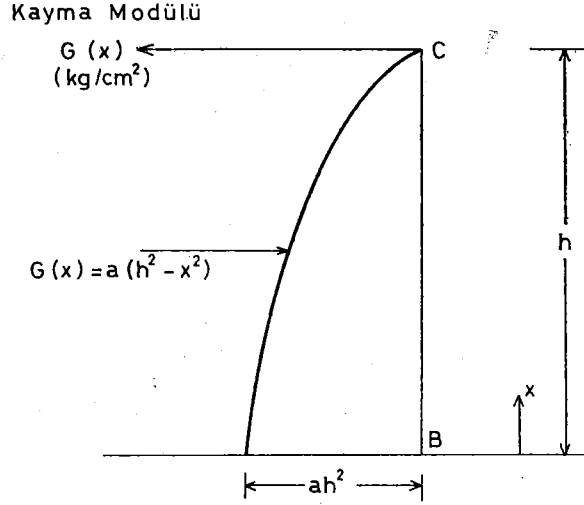
Ancak, kayma modülünün, Bielak (1) tarafından da gösterildiği gibi, derinlikle belirli bir şekilde artışı bu problem için önem kazanmaktadır.

Bu analizde $G(x)$ parabolik kabul edilmektedir.

$$G = a(h^2 - x^2) \quad (23)$$

ve «a» bir sabittir.

Bu örnek için, x-kordinatının duvar tabanında alınması ve x-değerlerinin yukarıya doğru pozitif olması gereklidir. «G» değeri zemin yüzeyinde sıfır olmakta ve derinlik ile parabolik olarak artmaktadır. (Şekil. 5).



ŞEKİL 5. KAYMA MODÜLÜNÜN DERİNLİK İLE PARABOLİK DEĞİŞİMİ

Bu durum için hareket denklemi,

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{a(h^2 - x^2)}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{2ax}{\rho} \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2ku}{\rho b} \quad (24)$$

olmaktadır.

Değişkenlerin ayrılması ile yapılan çözümde, hareketin zaman ile sinü-
soidal olarak değiştiği ve deformasyona uğramış kayma kirişinin şekil fonksiyonu (x) için geçerli denklemin,

$$(h^2 - x^2) \frac{\partial^2 X}{\partial x^2} - 2x \frac{\partial X}{\partial x} + \left(\frac{\rho \omega^2}{a} - \frac{2k}{ab} \right) X = 0 \quad (25)$$

olduğu görülmektedir. Bu durumda yeni bir « $s=x/h$ » değişkeninin tarifi ile,

$$(1 - s^2) \frac{\partial^2 X}{\partial s^2} - 2s \frac{\partial X}{\partial s} + \left(\frac{\rho \omega^2}{a} - \frac{2k}{ab} \right) X = 0 \quad (26)$$

elde edilir. Bu bir «Legend» denklemdir. Ve çözümü « p » mertebesinden $p_p(s)$ şeklindeki Legendre fonksiyonlarıdır. Burada P_p ,

$$P(p+1) = \left(\frac{\rho \omega_n^2}{a} - \frac{2k}{ab} \right) \quad (27)$$

şeklinde ifade edilmektedir.

Kayma kirişinin deformasyona uğramış şekli, Denklem 26'nın çözümü ile elde edilmektedir.

$$X = DP_p(s) \quad (28)$$

Burada sınır koşullarına dikkat edilmelidir. Duvar üstünde, $S=1$ 'de, sonlu olan Legendre fonksiyonu «p» nin tamsayı değerleri olan Legendre polinomlarıdır. Halbuki, $D=0$ olduğundan, $S=0$ 'da, $p_p(0)$ sıfır değerini alarak X 'i sıfır yapmalıdır.

$S=0$ 'da sıfır değerini veren Legendre polinomları «p» nin tek sayı olduğu değerlerdir. Dolayısıyla, kayma kirişinin titreşim modları denklem 27'den, $p=1, 3, 5 \dots$ değerleri koyularak elde edilir.

Bu durumda, birinci modun etkisi önem kazanmaktadır. $P_1(S)$ Legendre polinomu,

$$P_1(S) = S \quad (29)$$

denklemleri ile ifade edilen bir doğru olmaktadır. Böylelikle, kayma kirişi birinci mod'da doğrusal olarak titreşmektedir. Bu durum da bütün denklemler basitleşmektedir. Birinci katkı çarpanı $\alpha_1 = 1.5$ ve tabii titreşim frekansı

$$\omega_1 = \left[\frac{2a}{p} + \frac{2k}{\rho b} \right] \quad (30)$$

olmaktadır.

Duvarda oluşan maksimum basınç dağılımı üçgen şekildedir ve maksimum basınç değeri «en üst» noktasında,

$$P_{m1} = P_0 S \quad (31)$$

$$P_0 = \frac{1,5kS_{v1}}{\omega_1} \quad (32)$$

değerini almaktadır. Maksimum p_{m1} basınç dağılımının alanından

$$P_{m1} = \frac{1}{2} P_0 h \quad (33)$$

olarak bulunacaktır. Basınç dağılımı üçgen olduğundan maksimum kuvvet duvar tabanından « $2/3 h$ » yükseklikte etkimekte ve maksimum moment,

$$M_{m1} = \frac{1}{3} P_0 h^2 \quad (34)$$

olmaktadır.

Bielak (1) bu özel durum için önemli bir noktayı daha belirlemiştir. Modların ortogonalitesi ve birinci modun doğrusal olması nedeni ile birinci moddan başka «hiçbir» mod taban momenti oluşturmamaktadır. Böylelikle, belirlenmiş bir deprem için sadece denklem 34'de verilen bağıntı ile rijit duvar tabanında oluşan «moment» hesaplanabilmekte, yüksek modlar ek moment değerleri doğurmamaktadır. Buna karşılık, yüksek modlarda duvarda ek basınç ve kuvvetler oluşmaktadır.

Legendre polinomlarının basit ve kolay çözülebilir olmaları, yüksek modların etkilerinin kolay hesaplanmasını sağlamaktadır.

(c) Zemin Geometrisinin etkileri

Zemin özelliklerinin sabit olması hali için, AD sınırının BC duvar düzleminde olan uzaklığı birinci mod frekansının değişimini etkilemektedir. Bu durum denklem 21'de görülmektedir ve «L/h» oranının «bir» den ufak olması hali için bu araştırmada önerilen model geçersiz olmakta, problemin iki boyutlu davranışı önem kazanmaktadır.

Kayma kirişi analizinde $L/h > 1.0$ durumu, duvar arasındaki zeminin birinci moddaki titreşimini gerçekçi olarak yansıtmaktadır. $L/h > 2$ durumunda ise, ikinci bir modun etkisi de tanımlanabilir. Bu modda, AD ve BC'nin tam ortasındaki düşey düzlem bir düğüm noktası olmakta, zemin bu düzlem boyunca yatay deplasmanları olmayan ve simetrik olarak titreşen iki kayma kirişi ile temsil edilebilmektedir. İkinci modun basınç ve moment etkileri birinci mod değerlerine eklenmelidir.

AD' düzleminin BC'den uzaklaşması halinde, denklem 21'de ikinci terimin ufak değerler aldığı görülmektedir. Bu durumda basınç hesaplarında «k» değerleri $L/4$ veya $2.5 h$ koşulları için alınacaktır.

(d) Duvarın Şekil Değiştirmesinin Etkisi

Gerçek titreşimler sırasında duvar, eğilme etkisi ile birlikte tabanında oluşan dönme ve yer değiştirme, şekil değişimine uğramaktadır. Ancak eğilme etkisinin analize dahil edilmesi çözümde zorluk çıkardığından, sadeleştirme yapılarak «tabanda mafsallı rijit duvar» kabulü yapılmıştır. Sadece taban dönmeleri ele alınarak dönme rijitliği bir burulma yayı ile ele alınmıştır. Duvarın şekil değiştirmesinin etkisi, zemin modelini doğrusal birinci mod titreşimi veren Legendre denklemi ile dikkate alınabilir. Sadeleştirme olarak duvarın kütlesi yok kabul edilmiştir.

Duvar tabanında T değerinde bir burulma yayı olması halinde, duvarın θ açısız deplasmanı ile oluşan moment,

$$M = T\theta \quad (35)$$

olmaktadır. Duvar rijit kabul edildiğinden duvarın yatay deplasmanı yükseklik ile doğrusal olarak artmaktadır. Doğrusal birinci mod için, zemin kayma kirişinin yatay deplasmanları da yükseklik ile doğrusal olarak değiştiğinden, herhangi bir anda duvarda oluşan basınç, zemin ile duvar deplasmanlarının farklarının «k» ile çarpımı şeklinde elde edilmektedir. Böylece basınç, Rijit duvar halinde olduğu gibi, duvar yüksekliğinde doğrusal olarak değişmektedir. Taban dönmelerinin etkisi, efektif zemin rijitliği «k» de azalma meydana getirmektedir.

Tabandaki moment etkisi ile oluşan duvar dönmelerinin meydana getirdiği yeni zemin rijitlik katsayısı, «k'»,

$$k' = \frac{1}{kh^3} k \quad (36)$$
$$1 + \frac{1}{3T}$$

ifadesi ile elde edilmektedir. Böylece, birinci mod için denklem (30) ve (32) geçerli olmaktadır. Sadece "k" yerine denklem 36'dan hesaplanacak "k" değeri kullanılmalıdır. Benzer şekilde, duvar dönmesini dikkate alarak oluşan basınç, kuvvet ve momentler hesaplanabilmektedir. Zemine ve betonarme duvara ait gerçeğe uygun parametrelerin, denklem 36'da yerlerine konması sonucu pratikte "k" katsayısındaki genel değişime "0.5" mertebesi civarında olmaktadır.

TARTIŞMA

Şekil. 1' ve 3'de belirlenen, lineer elastik zemin, rijit duvar ve sinuzoidal dalga titreşimi için çözüm Matsuo ve Ohara (3) tarafından elde edilmiştir. Bu çalışmada ise rijit duvar için verilen çözümlerdeki kuvvet ve momentler Matsuo-Ohara'nın bulduğu mertebelere yakın değerlerdir. Ancak bunlar Mononobe-Okabe yöntemi ile hesaplanarak bulunan değerlerden oldukça büyüktür. Aynı problem için mafsallı duvar durumu için, fakat duvar küteside dikkate alınarak İshii ve diğerleri (2), bir çözüm getirmişlerdir.

İstinad duvarlarının depremler sırasındaki davranışları ve model deneylerinin sonuçlarının incelenmesi olayların oluşum sıralarına ilişkin aşağıda belirtilen varsayımları ortaya koymaktadır. Depremler sırasında, Mononobe Okabe yöntemi hesabına göre büyük dinamik basınç ve kuvvetler oluşmakta ve bunlar duvarda harekete sebebiyet vermektedir. Duvar deformasyona uğrayınca kalıcı zemin deformasyonları ve ortak basınçlar oluşmaktadır. Sonuç olarak, büyük deformasyonlar ile duvar arkasında oluşan zemin kaması, kayarak kısmi veya tüm duvar göçmesi meydana getirmektedir. Deprem sonrası gözlemlerde kayma kaması belirgindir ve Mononobe-Okabe göçme mekanizmasını kanıtlar gibi görülmektedir. Ancak, belirtildiği gibi, kama oluşumu, göçme sonrası durumudur. 1971 San Fernando, California depreminde sel kontrol kanal duvarları ve 1964 Niigata depremi Showa köprüsü duvarlarında oluşan kısmi göçmeler, yukarıda belirtilen göçme oluşum sıralamasının ara durumlarını açık olarak göstermektedir. Model deneyi sonuçlarının ise, deprem koşullarında gerçek duvar davranışını yansıtmadığı aşıkardır.

KAYNAKLAR

- (1) BIELAK, J., Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., 95, Jour. Eng. Mech. Div., EM 5, Oct, 1969.
- (2) ISHII, Y., ARAI, M., and H. TSUCHIDA, Proc. 2nd World Conf. Earthquake Eng. 1, 211 - 230, 1960.
- (3) MATSUO, M., and S. OHARA, Proc. 2 nd World. Conf. Earthquake Eng. 1, 165 - 173, 1960.
- (4) MONONOBE, N., Proc. World Engineering Congress 2, 275, 1929.
- (5) OKABE, S., Jour. Japanese Soc. Civ. Eng. 12, No. 1, 1926.
- (6) SEED, H.B. and R.V. WHITMAN, Conference on Lateral Stresses and Earth-Retaining Structures, Amer. Soc. Civ. Eng., 103-147, 1970.
- (7) WOOD, J.H., Özel Görüşmeler, 1971.

DEPREMLER SIRASINDA OLUŞAN BASINÇLAR HAKKINDA KISA BİR NOT

Âli Erguvanlı (*)

Bugün uygulamada duvar şeklindeki dayanım yapılarının yerini herneka-
dar zemin ankrajları ve benzeri yapılar almakta isede «istinad duvarları»,
«perdelere», «palplang perdeleri» ve «rihtım yapılarının» deprem açısından di-
namik analizlerinin gerekliliği açıktır. Bu tür bir analizde, aşağıdaki üç un-
surun projeci tarafından gerçekçi ve doğru olarak bilinmesi gereklidir.

- Deprem hesabında esas olacak veriler
 - Bölge için geçerli deprem kaydı (S_a , S_v , S_d spektrum değerleri)
 - Bölgenin depremselliği
- Dayanma yapısı tarafından tutulan zeminin özellikleri
 - Oluşabilecek dinamik koşullar altındaki zemin parametreleri
 - Yeraltı suyunun durumu
 - Non-lineer davranış
 - Zemin özelliklerinin derinlik ile değişimi
- Duvar ve Zeminin Geometrisi

Depremler sırasında duvar, perde veya benzeri yapıların arkasında olu-
şacak dinamik «aktif», «pasif» ve «su basınçlarının», hesabında bugün genel-
likle uygulanan klasik yöntemlerde, statik katsayılarla yapılan statik analiz-
lerin artık tutucu ve gayri ekonomik çözümler olduğu görülmektedir.

Sismisite ve zemin dinamiği ile ilgili araştırmaların gelişmesi ve sonuç
vermeğe başlaması ile yukarıda belirtilen «unsurların» daha gerçekçi değerler
veya değişimler olarak alınması ve belirtilen problemlerin «dinamik» analiz-
leri mümkün olmaktadır.

Tablo I'de değişik ülkelerde uygulanan deprem yönetmeliklerinde, istinad
yapılarında gelen basınçların hesaplanmasındaki kabuller ve yöntemler ve-
rilmıştır.

Bu Tablo'dan da görüldüğü gibi çeşitli yönetmelikler «dinamik basınç-
ları, ek bir statik basınç olarak Mononobe-Okabe veya benzer bir yöntem ile
hesaplamakta veya Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (1968 ve 1975) olduğu
gibi deprem bölgelerine (sismisiteye) göre kayma mukavemeti açısı azaltıla-
rak, dinamik analiz yerine yüksek basınç katsayılı statik analizler yapılmak-
tadır.

F.C. Scoot tarafından yazılan bir önceki makalede görüldüğü gibi Mo-
nonobe-Okabe Yöntemi ve hatta Seed-Whitman tarafından önerilen geliştiril-

(*) İ.T.Ü. Müh-Mim. Fakültesi.

miş Mononobe-Okabe yöntemi bir ön analiz için dahi geçerliliğini kaybetmektedir.

Depremler sırasındaki davranışları «önemli» olan dayanım yapılarında,
Pasif basınçların,
Su-zemininin müşterek basınçların,
Su-yapı-zemin müşterek davranışının,
hesaplanması ayrıca önem kazanmaktadır ve bu hususların göz önüne alınması gerekli olmaktadır.

Bu tip problemler için, gerçek «dinamik» davranışa mümkün olduğu kadar yaklaşmanın gerekmekte olduğu ve bu doğrultuda yapılacak uygulamayı araştırmaların teşvik edilmeleri gereği açıktır.

TABLO 1. ÇEŞİTLİ YÖNETMELİKLERCE DEPREMLER SIRASINDA OLUŞAN TOPRAK BASINCI KABULLERİ

(Seed-Whitman'dan yararlanarak)

Memleket	Yönetmelik Yılı	Özel şart Bulunmaması hali	Deprem yükü olarak yatay basınçları hesap yöntemi	
1.	A.B.D. T.V.A. S.E.A.O.C. AASHO California Yollar Dairesi	1939 1967 1965 1968	X X X X X X	Mononobe-Okabe Analizi
2.	Filipinler	1959	X	
3.	Fransa	1955		Mononobe-Okabe Analizi
4.	Hindistan	1966		
5.	İtalya	1937	X	
6.	Japonya	1957		Mononobe-Okabe Analizi ($0.1 < k < 0.30$)
7.	Kanada	1953	X	
8.	Meksika	1957	X	
9.	Portekiz	1958		Liman istinad yapılarında sismik kuvvetler hesaba katılmamaktadır.
10.	Türkiye	1975		Toprak basınçlarının hesabında zemin kayma mukavemeti açısı 1 ve 2 derece deprem bölgesinde 6 derece, 3 ve 4 derece deprem bölgelerinde 4 derece azaltılacaktır.
11.	Venezuela	1959	X	
12.	Yeni Zelanda	1957	X	
13.	Yunanistan	1958		Mononobe-Okabe analizi (sismik bölge ve temel zeminine göre $0.08 < k < 0.32$ alınmaktadır.)

DEPREM HASAR ÇALIŞMALARI İÇİN YÖNTEMLER VE GÜVENÇE LİMITLERİ

Yazarlar : J. Fischer*, I. H. Chou**

Çeviren : R. Can***

ÖZET

Byerly, 'bir depremden uzaklaştıkça ondan sonra gelecek bir depreme yaklaşıyoruz' demişti. Bu deyişin anlamını, bugünkü analizde kullanılan matematiksel modellerden biri olan, belleksiz Poisson dağılımı kapsamaz. Poisson işlemi, hernekadar matematiksel olarak basitse de depremler arasındaki zaman aralarının tesirleri bu işlemde ihmal edilmiştir. Bu nedenle yazar Weibull işlemi sismolojide enerji açığa çıkışı kavramına karşılık olan matematiksel işlem olarak teklif etmektedir.

GİRİŞ

Büyük mühendislik yapılarının projeleriyle ilgilenenler, projelendirmede, ne derece deprem hasarının göz önüne alınması konusunu uzun zamandanberi önemsemektedirler. Genellikle kabul edilen yineleme periodları: tekrarlama periodları (return period) veya deterministik yöntemlerden başka bu probleme, son yıllarda, probabilistik metodlar da uygulanmıştır. Her nekadar bu ea yeni yöntemler bu konudaki sanat anlayışını gösterirlerse de a. Analitik modelin uygunluğu, b. Sonuçların güvence limitleri konularında dikkatli olunması gereklidir.

Yararlanılan kaynaklar'daki (1), (2) ve (3) numaralı çalışmalardan anlaşılacağı gibi yazarlar deprem olayını modelize etmek için Weibull dağılımını önermişlerdir. Bu dağılım zamanın bir fonksiyonudur, ve aynı zamanda Byerly'nin ünlü deyişinin anlamına da uygundur. Weibull yoğunluk fonksiyonu (density function) şöyle verilir :

(*) Partner and Head, Nuclear Division, Dames and Moore,
Cranford, New Jersey, U.S.A.

(**) Project Engineer, Dames and Moore, New Jersey, U.S.A.

(***) Deprem Araştırma Enstitüsü - ANKARA

$$F_T(t) = \mu \gamma t^{\gamma-1} e^{-\mu t^\gamma} \quad \mu, \gamma > 0, t \geq 0 \quad (1)$$

ve dağılım fonksiyonu ise

$$F_T(t) = 1 - e^{-\mu t^\gamma} \quad \mu, \gamma > 0, t \geq 0 \quad \text{dır.} \quad (2)$$

μ ve γ , skala ve biçim parametreleridir. Hasar fonksiyonu (veya yıkılma oranı) ani oluş oranını (instantaneous rate of occurrence) gösterir ve koşullu yoğunluk fonksiyonuyla belirlenir :

$$h_T(t) = \frac{f_T(t)}{1 - F_T(t)} \quad (3)$$

(1) ve (2) denklemlerinden görüldü ki

$$h_T(t) = \mu \gamma t^{\gamma-1} \quad \text{dır.} \quad (4)$$

Eğer γ , 1'den büyükse dağılım tek modludur ve hasar fonksiyonu artan t zamanıyla artar. γ , 1'den küçükse, modsuzdur ve hasar fonksiyonu zamanla azalır. Eğer γ sonsuza giderse, bağıntı belirli bir t^* zaman aralığında yozlaşmış dağılıma (degenerate distribution) ulaşır. İlginç olarak, negatif üstel dağılım Weibull dağılımının $\gamma = 1$ olduğu özel bir durumudur. Bu özel durum hasar çalışmalarında çok kullanılmıştır. Hasar oranının sabit ve zamandan bağımsız olduğunu gösteren Poisson dağılımı deprem oluşu hipotezine uymamaktadır.

Eğer bir olay (1) denklemi ile verilen Weibull dağılımına uygun olan zaman aralığında meydana gelirse, olasılık kütle fonksiyonu (probability mass function) aşağıdaki şekli alır.

$$P(N = n; \mu, \gamma, t) = e^{-\mu t^\gamma} \frac{(\mu t^\gamma)^n}{n!} \quad n = 0, 1, 2 \dots \quad (5)$$

Parametrelerin Tartışması

Analytik Metot : En Çok Olasılık Yöntemi :

μ ve γ bilinmeyenlerin hesabı için birçok analitik metodlar bulunuyor. En çok olasılık yöntemi, bulunan veriyi en iyi şekilde değerlendirdiği için önerilmektedir (5). γ biçim faktörü (shape factor) aşağıdaki denklemi çözerek saptanır.

$$\frac{n}{\gamma} + \sum_{i=1}^n \ln t_i - n \sum_{i=1}^n \frac{1}{t_i^\gamma} \ln t_i / \sum_{i=1}^n t_i^\gamma = 0 \quad (6)$$

μ skala parametresi ise

$$\mu = n / \sum_{i=1}^n t_i^{\gamma} \quad \text{elde edilir.} \quad (7)$$

n, örneğin büyüklüğü, t_i , zaman aralığıdır.

Grafik Yöntem - Transformasyon Metodu

Tarihsel deprem verisini grafik metoduyla inceleme yöntemi pratikte geniş çapta kullanılmaktadır. Yeni bir gelişigüzel değişken (random variable)

$Z = \ln (\mu T^{\gamma})$ olarak belirleniyor (6). Kolayca gösterilir ki

$$F_Z(z) = 1 - e^{-e^z} \quad \text{dir.} \quad (8)$$

Örnek veri, magnitüde veya şiddete göre artan bir dizide sıralanır. Herhangi bir noktanın noktalama durumu

$$F^{**}(i) = \frac{i}{n+1} \quad (9)$$

olarak tarif edilir.

$$\mu \text{ ve } \gamma, \quad Z_i = \ln \mu + \gamma \ln t_i \quad (10)$$

denkleminin kesim ve eğimi olarak belirlenir. t_i , i'ci en uzun zaman aralığı ve Z_i ise (8) ve (9) denklemlerinden elde edilen $\ln \ln (n+1/n-i+)$ olarak verilir.

Risk Düzeyi

Büyük yapıların projelendirmelerinde risk düzeyinin bilinmesi gereklidir. Bu nedenle risk p, binanın t kullanılma zamanında hiç olmazsa bir depremin olasılığı olarak belirlenir ve kolayca (5) denkleminde çıkarılır :

$$p = 1 - e^{-\mu t^{\gamma}} \quad (11)$$

Boyutsuz bir nicelik olan r, t zaman yinleme periodunun (return period) t binanın kullanılma zamanına oranı olarak verilir. Demektir ki

$$r = \frac{t^*}{t}, \quad t = (1/\mu)^{1/\gamma} \quad \text{dır.}$$

t'yi (11) denklemindeki eşdeğeri ile değiştirerek

$$p = 1 - e^{-(1/r)^{\gamma}} \quad \text{elde edilir.} \quad (12)$$

t* yinleme periodu ve p riski, bilinen tarihsel sismisiteden hesaplanan parametrelerin fonksiyonudur.

Güvence Düzeyi

Çeşitli bölgelerde değişik sismisite görünüşleri nedeniyle mühendislik sismolojisinin bir risk hesabı yapması gereklidir. Güvence limiti çalışarak risk hesabında kullanılan veri bazının ne kadar uygun olup olmadığı gösterilebilir.

Tablo I, ≠

1_{α} Yüzdesi $P \left\{ \frac{\bar{Y}}{Y} < 1_{\alpha} \right\} = \alpha$ olarak verilir

n/α	0.02	0.05	0.10	0.90	0.95	0.98
5	0.604	0.683	0.766	2.277	2.779	3.518
10	0.676	0.738	0.802	1.602	1.807	2.070
15	0.716	0.770	0.823	1.427	1.564	1.732
20	0.743	0.791	0.838	1.343	1.449	1.579
25	0.763	0.808	0.850	1.293	1.381	1.490
30	0.778	0.820	0.860	1.257	1.334	1.429
35	0.791	0.830	0.868	1.232	1.300	1.385
40	0.801	0.839	0.875	1.211	1.273	1.351
45	0.810	0.846	0.881	1.195	1.253	1.324
50	0.817	0.852	0.886	1.182	1.235	1.301
55	0.824	0.858	0.890	1.171	1.221	1.283
60	0.830	0.863	0.894	1.162	1.208	1.267
65	0.835	0.867	0.898	1.154	1.198	1.254
70	0.840	0.871	0.901	1.146	1.188	1.242
75	0.844	0.875	0.904	1.140	1.180	1.231
80	0.848	0.878	0.907	1.134	1.173	1.222
85	0.852	0.881	0.910	1.129	1.166	1.213
90	0.855	0.883	0.912	1.124	1.160	1.206
95	0.858	0.886	0.914	1.120	1.155	1.199
100	0.861	0.888	0.916	1.116	1.150	1.192
110	0.866	0.893	0.920	1.110	1.141	1.181
120	0.871	0.897	0.923	1.104	1.133	1.171

≠ (7) numaralı kaynaktan özetlenmiştir.

Tablo 2 ≠

1_{α} Yüzdesi $P \left\{ \bar{Y} \ln \left[\frac{\bar{t}}{t^*} \right] < 1_{\alpha} \right\} = \alpha$ olarak verilir

α/n	0.02	0.05	0.10	0.90	0.95	0.98
5	-1.631	-1.241	-0.888	0.772	1.107	1.582
10	-0.876	-0.665	-0.507	0.475	0.644	0.851
15	-0.651	-0.509	-0.393	0.374	0.499	0.653
20	-0.540	-0.428	-0.322	0.318	0.421	0.549
25	-0.472	-0.376	-0.293	0.282	0.371	0.483
30	-0.423	-0.338	-0.264	0.256	0.334	0.435
35	-0.388	-0.310	-0.242	0.236	0.307	0.400
40	-0.360	-0.288	-0.224	0.220	0.285	0.371
45	-0.337	-0.270	-0.211	0.207	0.268	0.348
50	-0.318	-0.254	-0.198	0.195	0.253	0.328
55	-0.302	-0.242	-0.188	0.186	0.241	0.312
60	-0.289	-0.230	-0.179	0.177	0.229	0.297
65	-0.277	-0.220	-0.172	0.170	0.220	0.285
70	-0.266	-0.211	-0.165	0.164	0.211	0.274
75	-0.257	-0.204	-0.159	0.158	0.204	0.264
80	-0.248	-0.197	-0.153	0.153	0.197	0.255
85	-0.241	-0.190	-0.148	0.148	0.190	0.246
90	-0.234	-0.184	-0.144	0.143	0.185	0.239
95	-0.227	-0.179	-0.139	0.139	0.179	0.232
100	-0.221	-0.174	-0.136	0.136	0.175	0.226
110	-0.211	-0.165	-0.129	0.129	0.166	0.215
120	-0.202	-0.158	-0.123	0.123	0.159	0.205

≠ (7) numaralı kaynaktan özetlenmiştir.

Aşağıdaki tartışmada en büyük olasılık yönteminden faydalanılmıştır. Bir parametre üstündeki $\hat{\mu}$ işareti en büyük olasılık göstergesini (maximum likelihood estimator) gösterir (örneğin : $\hat{\mu}$, μ 'nun en büyük olasılık göstergesidir.)

Az sismik bölgelerde en büyük olasılık göstergesini kullanmak bir problemi ortaya çıkarmaktadır. Ufak örnekler için (80 şok veya daha az) standart en büyük olasılık göstergelerinin analitik olarak dağılım fonksiyonları hesaplanamamaktadır. Bu nedenle Monte-Carlo yöntemi kullanıldı (Thomas et al (7)). 1. ve 2. Tablodaki Monte - Carlo neticeleri en büyük olasılık göstergelerinin güvence limitlerini bulmak için kullanılmıştır. Şok sayısının 80'den fazla olduğu durumlarda standart en büyük olasılık göstergeleri hemen hemen asimtotik özellikler gösterirler. t^* ve γ 'nin kovarians matrisleri Menon⁽⁸⁾ tarafından bulunmuştur :

$$I/n \begin{pmatrix} & 2 & \\ & t^* & \\ 1.109 & \frac{t^*}{\gamma^2} & 0.257 t^* \\ 0.257 t^* & & 0.608 \gamma^2 \end{pmatrix} \quad (13)$$

p , risk düzeyi ve r , deterministik oran için güvence limitleri (12) denkleminde γ için olan güvence limitlerini kullanarak bulunur.

p risk düzeyi için güvence limitlerini bulurken (μ ve γ gelişigüzel değişkenler) (11) denklemini kullanıldığında Thomas ve arkadaşlarının çalışması sonuçları uygulanmış oluyor⁽⁹⁾. Aşağıdaki örnek, güvence limitlerini geliştirmek için kullanılan yöntemle ilgilidir.

Örnek

Önemli bir hidro-elektrik santrali için seçilen bir bölgeyi inceleyelim. Seçilen bölge şekil 1.de görüldüğü gibi Chesapeake ve Delaware Canal'ın güneyinde ve Wilmington, Delaware, (USA) nın 15 mil güneybatısındadır. Fall Zonu konsolide olmamaş kıyasal düzlük sedimanları ile Piedmont bölgesinin sertleşmiş sedimanter, metamorfik ve pluton kayalarının jeolojik kontaktındadır. Seçilen bölgenin 200 mil civarındaki V ve daha büyük MM şiddetli, bilinen tarihsel depremler değerlendirilmiştir. V şiddetinde 41 şok, VI şiddetinde 20 ve VII şiddetinde 4 şok alınmıştır. Genel tektonik durum 'tektonik bölge⁽¹⁰⁾' anlayışına uygun görüldüğünden 200 mil yarıçaplı bölge incelenmiştir. Wilmington, Delaware civarında ufak fakat devamlı deprem aktivitesi⁽¹¹⁾ bulunduğundan bölge orta derecede aktif kabul ediliyor.

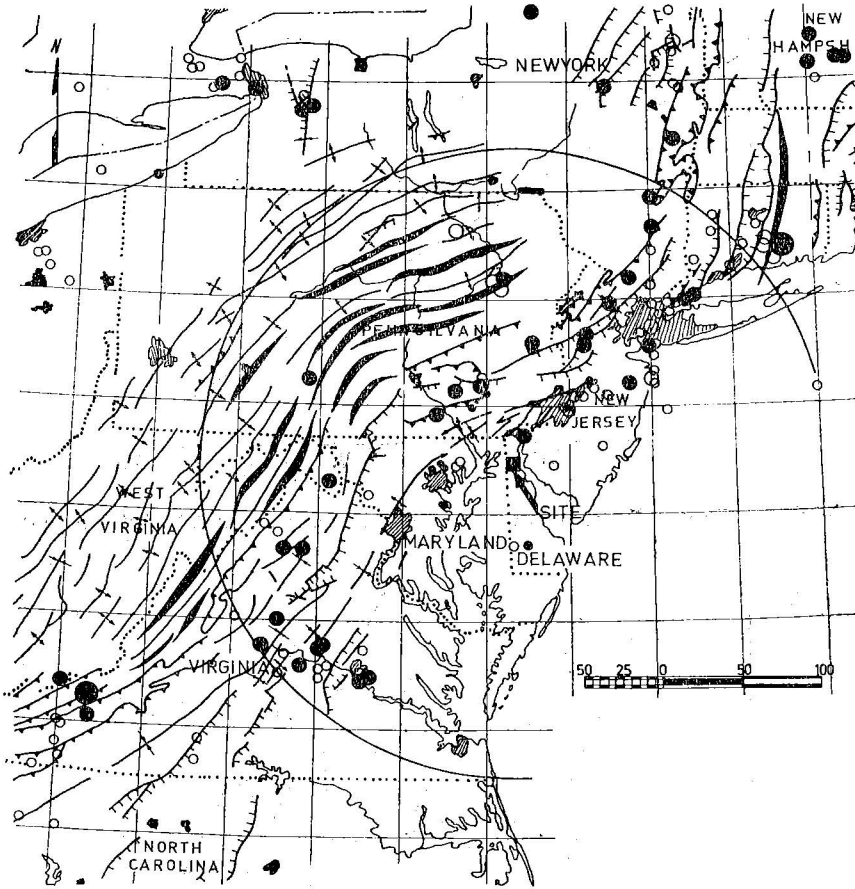
En küçük kareler yöntemi ile bulunan netice

$$\log_{10} n = 4.895 - 0.605 i \quad i \geq 5 \quad (14)$$

şekil 2. de gösterilir. MM şiddeti için kümülatif dağılım fonksiyonu

$$F_i(I) = P(I_0 \leq i) = 1 - e^{-1.393(i-5)} \quad i \geq 5 \quad (15)$$

ile verilir.



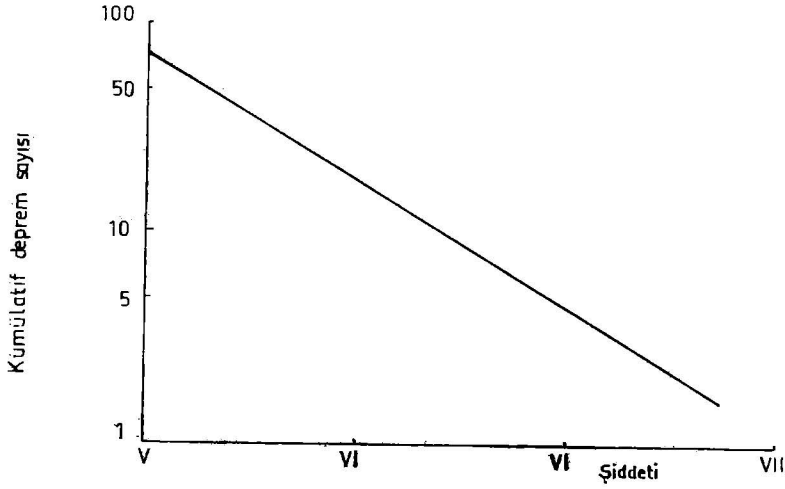
BÖLGESEL EPİSENTR HARİTASI
ÖNEMLİ KIVRIM EKSENLERİ VE FAYLARI GÖSTERİR



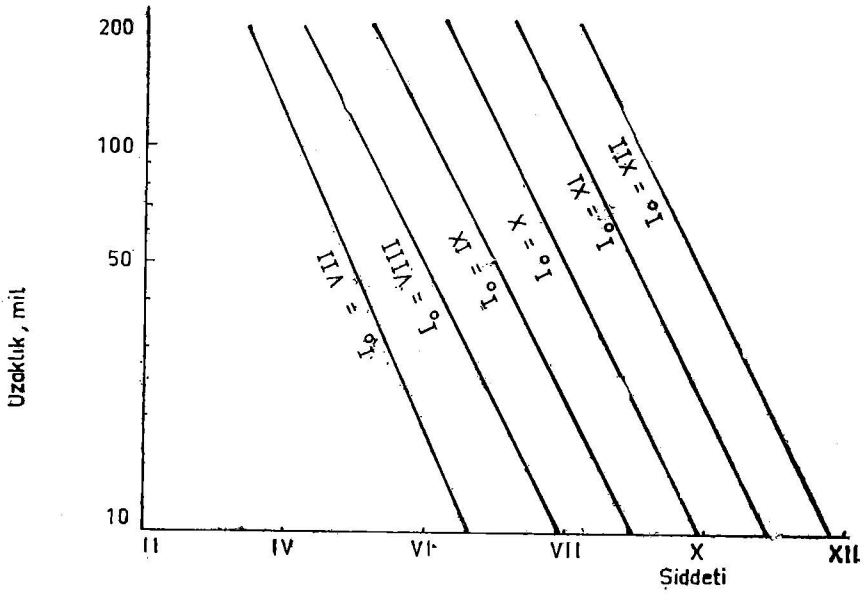
Şekil - 1 -

Şiddet için bir üst limit düşünülmemekle beraber, çalışmanın kapsadığı jeolojik bölgede daha önceki çalışmalara dayanarak VIII intensitesinin bulunduğu belirtiliyor. Bundan başka XII ve daha yüksek şiddetler için olasılık düzeyleri önemsenmeyecek kadar düşük oluyor.

En çok ilgilenilen, yörede hissedilen şiddet düzeyidir. Doğu Amerika'da episentirden uzaklaştıkça MM şiddetinin sönümü Nuttli⁽¹³⁾, Milne⁽¹⁴⁾, Braze⁽¹⁵⁾'nin verisine dayanır (Şekil 3). Sönüm formülü şöyledir :



Şekil 2. Depremlerin MM şiddeti ve kümülatif sayıları arasındaki üstel bağlantı



Şekil 3. Şiddetin episantr'dan uzaklaştıkça sönümü

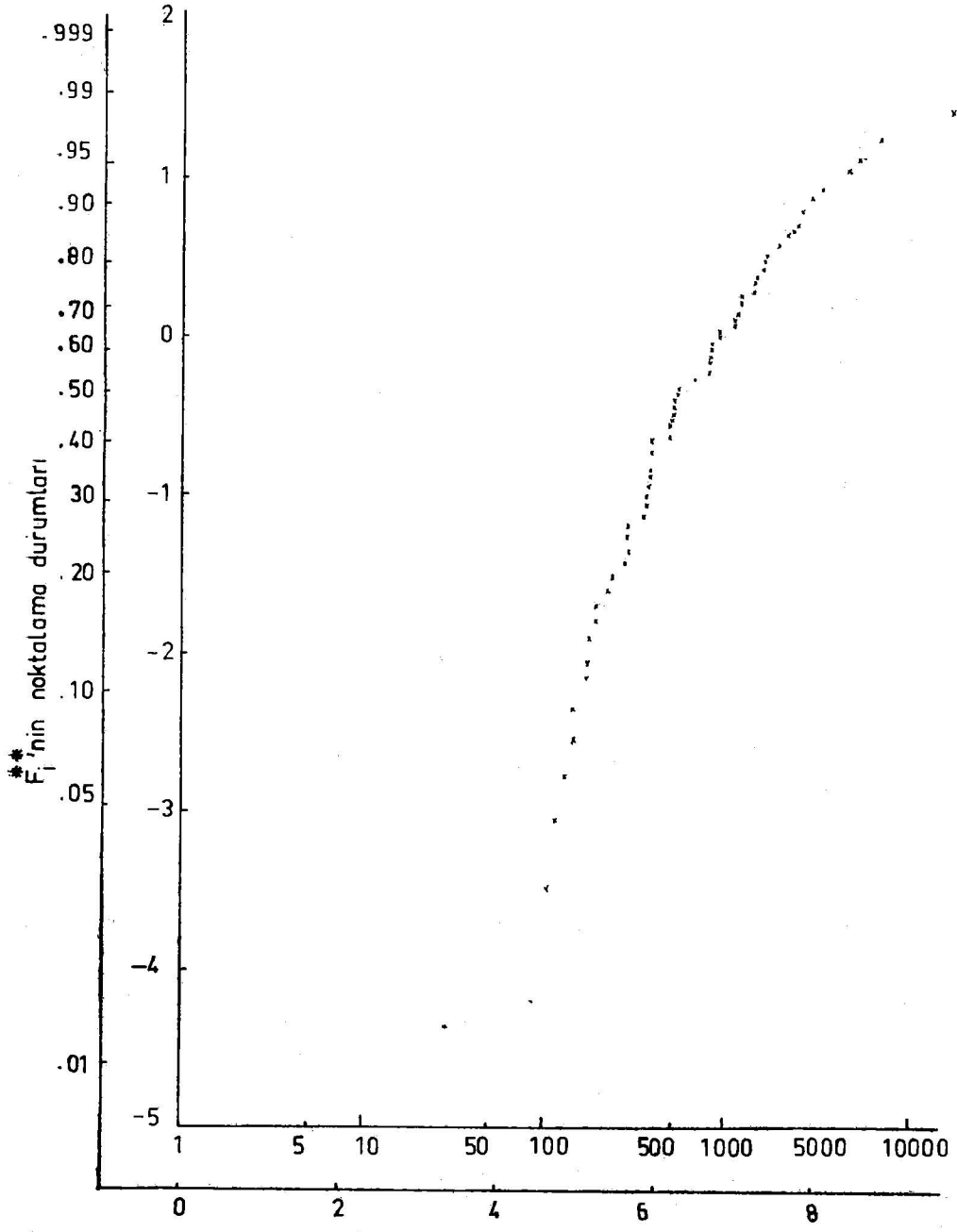
$$I = I_0 - 1.259 \ln (R/10) \quad R > 10$$

$$I = I_0 \quad R \leq 10$$

(16)

I = episantrdan R mil uzaklığındaki MM şiddetleri

I_0 = episantral şiddet.



Şekil 4. Weibull dağılımındaki parametrelerin grafiksel belirlenmesi

Weibull dağılımındaki $\hat{\mu}$ ve \hat{Y} parametrelerinin grafikten saptanması için 64 zaman aralığı kullanıldı (Şekil 4). $\hat{\mu}$ ve \hat{Y} skala ve biçim parametreleri için en büyük olasılık göstergeleri

$$\hat{\mu} = 0,1516/\text{yıl}$$

$$\hat{Y} = 1.114$$

bulunmuştur.

Yazarlar, seçilen bölgenin 200 mil yarıçaplı çevresindeki depremlerin dağılımını uniform kabul etmişlerdir. r episantr uzaklığı için yoğunluk fonksiyonu

$$f_R(r) = \frac{2r}{(200)^2} \quad (18)$$

'dur.

Bölgede hissedilen i intensitesinin (MM), olasılığı

$$P(I \text{ at the Site} \geq i) = \int_{r \leq 10}^R P(I_o \geq i) f_R(r) dr + \int$$

$$P(I_o - 1.259 \ln \frac{R}{10} \geq i) f_R(r) dr \quad \text{'dır.}$$

sonuç (15) ve (18) denklemlerinden elde edilir.

$$P(I \text{ at the site} \geq i) = p_i = 0.02467 e^{-1.393(i-5)} \quad (19)$$

i intensite (MM) için t_i^* yineleme periodu

$$\hat{t}_i^* = (1/p_i \hat{\mu})^{1/\hat{Y}} = 1.250 (i-5) = 150. q e \quad (20)$$

ve r deterministik oran için p riski

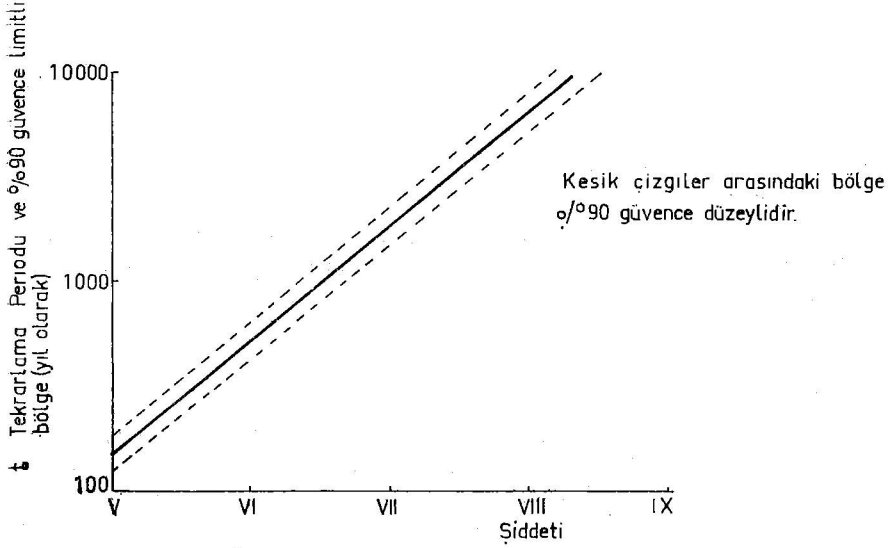
$$\hat{p} = 1 - e^{-\hat{Y}(1/r)} = 1 - e^{-1.114(1/4)} \quad (21)$$

Görülüyor ki (20) ve (21) denklemleri yineleme periodu ve risk düzeyi için en iyi netice verir. Veri tam olmadığından $\hat{\mu}$ ve \hat{Y} ancak limitli veri bazından hesaplanan değerlerdir. Risk düzeyinin ve yineleme periodunun güvence limitlerini bulmak çok gerekli olduğundan 1. ve 2. tablolar bu limitleri bulmak için kullanılmıştır ve sonuçlar şekil 5 ve 6 da gösterilmiştir.

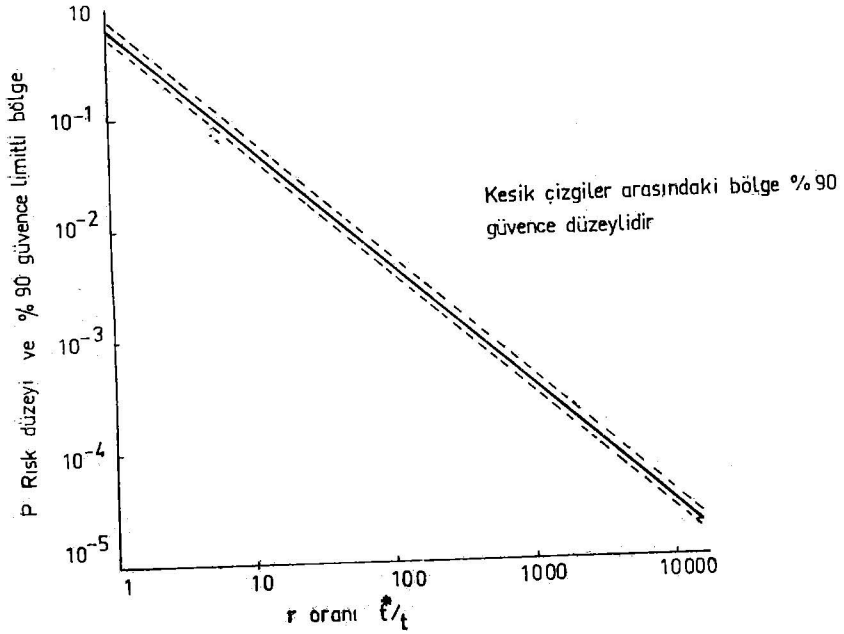
TARTIŞMA

Doğal hasarların incelenmesinde şimdiye kadar uygulanan geleneksel deterministik yöntemlere, son yıllarda olasılık yöntemleri de eklenmektedir. Yapı yapılacak bölgedeki sismik riski belirlemek için analitik yöntemler geliştirilmiştir⁽¹⁶⁾. Bu çalışmada yazarlar iki önemli soruyu yanıtlamaya çalıştılar.

1. Çalışmalardaki matematik ne kadar uygundur? 2. Risk çalışmalarını neticesine yapı sahibi veya proje yapan ne kadar güvenebilir?



Sekil 5. t^* tekrarlama periyodu için güvence bölgesi



Sekil 6 P risk düzeyi için güvence bölgesi (r deterministik oran)

1. İnanıyoruzki, zamana bağlı olan Weibull işlemi, arzın gerilimler et kisindeki bölümünde biriken birim şekil değiştirmeyi başarılı olarak gösterebilir. Bundan başka, daha önce gösterildiği gibi (1), istatistik olarak Weibull fonksiyonu, var olan sismisite verisine Poisson dağılımından daha iyi uymaktadır.
2. Güvence limitlerinin kullanılması yapı sahibi ve proje yapan için veri bazının uygun olup olmadığının ve cevabın güvenilirliğinin bir ölçüsüdür.

1. ve 2. tablolar örnek alan büyüdüğünde (sismik aktif alan) güvence aralığının küçüldüğünü göstermek için kullanılmıştır. Sismik çalışma için kullanılan veri bazı küçük olduğunda güvence limitleri de o derece anlamlı olur.

YARARLANILAN KAYNAKLAR

1. Chou, I.H., Zimmer, W.J., and Yao, J.T.P., «Likelihood of Strong-Motion Earthquakes», CE-27 (71) NSF-065, UNM, 1971, presented at 68th SSA annual meeting, Golden, Colorado, 1973.
2. Chou, I.H., «Hazard Exposure», 5th Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India, 1974.
3. Chou, I.H. and Fischer, J.A., «Earthquake Hazard and Confidence», US National Conference on Earthquake Engineering, June, 1975.
4. Weibull, W., «A Statistical Theory of Strength of Materials». Ingeniors Ventenskaps Akademien Handlingar, No. 151, 1939.
5. Benjamin, J.R., and Cornell, C.A. «Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers», McGraw-Hill, 1970.
6. American Society for Quality Control, «Reliability Training Text». 1960.
7. Thomas, D.R., Bain, L.J., and Antle, C.E., «Inferences on the Parameters of the Weibull Distribution», Technometrics Vol. 11, pp. 445-460, 1969.
8. Menon, M.V., «Estimation of the Shape and Scale Parameters in the Weibull Distribution», Technometrics, Vol. 5, pp. 175-182, 1963.
9. Thoman, D.R., Bain, L.J., and Antle, C.E. «Reliability and Tolerance Limits in the Weibull Distribution», Technometrics, Vol. 12, pp. 363-371, 1970.
10. ANS 2.1 Working Group Draft, «Guidelines for Determining the Vibratory Ground Motion for the Design Earthquake», August, 1974.
11. Sbar, M.L. Jordan, R.R., Stephen, C.D., Pickett, T.E. Woodruff, K.D. and Sammis, C.G., «The Delaware-New Jersey Earthquake of February 28, 1973», BSSA, Vol. 85, No. 1, pp. 85-92, 1975.
12. Richter, R.F. «Elementary Seismology», W.F. Freeman, San Francisco, 1958.
13. Nuttli, O.N., «Seismic Wave Attenuation and Magnitude Relations for Eastern North American», J. Geophc. Res., Vol. 78, pp. 876-885, 1973.
14. Milne, W.G. and Devanport, A.G., «Distribution of Earthquake Risk in Canada», BSSA, Vol. 59, No. 2, pp. 754-1969.
15. Brazee, R. J., «Attenuation of Modified Mercalli Intensities with Distance for the United States East of 6° W», in Earthquake Notes, Vol. 43, pp. 41-52, 1972.
16. Cornell, C.A., «Engineering Seismic Risk Analysis», Bul. Sels. Soc. Am., Vol. 58, No. 5, pp. 583 - 606, 1968.

NIKARAGUA İÇİN YAPILAN SİSMİK RİSK ÇALIŞMALARI*

Yazarlar :

H. C. Shah**, C. P. Mortgat**,
A. Kiremidjian**, T. C. Zsutty***

Çeviren :

M. Emin Özel***

ÖZET :

Bu tebliğ, Stanforda (Koliforniya, ABD) yürütülen ve Banco Central de Nicaragua ile National Science Foundation (A.B.D.) tarafından desteklenen sismik risk çalışmalarını özetliyecektir. Genel çizgileri ile, Nikaragua'nın geleceğe ait sismik yük olasılık eğrilerinin saptanması ve bu yükü kullanarak geleceğe ait hasar potansiyelini ve «güvenlik riski»ni bulma amaçlanmıştır. Ülkenin sismik bölgeleme çalışmaları bakımından önemli olabilecek bazı teklifler de geliştirilmiştir.

GİRİŞ :

23 Aralık 1972 de Managua şehri, peşpeşe 3 güçlü deprem dalgasına şahit oldu. Orta büyüklükte olmasına karşılık, bu olay binlerce ölüye, daha fazla yaralıya ve hesapsız ekonomik güçlükler yol açtı. Bu kayıpların niceliksel toplam değerini hesaplamak olanaksız değilse bile çok zordur. Bununla beraber, böyle bir felaket, bize, büyük deprem olaylarının çok yaygın zarar ve diğer sonuçlarını hatırlatmış olmaktadır.

Bu tür olaylardan sonra girilen yeniden inşa etme çalışmaları çeşitli sorular ortaya koyar. Var olan dizayn yöntemleri yeterli midir? Kabul-edilebilir-risk düzeyi, kabul edebilir-dizayn-parametrelerine nasıl dönüştürülecektir?

Böyle önemli hasarlara sahne olan alanlar, gelecekte de aynı tip kullanıma açık olmalı mıdır? Bu ve benzeri sorular, büyük bir hasar yaratan olaydan sonra özellikle ortaya atılırlar. Bu soruları yanıtlama süreci, politik önem, mühendislik bilgisi, sosyal-ekonomik optimizasyon ve karar verme sürecine dahil olan bütün diğer parametrelerin doğru yorumlanması gibi etkenlere bağlıdır. Hiç bir önemli deprem olayının olmadığı zamanlarda karar verme süreci daha yavaş oluşur. Diğer taraftan, önemli olaylardan sonra alınan kararlar, ge-

* Avrupa 5. Deprem Mühendisliği Kongresi Tebliği, İstanbul, 1975

** Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, Cal. USA.

*** » » » » , CSU, San Jose, Cal. USA.

**** Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.

nellikle, aceleye gelmiş ve rasyonel olmayan çözümlemelere dayanır. Bu ise, uzun süreli perspektifler ve rasyonel çalışmalar ışığında, uygunsuz veya yetersiz sayılabilecek kararlara yolaçar.

VERİLER İÇİN TEMEL ve TEKRARLANMA İLİŞKİSİ

Ülkenin jeolojik yapısı (1) numaralı kaynakta tartışılmaktadır. Kullanılan sismolojik veriler, bunlara ait varsayımlar ve sınırlamalar üzerine tartışmalarla birlikte yine burada verilmektedir. Nikaragua'da sismik hareketlerin çeşitli kaynakları olduğu saptanmıştır. Bu kaynaklar 10 tane çizgi-kaynak ve 3 tane alan-kaynak olarak sınıflandırılmıştır. Çizelge 1 bu kaynaklar hakkında bilgiler vermektedir. Eldeki verilere ve yukarıda belirtilen kaynaklara dayanılarak her kaynağa ait tekrarlanma (recurrence) ilişkileri geliştirilmiştir. Bir kaynak için bu ilişkiyi belirleyen bir tek doğrunun gerçek veri temelini yeterince temsil edemediği hissedildiğinden, 13 kaynağın hepsi için iki doğrusal parçalı (bilinear) tekrarlanma ilişkileri elde edilmiştir. Bu ilişki, herhangi bir kaynak için şu şekilde yazılabilir :

$$\ln_e N (M) = a + BM \quad (1)$$

Burada

$N (M) =$ Richter ölçeğinde büyüklüğü M 'yi aşan olayların sayısı

Çizelge 1

Nikaragua İçin Sismik Kaynaklar

Kaynak tipi	Olay sayısı	Kaynağın ismi	Derinliği (km)
1 Çizgi	159	Benioff	5 — 39
2 »	186	Benioff ve Kosta Rika	40 — 79
3 »	72	Benioff	80 — 109
4 »	31	Benioff	110 — 159
5 »	41	Benioff	160 — 215
6 «	23	«Kosta Rika»	5 — 39
7 »	11	Atlantik	Bütün derinlikler
8 »	12	Pasifik kıyı çizgisi	33
9 »	57	Yanardağlar çizgisi	33
10 »	57	Yanardağlar çizgisi	33
11 Alan	5	Managua Alanı	5
12 »	8	Fonseca Körfezi	33
13 »	10	Kosta Rika Alanı	80 — 109

$M =$ Richter büyüklüğü,

a ve B regresyon sabitleridir.

$N'(M) = N (M)/(AT)$ (alan-kaynak için)

$= N (M)/(LT)$ (çizgi-kaynak için) olsun.

Burada,

- L = Çizgi-kaynağın uzunluğu,
A = Alan-kaynağın alanı,
T = Verilerin elde edildiği zaman süresi

ve

$N'(M)$ = Birim zaman (1 yıl) başına ve birim alan veya birim uzunluk başına düğen ve büyüklüğü M yi aşan olayların normalize edilmiş ortalama sayısı'dır.

O zaman,

$$\ln N'(M) = \alpha' + BM$$

yazılabilir, ki burada α' şu şekilde verilir :

$$\begin{aligned}\alpha' &= \alpha - \ln AT) \text{ (alan-kaynak için)} \\ &= \alpha - \ln (LT) \text{ (çizgi-kaynak için)}\end{aligned}$$

Çizelge 2, Nikaragua'daki bütün kaynaklar için α_1' , α_2' , B_1 ve B_2 nin değerlerini vermektedir. Burada kesilim noktası (cutoff point) $\ln N(M) = 0.1$ eşitliğini sağlayan M değeri olarak tanımlanmıştır. Çizgi-kaynak 2

Çizelge 2

Kaynak	α_1'	B_1	α_2'	B_2	Kesilim noktası
1.	-2.58	-1.09	24.00	-4.55	6.8
2.	1.49	-0.74	62.80	-9.21	7.8
3.	-0.38	-0.42	3.60	-5.75	7.7
4.	-0.39	-0.65	26.50	-4.55	7.5
5.	0.33	-0.72	36.20	-5.27	8.5
6.	0.42	-0.77	46.50	-7.82	6.9
7.	-2.13	-0.33	18.60	-3.53	7.5
8.	-0.89	-0.37	43.10	-7.57	6.8
9.	-4.71	-0.24	34.20	-5.43	7.8
10.	-4.71	-0.24	34.20	-5.43	7.8
11.	3.17	-0.74	79.15	-12.4	6.7
12.	0.14	-0.07	79.90	-13.04	6.5
13.	-0.66	0.59	34.60	-5.54	7.5

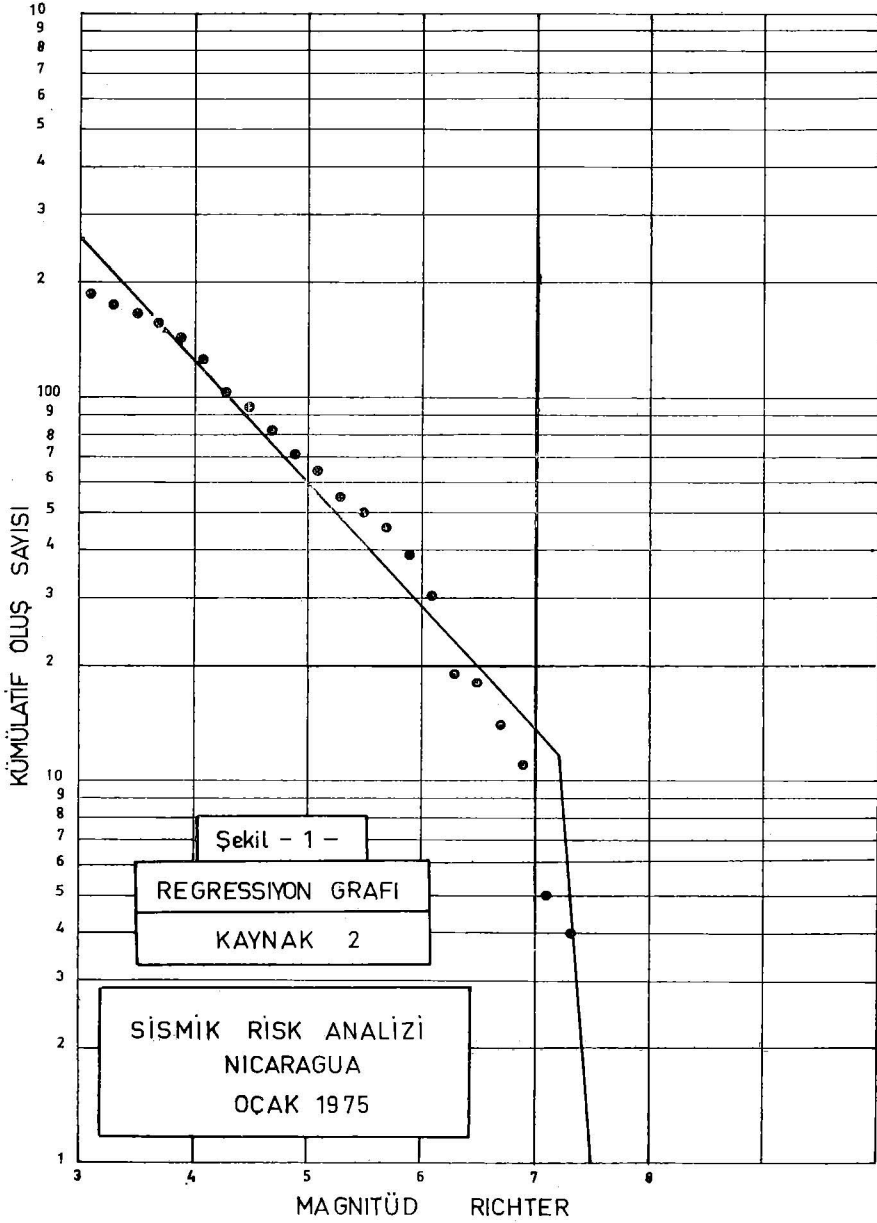
Çizelge 1)'in bilineer tekrarlanma ilişkisi Şekil 1'de verilmektedir.

EŞ - İVME HARİTALARI

Poisson oluşum modeli ve

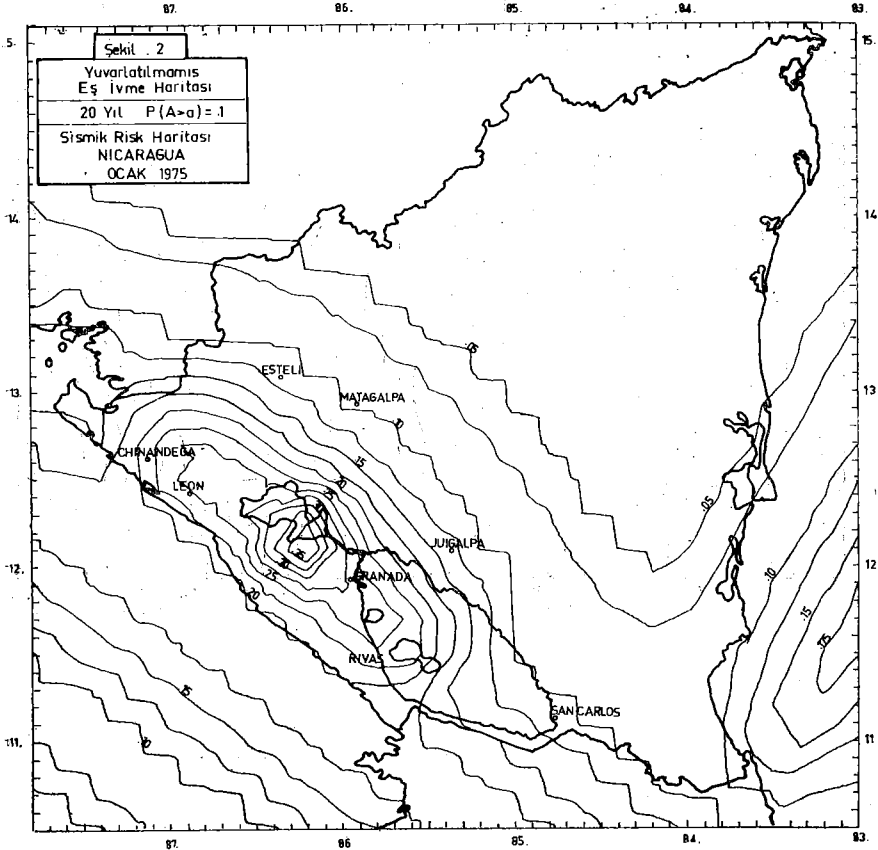
$$A = \frac{500 \exp(0.8M)}{(Rh + 40)^2} \quad (4)$$

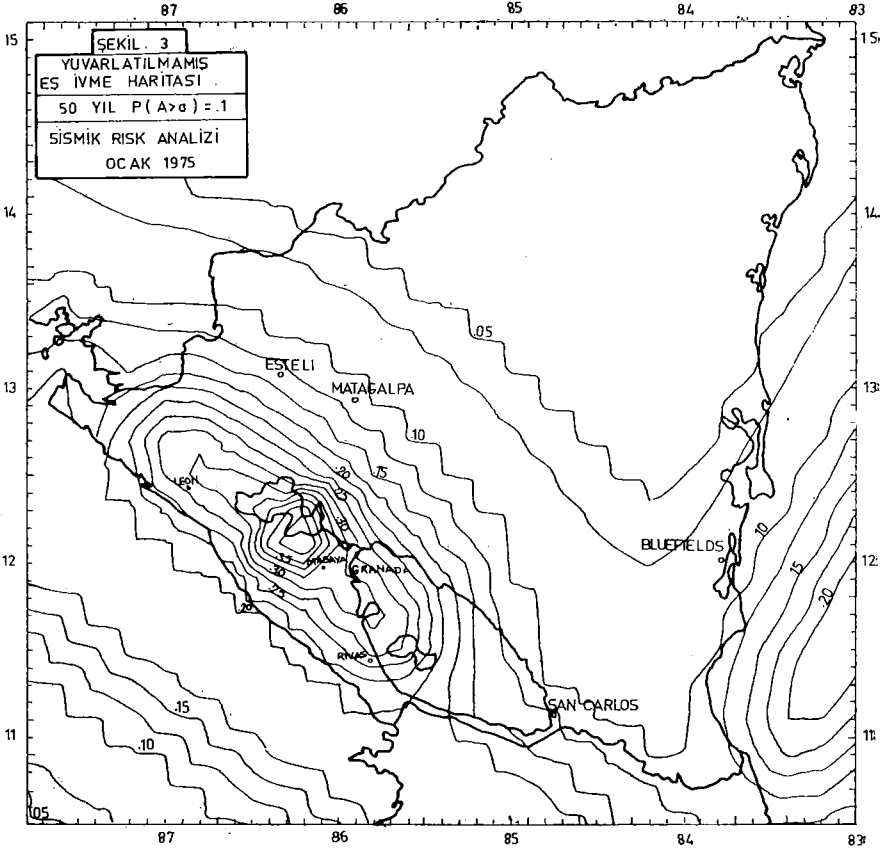
şeklinde verilen tepe-değer-yer ivmesi sönüm modeli (peak-ground-acceleration

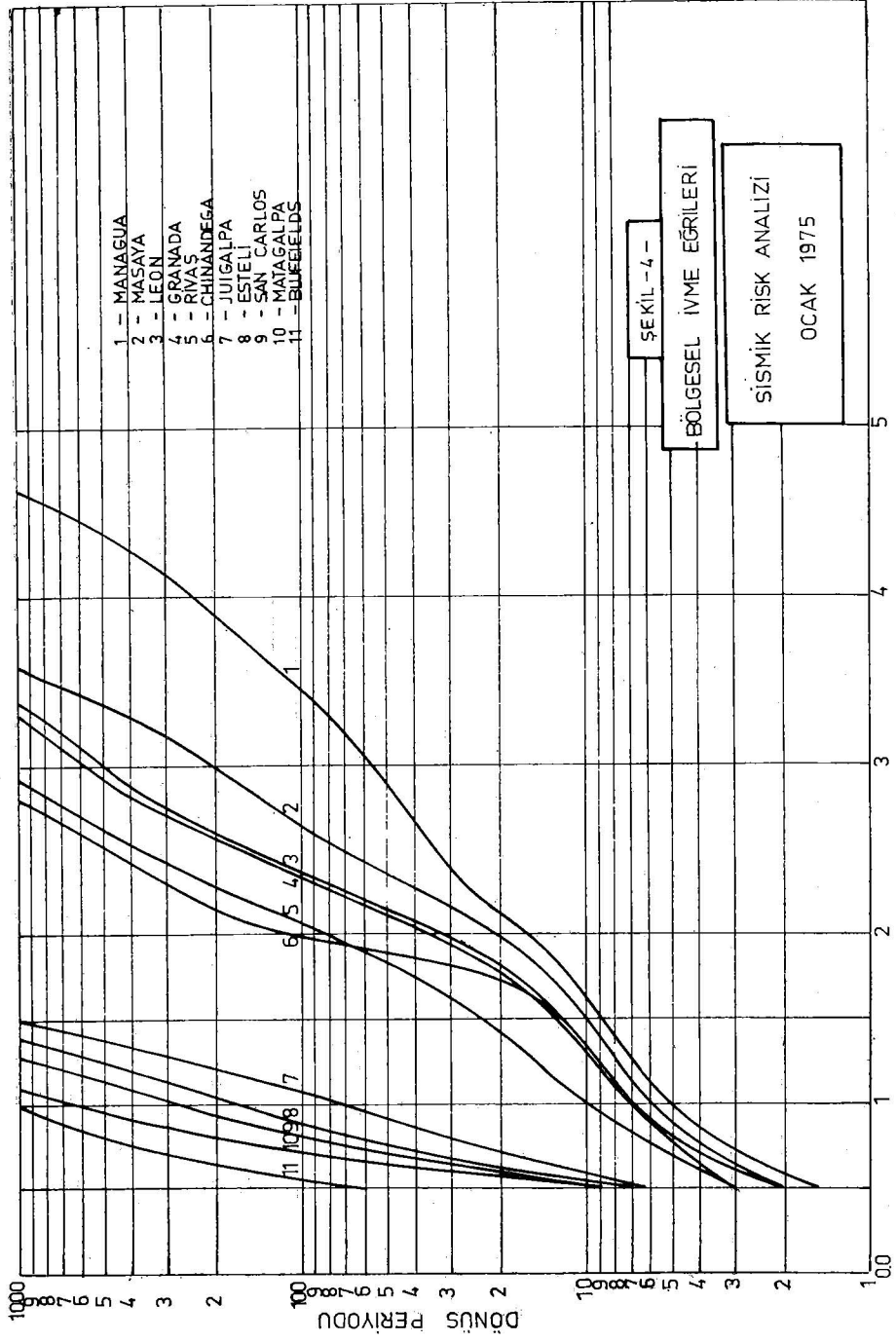


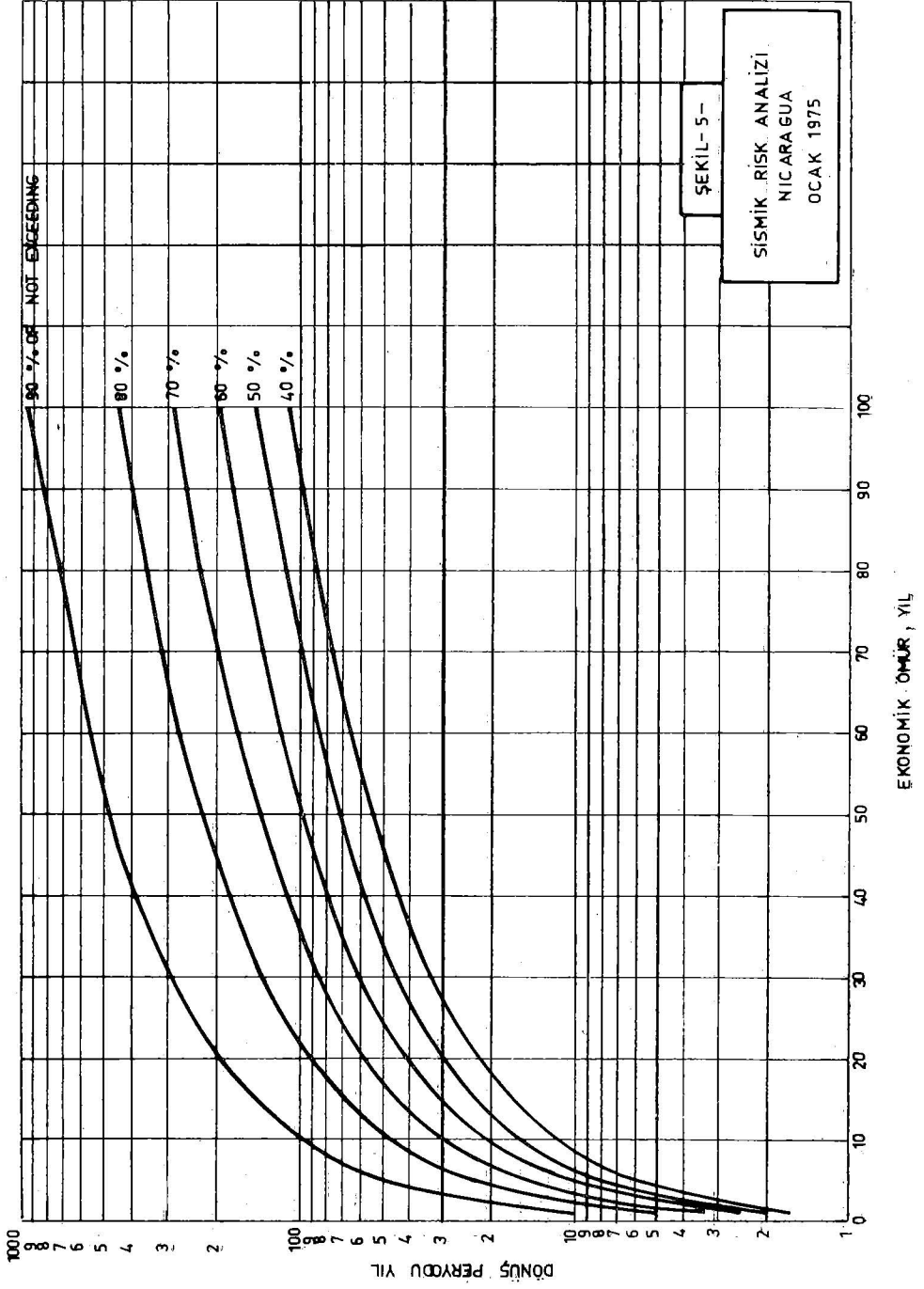
attenuation model) kullanarak, bir nokta, çizgi veya alan kaynağın bir bölgede yarattığı yer ivmesinin tepe değeri saptanabilir. Şekil 2 ve 3 Nikaragua'nın eş-ivme (iso-acceleration) haritalarını gösteriyor. Şekil 2, % 10 olasılıkla 20 yıl içinde aşılacak yer ivmesinin tepe değerlerini vermektedir. Aynı olasılıkla (% 10) 50 yıl içinde aşılacak değerler ise Şekil 3'te gösterilmektedir. Gösterilebilirki, % 10 olasılıkla 20 yılda aşılabilirlik durumunun ortalama geri-dönüş (return) periyodu 190 yıl, 50 yılda aşılabilirlik durumunun ortalama geri-dönüş periyodu ise 475 yıldır.

Şekil 4, Nikaragua'daki 11 kentin ivme bölgeleri (acceleration zone) grafiğini göstermektedir. Bu grafik, yer ivmesi tepe değeri, ortalama geri dönüş periyodu ve ülke içindeki ilgi bölgesi arasındaki ilişkileri özetlemektedir. Çizelge 3 ve Şekil 5 ise ortalama geri dönüş periyodu, yapı'nın ekonomik hayatı ve verilen bir yük seviyesi aşma riski arasındaki ilişkileri göstermektedir. Şekil 5 ve Çizelge 3'ü kullanarak, belli bir risk seviyesi ve ekonomik hayat için kabul edilebilir geri dönüş periyodunu saptayabiliriz. Örnek olarak, aşağıdaki şu 3 grup yapıyı ele alalım .









Çizelge 3

Ekonomik hayat ve aşılmama olasılığı'nın fonksiyonu olarak geri-dönme periyodu

Ekonomik ömür Yıl %	Aşılmama olasılığı					
	10	20	30	40	50	100
90	95	190	285	390	475	950
80	45	90	135	180	225	449
70	29	57	84	113	140	281
60	20	40	59	79	98	196
50	15	29	44	58	72	145
40	11	22	33	44	55	110
30	9	17	25	34	42	84
20	7	13	19	25	31	63
10	5	9	14	18	22	44
5	4	7	11	14	18	34
1	3	5	7	9	11	22
0.5	2	4	6	8	10	19

A-Grubu : Yaşam ve güvenlik için gerekli kritik gereksinimler; hastaneler ve Sağlık-Sosyal Yardım Kurumları, Havagazi, su, elektrik, kanalizasyon ve benzeri kuruluşlar, haberleşme kurumları; polis ve yangın söndürme müdürlükleri; afet kontrol ve yardım merkezleri v.s.

B-Grubu : Birden-fazla ailenin kaldığı konutlar; boş zamanları değerlendirme ve eğlence yapıları; tecimsel (ticari) ve işleyimsel (endüstriyel) yapılar.

C-Grubu : Normal tecimsel uğraşlar için gerekli olarak az önemli yapılar ile hasar görmelerinin yaşam güvenliği bakımından ikincil önemli olan yapılar; örneğin depolar; (tek ailelerin kaldığı konutlar).

Çizelge 4'den Çizelge 7'ye kadar, bu gruplar için (örnek olarak) ve Leon ile Managua için kabul edilebilir riskler verilmektedir. İki ayrı «ekonomik hayat» süresi göz önüne alınmıştır : 20 yıl ve 50 yıl. Aynı zamanda, dizayn'ın

iki düzeyi verilmektedir : Alt düzey, (daha yüksek kabul edilebilir riski olan) hasar eşik seviyesi (damage treshold level) dir. Üst düzey ise (daha düşük kabul edilebilir riski olan) kullanılmamazlık eşik seviyesidir. Böylelikle, örnek vermek gerekirse,

Çizelge 4
20 yıllık ekonomik hayat, Managua Bölgesi

Grup	P_D	RP_D	A_D	P_C	RP_C	A_C
A	20 %	90	.38 g	10 %	190	.38 g
B	50 %	30	.24 g	20 %	90	.33 g
C	70 %	17	.20 g	50 %	30	.24 g

Çizelge 5
20 yıllık ekonomik hayat, Leon Bölgesi

Grup	P_D	RP_D	A_D	P_C	RP_C	A_C
A	20 %	90	0.24 g	10 %	190	0.26 g
B	50 %	30	0.20 g	20 %	90	0.24 g
C	70 %	17	0.17 g	50 %	30	0.17 g

Çizelge 6
50 yıllık ekonomik hayat, Managua Bölgesi

Grup	P_D	RP_D	A_D	P_C	RP_C	A_C
A	20 %	225	0.40 g	10 %	475	0.44 g
B	50 %	72	0.32	20 %	225	0.40 g
C	70 %	42	0.27 g	50 %	72	0.32 g

Çizelge 7
50 yıllık ekonomik hayat, Leon Bölgesi

Grup	P_D	RP_D	A_D	P_C	RP_C	A_C
A	20 %	225	0.26 g	10 %	475	0.30 g
B	50 %	72	0.23 g	20 %	225	0.26 g
C	70 %	42	0.21 g	50 %	72	0.23 g

A grubuna giren 20 yıllık bir ekonomik hayata sahip bir yapı için hasar-ıçın-kabul edilebilir risk % 20'dir. Bu riske karşılık gelen, ortalama geri dönüş periyodu, Çizelge 3'te görüldüğü gibi, 90 yıldır. Bu periyoda karşılık gelen yer ivmesinin tepe değeri Managua'da % 33 g, Leon'da ise % 24 g'dır. (Şekil 4). 20 yıl ekonomik hayatı olan A grubu yapıların Managua ve Leon için uyumlu risk seviyesi, dizaynda sırasıyla % 33 g ve % 24 g değerlerinin kullanılması ile sağlanabilir. 50 yıllık ekonomik hayat ise, bu iki şehir için, sırasıyla % 40 g ve % 26 g'lık bir yer ivmesi tepe değerine karşılık gelmektedir. İstenen risk seviyesi, ekonomik hayat, sismik bölge ve dizayn eşik seviyesi bakımlarından uyumlu dizayn seviyeleri bu dört tablodan elde edilebilecektir.

SONUÇLAR

1 numaralı referansta sigorta riski kavramı tartışılmaktadır. Çeşitli bölgeler ve çeşitli ekonomik hayat için 1000 dolarlık değerlendirme başına olan ortalama (medain) kayıplar verilmektedir. Doğrusal (lineer) ve doğrusal olmayan dizayn spektrumları, yüklerin ve tepkilerin olası yönleri gözönüne alınarak takdim edilmektedir. Gösterilebilir ki bu tebliğde belirtildiği şekilde eş-ivme haritalarını ve ivme-bölge grafiklerini kullanarak, ülkenin herhangi bir bölümü için, riske, ekonomik hayata ve bölgenin sismik özelliklerine göre uyumlu bir dizayn seviyesi elde etmek mümkündür.

REFERANSLAR

- (1) Shah, H.C., Mortgat, C.P., Kiremidjian, A., Zsutty, T.C., «A Study of Seismic Risk for Nicaragua, Part I», (Nigaragua için bir sismik risk çalışması, Bölüm I), Teknik Rapor No 11, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ., California, A.B.D., Ocak 1975.
- (2) Algermissen, S.T., Perkins, D.M., «A Technique for Seismic Zoning : General Considerations and Parameters», (Bir Sismik Zonlama Tekniği; Genel Prensipler ve Parametreler), Proceedings of Int. Conf. on Microzonation for Safer Construction, Seattle, Washington, A.B.D., 1972.
- (3) Cornell, C.A., «Engineering Seismic Risk Analysis», (Sismik Risk Çözümleme Mühendisliği), Bull. of the Seismological Society of America, Cilt 54, No : 5, 1968.
- (4) Algermissen, S.T., «Seismic Risk Studies in the United States», (A.B.D. de Sismik Risk Çalışmaları), Proc. of 4 th World Conf. on Earthquake Engineering, Santiago, Şili, 1969.

DEPREM ARAŞTIRMA ENSTITÜSÜ BÜLTENİ
YAYIN KOŞULLARI

1. Bültene 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 yayınlanmamış olması
 - d) Daktilo ile ve kağıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmış bulunması
 - e) Şekillerin aydıngeç kağıdına çini mürekkebi ile çizilmiş olması
 - f) Fotoğrafların net ve klişe alınmasına müsait bulunması gerekmektedir.
2. Telif araştırma yazılarının baş tarafına araştırmanın genel çerçevesini belirten en az 200 kelimelik İngilizce, Fransızca ya da Almanca bir özet konulmalıdır.
3. İmar ve İskân Bakanlığı mensubu elemanlar tarafından hazırlanan ve telif ya da tercüme ücreti ödenerek yayınlanacak olan yazıların, mesai saatleri dışında hazırlanmış olduğu yazan, derleyen, ya da çevirenin 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 yayınlanacak yazıların 300 kelimelik beher standart sayfası için teliflerde 75, tercümelerde 50 TL. ücret ödenir.
6. Yazılarda bulunan şekiller için, gerekli olan asgari alan içinde bulunabilecek kelime sayısına göre ücret takdir edilir.
7. Telif ve tercüme ücretlerinin gelir vergisi stopaj yoluyla kesilir.

8. Yazıların bültende yayınlanması Deprem Araştırma Enstitüsü bünyesinde teşekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.
9. Seçmeyi yapacak Uzmanlar Kurulu 5. maddede sözü edilen asgari alanları hesaplamaya, yazı sahiplerine gereksiz uzatmaların kısaltılmasını teklif etmeye, verilecek ücrete esas teşkil edecek kelime sayısını tesbit etmeye ve yazıların yayın sırasını tayine yetkilidir.
10. Kurulca incelenen yazıların bültende yayınlanıp yayınlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.
11. Yayınlanmıyacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Enstitü sorumlu değildir.
12. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber tanıtma v.b. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar, ya da bu nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
13. Enstitü mensupları Enstitüce kendilerine verilen görevlere ait çalışmalarından ötürü herhangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.