



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

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

23



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

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



Ekim [October] / 1978
Cilt [Volume]: 6

Sayı [Issue]: 23

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Yapısal Sistemlerde Doğal Titreşim Mod ve Frekanslarının “Newmark”
Yöntemi ile Sayısal Saptanması [Numerical Determination of Natural
Vibration Modes and Frequencies in Structural Systems by “Newmark”
Method]

Mustafa ERDİK 1-30

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Kohezyonlu Zeminlerin Dinamik Mukavemeti Hakkında [About Dynamic
Strength of Cohesive Soils]

M. Ali ERGUVANLI 31-73

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

23

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

23

**DEPREM ARAŞTIRMA
ENSTITÜSÜ BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi

İmar ve İskan Bakanlığı adına
Oktay Ergünay
Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanı



Yazı İşleri Müdürü

Aysel Özil
Deprem Araştırma Enstitüsü
Yayın ve Dökümantasyon Müdürü



Yönetim Yeri ve Yazıřma Adresi

Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkanlığı. Yüksel Caddesi No. : 7/B



Yenişehir/ANKARA
Telefon : 18 66 29 — 17 69 55



Baylan Matbaası 30 24 87 — 30 24 93



İlanlar pazarlığa tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 6

SAYI . 23

EKİM 1978

BU SAYIDA

Yapısal S..... Doğal Titreşim
Mod ve Frekanslarının "Newmark"
Yöntemi ile Sayısal Saptanması

MUSTAFA ERDİK

Kohezyonlu Zeminlerin Dinamik Mu-
kavemeti Hakkında

ALİ ERGUVANLI

YAPISAL SİSTEMLERDE DOĞAL TİTREŞİM MOD VE FREKANSLARININ
"NEWMARK YÖNTEMİ" İLE SAYISAL SAPTANMASI

Mustafa Erdik

ODTÜ, İnşaat Mühendisliği Bölümü

ENGLISH SUMMARY

A numerical iteration procedure, originally proposed by N.M. Newmark for computation of the natural modes and frequencies of vibrations of structural systems is formulated and described in detail. Examples are given for building and soil structures that can be modeled by discretized flexible or shear beams. The method is extended as to include the torsional modes of the structures and the soil-structure interaction. The examples worked are expected to be of value for practicing engineers and students.

GİRİŞ

Deprem mühendisliğinde herhangi bir yapısal sistemin deprem davranımını belirleyecek en önemli parametreler sistemin doğal mod ve frekansları olmaktadır. Gerçek, ortogonal titreşim modlarına haiz sistemlerde bu modlar (1) karakteristik değer probleminin doğrudan doğruya çözümü ile, (2) bu problemin iteratif yöntemlerle yaklaşık çözümü ile bulunmaktadır. Ancak, her iki çözüm içinde sistemin, seçilen hareket koordinatlarına göre saptanacak, kütle ve rijitlik (veya fleksibilite) matrisleri gerekmektedir. İteratif metodlar arasında en tanınmış olanları matris iterasyonuna dayalı Stodola-Vianello[1], transfer matrisi yöntemi adıyla da anılan Holzer [2] ve enerjinin korunumu prensibini içeren Rayleigh-Ritz [3] metodları olmakta ve deprem mühendisliği ile ilgili çeşitli kitaplarda (örneğin [4], [5] [6]) ayrıntılı olarak incelenmektedir.

Yapısal sistemin matris ifadelerinden ziyade doğrudan doğruya sistemin kolayca bilinen veya hesaplanabilen öğelerinden başlayıp sistemin mod ve frekanslarının bulunmasını sağlayan bir iteratif yöntem, deprem mühendisliği, yapı dinamiği ve matris metodları hakkında özel bir uzmanlığı olmayan mühendislerce bir gereksinme duyulduğu açıktır. Böyle bir yöntem Stodola-Vianollo metodunun bir uzanımı olarak önce Newmark [7] tarafından önerilmiş daha sonra Austin [8] , Godden [9] ve Newmark [4] tarafından geliştirilmiştir. Bu iteratif çözüm metodu

NEWMARK YÖNTEMİ

Toplanmış kütlelerle temsil olunabilen Klasik, ortogonal modlara haiz yapısal bir sistemin modal şekil ve frekanslarını bu iteratif metodla saptamak için aşağıdaki işlem adımları uygulanır:

- 1- Yapısal sistemin birinci moduna yakın bir mod şekli farz edilir.
- 2- Bu şekle tekabül eden atalet (D'Alambert) kuvvetleri bulunur,
- 3- Bu kuvvetlerin yapısal sisteme uygulanmasından doğan ötelemeler hesaplanır.
- 4- Bulunan bu ötelemeler yeni mod şekli alınarak yukarıdaki adımlar tekrarlanır.

Her bir toplanmış kütle noktasına (panel noktası) ait 1. ve 3. adımlardaki modal öteleme değerlerinin birbirine oranı bütün panel noktaları için, belirli bir tolerans dahilinde, birbirine eşit olana kadar bu iterasyon sürdürülürse birinci mod şekli elde edilmiş olur. Bu moda tekabül eden frekans ise en basit bir yaklaşımla bu oranlardan veya daha gelişmiş yöntem olan Rayleigh ve Schwartz katsayılarının hesabı ile bulunabilir.

Yapısal sistemin diğer mod şekil ve frekanslarının bulunabilmesi için, farz edilen modal şekillerden daha önceki (düşük frekanslı) modlara ait bileşenlerin arıtılması gerekir.

Şimdi kuramsal olarak yöntemi inceleyelim ve konverjansını ispat edelim. Şekil 1'de gösterilen toplanmış kütleli, klasik, ortogonal titreşim modlarına haiz yapısal sistemin serbest titreşim denklemi

$$[D][M]\{\ddot{u}\} + \{u\} = \{0\} \quad (1)$$

ile verilebilir. [5] [6]. Burada [D] sistemin fleksibilite matrisi, [M] kütle matrisi, {u} öteleme vektörü olmaktadır. Öteleme vektörü üzerindeki çift nokta zamana göre ikinci türevi, yani ivme vektörünü belirtir. Hareket derecesi n olan bir yapısal sistemde [D] ve [M] n x n boyutlarında {u} ise 1 x n boyutlarında olur.

Bu yapısal sistemin herhangi bir titreşim modundaki hareketinin

$$\left[[D][M] \omega_i^2 + [I] \right] \{\theta_i\} = \{0\} \quad (2)$$

yazıda "Newmark Yöntemi" olarak adlandırılacak ve özellikle toplanmış kütle şeklinde modellendirilebilen yapısal sistemlere uygulanılacak şekilde, yapı-zemin karşı tepkimesini de içeren çeşitli örneklerle sunulacaktır.

veya

$$[D][M] \omega_i^2 \{\theta_i\} = \{\theta_i\} \quad (3)$$

ifadelerini sağlaması gerekir, [5], [6]. Bu denklemlerde $\{\theta_i\}$ sistemin i. mod şeklini, ω_i ise bu moda tekabül eden titreşim frekansını

göstermektedir. Birinci işlem adımı için kabul edeceğimiz birinci moda tekabül eden öteleme şekli

$$\{u^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} u_1^{(0)} \\ u_2^{(0)} \\ \vdots \\ u_i^{(0)} \\ \vdots \\ u_n^{(0)} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ile verilsin. Burada üstel panartez içindeki sayı iterasyon sayısını göstermektedir. Yapısal sistemin $\{u^{(0)}\}$ modal şekli ile titreşiminden doğacak atalet (D'Alambert) kuvvetleri, $\{F\}$, ikinci işlem adımında

$$\{F\} = [M] \{u^{(0)}\} = \omega^2 [M] \{u^{(0)}\} \quad (5)$$

olacaktır.

Herhangi bir öteleme vektörü, sistem modal vektörlerinin doğrusal birleşimi ile ifade edilebileceğinden [5], $\{u^{(0)}\}$ vektörü

$$\{u^{(0)}\} = \sum_{i=1}^n Y_i \{\phi_i\} = [\phi] \{Y\} \quad (6)$$

ve dolayısıyla, $\{F\}$ vektörü

$$\{F\} = \omega^2 [M] [\phi] \{Y\} \quad (7)$$

olarak verilebilir. Bu denklemlerde $\{Y\}$ katsayı vektörü, $[\phi]$ ise:

$$[\phi] = [\{\phi_1\} \{\phi_2\} \dots \{\phi_i\} \dots \{\phi_n\}] \quad (8)$$

modal matristir.

Üçüncü işlem adımında, $\{F\}$ kuvvet vektörünün etkisi altındaki yapısal sistemdeki ötelemeler, $\{u^{(1)}\}$,

$$\{u^{(1)}\} = [D] \{F\} \quad (9)$$

veya denklem (7)'nin kullanılması ile

$$\{u^{(1)}\} = \omega^2 [D] [M] [\phi] \{Y\} \quad (10)$$

olacaktır. Bu ifadeyi açarak yazarsak

$$\{u^{(1)}\} = [D] [M] \left\{ \sum_{i=1}^n \omega^2 Y_i \{\phi_i\} \right\} \quad (11)$$

veya

$$\{u^{(1)}\} = [D] [M] \left\{ \sum_{i=1}^n \omega_i^2 \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 Y_i \{\phi_i\} \right\} \quad (12)$$

ifadeleri elde edilir. Denklem (3)'ü göz önüne alarak denklem (12)'yi

yeniden yazarsak

$$\{u^{(1)}\} = \left\{ \sum_{i=1}^n \{\phi_i\} \left(\frac{\omega}{\omega_1} \right)^2 Y_i \right\} = \left\{ \sum_{i=1}^n \left(\frac{\omega}{\omega_1} \right)^2 \{u^{(0)}\} \right\} \quad (13)$$

olur.

İlk üç işlem adımı birinci iterasyonu teşkil etmektedir. Herhangi bir (s)'inci iterasyonda Denklem (13) ile verilen öteleme vektörü (modal vektör) :

$$\{u^{(s)}\} = \left\{ \sum_{i=1}^n \{\phi_i\} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^{2s} Y_i \right\} \quad (14)$$

olacaktır. Birinci mod için $\omega = \omega_1$ ve $\omega_1 < \omega_2 \dots < \omega_n$ olacağından

$$\left(\frac{\omega_1}{\omega_1} \right) > \left(\frac{\omega_2}{\omega_2} \right) > \dots > \left(\frac{\omega_1}{\omega_1} \right) > \dots > \left(\frac{\omega_1}{\omega_n} \right) \text{ ve yeteri kadar büyük } s \text{ değerinde}$$

$$\left(\frac{\omega_1}{\omega_1} \right) = 1, \left(\frac{\omega_1}{\omega_i} \right)^{2s} \rightarrow 0 \text{ olur ve sonuçta}$$

$$\{u^{(s)}\} \rightarrow Y_1 \{\phi_1\} \quad (15)$$

konverjansı ispatlanabilir.

(14) numaralı matris denklemini yapısal sistemdeki herhangi bir j. toplanmış kütle için açarak yazarsak

$$u_j^{(s)} = \left(\frac{\omega}{\omega_1} \right)^{2s} \left[Y_1 \phi_{j1} + \left(\frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^{2s} Y_2 \phi_{j2} + \dots + \left(\frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^{2s} Y_1 \phi_{j1} + \dots + \left(\frac{\omega_1}{\omega_n} \right)^{2s} Y_n \phi_{jn} \right] \quad (16)$$

elde edilir. (s)'nin yeterince büyük değerleri için

$$u_j^{(s)} \rightarrow \left(\frac{\omega}{\omega_1} \right)^{2s} Y_1 \phi_{j1} \quad (17)$$

$$\text{ve aynı şekilde bir önceki iterasyon için } u_j^{(s-1)} \rightarrow \left(\frac{\omega}{\omega_1} \right)^{2(s-1)} Y_1 \phi_{j1} \quad (18)$$

olacaktır. O halde s. iterasyonda yapısal sistemin ilk modal frekansı

$$\left(\frac{\omega_1^2}{\omega_1} \right)^{(s)} = \frac{u_j^{(s-1)}}{u_j^{(s)} / \omega^2} \quad (19)$$

denklemini ile bulunabilir.

Görüleceği gibi $\{u^{(0)}\}$ için hangi şekil alınıralsa alınsın, eğer bu şekil birinci modun bir bileşenini içeriyorsa (yani $Y_1 \neq 0$), iterasyon her zaman için gerçek birinci mod şekline dönüşecektir. Bu konverjansın hızı, sistem modal frekanslarının birbirinden ayrılığine ve ilk işlem adımında yapılan tahminin doğruluğuna bağlı olarak arttırılabilir.

İlk $\{u^{(0)}\}$ tahminindeki $u_j^{(0)}$ elemanının hata payı $e_i^{(0)}$ olsun.

0 halde :

$$u_j^{(0)} = \theta_{j1} + e_j^{(0)} \quad (20)$$

ve Denklem (6) kullanılarak

$$e_j^{(0)} = E_1 \theta_{j1} + E_2 \theta_{j2} + \dots + E_i \theta_{ji} + \dots + E_n \theta_{jn} \quad (21)$$

olacaktır. Burada E_i , i. mod için katsayıdır. Denklem (16)'ya analog olarak, bir iterasyon adımı sonraki hata, $e_j^{(1)}$:

$$e_j^{(1)} = \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 \left[E_1 \theta_{j1} + \left(\frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 E_2 \theta_{j2} + \dots + \left(\frac{\omega_1}{\omega_n}\right)^2 E_n \theta_{jn} \right] \quad (22)$$

ifadesi ile verilebilir. 0 halde farz edilen mod şeklindeki hata her bir iterasyonda $(1/\omega_1)^2$ oranında küçülmektedir.

Diğer daha yüksek modların bulunması için, bulunması istenen moddan önceki modlara ait bileşenlerin birinci adımda farz edilen mod şekline çıkartılması gerekir. Bu arıtma işlemi yapısal sistemdeki klasik modların ortognallık özelliğinden faydalanılarak gerçekleştirilebilir.

Şimdi birinci işlem adımında $\{u^{(0)}\}$ olarak alınan öteleme vektörünün ikinci mod şekline dönüşebilmesi için bu vektörün birinci moda ait bileşenden nasıl arıtılabileceğini görelim.

Denklem (6) ile

$$\{u^{(0)}\} = [\Phi] \{Y\}$$

olmaktadır. Bu ifadenin her iki tarafını da $\{\theta_1\}^T [M]$ ile önden çarparsak

$$\{\theta_1\}^T [M] \{u^{(0)}\} = \{\theta_1\}^T [M] [\Phi] \{Y\} \quad (23)$$

ifadesini elde ederiz. Bu denklemde "T" üstel harfi matris veya vektörün transpoze edildiğini göstermektedir. Sistem klasik modlarının ortogonallık özelliğinden [5] [6], Denklem (23)'ün sağ tarafı :

$$\{\theta_1\}^T [M] \{u^{(0)}\} = \{\theta_1\}^T [M] \{Y_1\} \quad (23)$$

olacak ve Y_1 katsayısı ise

$$Y_1 = \frac{\{\theta_1\}^T [M] \{u^{(0)}\}}{\{\theta_1\}^T [M] \{\theta_1\}} \quad (24)$$

ifadesiyle, veya açarak

$$Y_1 = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \theta_{j1} u_j^{(0)}}{\sum_{j=1}^n m_j \theta_{j1}^2} \quad (25)$$

ifadesi ile bulunacaktır.

0 halde iterasyonun 2. moda dönüşümü için ilk modu saptadıktan sonra birinci işlem adımlarında

$$\{u^{(0)}\} = Y_1 \{\phi_1\} \quad \text{veya} \quad u_j^{(0)} = Y_1 \phi_{j1} \quad (26)$$

arıtım işleminin yapılması gerekir. Aynı şekilde k. mod şeklinin bulunması için her iterasyonun birinci işlem adımıında farz edilen öteleme şeklinin birinciden (k-1) inciye kadar bütün mod bileşenlerinden arıtılması, yani :

$$u_j^{(0)} = \sum_{i=1}^{k-1} Y_i \phi_{ji} \quad (27)$$

işleminin uygulanması gerekmektedir. Burada Y_i , i. moda ait katsayı olup

$$Y_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji} u_j^{(0)}}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji}^2} \quad (28)$$

ifadesi ile hesaplanmaktadır.

Bulunması istenen moda tekabül eden frekansları herhangi bir s. iterasyondan sonra bulmak için Denklem (19) ile verilen oran her bir toplanmış kütle koordinatı için hesaplanır. Sistemin gerçek modal frekansı her bir j koordinatı için elde edilecek olan değerlerin en büyük (max.) ve en küçükleri (min.) arasında olacaktır, [4]. Diğer bir ifadeyle :

$$\min(\omega_i^2)^{(s)} \leq \omega_i^2 \leq \max(\omega_i^2)^{(s)} \quad (29)$$

(29) ifadesini ispat için :

$$\min u_j^{(s-1)} \leq u_j^{(s-1)} \leq \max u_j^{(s-1)} \quad \text{yazalım.}$$

Denklem (13) analog bir şekilde kullanılarak :

$$\frac{\min(\omega_i^2)^{(s)} u_j^{(s)}}{\omega^2} \leq \frac{u_j^{(s)} \omega^2}{\omega^2} \leq \frac{\max(\omega_i^2)^{(s)} u_j^{(s)}}{\omega^2}$$

ve kısaltmalar yapılarak (29) ifadesi gösterilebilir.

Her bir iterasyondan sonra modal frekans için en iyi tahmin, hatanın en küçük kareler metoduna göre minimizasyonuna dayanan (Schwartz Katsayısı, [10]) aşağıdaki denklemle verilebilir.

$$(\omega_i^2)^{(s)} = \frac{\{u^{(s-1)}\}^T [M] \left\{ \frac{u^{(s)}}{\omega^2} \right\}}{\left\{ \frac{u^{(s)}}{\omega^2} \right\}^T [M] \left\{ \frac{u^{(s)}}{\omega^2} \right\}} = \frac{\sum_{j=1}^n m_j u_j^{(s-1)} \frac{u_j^{(s)}}{\omega^2}}{\sum_{j=1}^n m_j \left(\frac{u_j^{(s)}}{\omega^2} \right)^2} \quad (30)$$

Enerjinin korunumu, yani modal titreşim sırasındaki maksimum kinetik enerjinin maksimum potansiyel enerjiye eşit olacağı, prensibinden hareketle de yukarıdaki Denklem (30)'un aynısı elde edilecektir, [3]. Bu durumda Denklem (30) Rayleigh Denklemi olarak adlandırılır.

UYGULAMALAR

1. KESME YAPILARI

Toprak yapılarında ve rijit döşemelerden oluşan binalarda yapıdaki toplam yanal ötelemeler tamamen kesme kuvvetlerinin zemin katmanlarında veya yapı kolonlarında oluşturacağı kesme ötelemelerinden oluşmakta ve toplanmış kütle koordinat noktalarında herhangi bir dönme olmamaktadır. Bu tip yapılar deprem mühendisliğinde kesme yapıları olarak adlandırılır. Kesme binalarında toplanmış kütleleri her bir kat kütlesi oluşturur ve katlar arasındaki rijitlik, k_i , yani verilen iki kat arasında birim rölatif öteleme doğuracak kuvvet,

$$k_i = \left(\frac{12 EI}{h^3} \right)_i \quad (31)$$

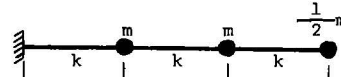
ile verilebilir. Burada E, esneklik modülü, I, iki kat arasındaki kolonların toplam atalet momenti ve h, katlar arasındaki açıklık olmaktadır.

Örnek. 1

Şekil.2.de verilen kesme binanın doğal mod ve frekanslarını tayin edelim. Çözümde, hesapların gösterilmesindeki kolaylık nedeni ile düşey olan bu binayı yatırarak göstereceğiz.

Binanın birinci ve ikinci kat kütleleri m, üçüncü kat kütlesi $\frac{1}{2} m$, ve her bir kat rijitliği k olsun. Binanın tamamen rijit bir temele oturduğunu ve klasik, ortogonal titreşim modlarına haiz olduğunu varsayıyoruz.

Birinci iterasyon :



Tahmini birinci mod şekli, $u^{(0)}$	0	1	2	3	Ortak Faktör a (Birim uzunluk)
Bu ötelemelerle olacak titreşimin doğuracağı en büyük kuvvetler, F	0	1	2	1,5	$ma\omega^2$
Panel kesme kuvvetleri, V		4,5	3,5	1,5	$ma\omega^2$
Göreceli panel ötelemeleri, $\Delta u^{(1)}$		4,5	3,5	1,5	$\frac{ma\omega^2}{k}$
Toplam panel noktası ötelemeleri, $u^{(1)}$	0	4,5	8	9,5	$\frac{ma\omega^2}{k}$
$u^{(1)}/\omega^2$	0	4,5	8	9,5	$\frac{ma}{k}$
$\omega_1^2 = u^{(0)}/(u^{(1)}/\omega^2)$		0.22	0.25	0.32	$\frac{k}{m}$

Bu oranlar belirli bir tolerans dahilinde birbirine eşit oldukları vakit elde edilecek öteleme şekli birinci mod olarak alınabilir. Bu safhada bulunan yaklaşık birinci mod şekli, her bir modal ötelemenin birinci kat modal ötelemesine göre normalize edilmesi ile :

$$\{\phi_1\} = \{u^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1.89 \\ 2.11 \end{Bmatrix} \text{ olarak bulunabilir.}$$

Denklem (29) a göre

$$0.22 \frac{k}{m} \leq \omega_1^2 \leq 0.32 \frac{k}{m} \text{ elde edilir.}$$

ikinci iterasyon .

$u^{(1)}$	0	1.0	1.89	2.11	a
F	0	1	1.89	1.06	$ma\omega^2$
V		3.95	2.95	1.06	$ma\omega^2$
$\Delta u^{(2)}$		3.95	2.95	1.06	$ma\omega^2/k$
$u^{(2)}$	0	3.95	6.90	7.96	$ma\omega^2/k$
$\omega_1^2 = \frac{u^{(1)}}{u^{(2)}/\omega^2}$		0.25	0.27	0.27	k/m

$$\{\phi_1\} = \{u^{(2)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1.75 \\ 2.02 \end{Bmatrix}$$

$$0.25 \text{ k/m} \leq \omega_1^2 \leq 0.27 \text{ k/m}$$

Denklemler (30) ile verilen Schwartz katsayısı ile

$$\omega_1^2 = \frac{\sum_{j=1}^n m_j u_j^{(1)} \frac{u_j^{(2)}}{\omega^2}}{\sum_{j=1}^3 m_j (u_j^{(2)} / \omega^2)^2} = 0.267 \text{ k/m olur,}$$

ikinci mod ve frekans elde etmek için farz edilen mod şeklindeki birinci moda ait bileşenlerin arttırılması gerekir. Bu maksatla gerçekleştirilecek $u^{(0)} = Y_1 \phi_1$ işlemindeki Y_1 katsayı denklemler (25) veya (28) ile verilmiştir.

$$Y_1 = \frac{\sum_{j=1}^3 m_j \phi_{j1} u_j^{(0)}}{\sum_{j=1}^3 m_j \phi_{j1}^2} = 0.62$$

$Y_1 \phi_1$	0.62	1.08	1.25	a
$u^{(0)} - Y_1 \phi_1$	-1.62	-0.08	1.75	a
F	-1.62	-0.08	0.88	$ma\omega^2$
V	-0.82	0.80	0.88	$ma\omega^2$
$\Delta u^{(1)}$	-0.82	0.80	0.88	$ma\omega^2/k$
$u^{(1)}$	0	-0.82	-0.02	$0.86 ma\omega^2/k$
ω_2^2	1.98	4.0	2.03	k/m

İkinci koordinattaki ötelemeler çok küçük olduğu için oranlarından bulunacak frekans değerine güvenilemez. O halde :

$$1.98 \text{ k/m} \leq \omega_2^2 \leq 2.03 \text{ k/m} \text{ yazılabilir.}$$

Schwartz katsayısı ise $\omega^2 = 2 \frac{k}{m}$ vermektedir.

Bu safhadaki ikinci mod : $\{\phi_2\} = \{u^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0.02 \\ -1.05 \end{Bmatrix}$ olarak

bulunur. Bu binanın gerçek ikinci mod değeri olan 1, 0, -1 vektörüne çok yakındır. Aynı zamanda birinci ve üçüncü koordinatlardaki öteleme oranlarından bulunan frekanslar da birbirine yaklaşık eşit olduğundan ikinci bir iterasyona gerek görülmemektedir.

Üçüncü mod ve frekansın elde edilmesi için farz edilen mod şekli birinci ve ikinci moda ait bileşenlerin arıtılması gerekir.

$u(0)$	-	-1	1	-1	a
$Y_1 = -0.0426, Y_2 = -0.29$					
$Y_1 \phi_1$		-0.04226	0.0746	0.0861	a
$Y_2 \phi_2$		-0.29	-0.01	0.30	a
$u(0) \rightarrow$					
$u(0) - Y_1 \phi_1 - Y_2 \phi_2$		-0.67	1.08	-1.21	a
F	-	-0.67	1.08	-0.61	$am\omega^2$
V		-0.20	0.47	-0.61	$am\omega^2$
$\Delta u^{(1)}$		-0.20	0.47	-0.61	$am\omega^2/k$
$u^{(1)}$		-0.20	0.27	-0.34	$am\omega^2/k$
ω_3^2	-	4	3.70	2.97	k/m

$$2.97 \text{ k/m} < \omega_3^2 < 4 \text{ k/m}$$

Schwartz katsayısı ile $\omega_3^2 = 3.70 \text{ k/m}$ elde edilebilir.

Bu frekansın gerçek değeri 3.73 k/m olmaktadır ve ilk iterasyonda sağlanan yaklaşıklık yeterlidir. Üçüncü mod şeklini bulmak için arıtılmış $\{u^{(0)}\}$ şekli arıtılmamış $\{u^{(1)}\}$ den daha iyi netice vermektedir.

$$\{\phi_3\} = \{u^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -1.61 \\ -1.81 \end{Bmatrix}$$

Bu son modlar için daima geçerlidir. Gerektiğinde 2. ve daha sonraki iterasyonlar için elde edilecek mod şeklinin daima arıtılarak kullanılması gerekir, çünkü her iterasyondan sonra arıtılmış mod şeklindeki, çok küçükte olsa, alt modlara ait bileşenler büyümektedir.

Örnek 2.

Şekil 3'de sunulmuş olan toprak dolgu barajın mod ve frekanslarını baraj kütlelerini dört münferit kütlede toplayarak ve bu toplanmış kütleler arasındaki kayma rijitliklerini zemin mekaniği yöntemleri ile tayin ederek bulabiliriz. Barajın tamamen rijit bir temele oturduğu ve klasik ortogonal modlara sahip olduğunu varsayıyoruz.

Birinci Mod :

		13.3k	9.8m	7.5k	6.2m	3.7k	3.3m	k	m	
$u^{(0)}$	0	1	2	4	6	a				
F		9.8	12.4	13.2	6	$m\omega^2 a$				
V	41.1	31.6	19.2	6	$m\omega^2 a$					
$\Delta u^{(1)}$	3.11	4.21	5.19	6	$m\omega^2 a/k$					
$u^{(1)}$	0	3.11	7.32	15.51	18.51	$m\omega^2 a/k$				
ω_1^2		0.32	0.27	0.32	0.32	k/m				

İlk iterasyon sonunda $\{\phi_1\} = \{1; 2.35; 4.02; 5.95\}$ ve $0.27 < \omega_1^2 < 0.32$ k/m olmaktadır. İkinci iterasyona bu mod değeri ile başlayacağız.

$u^{(1)}$	0	1	2.35	4.02	5.95	a
F		9.8	14.57	13.27	5.95	$m\omega^2 a$
V	43.59	33.79	19.22	5.95	$m\omega^2 a$	
$\Delta u^{(2)}$	3.28	4.51	5.19	5.59	$m\omega^2 a/k$	
$u^{(2)}$	0	3.28	7.79	12.98	18.93	$m\omega^2 a/k$
ω_1^2		0.30	0.30	0.31	0.31	k/m

$$\{\phi_1\} = \{1; 2.38; 3.96; 5.77\}$$

$$0.30 < \omega_1^2 < 0.31 \text{ k/m}$$

ikinci Mod :

$u^{(0)}$	0	1	2	0	-4	a
($Y_1=0.125$)						
$Y_1 \theta_1$		0.125	0.294	0.495	0.721	a
Arınmış $u^{(0)}$		0.875	1.706	-0.49	-4.721	a
F		8.575	10.577	-1.634	-4.721	$m\omega^2 a$
V	12.797	4.222	-6.355	-4.721		$m\omega^2 a$
$\Delta u^{(1)}$	0.962	0.563	-1.718	-4.721		$m\omega^2 a$
$u^{(1)}$	0	0.962	1.525	-0.193	-4.914	$m\omega^2 a$

Birinci moda ait bileşenleri tekrar aratalım

($Y_1 = 0.0081$)

$Y_1 \theta_1$		0.0081	0.0193	0.0321	0.0467	
Arınmış $u^{(1)}$	0	0.954	1.506	-0.225	-4.961	
ω_2^2	-	0.90	1.13	2.20	0.95	

$\omega_2^2 = 2.20$ değeri küçük ötelemelerin birbirine oranına dayandığından sıhhatli değildir.

$$0.90 < \omega_2^2 < 1.13 \text{ k/m}$$

ikinci iterasyona devam edersek

F	0	9.349	9.337	-0.743	-4.961	$m\omega^2 a$
V	12.982	3.633	-5.704	-4.961		$m\omega^2 a$
$\Delta u^{(2)}$	0.976	0.484	-1.542	-4.961		$m\omega^2 a/k$
$u^{(2)}$	0	0.976	1.460	-0.082	-5.043	

Y_1 değeri çok küçük olduğu için herhangi bir arıtıma lüzum yoktur.

ω_2^2	0.98	1.03	2.74	0.98	k/m
--------------	------	------	------	------	-----

$$\{\theta_2\} = \{1; 1.50; -0.08; -5.17\}$$

$$0.98 < \omega_2^2 < 1.03 \text{ k/m}$$

Schwartz Katsayısı ile $\omega_2^2 = 1 \text{ k/m}$

Üçüncü Mod :

$u^{(1)}$	0	1	0	-2	2	a
$Y_1 = -0.0369, Y_2 = -0.0002$						
$Y_1 \phi_1$	0	-0.037	-0.088	-0.146	-0.213	
$Y_2 \phi_2$	0	-0.0002	-0.0002	0	0.001	
Arınmıs $u^{(1)}$	0	1.0372	0.0883	-1.854	2.2131	a
F		10.165	0.547	-6.188	2.2131	$m\omega^2 a$
V	6.807	-3.358	-3.905	2.213		$m\omega^2 a$
$\Delta u^{(1)}$	0.512	-0.448	-1.055	2.213		$m\omega^2 a$
$u^{(1)}$	0	0.512	0.064	-0.991	1.222	$m\omega^2 a$

$$Y_1 = 4.8 \times 10^{-4}, Y_2 = -0.009$$

$Y_2 \phi_2$	0	-0.009	-0.013	0	0.045	
Arınmıs $u^{(2)}$	0	0.521	0.077	-0.991	1.177	
ω_3^2		1.99	1.15	1.87	1.88	k/m

İkinci bir iterasyona gerek görülmemiştir.

$$\{\phi_3\} = \{1; 0.15; -1.90; 2.26\}$$

$$1.87 < \omega_3^2 < 1.99 \text{ k/m}$$

$$\text{Schwartz Katsayısı ile } \omega_3^2 = 1.94 \text{ k/m}$$

Dördüncü Mod :

$u^{(0)}$	0	1	-1	1	-1	a
$Y_1 = 0.018, Y_2 = 0.107, Y_3 = 0.013$						
$Y_1 \phi_1$	0	0.018	0.043	0.071	0.104	
$Y_2 \phi_2$	0	0.107	0.161	-0.009	-0.553	
$Y_3 \phi_3$	0	0.013	0.002	-0.025	0.029	
Arınmıs $u^{(0)}$	0	0.862	-1.206	0.963	-0.58	a

$$Y_1 = 0.003, \quad Y_2 = 0.007, \quad Y_3 = -0.012$$

Arınmış $u^{(1)}$	0	0.276	-0.385	0.309	-0.180
ω_4^2		3.12	3.13	3.12	3.22 k/m

$$3.12 < \omega_4^2 < 3.22 \text{ k/m}$$

$$\text{Schwartz Katsayısı ile } \omega_4^2 = 3.16 \text{ k/m}$$

2. KONSOL KİRİŞ OLARAK MODELLENDİRİLEBİLEN YAPILAR

Kiriş veya döşemelerin kolonlara göre tamamen rijit olduğu varsayımının geçerli olamayacağı, oldukça esnek döşeme ve kirişlerden oluşan yapılarda veya perde duvarlı sistemlerde, yanal yükler altındaki ötemeler, boyca eşdeğer bir atalet momenti dağılımı tayin edilmiş mütemadi konsol kirişe dayalı olarak Şekil 4'te gösterildiği gibi bulunabilir. Bu tip yapıların deprem davranışını incelemek, doğal mod ve frekanslarını saptamak için, oldukça gerçekçi bir yaklaşımla, toplanmış kütleli bir mütemadi konsol kiriş modeli kullanılabilir. Bu kirişin esneklik modülü ve atalet momentleri aynı yanal yükler altında gerçek yapının kine eşit yanal ötelemeler verecek şekilde seçilir. Toplanmış kütleler ise gerçek yapının kat hizalarındaki kat kütlelerine eşit olmaktadır. Ancak çok yüksek binalarda toplanmış kütlelerin daha fazla kat sayılarını içerecek şekilde seçilmesi, yani serbestlik derecesinin indirgenmesi, gerekli hesap miktarını azaltacak uygun bir yaklaşımdır.

Bu gibi yapılarda, kiriş-kolon bağlantı noktalarındaki dönmeler yanal ötelemeleri etkileyeceği için, daha önce kesme yapılarında kullandığımız öteleme hesap metodları geçerli değildir, Newmark 7 tarafından önerilen bir öteleme hesap yöntemi kullanacağımız nümerik iterasyonlara çok uygun düşmektedir. Bu yöntemle yanal yüklerin kiriş boyunca oluşturduğu moment dağılımı ve eğrilikler bulunmakta ve bu eğriliklerin iki defa sayısal entegrasyonu ile ötelemeler hesaplanmaktadır.

Sistem klasik modlarının ortogonallık özelliğinden, artırılmış olan $\{u^{(0)}\}$ ötelemeleri 4. moda orantılıdır.

$$\{\phi_4\} = \{1; -1.40; 1.12; -0.65\}$$

Dördüncü modal frekansı bulmak için iterasyona devam edelim.

F	0	8.448	-7.477	3.178	-0.58	$m\omega^2 a$
V	3.569	-4.879	2.598	-0.58		$m\omega^2 a$
$\Delta u^{(1)}$	0.268	-0.651	0.702	-0.59		$m\omega^2 a/k$
$u^{(1)}$	0	0.268	-0.383	0.309	-0.180	$m\omega^2 a/k$

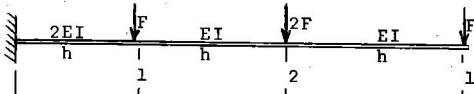
Şekil 5.'de bu yöntemdeki işlem adımları gösterilmiştir. Panel noktalarındaki (yani toplanmış kütle noktaları) eğriliklerden (α) önce eşdeğer açılar ($\bar{\alpha}$) sonrada panel noktaları eğimleri (β) elde edilmektedir. α_{ab} ve α_{bc} eşdeğer açıların bir analog a-b basit mafsal mesnetli kirişi üzerinde yayılı α yükünün mesnetlerde yaratacağı reaksiyonlara eşit olacağı gösterilebilir, [7].

Eşdeğer açıları :

$$\bar{\alpha}_{ab} = h/6 (2\alpha_{ab} + \alpha_{ba}) ; \bar{\alpha}_{ba} = h/6 (\alpha_{ab} + 2\alpha_{ba}) \quad (32)$$

ifadeleri ile de kolayca hesaplanabilir. Bu ifadeler eğriliklerin panel boyunca doğrusal olarak değiştiğini kabul etmektedir, ve moment veya (EI) dağılımlarının doğrusal olmadığı hallerde yaklaşık değer sağlarlar. Ancak böyle hallerde bile, modlar arasındaki ortogonallığın korunması için ilk moddan sonraki modların bulunmasında denklem (32) kullanılmalıdır, [9].

Örnek olarak, bir mütemedi konsol giriş üzerine uygulanan nokta kuvvetlerinden doğan ötelemeleri bu yöntemle bulalım.

		
Yük, F	h	Ortak Faktör F
Kesme, V	8	F
Moment, M	8	Fh

Panel noktalarındaki eğrilikleri M/EI olarak bulalım.

Eğrilik, α	4	2	4	1	1	0	Fh/EI
-------------------	---	---	---	---	---	---	---------

Panel noktalarındaki eşdeğer açıları Denklem (32) ye göre bulalım.

Eşdeğer Açısı $\bar{\alpha}$	8	9	6	2	1	Fh^2/EI
Panel Eğimi β	10	27		35		$Fh^2/6EI$
Öteleme artımı, Δu	10	27		35		$Fh^2/6EI$
Ötelemele	0	10		37	72	$Fh^3/6EI$

Newmark metodu ile Şek.6'da gösterilen ve 3 serbestlik dereceli bir yapısal sistem olarak modellendirdiğimiz yapının kağıt düzlemine dik yöndeki doğal titreşim mod ve frekanslarını tayin edelim. Yapıya deprem sırasında etkiyecek bütün yanal yüklerin perde duvarı tarafından alınacağı, zeminin tamamen rijit olduğu ve yapı sisteminin klasik ortogonal modlara sahip olduğu varsayılmaktadır.

Birinci mod :

							Ortak Faktör
$u^{(0)}$	0	1		3		7	a
F		1		3		3.5	$ma\omega^2$
V		7.5		6.5		3.5	$ma\omega^2$
M	17.5		10.0		3.5		$hma\omega^2$
α	17.5	10.0	10.0	3.5	3.5	0	$hma\omega^2/EI$
$\bar{\alpha}$	7.5	6.25	3.92	2.83	1.17	0.58	$h^2 ma\omega^2/EI$
β	7.5		17.67		21.67		$h^2 ma\omega^2/EI$
$\Delta u^{(1)}$	7.5		17.67		21.67		$h^3 ma\omega^2/EI$
$u^{(1)}$		7.5		25.17		46.84	$h^3 ma\omega^2/EI$
ω_1^2			0.13		0.12		EI/mh^3

$U^{(1)}$ ötelemelerini ilk kütle ötelemesine göre normalize ettikten sonra iterasyonu ikinci defa tekrarlıyalım.

$u^{(1)}$	0	1		3.36		6.25	a
F		1		3.36		3.13	
V		7.49		6.49		3.31	
M	17.11		9.62		3.13		0
α	17.11	9.62	9.62	3.13	3.13	0	
$\bar{\alpha}$	7.31	6.06	3.73	2.65	1.04		
β	7.31		17.10		20.79		
$\Delta u^{(2)}$	7.31		17.10		20.79		
$u^{(2)}$	0	7.31		24.41		45.20	$h^3 ma /EI$
ω_1^2			0.14		0.14		EI/mh^3

Birinci frekans $\omega_1^2 = 0.14 EI/mh^3$ ve

birinci mod $\{\phi_1\} = \{1; 3.34; 6.18\}$ olarak bulunur.

ikinci mod :

$u(0)$	0	3	2	-8	a
		$Y_1 = -0.4813$			
$Y_1 \phi_1$	0	-0.48	-1.61	-2.97	
arınmış $u(0)$	0	3.48	3.61	-5.03	a
F		3.48	3.61	-2.51	$ma\omega^2$
V	4.58	1.10	-2.51		
M	3.17	-1.41	-2.51	0	
α	3.17	-1.41	-1.41	-2.51	0
$\bar{\alpha}$	4.93	0.35	-5.33	-6.43	-5.02
β	4.93		-0.05	-11.50	
$\Delta u(1)$	4.93		-0.05	-11.50	
$u(1)$		4.93	4.88	-6.62	$h^3 ma\omega^2/6EI$
		$Y_1 = 0.025$			
$Y_1 \phi_1$		0.025	0.080	0.15	
arınmış $u(1)$		4.90	4.80	-6.77	$h^3 ma\omega^2/6EI$
ω_2^2		4.26	4.51	4.46	EI/mh^3

ikinci modal frekans $4.26 < \omega_2^2 < 4.51 \text{ EI/mh}^3$

Schwartz katsayısı ile $\omega_2^2 = 4.41 \text{ EI/mh}^3$

ikinci mod : $\{\phi_2\} = \{1; 0.98; -1.37\}$

Üçüncü mod :

$u^{(0)}$	0	1	-1	1	a
		$Y_1 = 0.0240$	$Y_2 = 0.227$		
$Y_1 \phi_1$		0.024	0.080	0.148	
$Y_2 \phi_2$		-0.227	-0.220	0.309	
arınmış u	0	1.203	-0.860	0.543	a
F		1.203	-0.86	0.272	$ma\omega^2$
v	0.615		-0.589	0.272	
M	0.298	-0.317	0.272	0	
α	0.298	-0.317	-0.317	0.272	0.272
$\bar{\alpha}$	0.279	-0.336	-0.362	0.227	0.544
β	0.279		-0.413	0.352	
$\Delta u^{(1)}$	0.273		-0.413	0.352	$h^3 ma\omega^2 / 6EI$
$u^{(1)}$	0	0.279	-0.140	0.212	$h^3 ma\omega^2 / 6EI$
		$Y_1 = 0.015$	$Y_2 = -0.003$		
arınmış u ⁽¹⁾		0.264	-0.190	0.119	$h^3 ma\omega^2 / 6EI$
ω_3^2		27.34	27.16	27.38	$EI/h^3 m$

Üçüncü frekans : $27.16 < \omega_3^2 < 27.38 EI/h^3 m$

Schwartz katsayısı ile : $\omega_3^2 = 27.3 EI/h^3 m$

Üçüncü mod, sistem 3 serbestlik dereceli olduğundan doğrudan doğruya arınmış $\{u^{(0)}\}$ ötelemelerinden elde edilebilir.

$$\{\phi_3\} = \{1; -0.72; 0.45\}$$

3. ESNEK ZEMİNE OTURAN YAPISAL SİSTEMLER.

Zeminin esnek, yarı sonsuz bir ortam ve yapı-zemin temas yüzeyinin rijit bir plaka olarak modellendirilebildiği sistemlerde, klasik ortogonal modların varlığı varsayımı ile Newmark yöntemi kullanılarak yapı-zemin sisteminin doğal titreşim mod ve frekansları bulunabilir. Ancak, bu gibi sistemlerde sönüm matrisinin modların ortogonallığı koşulunu sağlaması doğru bir varsayım değildir, ve klasik mod süperpozisyonu yöntemleri kullanılamaz. Sunulacak örnekte yapı-zemin karşı tepkimesinin önemli bir etken olduğu birinci doğal titreşim mod ve frekansının tayini ile yetinilecektir.

Kaynak 11 'de zorlanmış titreşim deneyi ile dinamik, parametreleri saptanmış olan yapının modeli Şek. 7 'de sunulmuştur. Bu modelde zeminin ataleti: eşdeğer kütle, M , ve eşdeğer atalet momenti, I , ile esnekliği ise: yanal yay, k_x , ve burulmalı yay, k_θ , ile gösterilmiştir. Şimdi Newmark yöntemi ile sistemin birinci doğal titreşim mod ve frekansını tayin edelim.

$k_x = 3k$

$M = 3m$

$I = 315mh^2$

$k_\theta = 39kh^2$

$u(0)$	0	1	1.5	2.5	3	3.5	4	a
Temelde dönme = 0 a/h								
F		1	1.5	2.5	3	3.5	4	$m\omega^2$
V	15.5	14.5	13.0	10.5	7.5	4		$m\omega^2$
Temelde moment = 67 $hm\omega^2$, Dönme = 1.72 $m\omega^2/kh$, Öteleme = 5.17 $m\omega^2$								
$\Delta u(1)$	5.17	15.5	14.5	13.0	10.5	7.5	4	$m\omega^2/k$
Temel dönmesinden	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	$m\omega^2/k$
$u(1)$	5.17	22.39	38.61	53.33	65.55	74.77	80.49	

Temel Dönmesi = 1.72 $m\omega^2/kh$

İkinci iterasyon :

F	15.51	22.39	38.61	53.33	65.55	74.77	80.49	$m\omega^2$
V	351.1	312.8	274.1	220.8	155.3	80.5		$m\omega^2$

Temelde Kesme = 350.7 $m\omega^2$, Öteleme = 116.9 $m\omega^2/k$

Temeldeki moment üst yapıdaki yanal kuvvetlerden ve temel atalet moment ile açılmalık ivmenin çarpımından oluşmaktadır.

Moment = 1378.7 $hm\omega^2 + 315 mh^2 \cdot 1.72 a/h \cdot \omega^2 = 1920.5 hm\omega^2$

Dönme = 49.24 $m\omega^2/kh$

$\Delta u(2)$	116.9	335.1	312.8	274.1	220.8	155.3	80.5	$m\omega^2$
Temel dönmesi	49.2	49.2	49.2	49.2	49.2	49.2	49.2	$m\omega^2/k$
$u(2)$	116.9	501.2	863.2	1186.5	1456.5	1161.0	1790.7	$m\omega^2/k$
ω_2^2	0.044	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	k/m

$$\omega_2^2 = 0.045 \text{ k/m}$$

$$\phi_1 = \begin{cases} 0.10/h & \text{Temel dönmesi} \\ 0.23 & \text{Temel ötelemesi} \\ 1 & \text{1.kat ötelemesi} \\ 1.72 & \text{2.kat ötelemesi} \\ 2.37 & \text{3.kat ötelemesi} \\ 2.91 & \text{4.kat ötelemesi} \\ 3.31 & \text{5.kat ötelemesi} \\ 3.57 & \text{6.kat ötelemesi} \end{cases}$$


4. YAPI BURULMA MODLARININ HESABI

Newmark yöntemi aşağıdaki benzeşim sağlanırsa yanal modlara benzer şekilde burulmalı modların hesabı için de kullanılabilir.

Yanal Mod:	Burulmalı Mod :
Öteleme, u	Kat rijitlik merkezi etrafında burulma, Q
Kütle, m	Rijitlik merkezi etrafındaki kutbi atalet momenti, I
Yanal Rijitlik, k	Burulma rijitliği, k_Q
Kuvvet, F	Burulma moment , M
Kesme Kuvveti, V	Toplam burulma momenti, $\sum M$
Relatif Öteleme, Δu	Relatif Burulma, ΔQ

Örnek olarak Kaynak [12]'de yanal burulmalı titreşim deneyleri gerçekleştirilmiş yapının bağlantısız birinci burulma modu ve frekansını hesaplayalım.

Yapı 8 katlı betonarme bir yapıdır ve ayrıntılı bilgiler Kaynak [12]'den elde edilebilir. Yapının oturduğu zeminin burulmaya karşı sonsuz rijit olduğu ve yapının kesme kirişi olarak modellendirilebileceği varsayılacaktır.



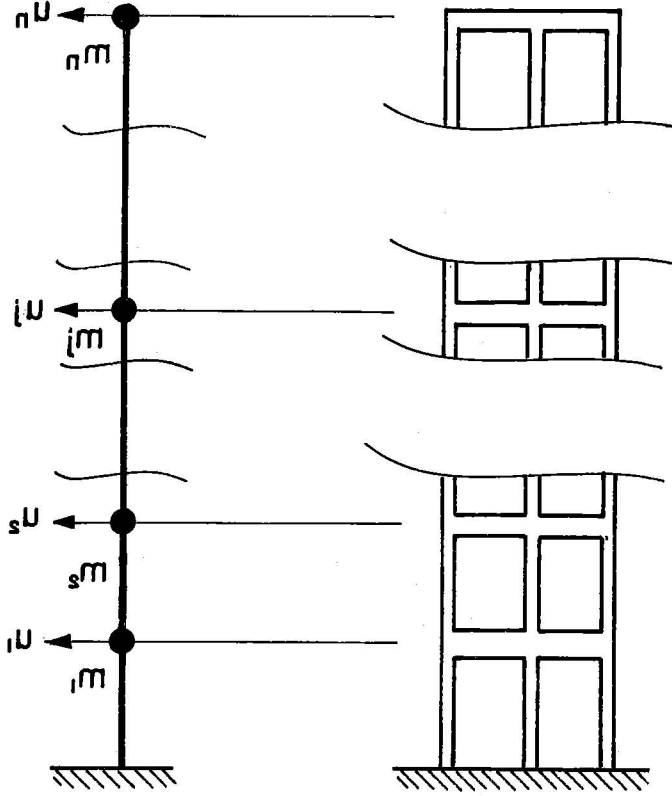
	0	0.13	0.24	0.40	0.45	0.72	0.87	0.96	1.00	<u>Ortak Faktör</u>
$\theta(0)$										Radyan
I	1.5	1.66	1.52	1.52	1.52	1.52	1.38	1.38	0.99	10^4 t.sn^2
K_θ	2.04	2.48	1.52	1.52	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	10^8 t.m
M	0.20	0.40	0.61	0.82	1.09	1.20	1.32	1.32	0.99	$10^4 / \omega \text{ t.sn}^2 \cdot \text{m}$
$\sum M$	6.63	6.43	6.03	5.42	4.60	3.51	2.31	0.99		"
$\Delta\theta(1)$	3.25	2.59	3.97	3.57	4.69	3.58	2.36	1.01		$1/\omega^2 10^{-4} \text{ sn}^2$
$\theta(1)$	3.25	5.84	9.81	13.88	18.07	21.65	24.01	25.02		"
ω_1^2	4.00	4.11	4.08	4.04	3.99	4.02	4.00	4.00	4.00	$1/\text{sn}^2$

Schwartz Katsayısı ile $\omega_1^2 = 403 \text{ l/sn}^2$, $f_1 = 3.2 \text{ Hz}$.

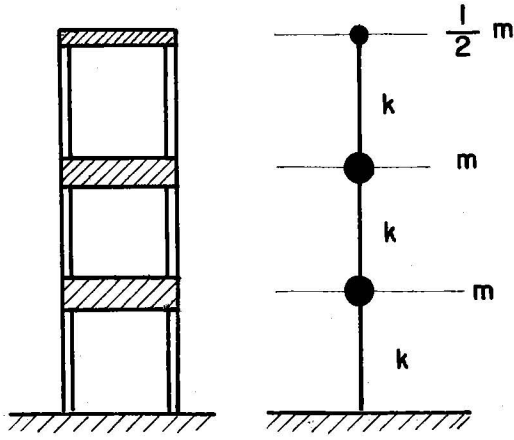
Birinci burulma modu $\{\theta_1\} = \{1; 1.8; 3.0; 4.3; 5.6; 6.7; 7.4; 7.5\}$

KAYNAKLAR

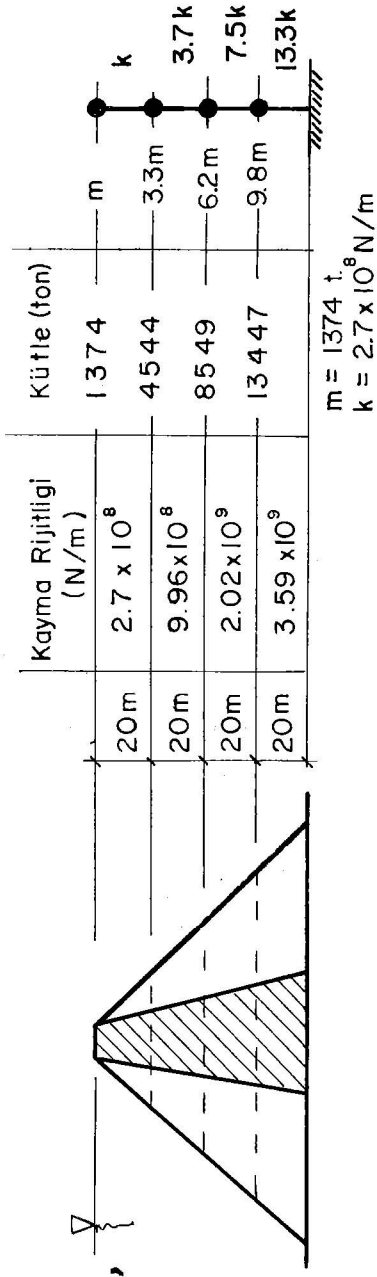
- [1]. Stodola, A. (1927), Steam and Gas Turbines , McGraw-Hill Book Co., New York
- [2]. Holzer, H. (1948), Die Berechnung der Drehschwingungen, Springer-Verlog Berlin. İngilizce tercümesi : J.W.Edwards (1948), Publishers Inc., Ann Arbor, Mich., 1948
- [3]. Lord Rayleigh (1937), Theory of Sound , MacMillan.
- [4]. Newmark, N.M. ve E. Rosenblueth (1971), Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.3.
- [5]. Clough, R.W ve J. Penzien (1975), Dynamics of Structures , McGraw-Hill Inc., New York
- [6]. Çelebi, M. ve M. Erdik (1977), Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş , İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Yayınları, Baylan Matbaası, Ankara
- [7]. Newmark, N.M. (1943), Numerical Procedure for Computing Deflections, Moments and Buckling Loads, Trans. ASCE, 108, 1161-1234.
- [8]. Austin, W.J. University of Illinois ve Rice University'de sunulan yayınlanmamış ders notları (1955-1975)
- [9]. Godden, W.G. (1965), Numerical Analysis of Beams and Column Structures , Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.3
- [10]. Crandall, S.H. (1956), Engineering Analysis , McGraw Hill Inc., New York.
- [11]. Çelebi, M., Erdik, M. ve Ö.Yüzügülü, Dolgu Duvarsız Betonarme bir çerçevenin Titreşim Denevi , ODTÜ/DMAE Rapor No: 77-3, Nisan 1977, Ankara
- [12]. Erdik, M., Yüzügülü, Ö. and B.Atalay, 8 Katlı Tuğla Dolgu DUvarlı Bir Yapının Titreşim Denevi , ODTÜ/DMAE Rapor No:78-7, Temmuz 1978, Ankara



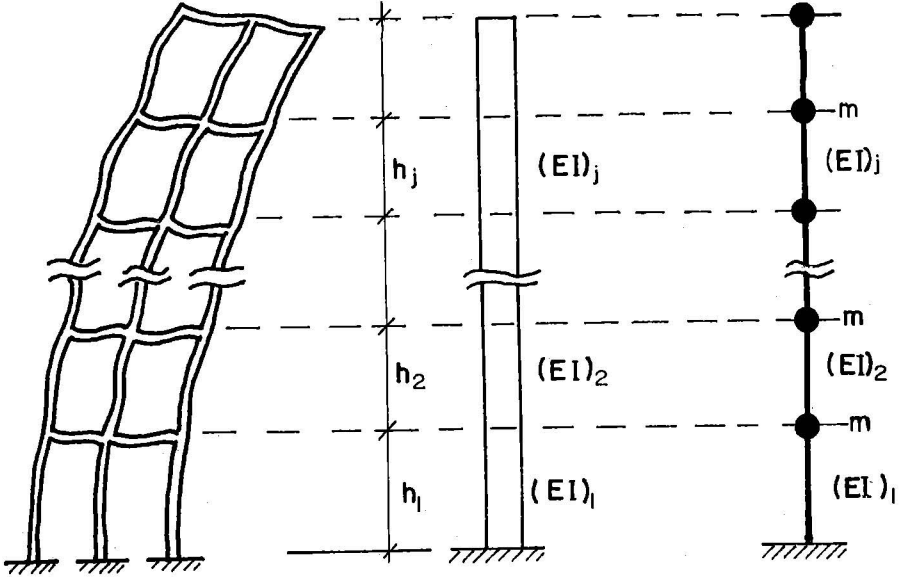
ŞEKİL 1: YAPISAL SİSTEM VE "n" SERBESTLİK DERECELİ MATEMATİKSEL MODEL.



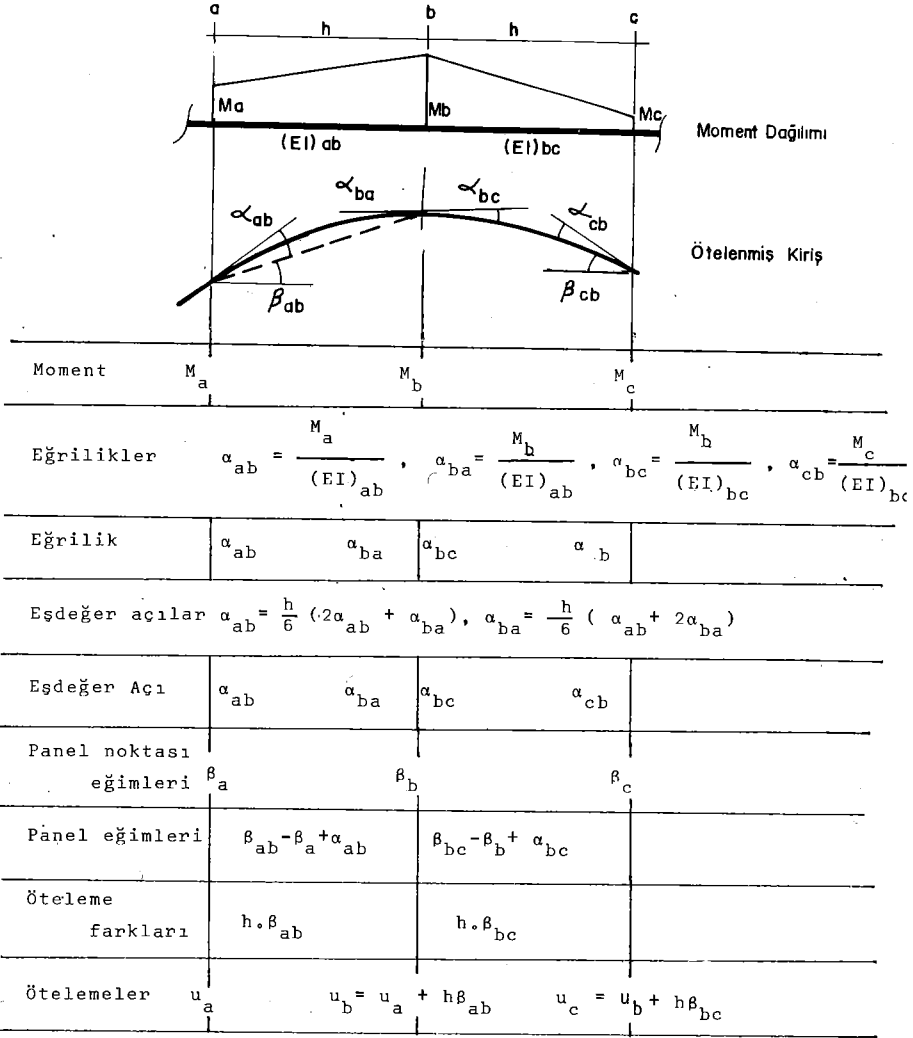
ŞEKİL. 2. 3 SERBESTLİK DERECELİ KESME BİNASI



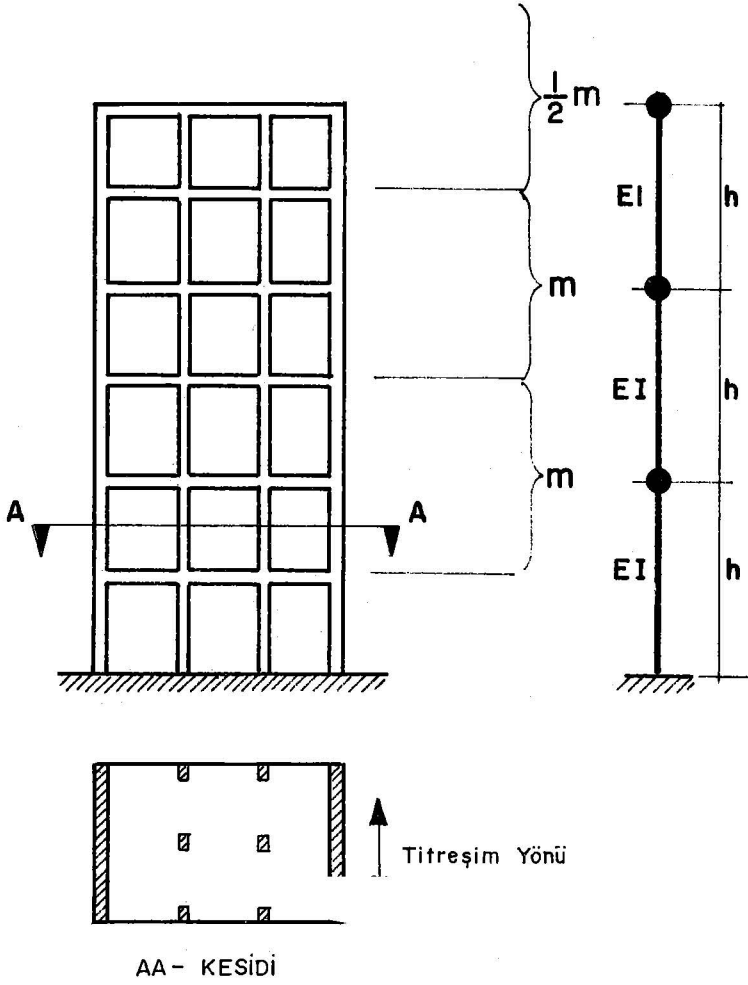
ŞEKİL 3: GÖRDES BARAJI, DÖRT SERBESTLİK DERECELİ DİNAMİK MODELİ-
(Dinamik parametreler Dr. Mete Öner tarafından sağlanmıştır)



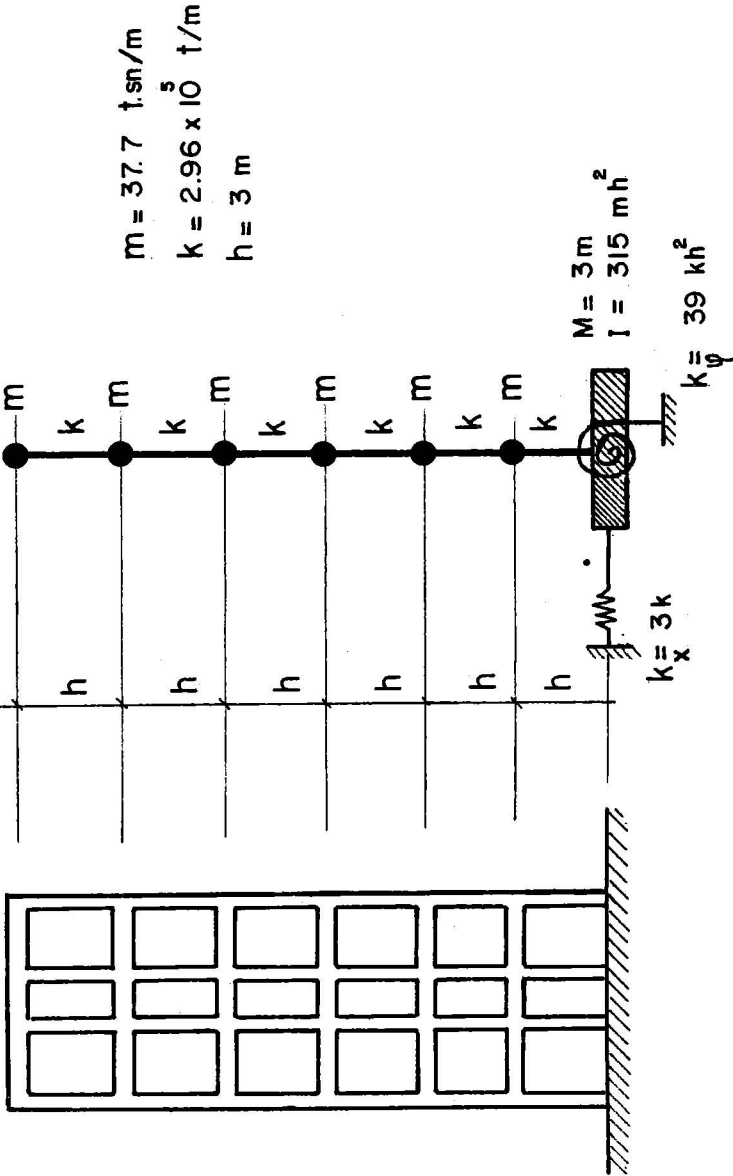
ŞEKİL. 4. KONSOL KİRİŞ ŞEKLİNDE MODELLENDİRİLEBİLEN YAPI VE TOPLANMIŞ KÜTLE MODELİ



Şekil 5. Sayısal Öteleme Hesap Yöntemi



ŞEKİL. 6: UÇ SERBESTLİK DERECELİ KONSOL KİRİŞ OLARAK MODEL-
LENDİRİLEN YAPI



ŞEKİL 7 : KESME KİRİŞİ OLARAK D MODELENDİRİLEN BİNANIN 8 SERBEST-
 LİK DERECELİ YAPI-ZEMİN SİSTEMİ MODELİ (Kaynak (11)den alınmıştır)

KOHEZYONLU ZEMİNLERİN DİNAMİK MUKAVEMETİ HAKKINDA

Ali Erguvanlı (*)

SYNOPSIS

During earthquakes, the soils under the foundations of buildings and other structures, as well as earth embankments and dams, are subject to a series of dynamic stresses. The situation is idealised as shear waves propating vertically and causing horizontal dynamic shear stresses on the soil elements. (Fig. 1 and 2). The behaviour of the foundation soil or soil structures will depend primarily on the properties of the earthquake and its induced effects, as well as the dynamic characteristics of the soil.

In the last decade, attention has been concentrated on research into understanding the general behaviour of cohesionless soils and specifically of saturated sands. This was due mainly to the critical liquefaction phenomena, which had caused severe vital effects. But the recent construction tendency in the world has called for major structures, such as off-shore gravity oil tanks in the North Sea, nuclear-power plants (i.e., off-shore New Jersey) and pipelines (i.e., Alaska) etc., to be built on cohesive soils and soft clayey marine deposits with certain undesirable properties. Thus, structures on clayey soils, undergoing vibrations from earthquakes and wave action, were subject to the consequences of soil failure and great deformations.

Previous tests and studies have shown that clay strength and moduli under dynamic "transient" loading was greater than its static value, but "cyclic" loading decreased the strength and moduli. Therefore, the contradicting strength increasing effect of strain rate, and the decreasing tendency due to the repetition of alternating load on cohesive soils, has gained importance for investigation.

The problems associated with the strength and deformation parameter of clays subjected to vibrations vary from,

a) Behaviour of foundation soils of major structures, during and after cyclic loading and effects of dynamic blasts.

b) Response and behaviour of earth embankments, soil structures, natural slopes, soil layers during and after cyclic loading.

The analysis of the deformations and stability of soils during earthquakes requires knowledge of the strength properties and stress-strain characteristics, under combined sustained and cyclic stresses. It should be understood that stress conditions on soil elements during an earthquake are entirely different from transient loading conditions, where cohesive soils tend to have a strength increase. On the other hand, during earthquake loading, a soil element is subject to a series of stress pulses, none of which would necessarily cause failure by itself, but the accumulative effect may induce failure or large deformations.

It has been shown that, for many soils, failure under repeated loading occurs at stresses about 40 % below the maximum of that which can be supported in a single cycle test. There are also "critical levels of repeated stress" that can be indefinitely tolerated by the soil without causing failure or ultimate collapse.

(*) İTÜ, Maçka İnşaat Fakültesi

It is also of great importance that cohesive soils tend to lose their static strength after the application of cyclic or transient stresses. Fig. 3, from early investigations, illustrates the weakening effect of clays after transient loading. Thus, the concepts of "temporary-(instantaneous)" and "permanent" dynamic strengths of clayey soils and the stress-strain relationship being a time-dependent function of the rate of loading gains prominence, in effect that soil structures may stand the strains developed during earthquakes or waves but the weakening effect may cause a post-cyclic failure. Examples of such behaviour include landslide occurring in sensitive Leda clay after dynamite explosion (Eden, 1957) landslide in cohesive soil a few days after an earthquake (Morimoto et al., 1967). and the increasing number of slopes being constructed in cohesive soils make it desirable to determine satisfactorily the time-dependent creep rupture and behaviour of clays after and under cyclic loading.

Today, it is evident that the realistic determinations of the strength parameters and stress relationships of cohesive soils is essential and basic design data still requires refinements. The aim of this paper was to gather and recapitulate the up-to-date, draw up a critical review of the present status and define the requirements for further research.

Upon reviewing the present data and literature, it can be concluded primarily that more information and investigation is required on many of the topics underlined below which are related to the cyclic strength and behaviour of cohesive soils, during and after cyclic loading.

Up-to-date investigation has brought us to the state of knowledge that,

(a) The cyclic strength is reduced with reversing cyclic stress rather than one-directional pulsating load. Effects of different laboratory testing, frequency and load shape have to be minimized by simulating the actual field conditions (Refer to Figures).

(b) Cyclic stresses cause the building up of excess pore pressures leading to large strains. Strain dependent explanation of cyclic strength reduction and behaviour is plausible for cohesive soils, since softer soil requiring larger static strain to fail will be weaker than stiff soil under cyclic loads.

(c) Overconsolidated clays have initially greater cyclic strength than normally consolidated clays, but the strength reduction due to cyclic loading and pore water generation for overconsolidated clays requires more investigation.

(d) From the available up-to-date test data, the cyclic strength of different clays tested under different stress and strain conditions form a greatly scattered broad band, but have the same tendency of strength decrease with increasing number of applied cycles. Data suggests that cyclic strength is considerably reduced after 30 cycles (Fig 24).

(e) Post-cyclic strength of cohesive soils is lower and the post-cyclic stress-strains curves are flatter, requiring more strain to failure. But, cyclic loading produces a very small decrease if the cyclic strains are less than static failure strain, which may be suggested as design criterion for failure strain (Fig 21).

(f) A realistic failure criterion under dynamic loads must be assessed. A method is suggested and a dynamic stress-strain relationship is given in Fig 30.

GİRİŞ

Depremler sırasında zemin tabakaları, yapı temelleri altındaki zemin ortamları, toprak barajlar ve benzeri zemin yapıları yön ve şiddet değiştiren dinamik gerilme serilerine maruz kalmaktadır. Bu durum alışlagelmiş mühendislik yaklaşımında, genellikle, düşey yönde hareket eden fakat zemin elemanları üzerinde yatay dinamik kayma gerilmeleri oluşturan kayma dalgaları olarak basitleştirilmektedir. Şekil 1 ve 2'de iki değişik konumda tipik zemin elemanı üzerinde tekrarlı yatay yükler ve depremler sırasında oluşan basitleştirilmiş gerilme durumları verilmiştir.

Temel zeminin veya toprak yapıların depremler sırasındaki davranışları, depremin özellikleri kadar, zeminin "dinamik mukavemet (dayanım)" ve "dinamik malzeme" özelliklerine bağlı olmaktadır.

Son onbeş yıldan bu yana kohezyonsuz zeminlerin, bilhassa suya doygun kumların, depremler ve dinamik yükler altındaki davranışlarının anlaşılması için yoğun araştırmalar yapılmaktadır. Suya doygun kumlarda oluşan ve büyük hasarlara yol açabilen kritik mukavemet kaybı ve "sıvılaşma" problemleri, bu incelemelerin nedeni olmuştur. Ancak, son yıllarda dünyada büyük ve önemli bazı inşaatların, [örneğin, denizde ağırlık depolama tankları (Ekofisk v.b.), uzun boru hatları (Alaska v.b.)] yumuşak ve denizsel orijinli killi zeminler üzerinde yapılması, kohezyonlu zeminlerin de dinamik (deprem, dalga etkisi v.b.) yükler altındaki davranışlarının daha yakından anlaşılmasını zorunlu kılmaktadır.

Killi zeminler üzerinde yapılan ilk dinamik deneyler "geçici" (ani) dinamik yükler altında mukavemet ve gerilme-deformasyon modülü değerlerinin, statik deney değerlerine oran ile yüksek olduğunu, ancak "tekrarlı" yükleme altında mukavemet ve deformasyon modüllerinin azaldığını göstermektedir. Dolayısıyla, tekrarlı yükler ve bilhassa uzun süreli tekrarlı gerilmeler altında kohezyonlu zeminlerin davranışlarının saptanması önem kazanmaktadır.

Kohezyonlu zeminler ile ilgili yukarıda örneklenen dinamik problemler aşağıda belirtilen genel gruplarda toplanabilir,

- a) Büyük ve önemli yapıların açık deniz depolama tanklarının temelleri ve temel zeminlerinin, tekrarlı dinamik yükler, dalga etkisi veya patlamalar "sirasında" ve "sonrası" davranışları,
- b) Zemin tabakaları, toprak dolgu barajlar gibi zemin yapıları ile şevlerin tekrarlı dinamik yükler "sirasında" ve "Sonrası" davranışları.

Zeminlerin depremler sırasında oluşan boşluk suyu basınçları ile deformasyonları ve dolayısıyla göçmeye karşı stabiliteilerinin hesaplanması için, o zemine ait, belirli gerilme şartları altında ve tekrarlı gerilmeler halindeki "mukavemet" ve "gerilme-deformasyon" özelliklerinin bilinmesi gerekli olmaktadır.

Depremler sırasında zemin elemanlarında oluşan gerilme koşullarının, killi zeminlerin geçici dayanım kazandıkları ani yükleme durumuna katıyen benzemediği dikkate alınmalıdır. Deprem titreşimleri sırasında zemin elemanları, herbir tanesi tek başına akma veya göçme oluşturmamayan birçok tekrarlı gerilme darbelerine maruz kalmakta ve toplanarak artan bu tesirlerin nihai etkisi büyük toplam kalıcı deformasyonlar, büyük boşluk suyu basıncı artışı veya göçme oluşturabilmektedir. Ancak, zemin cinsine göre belirli "kritik tekrarlı gerilme" değerinden

ufak dinamik gerilme darbelerin zemin elemanları nihai göçme meydana gelmeden sonsuza dek taşıyabilmektedir.

Bir başka hususta, tekrarlı veya ani (geçici) dinamik yüklerin uygulanmasından sonra killi zeminlerin statik dayanımlarının azaldığıdır. Killerin yüksek hızlı geçici yükleme dayanımı ve ani yükleme sonrası yumuşama etkisi Şekil. 3'te görülmektedir. Dolayısıyla killi zeminlerde "Geçici" (ani) ile "tekrarlı" dinamik dayanım kavramları ve zaman ile yükleme hızına bağlı gerilme-birim "boy değişimi" (deformasyon) bağıntıları önem kazanmaktadır. Bilhassa temel zeminlerinde ve zemin yapılarında, depremin veya tekrarlı dalgaların bitiminden "sonra" oluşan yumuşama ve deformasyonların nihai göçmeye sebep olabileceği dikkate alınmalıdır. Bu tür davranışa örnekler, hassas Leda kilinde, dinamit patlatılması sonrası oluşan heyelanlar (Eden, 1957). Kohezyonlu zeminde depremden birkaç gün sonra oluşan heyelan (Morimoto 1967) olmaktadır (24).

Killi zeminlerin mukavemet ve gerilme-deformasyon bağıntılarının gerçekçi olarak saptanmasının önemi ve projelendirme esasları ile hesap yöntemlerinin geliştirilmelerinin gereği açıktır. Bu konu ile ilgili bir deneysel araştırma ve sonuçları, ileride yapılacak araştırmalara yön vermek açısından, Ek. 1'de ayrıntılı olarak verilmiştir.

Bu araştırmanın gayesi, tekrarlı dinamik yükler altında kohezyonlu zeminlerin mukavemeti (dayanımı) hakkında bugüne kadar yapılan araştırma ve bulguları toplayıp değerlendirerek proje aşamasına ışık tutmaktır.

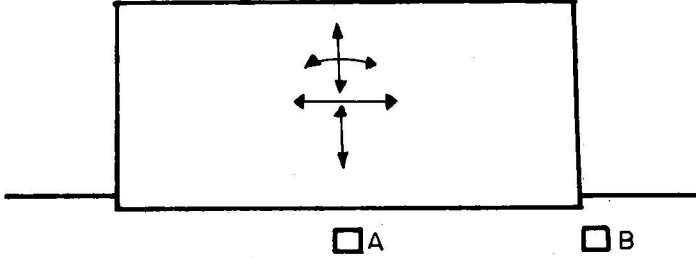
DİNAMİK DENEYLER VE YÜKLEME KOŞULLARININ ETKİLERİ

Tekrarlı gerilmeler altında zeminlerin mukavemet özelliklerini saptamak için bugün (1978) en yaygın olarak kullanılan ve kolaylıkla uygulanan deneysel yöntemler, gerilme kontrurollu "dinamik üç eksenli" ve "dinamik basit kesme" deneyleridir.

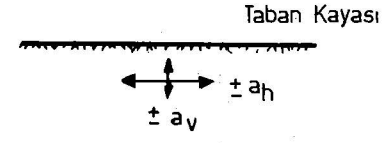
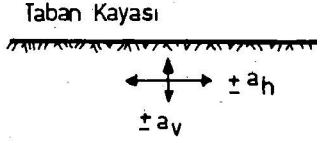
Seçilecek deney türü ve koşullarının arazide mevcut gerilme durumunun gerçekçi olarak yansıtması (Şekil. 1 ve 2), zemin elemanının gerilme tarihçesi, konsolidasyon durumu ile deprem yük ve frekans içeriğinin uygun laboratuvar benzeşimi ile sağlanması gerekmektedir.

Deprem sırasında zemin tabakaları, gelişigüzel tekrar eden deprem hareketinin ve ivmesinin ($\pm a$) yolaçtığı ve yukarı doğru yayılan kayma dalgalarının etkisi ile titreşime uğramakta ve bu titreşimler zeminin yatay düzlemlerinde, gelişigüzel veya periyodik olarak (cyclic) titreşen kayma gerilmelerini oluşturmaktadır. Titreşen bu gerilmelerin belirli büyüklükte olması halinde yatay düzlemlerde büyük kalıcı kayma deformasyonlar veya göçmeler oluşmaktadır.

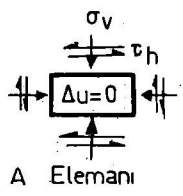
Bu koşullar altında titreşime maruz kalan bir zemin elemanının mukavemeti, genellikle laboratuvarda periyodik (harmonik) tekrarlı-yüklemeli "Basit kesme kutusu" deneyi ile saptanabilmektedir. Bu deney yöntemi ile arazi elemanı üzerine etkiyen gerilme koşullarını tüm gerilme tarihçesini (stress history) laboratuvar numunesi üzerine, benzer bir şekilde uygulamak olanağı bulunmaktadır.



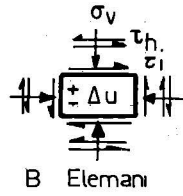
(a) Tekrarlı Yatay ve Düşey Gerilme Etkisi Altında Zemin Elemanları



(b) Deprem Yüğü

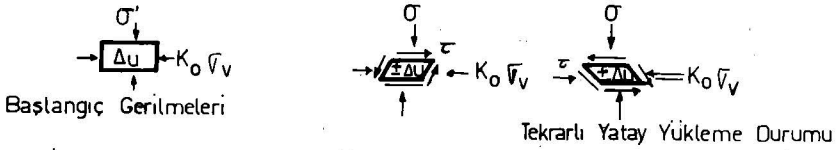
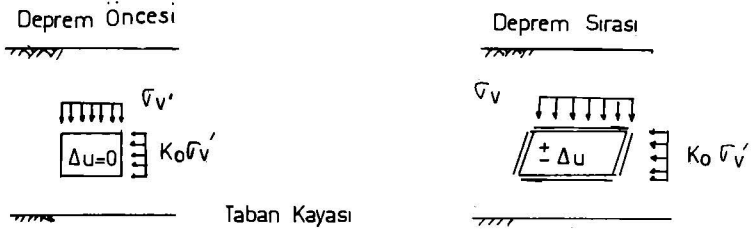


A Elemanı

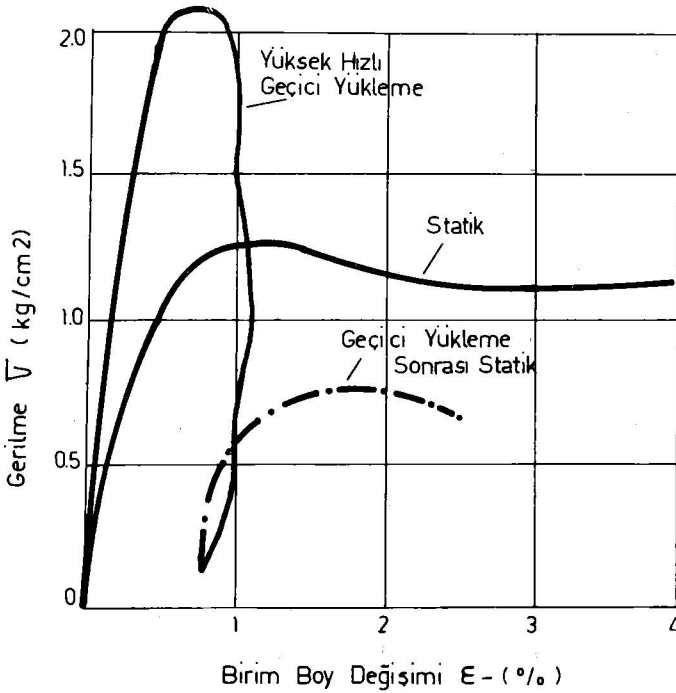


B Elemanı

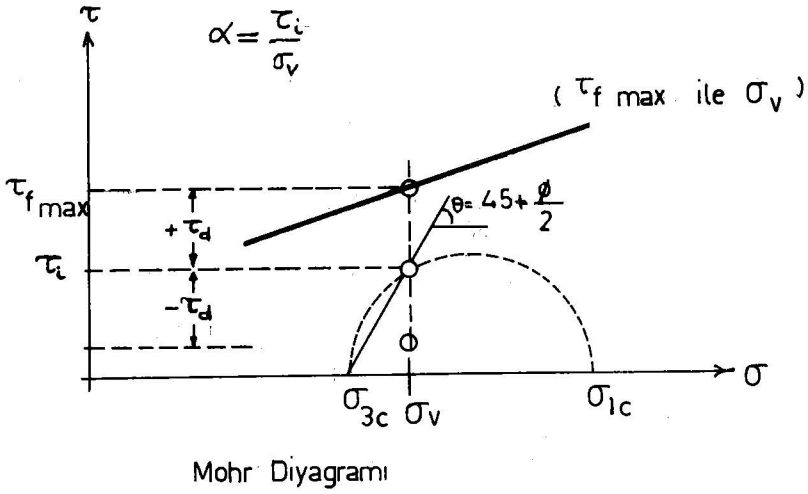
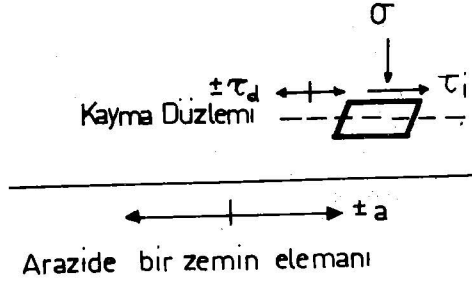
SEKİL 1- TEKRARLI YÜKLER ALTINDA ZEMİNLERDE OLUŞAN FARKLI GERİLME DURUMLARI



ŞEKİL 2 - TEKRARLI YATAY YÜKLER ALTINDA ARAZİDE BİR ZEMİN ELEMANI ÜZERİNDE OLUŞAN BASİTLEŞTİRİLMİŞ GERİLMELER



ŞEKİL 3: KILTI ZEMİNLERDE YÜKLEME HIZ VE SÜRESİNİN GERİLME BİRİM BOY DEĞİŞİMİ İLİŞKİSİNE ETKİSİ (CASAGRANDE ve SHANNON 'dan - 1948)

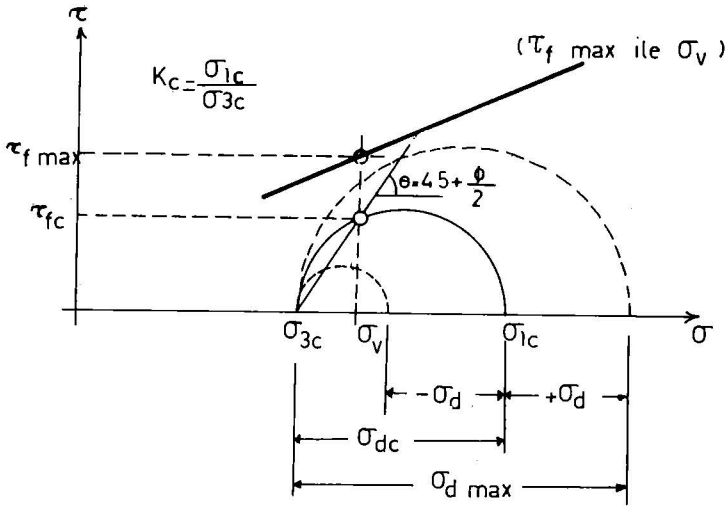
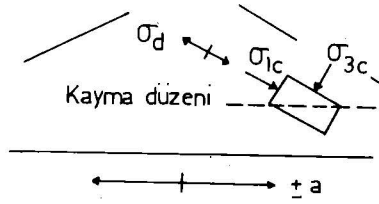


ŞEKİL 4 : DEPREM YÜKLERİNİN BASİT KESME DENEYİ İLE BENZESİMİ.

Arazi elemanı ve laboratuvar numunesi üzerine etkiyen gerilmeler Şekil 4'de Mohr daresi üzerinde gösterilmiştir. Laboratuvar sonuçlarının değerlendirilmesi için aynı özellikteki numuneler üzerinde, birden fazla deney yapılması gereklidir. Her numune, aynı başlangıç normal gerilme (σ_v) ve başlangıç kayma gerilmesi (τ_i) oranı, altında deneye tabi tutulmalı ve böylece Şekil 4 b'de gösterilen mukavemet zarfı, " $\tau_{fmax} - \sigma_v$ " bağıntısı elde edilmelidir.

$$\alpha = \frac{\tau_i}{\sigma_v}$$

Periyodik yüklemeli basit kesme, az sayıda laboratuvarında bulunmasından dolayı, bugün uygulamada periyodik yüklemeli üç eksenli deneyler daha yaygın olarak kullanılmaktadır.

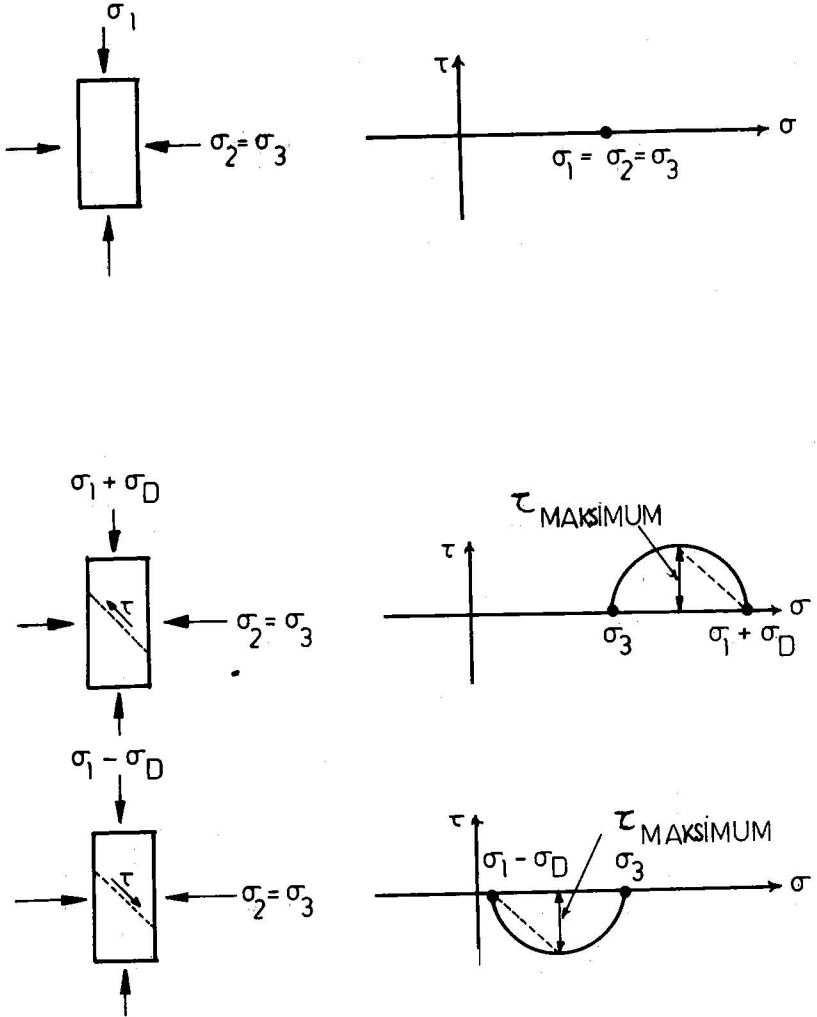


Mohr Diyagramı

ŞEKİL 5 : DEPREM YÜKLERİNİN ANİSOTROPIK KONSOLIDASYONLU ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ İLE BENZESİMİ.

Laboratuvarında periyodik yüklemeli üç eksenli deney numunesi ile arazi elemanı arasındaki ilişki Şekil 5'de gösterilmiştir. Arazide muhtemel göçme düzlemi yatay veya yataya yakın olduğu kabulüne göre, üç eksenli deney numunesini temsil eden bir elemanın asal gerilme eksenlerine $45 \pm \frac{\phi}{2}$ eğimde bulunduğu düşünülmelidir.

Üç eksenli deneyin sınırlayıcı yönü, bu deneyde sadece eksenel basınç ile hücre basıncını değiştirme olanağının bulunmasıdır. Dolayısıyla kayma gerilmesindeki değişimler sadece asal gerilmeleri değiştirmekle sağlanabilmektedir. Bundan dolayı, muhtemel kayma düzleminde depremden önceki statik gerilmelerin elde edilebilmesi için, üç eksenli deney numunesini uygun asal gerilmeler " σ_{1c} " ve " σ_{3c} " altında anisotropik olarak konsolide etmek gerekli olmaktadır. İzotropik konsolidasyonlu dinamik üç eksenli deneylerde ise durum değişik olmaktadır. (Şekil.6). Yüklemenin her yarım devri sırasında asal gerilme yönleri 90° dönmektedir. Ayrıca oktahedral normal gerilme de başlangıç σ_{oct} ile $+1/3 \sigma_1$ veya $-1/3 \sigma_1$ arasında değişmektedir.



ŞEKİL 6 : İZOTROPIK KONSOLIDASYONLU ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİNDE DİNAMİK GERİLMELER.

Drenajsız periyodik yükleme deneyinde, suya doymun numunelerin muhtemel kayma düzlemindeki kayma gerilmelerindeki değişimler, sabit hücre basıncı altında, eksenel veya deviatorik gerilmeleri,

$$\sigma_d$$

kadar değiştirmek ile sağlanabilmektedir. Şekil. 5'de deki geometrik bağıntılardan asal konsolidasyon basıncı oranı,

$$K_c = \frac{\sigma_{1c}}{\sigma_{3c}}$$

ile normal ve kayma gerilmeleri arasındaki oran,

$$\alpha = \frac{\tau_i}{\sigma_v}$$

arasında bir ilişki kurmak ve böylece laboratuvar sonuçlarının arazi koşullarına benzeşimini yaparak, deney sonuçlarını uygulamak mümkün olmaktadır.

Deney sırasında numune üzerinde başlangıç kayma gerilmelerin olması ($\alpha = \tau_i / \sigma_v > 0$; $K_c = \sigma_{1c} / \sigma_{3c} > 1.0$), dinamik yükler altında numunede fazla boşluk suyu basıncı artış hızını azaltmaktadır. Dolayısıyla $\alpha = 0$ ve $K_c = 1.0$ başlangıç gerilme durumları mukavemet kaybı açısından daha kritik koşulları oluşturmaktadır.

Bu şekilde değişik hücre basınçları, σ_{3c} altında yapılan bir seri dinamik üç eksenli deneyden belli bir K_c oranı için mukavemet zarflı ($\tau_{max} - \sigma_v$) bağıntısı elde edilebilmektedir. (Şekil. 5 b).

Dinamik üç eksenli deney sonuçlarından elde edilen ($\frac{\sigma_d/2}{\sigma_{3c}}$) gerilme oranları, genellikle arazi koşullarını daha gerçekçi yansıtan basit kesme deney sonuçları ile arazi mukavemet değerlerinden daha yüksek değerler almaktadır.

Periyodik yüklemeli üç eksenli deney, arazideki gerilme koşullarını tam ve gerçek olarak yansıtmadığı ve ayrıca deney sırasında numunenin her iki uç kısmında gerilme birikimleri oluştuğu için bir düzeltme yapılması uygun ve gerekli olmaktadır.

$$\left(\frac{\pi_d}{\sigma_v} \right) \text{ arazi} = C_r \cdot \left(\frac{\sigma_d/2}{\sigma_{3c}} \right) \text{ lab.}$$

Burada " C_r " bir düzeltme faktörüdür ve arazi koşullarına göre, relatif sıklık ve K_o oranına bağlı olarak değişmektedir (Tablo. 1).

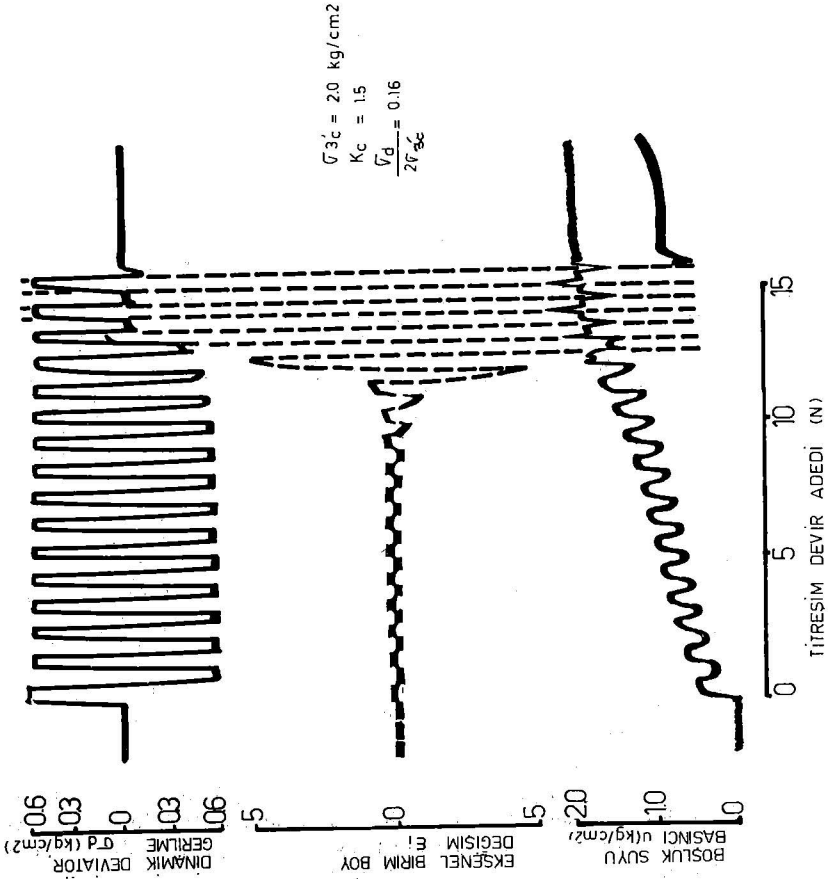
Araştırmacı	Bağıntı	$K_o = 0.4$	$K_o = 1.0$
		c_r	c_r
Finn ve diğer. (1970)	$\frac{1+K_o}{2}$	0.70	1.0
Seed ve Peacock (1971)	—	0.55-0.72	1.0
Castro (1975)	$\frac{2(1+2K_o)}{3\sqrt{3}}$	0.69	1.15

TABLO: I

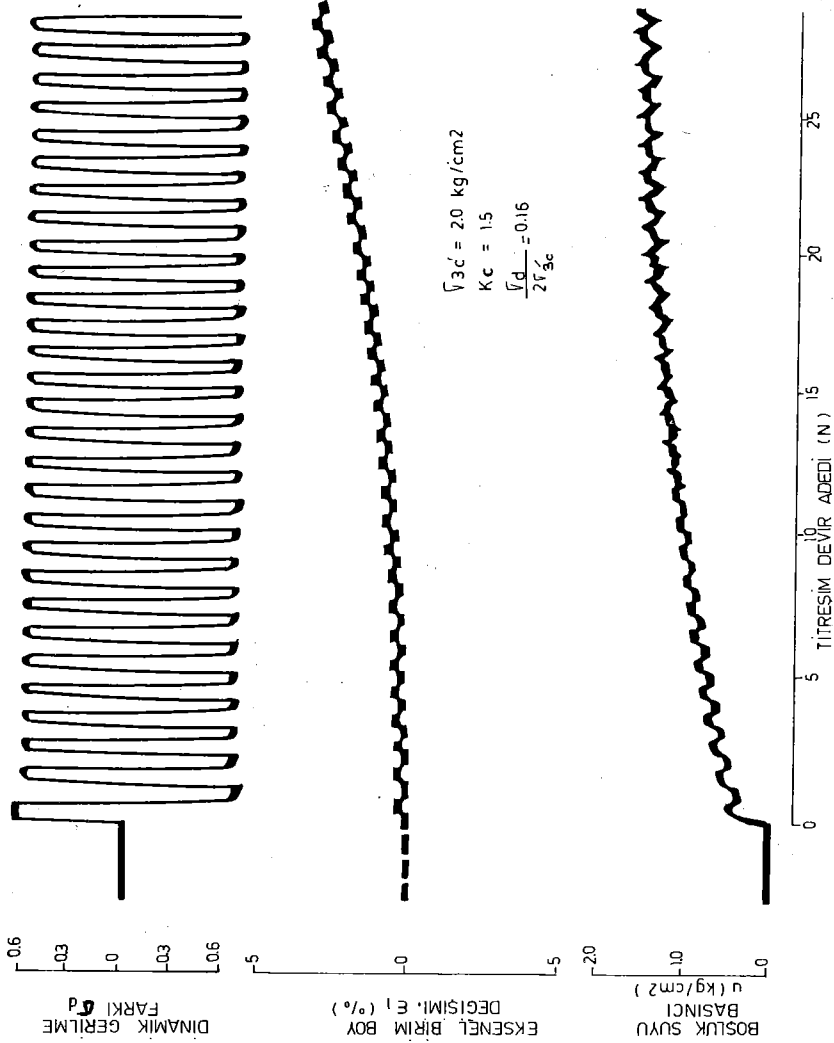
Dinamik üç eksenli deney sonuçlarının düzeltilmesi için kullanılan "C r" katsayısı,

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right) \text{ arazi} = 0.9 \left(\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right) \text{ basit kesme } C_r \cdot \left(\frac{\sigma_d/2}{\sigma_{3c}} \right) \text{ üç eksenli}$$

Periyodik yüklemeli üç eksenli deneye ait tipik sonuçlar Şekil 7 ve 8'de gösterilmiştir. Numune belirli bir K_c oranı ile konsolide edildikten sonra, bir periyodik tekrarlı gerileme " $\pm\sigma_d$ " uygulanmıştır.



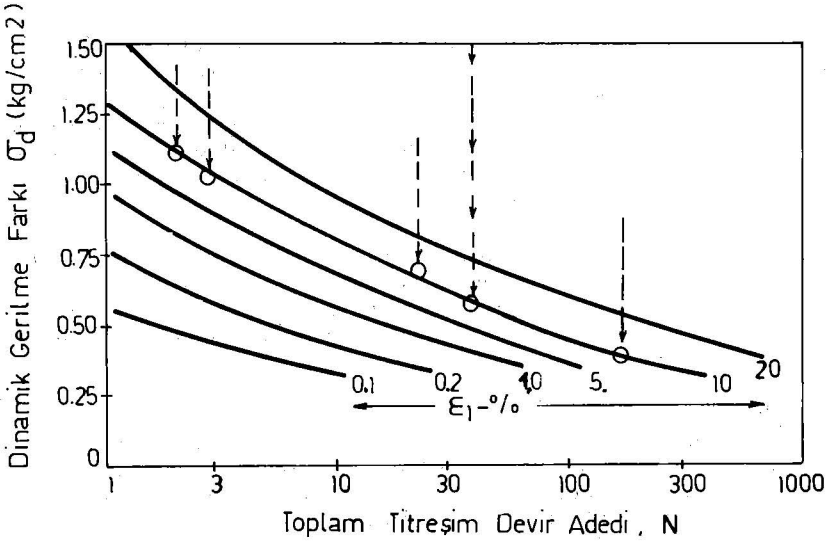
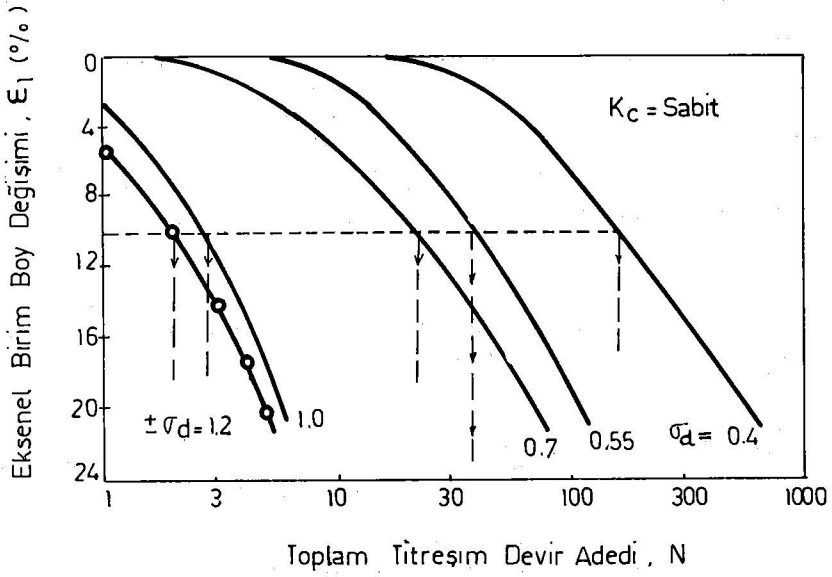
ŞEKİL 7 : KUMLU SİLT NUMUNESİ ÜZERİNDE YAPILAN TİPİK BİR İZOTROPIK KONSOLİDASYONLU DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEY SONUCU.



ŞEKİL 8 - KURLU SİLT NÜMUNESİ ÜZERİNDE YAPILAN TİPİK BİR "ANİZOTROPİK KONSOLIDASYONLU,, DİNAMİK UC EKSENLİ DENEY SONUCU

Görüldüğü gibi eksenel birim deformasyon her yükleme devri sonunda artmaktadır. $K = 1.0$ hali için daha belirgin olan kırılma (göçme) durumu $K_c = 1.5$ olan deneyde görülmemektedir. Bunun için bir kırılma kriterinin saptanması ve o andaki gerilme ve birim boy kısalması (ϵ) veya birim kayma (γ) değerlerinin "kırılma sınırı" olarak değerlendirilmesi gerekmektedir.

Değişik " $\pm \sigma_{dp}$ " değerleri altında elde edilen deney sonuçları Şekil. 9a'da toplu halde gösterilmiştir. Burada her eğri aynı bir " K_c " oranı ile konsolide edilmiş tek bir zemine aittir; yalnız değişik bir periyodik tekrarlı yükleme " $\pm \sigma_{dp}$ " uygulanmıştır. Şekil 9b 'de ise aynı deneylerin sonuçları " σ_p -yükleme dev r adedi (N)" bağıntısı şeklinde gösterilmiştir. ve her eğri belli bir birim boy kısalması bertebesi için elde edilmiştir.



ŞEKİL 9 : PERİYODİK YÜKLEMELİ ÜÇ EKSENLİ DENEY SONUÇLARININ BİR DEĞERLENDİRME ÖRNEĞİ

Zeminlerin dinamik yükler altında mukavemetlerinin incelenmesi için tekrarlı dinamik yüklerin zeminlerde yolaçtığı şekil değişimleri kadar boşluk suyu basıncında oluşturduğu değişimlerin bilinmesi gereklidir.

Belirli sabit bir periyodik dinamik yük altında bir zemin numunesi titreşim devir sayısı, N , arttıkça artan boy kısalması ve boşluk suyu basıncı mertebeleri göstermektedir. Yük devir sayısı belli bir sayıya ulaştığı zaman, ya boşluk suyu basıncı çevre basıncı değerine ulaşarak zeminin bütün taşıma gücü kaybolmakta ve "sıvılaşma" olmakta (kohezyonsuz suya doygun zeminlerde), ya da birim şekil değiştirmelerin müsaade edilebilir seviyelerin üzerine çıkmakta ve "Göçme" olduğu varsayılmaktadır. (Kohezyonlu zeminlerde).

Kohezyonlu zeminler ile ilgili dinamik problemlerde en karmaşık sorun kırılma kriteri olarak kabul edilecek birim kayma (birim boy kısalması) değerinin saptanması ve dolayısıyla Şekil 9 gibi eğriler grubunun değerlendirilmesi olmaktadır.

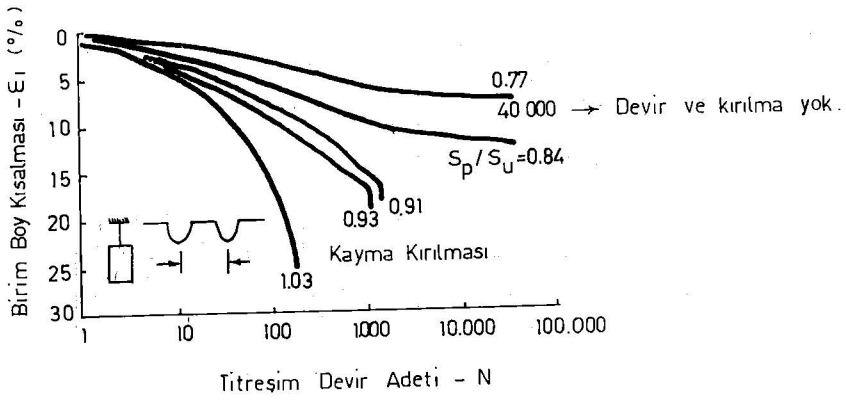
Killerde, kumlu zeminlerde olduğu gibi titreşimler sırasında $\Delta u = \sigma_{3c}$ oluşmamaktadır. (Sıvılaşma olmuyor) ve göçmeyi oluşturduğu kabul edilecek " ξ " mertebesinin, kırılma kriteri olarak saptanması zorlaşmaktadır.

Değişik deneysel yöntemlerin ve deney türlerinin yanısıra dinamik yükleme "tip ve yönlerinin"de killerin dinamik dayanım özelliklerine etkisi vardır.

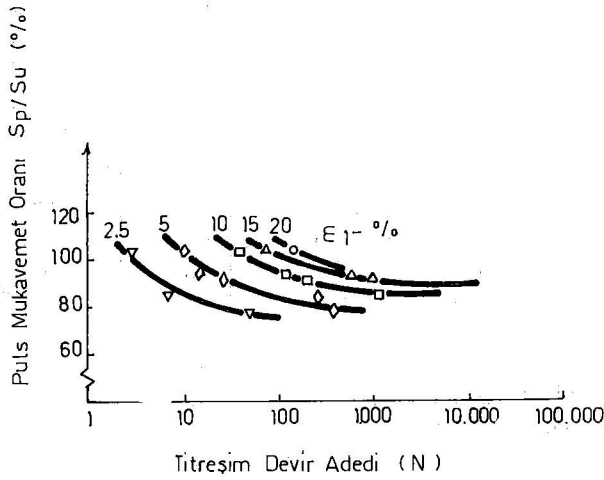
Tekrarlı basınç gerilmeleri oluşturan ve trafik titreşim yüklerinin benzeşimi için uygulanan tek yönlü plus tipi yükleme, genel olarak 1960 yılları öncesinde üç eksenli basınç deneylerinde kullanılan yöntemi (th rower 1961; Larew ve Leonards 1962). İzotropik konsolidasyona tabi tutulan numuneler üzerine uygulanan tekrarlı eksenel basınç puls'larının oluşturduğu artarak toplanan birim boy kısaltmaları bazı numuneler üzerinde kayma kırılmaları meydana getirmiştir. (Larew ve Leonards).

Tekrarlı puls gerilmesi/Drenajsız kayma mukavemeti oranı, $S_p/S_u = 0.90$ değerine eriştiği zaman, yani tek yönü tekrarlı puls yükü belirli bir değer üzerine geçtiğinde (S_p)^{0.9} S_u) kayma kırılmaları oluştuğunu belirtmişlerdir. (Şekil. 10). Deneylerde kullanılan numuneler laboratuvarında sıkıştırma (kompaksiyon) ile hazırlanan killi zeminlerdir.

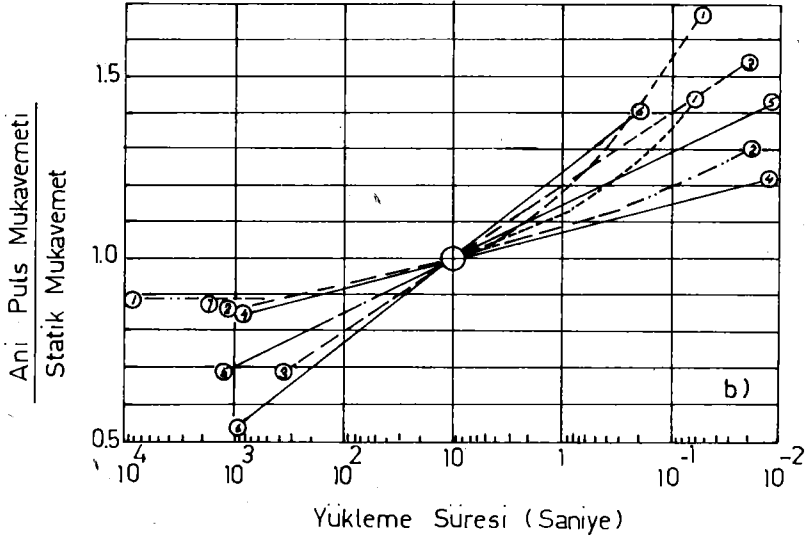
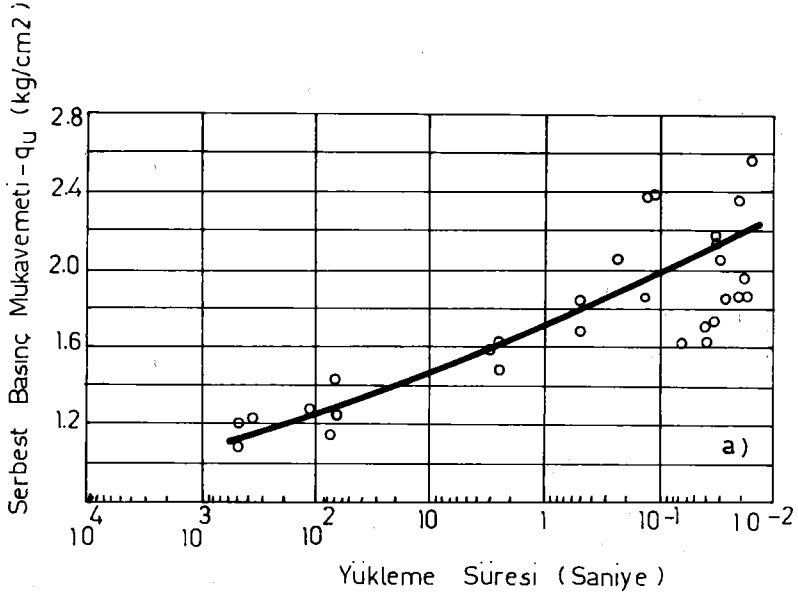
Bu değer tekrarlı yükler altında "yüksek bir puls mukavemeti" olması, o sıralarda ve belirli bir süre için kohezyonlu zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışlarının ilgi çekmemesine sebep olmuştur. Ancak, gelişigüzel titreşimlerin (deprem, dalga etkisi v.b.) oluşturduğu yön değiştiren tekrarlı gerilmelerinde zaman ile mühendislik problemlerinde önem kazanması, çift yönlü tekrarlı gerilmeler oluşturan deneylerin yapılmasının gerektirmiştir. Killi zeminlerin "deprem yükleri" altında davranışlarının ilkincelemleri Seed ve Chan (1966) ile Thiers ve Seed (1969) yıllarında başlamaktadır.



TITREŞİM DEVİR ADEDİ, BİRİM BOY KISALMASI VE PULS MUKAVEMET ORANI (S_p/S_u) ARASINDAKİ İLİSKİLER.

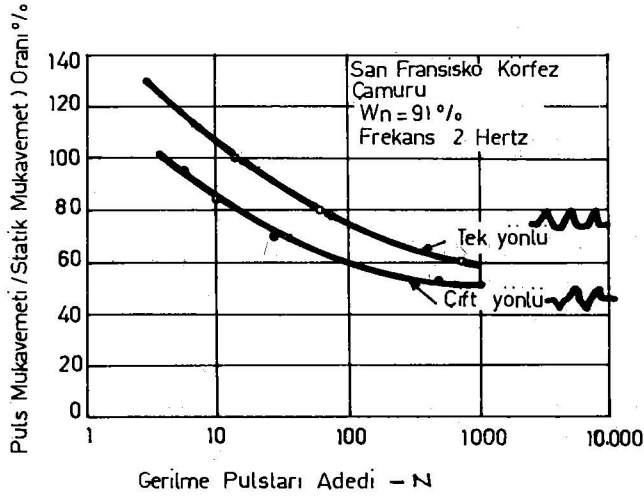


SEKİL 10 - SIKIŞTIRILMIŞ KILLI ZEMİNİN TEK YÖNLÜ PULS TİPİ YÜKLEME ALTINDA DAVRANIŞI.
(Larew ve Leonards' den, 1962)



ŞEKİL 11 : SUYA DOYGUN KİLLERDE YÜKLEME HIZININ MUKAVEMETE ETKİSİ.
(CASAGRANDE ve SHANON'dan - 1948)

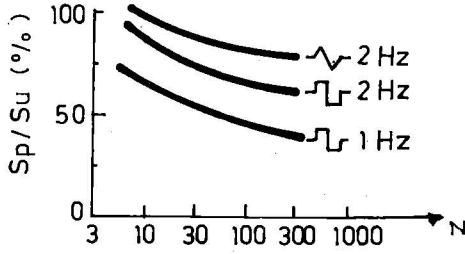
Ayrıca tek bir ani (geçici) gerilme pulsu tipinde yükleme hali için (0,1 saniye süreli), kayma kırılmasını gerektiren puls gerilmesi, killerin drenajsız kayma mukavemeti değerlerinden dahabüyük olmaktadır. (A. Coll in 1856, Casagrande 1948). (Şekil 11'de yükleme hızının mukavemete etkisi gösterilmiştir.). Hatta, örselenmemiş hassas killerin ani pulslara mukavemetinin ($S_p/S_u = 1.4-1.6$) sıkıştırılmış killerininkine ($S_p/S_u = 1.3-1.4$) oranla daha fazla olduğu gösterilmiştir. (Seed ve Chan 1966). Ancak, tekrarlı yükleme durumu, bu özelliği tam aksine çevirmekte ve hassas, yumuşak killer çok daha ufak dinamik gerilme mertebelerinde göçmektedir.



ŞEKİL 12 - SAN FRANZİSKO KÖRFEZ ÇAMURUNUN TEK VE ÇİFT YÖNLÜ GERİLME PULSLARI ALTINDA DİNAMİK MUKAVEMETLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI. (Seed ve Chan'dan 1966.)

Zeminlerin çift yönlü tekrarlı gerilme altında mukavemet özellikleri tek yönlü gerilmeye oranla azalmı göstermektedir. Şekil 12'de görüleceği gibi, San Francisco Körfez çamurunun, aynı izotropik basınç altında ve aynı koşullarda, dinamik mukavemeti tek yönlü dinamik deneylerde çift yönlü tekrarlı puls koşullarına oranla 1.2-1.3 defa büyük olmaktadır (33). Dinamik mukavemet özelliklerine: (a) başlangıç çevre basıncı (b) başlangıç kayma gerilmesi ve (c) dinamik gerilme mertebesinde etkisi açıktır. Bu üçünün birleşimi arazide veya numune üzerinde çift yönlü etkiyen gerilme oluşturmuyorsa, nihai etki, kumlarda olduğu gibi killerde de daha az kritik olmaktadır.

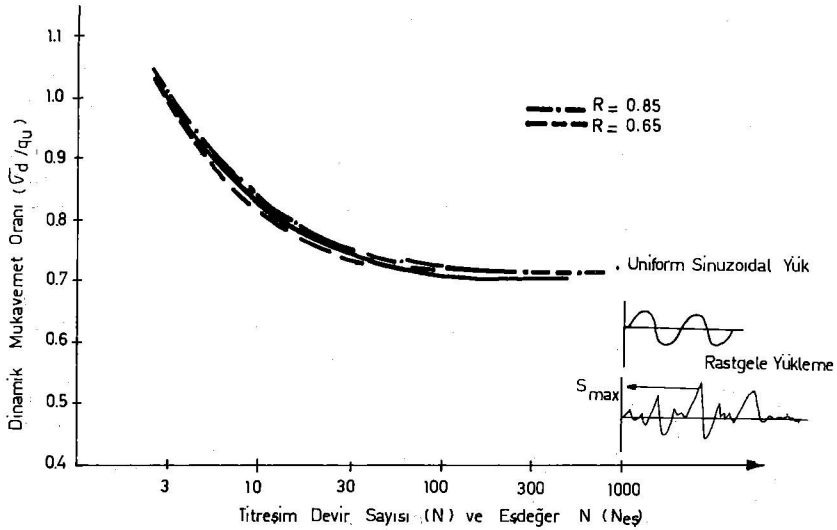
K. Lee tarafından (1975) örselenmemiş Kuzey Denizi Kili üzerinde yapılan dinamik üç eksenli deneylerde (titreşim frekans 0.1 Hz olarak), drenajsız kayma mukavemetinin % 40'ına karşı gelen dinamik gerilme mertebelerinde ($S_p = 0,4 S_u$), tekrarlı gerilmelerin kısa sürede artan birim şekil değiştirmeler oluşturduğu görülmüştür. Örneğin, 11 titreşim devir adedi sonunda, %1.8 kısalma ve %3 uzama boy değişimi saptanmıştır. Artan birim şekil değiştirme ile boşluk suyu basıncında belirgin artış da bu deneysel çalışmada gözlenmiştir. Deneylerde, ani boşluk suyu basıncı artışlarından sonra ani göçme olmamış fakat şekil değiştirme toplanarak artmağa devam etmiştir. Ancak bu deneylerin 0.1 Hz. frekansındaki titreşimler altında yapıldığı unutulmamalıdır. Frekans ile ilgili bir çalışma Şekil 13'de verilmiştir.



ŞEKİL 13 : YÜKLEME ŞEKLİ VE FREKANSIN TEKRARLI ETKİSİ HAKKINDA BİR DENEYSEL SONUÇ (THIERS ve SEED 1969)

Çift yönlü tekrarlı dinamik yüklemeler altında, titreşimin şekli (sinuzoidal, üçgen veya dikdörtgen gibi) önemli bir etki yapmamakta, bu konuda göçmeye etkiyen faktör "titreşim devir sayısı" ve " S_p/S_u " oranı olmaktadır.

Rastgele (gelişigüzel) yüklemeye şeklinin etkisi ve uniform sinuzoidal yüklemeye ile karşılaştırılması Annaki ve Lee (1976) tarafından incelenmiştir. Rastgele yüklemeye şeklinin etkisi ile karşılaştırmak için uygulanan uniform tekrarlı yüklemeye -deki şiddet, " S " uniform $= R \times S$:maksimum; $0.65 < R < 1$ olarak alınmıştır.



ŞEKİL 14 - UNIFORM ve RASTGELE TEKRARLI YÜKLEME TÜRLERİNİN GRUNDTİ KİLİNİN DİNAMİK MUKAVEMETİNE ($E_f = 5\%$) ETKİSİ (Lee'den 1976)

Şekil. 14'den de görüleceği gibi yükleme tipi veya R katsayısının dinamik mukavemete belirgin bir etkisi olmamaktadır. Tekrarlı yükün üniform veya simetrik olmayan sinusoidal hareket olarak seçilmesi de zeminin dinamik mukavemetine önemli bir etkide bulunmamaktadır. Dolayısıyla, dinamik deneylerle çift yönlü üniform sinüsoidal tekrarlı yük kullanılması, güvenilirlik sınırları içinde, yeterli olmaktadır.

Kohezyonlu zeminlerin,

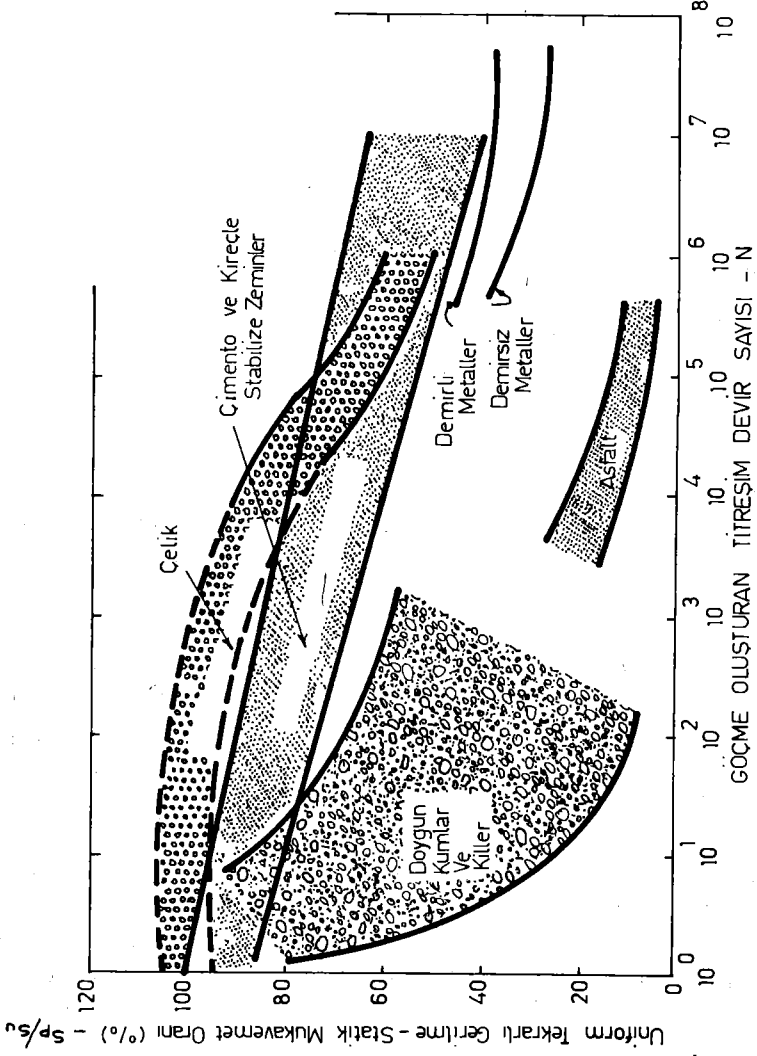
- (a) Tekrarlı yükler altında dinamik mukavemeti (birim şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı birikimleri)
- (b) Tekrarlı yük sonundaki statik mukavemeti, konularının incelenmesinde aşağıda belirtilen faktörlerin göz önünde tutulması gereklidir:
 - (i) Titreşim devir sayısı,
 - (ii) Tekrarlı yükün şiddeti, (drenajsız kayma mukavemeti ve başlangıç gerilmelere oranı),
 - (iii) Titreşim frekansı.

KOHEZYONLU ZEMİNLERİN DİNAMİK MUKAVEMETİNE ETKİYEN FAKTÖRLER

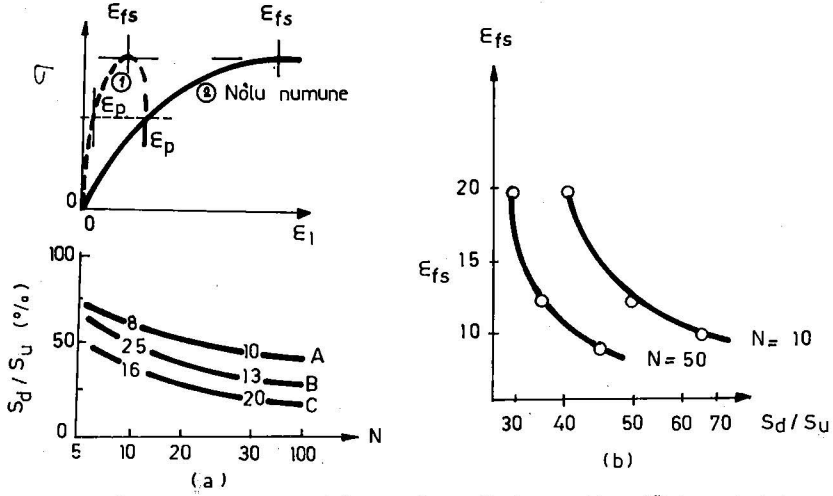
Malzemelerin tekrarlı yükler altında mukavemeti, tekrarlı yükler sonucu mukavemet kayıpları ve yorulma gibi olayların çok uzun bir süreden beri araştırma konusu olmuştur. Timoshenko'ya göre, tekrarlı yükler altında yorulma kavramı ilk defa Poncelet (1839) tarafından ortaya atılmıştır. İlk deneysel çalışmalar 1848'de İngiliz Makina Mühendisleri Birliğince, bir demir kirisin tekrarlı yüklemeye tâbi tutulması ile yapılmış ve emniyetli tekrarlı gerilme olarak çekme mukavemetinin "altı da biri" tavsiye olunmuştur. Wohler'in (1860) çalışmaları tekrarlı yük altında yorulma analizinin esasını oluşturarak önemli bir aşama meydana getirmekte ve göçmeyi oluşturacak titreşim devir sayısı ile titreşim şiddetinin ilişkili olduğu belirtilmektedir. Böylelikle "mukavemet - devir sayısı: S-N" eğrisi kavramı oluşmaktadır. Wohler, ayrıca çift yönlü titreşimlerin, tek yönlü titreşime oranla daha çabuk yorulma meydana getirdiğini de belirtmiştir. Artan titreşim devir adedi ile mukavemet ve rijitlik azalması yapay malzemede olduğu gibi zeminlerde gözlenen belirgin bir özellik olmaktadır. Şekil 15'de değişik malzemelerin tekrarlı yükler altında davranışları toplu olarak gösterilmiştir (2).

Zeminlerin dinamik yükler ve titreşimler altındaki davranışları titreşimli makina temelleri ile ilgili olarak otuz beş yıldan beri (Rausch 1943, Peynircioğlu 1943, Lorenz 1953, Richart 1960, Barkan 1962) araştırılmış ise de, deneyler sırasındaki davranışın incelenmesi son on beş yılda gelişmiştir.

Bu bölümde kohezyonlu zeminlerin dinamik mukavemetine etkileyen faktörler açıklanarak örneklenecektir. Önceki bölümlerde, deney türünün (tek yönlü, çift yönlü), tekrarlı yükleme şekillerinin (üçgen, sinusoidal, rastgele titreşim), titreşim frekansı ve titreşim devir adedi (N) gibi deneysel dış faktörlerin dinamik mukavemete etkileri belirtilmiş idi.



ŞEKİL 15 - DEĞİŞİK MALZEMELER İÇİN S - N EĞRİLERİ (Annaki ve Lee 1976)



ŞEKİL 16 : "E_{fs}" VE BİRİM ŞEKİL DEĞİŞTİRME ÖZELLİĞİNİN DİNAMİK MUKAVEMETE ETKİSİ

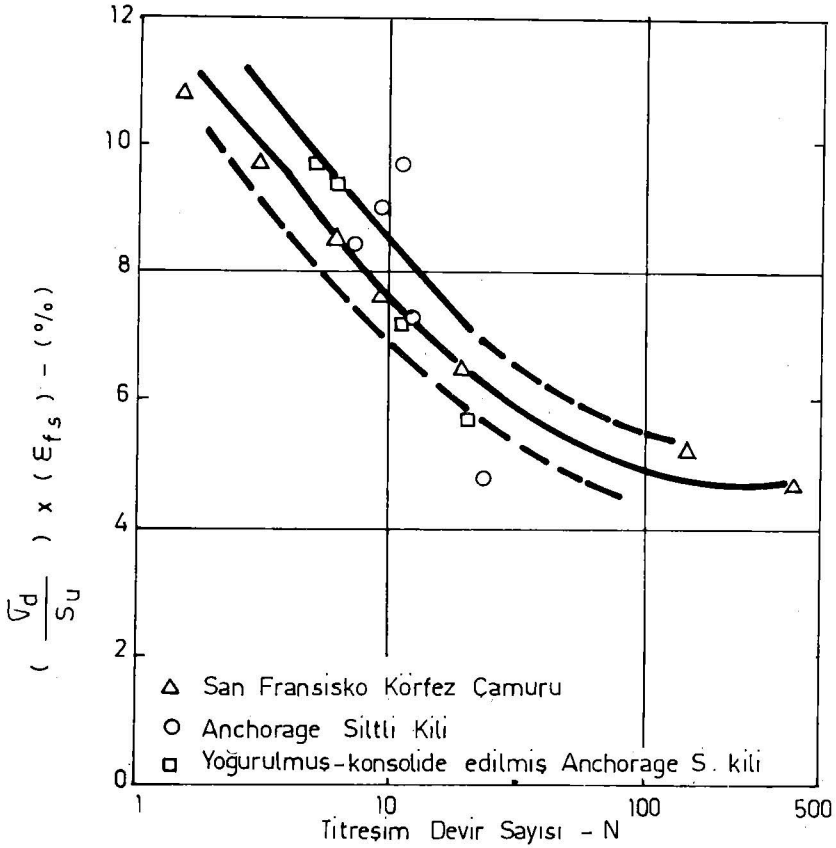
Birim Şekil Değiştirme (ε, γ)

Tekrarlı yükleme koşulları altında zeminde birim şekil değiştirmelerin (b.ş.d) oluşması ve bunların titreşim devir sayısı ile artarak birikmesi, zemin içinde fazlalık boşluk suyu basınçları oluşturarak efektif gerilme değerlerini azaltır. Dolayısıyla, killi zeminlerinde dinamik mukavemetin "birim şekil değiştirme" özelliğine doğrudan bağlı olduğu açıktır.

Suya doygun killerin, b.ş.d'ile bağımlı dinamik mukavemeti Şekil. 16'da Thiers ve Seed (1969) tarafından verilen örnek üzerinde gösterilmektedir. Burada önemli bir etkenin, "Statik yükleme durumundaki gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin" özellikleri ile statik yüklemeye göçme kabul edilecek birim boy kısalması "E_{fs}" değeri "olduğu görülmektedir.

Eşdeğer statik mukavemeti değerine sahip fakat değişik b.ş.d. ve E_{fs} özellikleri olan iki ayrı kil numunesi üzerinde yapılan deneysel çalışma sonuçları Şekil. 16'da verilmiştir. Görülmektedir ki 2 No'lu kil numunesi her titreşim devrinde daha fazla birim şekil değiştirme kapasitesine sahiptir. Aynı statik mukavemete sahip olmalarına karşın, 2 No'lu kil üzerinde artan titreşim devir sayısı ile daha fazla (1 No'lu kile oranla) birim şekil değiştirme meydana gelecek ve bunun birikimi ile boşluk suyu basınçlarının oluşması sonucu daha çabuk mukavemet kaybı görülecektir. Bu kavramın geçerliliği Şekil. 16 b'de daha açık olarak belirmektedir. Üç değişik hassasiyet (S_t) ve "E_{fs}" değerine sahip kil üzerinde yapılan deneylerde, en ufak E_{fs} değerine sahip A kili en yüksek dinamik mukavemet özelliği göstermektedir.

Bu şekillerin değerlendirilmesi ile elde olunan Şekil. 16 c'de, statik yüklemeye göçme oluşturan b.ş.d. (ε_{fs}) değerinin killerin dinamik mukavemetine etkisi ve önemi görülmektedir.



ŞEKİL 17 - BASİT KESME DENEYLERİNDEN ELDE EDİLEN, STATİK BİRİM ŞEKİL DEĞİŞİTMEYE BAĞLI DİNAMİK MUKAVEMET İLE N BAĞINTISI

Şekil. 17'de killerde dinamik mukavemetin, tekrarlı yük mertebesi (σ_d) kadar " ϵ_{fs} " değeri ile ortaklaşa etkilenmekte olduğu görülmektedir. Ayrıca, killerin hassasiyetlerinin, dinamik mukavemetlerine ışık tutucu önemli bir özellik olmadığı da açıklık kazanmaktadır.

Tekrarlı yükleme tipi, killi zeminlerin yumuşamasına veya b.s.d. özelliklerini değiştirmesine sebep olması halinde dikkate alınacak bir parametre olmaktadır. Uzun süreli (alçak frekanslı) ve dikdörtgen tip tekrarlı yüklemelerin, (Şekil. 11) killerde sünme özellikli olaylara yolaçtığı ve her titreşim devrinde daha fazla şekil değiştirme ve fazlalık b.ş.b birikimine sebep olarak dinamik mukavemet kaybını hızlandırdığı bilinmektedir. Seed ve Arrango (1974) ise "titreşim frekansı" ile " γ " değerlerinin çarpımını ($\gamma \cdot f$) bir parametre olarak incelemiştir.

Lashine (1973), tekrarlı yük şiddetinin "kritik seviyenin" altında kalması halinde her tekrarda meydana gelen şekil değiştirmenin artan tekrar sayısı ile çok küçüleceğini ve "tekrar sayısı-şekil değiştirme" eğrisinin adeta yatay olacağını, ancak $N > 10^6$ devir adedi sonunda bile gittikçe azalarak dahi olsa şekil değişiminin devam ettiğini belirtmektedir.

Brown, Lashine ve Hyde (1975) ise periyodik yükün 10^6 tekrarında meydana gelen plastik şekil değiştirmenin statik kesmedeki kırılma deformasyonunu aştığını gözlemişlerdir. Deney sırasında gerilme farkı ve boşluk suyu basıncı değerlerinin eşit olması halinde gerek statik deneyde gerekse dinamik deneyde eşit plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği belirtilmektedir.

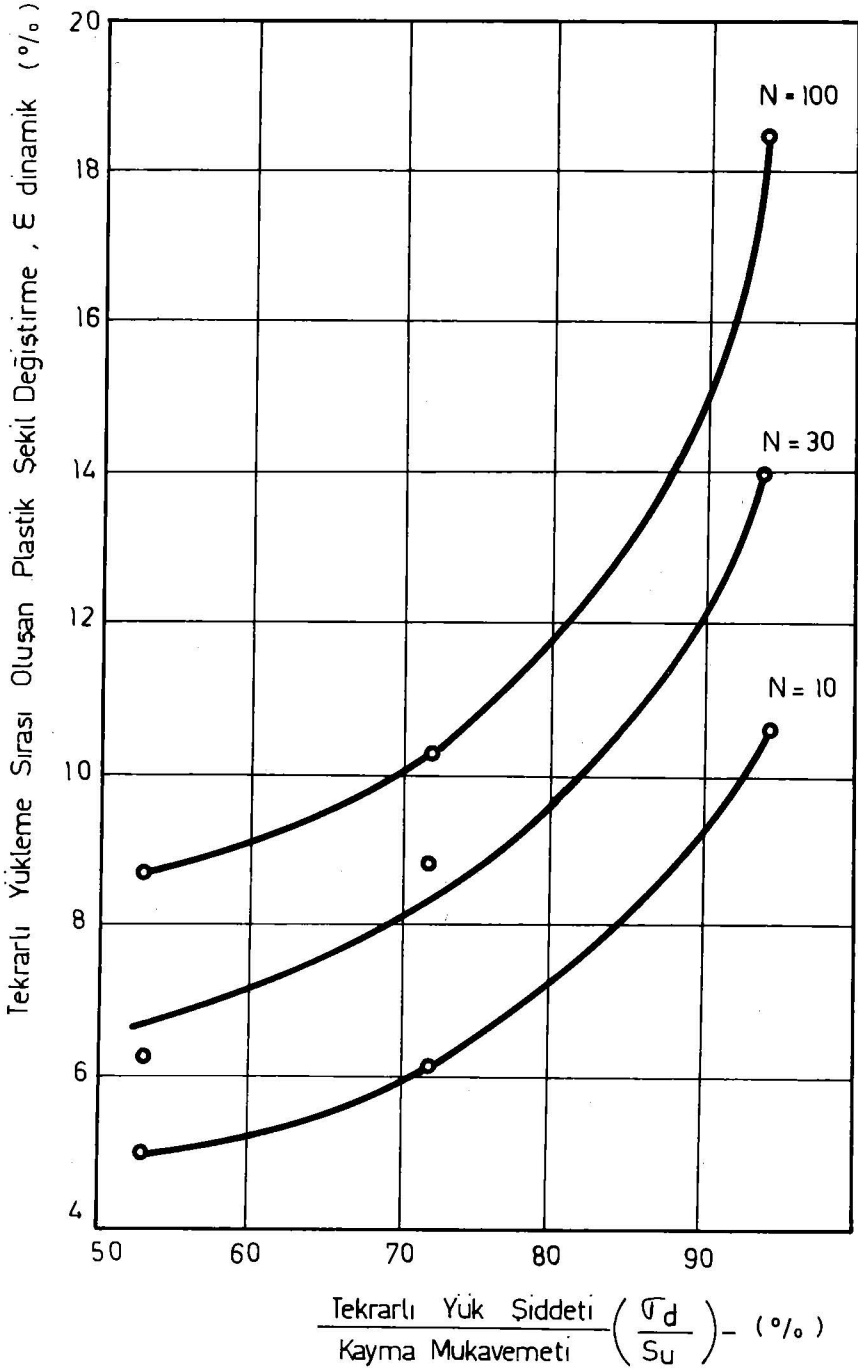
Brown v.d., ayrıca artan tekrar sayısı ile boşluk suyu basıncının artacağını ve statik kesmedekine nazaran daha fazla boşluk suyu basıncı meydana geleceğini söylemektedirler. (39).

Wilson ve Greenwood (1974), birim şekil değiştirme ile titreşim devir sayısı arasındaki ilişkiyi "Şekil değiştirme-N sayısı" eğrisinin artan tekrarlı yük şiddetleri için artan eğimlere sahip oldukları şeklinde ifade etmiştir. Ayrıca, Wilson ve Greenwood tekrar sayısı-boşluk suyu basıncı eğrilerinin artan tekrar sayısı ve artan tekrarlı yük şiddetleri için eğimlerinin artarak gittiğini belirtmektedirler. (40).

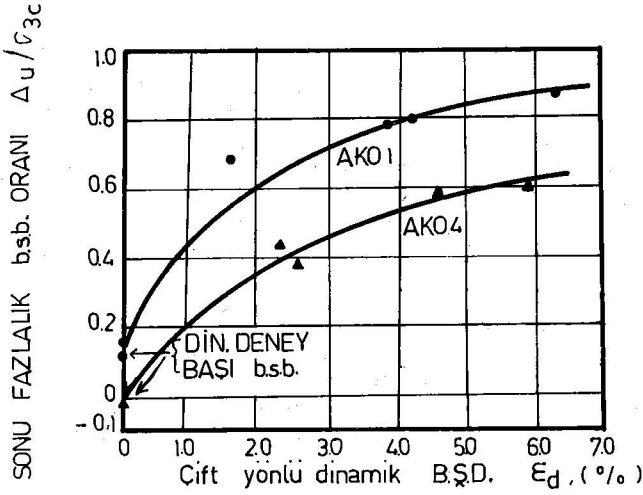
Sangrey, Henkel ve Esrig (1969) göçmeye yol açmayacak şiddetteki tekrarlı yüklerin uygulanması halinde, zeminin bu tekrarlı yükler altında dengeye gelip elastik davranış gösterdiğini belirtmekte ve oluşan maksimum boşluk suyu basıncının uygulanan tekrarlı yükün şiddeti ile doğrusal orantılı olduğunu ifade etmektedir. (32).

Toğrol, Özüdoğru ve Güler (1978) yaptıkları ayrıntı deneysel bir çalışma sonunda yukarıda belirtilen kavramlar üzerinde durarak, "uygulanan tekrarlı yükün, yükün şiddetinin (σ_d) ve tekrar sayısının (N) dinamik yükleme sırası oluşan şekil değiştirmelere etkin olduğunu ve tekrarlı yükleme sırasında meydana gelen plastik şekil değiştirmenin (Şekil. 18) tekrarlı yükün şiddeti ve tekrar sayısı ile arttığını" ifade etmişlerdir (39).

Tekrarlı yükün oluşturduğu birim şekil değiştirmeye bağlı olarak artan b.s.b. (Δu) değerinin kohezyonlu zeminlerde çevre basıncına eşit olacak kadar artmadığı bilinmektedir. Şekil 19'da " $\Delta u/\sigma_c$ " oranının ϵ) % 7 mertebesinden sonra ancak % 95'e ulaştığı görülmektedir. Titreşimler sırasında oluşan fazla b.s.b.'na konsolidasyon miktarının etkisinde önem kazanmaktadır.



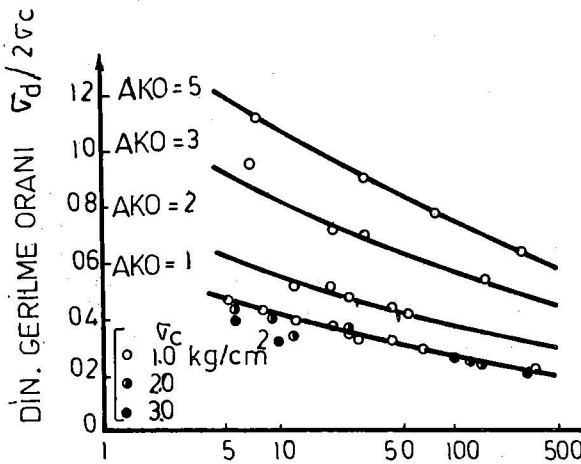
SEKİL 18 : TEKRARLI YÜK İLE ϵ DİNAMİK İLİŞKİSİ
(TOĞROL vd. 1978)



ŞEKİL 19 : AŞIRI KONSOLIDASYON ORANININ TEKRARLI YÜK ALTINDA bsb ARTIMINA ETKİSİ (19)

AŞIRI KONSOLIDASYONUN ETKİSİ (AKO)

Kuzey Denizi'nden alınan örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan deneylerde (Lee ve Focht 1975), aşırı konsolide olmuş killerin daha yüksek bir dinamik mukavemet ($\sigma_d / 2\sigma_{3c}$) gösterdiği saptanmıştır. Ancak dinamik mukavemet, statik dreajsız mukavemete oran (τ_d / s_u) şeklinde ifade edildiğinde, killerde aşırı konsolidasyonun etkileri normalize olmaktadır (23). Ogawa vd. (1977) tarafından yapılan bir araştırmada belirtildiği gibi, aynı " $\sigma_d / 2\sigma_{3c}$ " değerinde göçme oluşması için, değişik aşırı konsolidasyonluk oranındaki killerde, daha fazla titreşim devir adedi gerekli olmaktadır (Şekil. 20). Ancak, daha geçerli bir karşılaştırmaya esas teşkil edecek oran olması açısından, " $\tau_d / s_u - N$ " arasındaki ilişkilerin kullanılması düşünülmelidir.



ŞEKİL 20 : AŞIRI KONSOLIDASYON ORANI İLE DİNAMİK MUKAVEMET ARASINDAKİ İLİŞKİ (27)

Aşırı konsolide zeminlerin davranışları boşluk suyu basıncı konusunda titreşim devir sayısı ile farklılık göstermektedir. Bazı araştırmacılar normal konsolide zemindeki boşluk suyu basıncı artmakta ancak, aşırı konsolide zeminlerde boşluk suyu basıncının az da olsa bir düşüş gösterdiğini, yani, zeminin genişleme, özelliği olduğu düşüncesine karşın, bir kaç incelemede de (5,40) bütün çok aşırı konsolide killerde negatif boşluk suyu basıncı oluşacağını belirtmektedirler.

Mitchell ve King ise yaptığı araştırmada bazı koşullar ve AKO oranının belirli değerleri altında, nihai, negatif b.s.b değerleri aldığını deneysel olarak saptamışlardır (26)..

Bazı yazarlar tekrarlı yükler tesiri ile meydana gelen boşluk suyu basıncı değişiminin gerek aşırı konsolide gerekse normal konsolide zeminlerde karakter olarak statik kesmedeki boşluk suyu basıncı değişimine benzediğini ifade etmişler de tekrarlı yüklemdeki b.s.b. artışının ölçümü zorluklarının, AK killerin bilinen özelliklerinden dolayı, daha zorlaşması nedeni ile sağlıklı sonuçlara varılmamıştır.

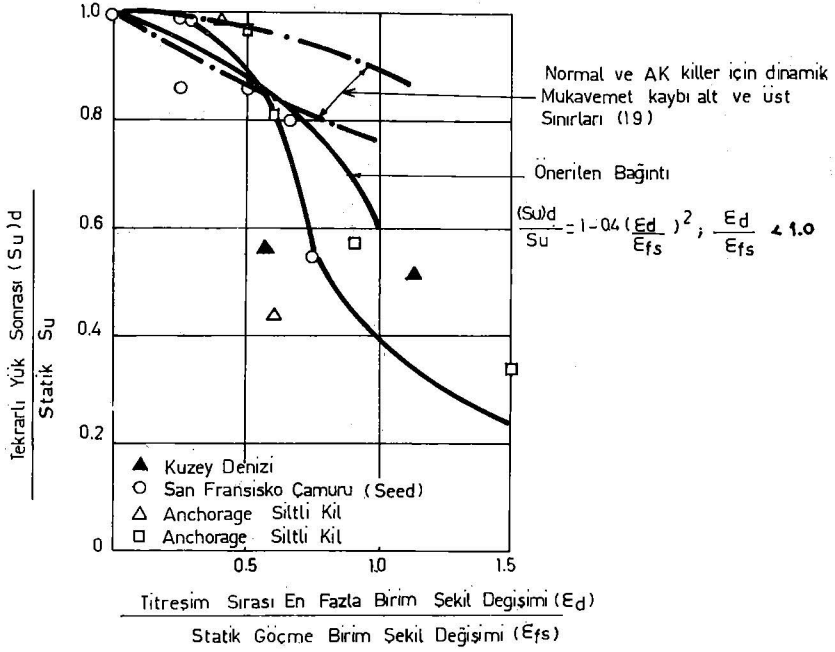
Aşırı konsolide zeminlerde tekrar sayısının küçük değerleri için artan aşırı konsolidasyon sayısı ile zeminde oluşan plastik deformasyonların arttığı belirtilmektedir (39). Bugünkü (1978) araştırma aşamasında AK killerin dinamik davranışı hakkında yeterli ve geçerli bilgi ile deneyim mevcut değildir. Titreşimler sırasında daha az sorun doğurmaktadırlar. Normal konsolide zeminler ise, konsolide zeminlere oranla artan tekrar sayısı ile daha hızlı bir deformasyona uğramakta ve b.s.b. artışları AK killere oranla daha hızlı ve fazla olmaktadır. Koutsoftas'ın yaptığı araştırmada (Şekil. 19) bu görülmektedir.

KİLLERİN DİNAMİK YÜKLEME SONRASI KAYMA MUKAVEMETİ

Killi zeminlerin davranışını içeren bir tasarım sürecinde, temel zeminin veya bir zemin yapısının dinamik yükler altında oluşan şekil değiştirmelerini güven ile taşıyabileceği düşünülebilir. Ancak, yapının deprem (dinamik yük) sonrası dış yükler ve yerçekimi kuvvetleri altında ve oluşmuş bulunan boşluk suyu basıncı altında güvenliği de saptanmalıdır. Deprem sonrası mukavemet kaybına örnek olabilecek heyelan ve toprak kayması olaylarından giriş bölümünde bahsedilmiştir.

Seed ve Chan, kohezyonlu zeminlerin dinamik yükleme sonrası mukavemeti hakkında ilk araştırmalarında (1966) killerde, tekrarlı yüklemekten sonra zamana bağlı sünme (creep) ve kayma olaylarının gözlemlendiği belirtmişlerdir. Ayrıca, statik ve dinamik tekrarlı yükün, " S_u " değerine yaklaşması halinde büyük kalıç şekil değiştirmelerin oluştuğunu gösterilmektedir.

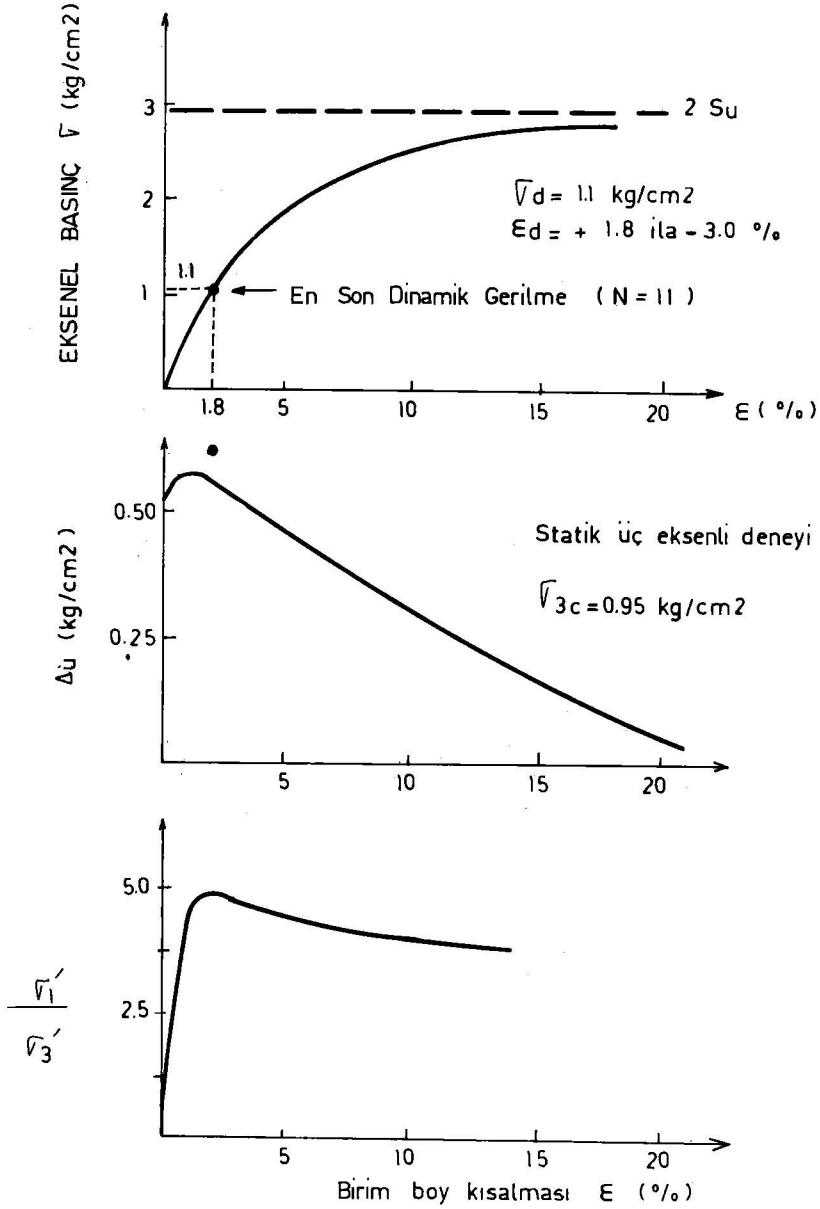
Thiers ve Seed (1969) çalışmalarında üç değişik kilin tekrarlı yük sonrası mukavemetini, dinamik gerilmeler öncesi statik dayanımları ile karşılaştırmıştır. Şekil 21'de görüldüğü gibi tekrarlı yük sonrası mukavemet, tekrarlı yükün oluşturduğu birim şekil değiştirme (ϵ_d) mertebesine ve " E_d/E_{fs} " oranına bağlı olmaktadır. Bu şekil üzerinde Thiers ve Seed, Lee ve Focht ile Koutsoftas'ın bulguları işlenmiştir.



ŞEKİL 21 : TEKRARLI YÜK SONRASI STATİK MUKAVEMETİN DEĞİŞİMİ

Şekil 22'deki değişimlerin değerlendirilmesi sonucu, statik kırılma birim şekil değişimlerin (ϵ_{fs}) % 70'i kadar dinamik şekil değiştirme yapmış killi zeminlerin, başlangıçtaki kayma mukavemetlerinin % 80'ine sahip olacakları görülmektedir. Bu durumda, tekrarlı yükleme sonrası mukavemet (Su) d değeri için,

$$(S_u)_d = S_u \left[1 - 0.4 \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_{fs}} \right)^2 \right]; \frac{\epsilon_d}{\epsilon_{fs}} < 1.0$$



SEKIL 22 : DINAMİK DENEY SONRASI STATİK ÜÇ EKSENLİ BASINÇ CU DENEYİ (23)

bağıntısı önerilebilir. Koutsoftas'ın (19) yaptığı çalışmada (1978), titreşim sonrası mukavemetin, Thiers ve Seedin belirttiği değerlerden daha yüksek olduğunun belirtildiği ve bunun Castro ve Christian'ın (8) verileri ile de kanıtlandığı unutulmamalıdır. Ayrıca, titreşim devir sayısı (N) ile oluşacak birim şekil değiştirme arasındaki, zemin özelliklerine bağlı, ilişkide dikkate alınmalıdır. Çünkü titreşim devir sayısı arttıkça belirli bir birim şekil değiştirmeyi oluşturacak tekrarlı yük mertebesi azalmaktadır.

Sangrey ve diğerleri (1969) yaptıkları çalışmada killerin efektif gerilme altında davranışları ile ilgili araştırmalarında, "kritik tekrarlı yük" değerinin altındaki titreşim gerilmelerinin zeminde kalıcı şekil değiştirmeler oluşturmaya çağını belirtmişlerdir. Wilson ve Greenwood (1974) ise tekrarlı yüklerinin hassas killerde ve bazı kohezyonlu zeminlerde kesme yoğrulma etkisi oluşturduğunu ifade etmektedir.

Kuzey Denizi killeri üzerinde yapılan deneyler sonucu Lee ve Focht (1976), tekrarlı yükleme sonrası yapılan statik üç eksenli basınç (cü) deneylerinde oluşmuş bulunan fazlalık b.s.b'lerinin, 'C' arttıkça, sabit bir değere kadar azalacağını belirtmiştir. Bu husus Şekil 23'de gösterilmiştir. Castro ve Christian (8) ise tekrarlı yük sırasında boşluk suyu basıncının arttığını, dolayısıyla, σ değerinin küçüleceğini ve kayma mukavemetinin azalması gerekiyormuş gibi gözükebileceğini, ancak tekrarlı yüklemeyi takip eden statik kesme sırasındaki negatif boşluk suyu basıncı oluşma eğiliminin zeminin kayma mukavemetinin değişmesini önlediğini ileri sürmüşlerdir. Bununla beraber, killi ve siltli zeminlerin drenajsız kayma mukavemetine etkileyen, esas değişkenlerin boşluk oranı ve içsel yapısal özellikler olduğunu belirterek, "killerin içsel yapıları, tekrarlı yükler altında oluşan b.s.b. ile değişmediğinden ve oluşacak dinamik şekil değiştirmeler yoğrulma meydana getirmemesi halinde, mukavemet kaybı fazla olmamaktadır" şeklinde ifade etmektedirler.

Kohezyonlu zeminlerin, titreşim sonrası dayanımı, maruz kalınantitreşim devir sayısının oluşturduğu şekil değiştirmeler ile oluşan b.s.b. ile ilgili isede, bugün (1979) gerçekçi bağıntıların saptanmadığı ve çelişen fikirlerin ileride yapılacak araştırmalar ve uygulama örnekleri ile açıklığa kavuşacağı düşünülmektedir.

EK 1. ÖRNEK

Kohezyonlu zeminlerin dinamik mukavemeti ve tekrarlı yükler altında davranışlarına örnek olarak iki değişik killi zemin üzerinde yapılan deney sonuçları ve yorumları verilecektir. Bu araştırma, U.B.C-Vancouver Zemin Dinamiği Laboratuvarında (1977) "Dinamik üç eksenli aleti" ile ve o yöre nin killeri üzerinde yapılan değerlendirmeleri içermektedir. Bu çalışmada verilen sonuçların ve deneysel değerlendirmelerin, kohezyonlu zeminlerin dinamik dayanımları hakkındaki bilimsel birikime katkıda bulunacağı ve eksikleri tamamlamak için yapılacak ileri araştırmalara ışık tutacağı düşünülmektedir.

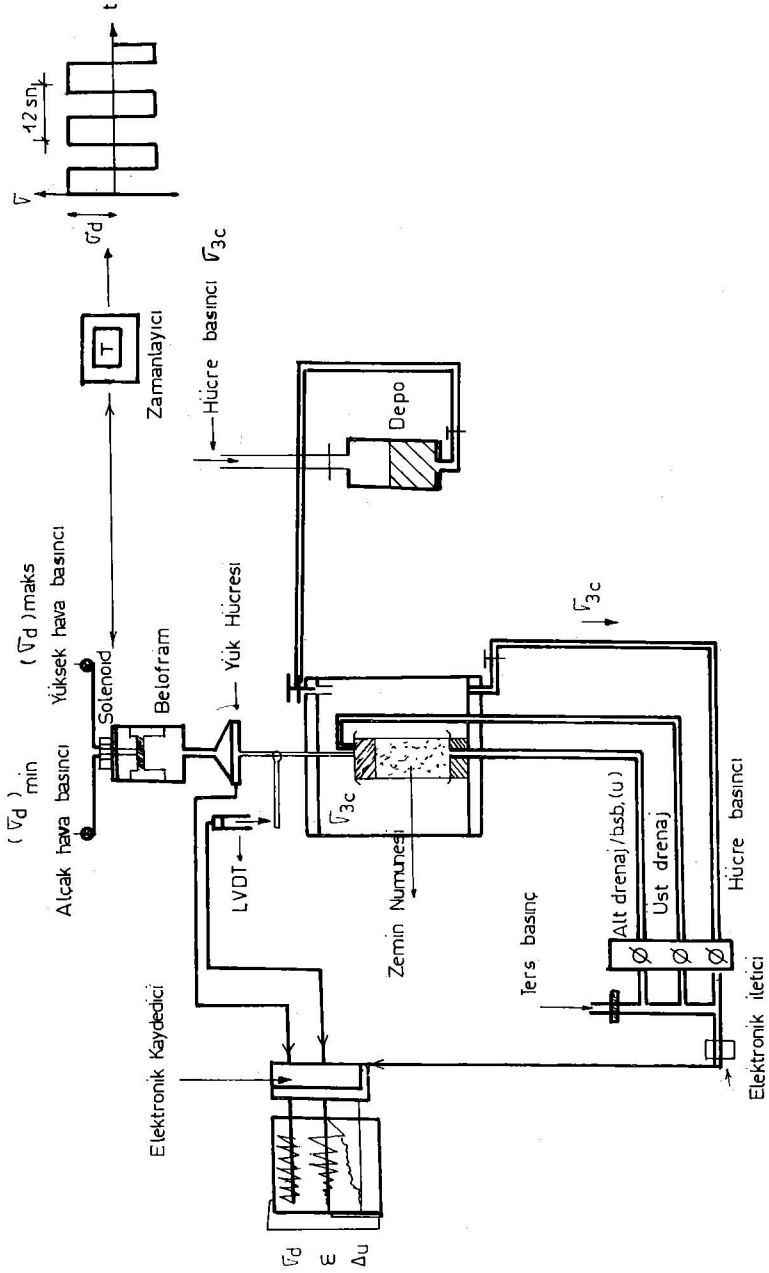
DENEYLERDE KULLANILAN KİLLER

Kullanılan iki değişik kile ait endeks ve mekanik özellikler aşıağıda verilmiştir.

<u>Haney Kili</u>		<u>Revelstoke Siltli Kili</u>	
W_L	= 85.5 %	W_L	= 40.5 %
W_p	= 66.0 %	W_p	= 26.5 %
I_p	= 19.5 %	I_p	= 14.0 %
W_n	= 68.0 %	W_n	= 32.5 %
q_u	= 1.60 kg/cm ²	q_u	= 1.40 kg/cm ²
γ_N	= 1.64 t/m ³	γ_N	= 1.95 t/m ³
e_o	= 1.80	e_o	= 0.83
γ_s	= 2.80 t/m ³	γ_s	= 2.72 t/m ³
AKO	= 1.2	AKO	= 2.5
$\langle 2 u$	= 46 %		
Hassasiyet, S_t	$\rangle 10$		

DENEY ALETİ VE DENEY ŞARTLARI

Tekrarlı yük altında dinamik dayanımı saptamak üzere yapılan deneyler, Şekil 23 ve Foto 1 ve 2'de görülen dinamik üç eksenli basınç aletinde, pnömomatik (hava ile işleyen) bir sistem, selenoid vanası ile belofram üniteleri vasıtasıyla dinamik yük verilerek yapılmıştır. Deney aletinin özellikleri ile deneylerde uygulanan tekrarlı yük türü ve frekans içeriği Şekil. 23'de gösterilmiştir. Tüm deneylerde titreşim frekansı sabit tutulmuştur (f:5 devir/ 1 dakika =0.083 Hz).



SEKİL 23 : KULLANILAN DİNAMİK ÜÇ EKSENİNİN SEMATİK ÇALIŞMA SİSTEMİ VE ÖZELLİKLERİ

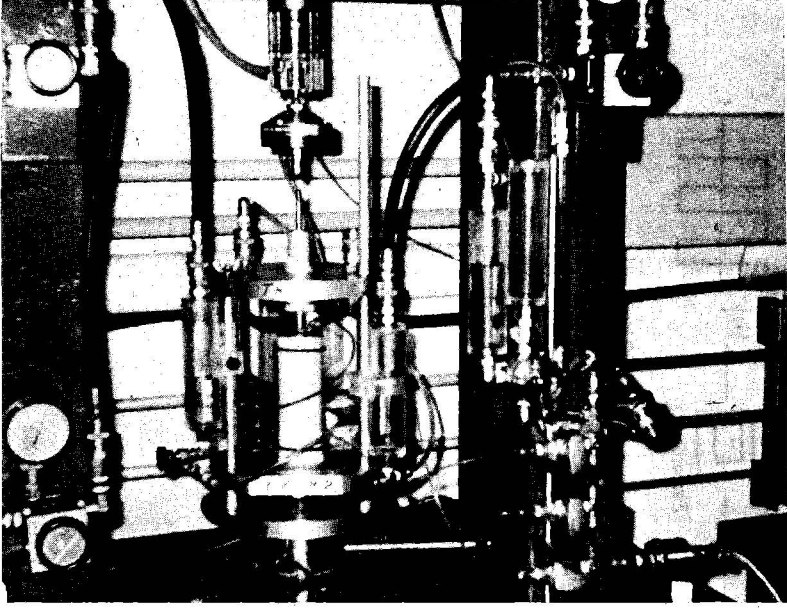


FOTO 1: DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEY ALETİ

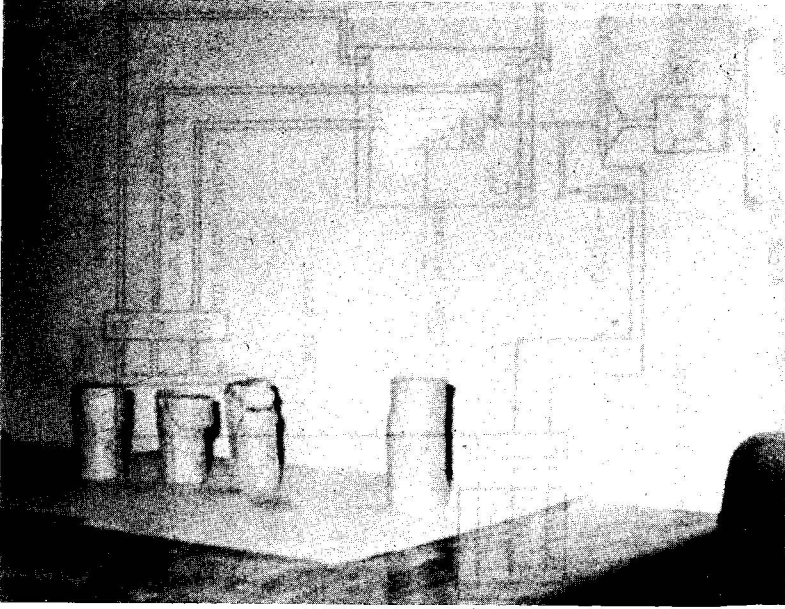


FOTO 2: TEKRARLI YÜK SONRASI KİL NUMUNELERİ

Üç eksenli basınç altında "Örselenmemiş" numuneler ters basınç altında, en az iki gün süre, ile suya doymun hale getirilmiş ve net efektif $\sigma_{3c} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ çevre basıncı altında izotropik olarak ($K_c = \sigma_{1c} / \sigma_{3c} = 1.0$) konsolide edildikten sonra tekrarlı yük uygulanmıştır.

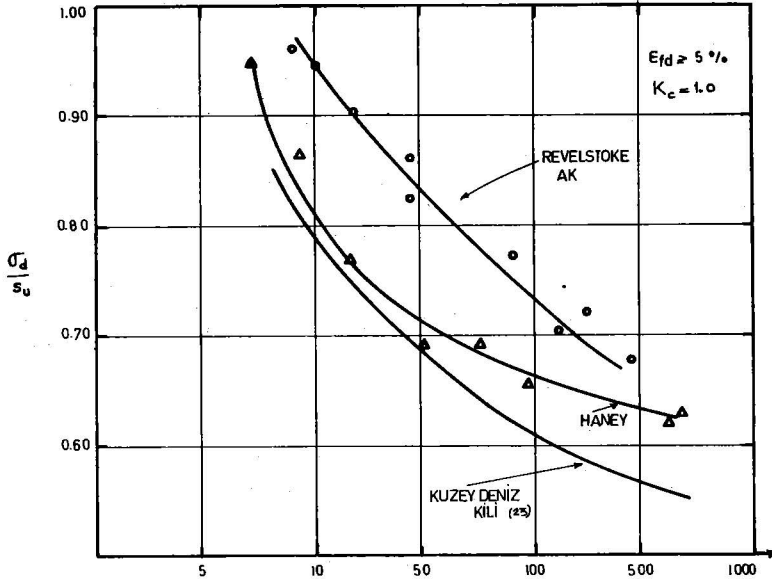
Deneylerde $d_o = 3.75 \text{ cm.}$ çapında ve $h_o = 7.6 \text{ cm.}$ boyunda numuneler kullanılmıştır.

Deneyler gerilme kontrolü yapılmıştır. ($\sigma_d = \text{sabit}$). Artan titreşim devir sayısı (N) ile birim şekil değiştirme (ϵ) ve fazlalık boşluk suyu basıncı (Δu) değerleri elektronik ileticiler ile ölçülerek, kağıtlı bir sisteme kaydedilmiştir. Şekil. 7 ve 8'de örneklenen tipik " σ_d ; ϵ ; Δu " ile "N" eğrileri elde edilerek, toplam 17 ayrı dinamik deneyin genel bir değerlendirmesi yapılmıştır.

Dinamik deney sonucu çıkartılan numuneler Foto. 2'de gösterilmiştir.

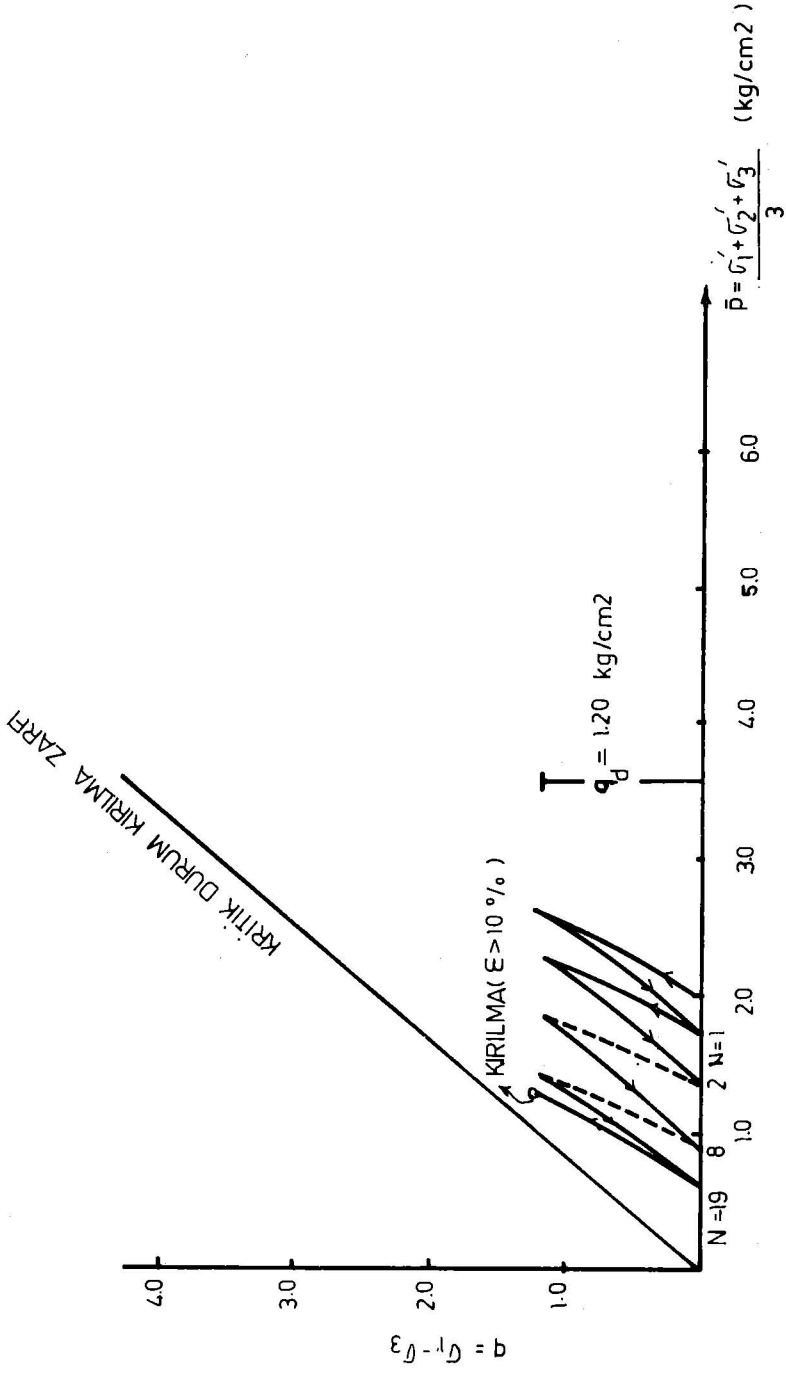
SONUÇLAR

- 1- Haneý ve Revelstoke killeri üzerinde değişik tekrarlı yük kademelerinde yapılan 17 adet dinamik deney sonucu elde edilen " σ_d / s_u " ile "N" ilişkisi Şekil 24'de verilmiştir. Bu deneyler birim şekil değiştirme $\epsilon_u = 5\%$ alınarak çizilmiştir.



ŞEKİL 24 : ÖRSELENMEMİŞ KİMLİ ZEMİNLERİN TEKRARLI YÜK ALTINDA DAVRANIŞI

Titreşim devir sayısı - N



SEKİL 25 : TEKRARLI YÜKLEME SIRASI EFEKTİF GERİLME BAĞINTILARI

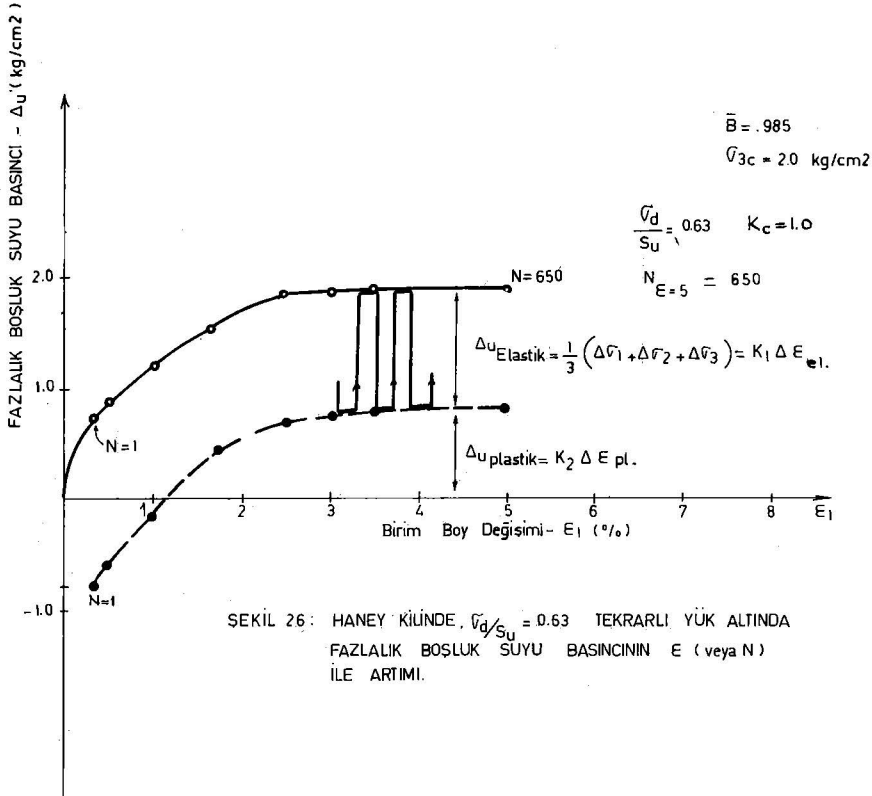
Aynı şekil üzerinde, karşılaştırma olarak Kuzey Denizi kilinin () $\xi_d = 5\%$ 'e karşı dinamik mukavemet değişimi de verilmiştir.

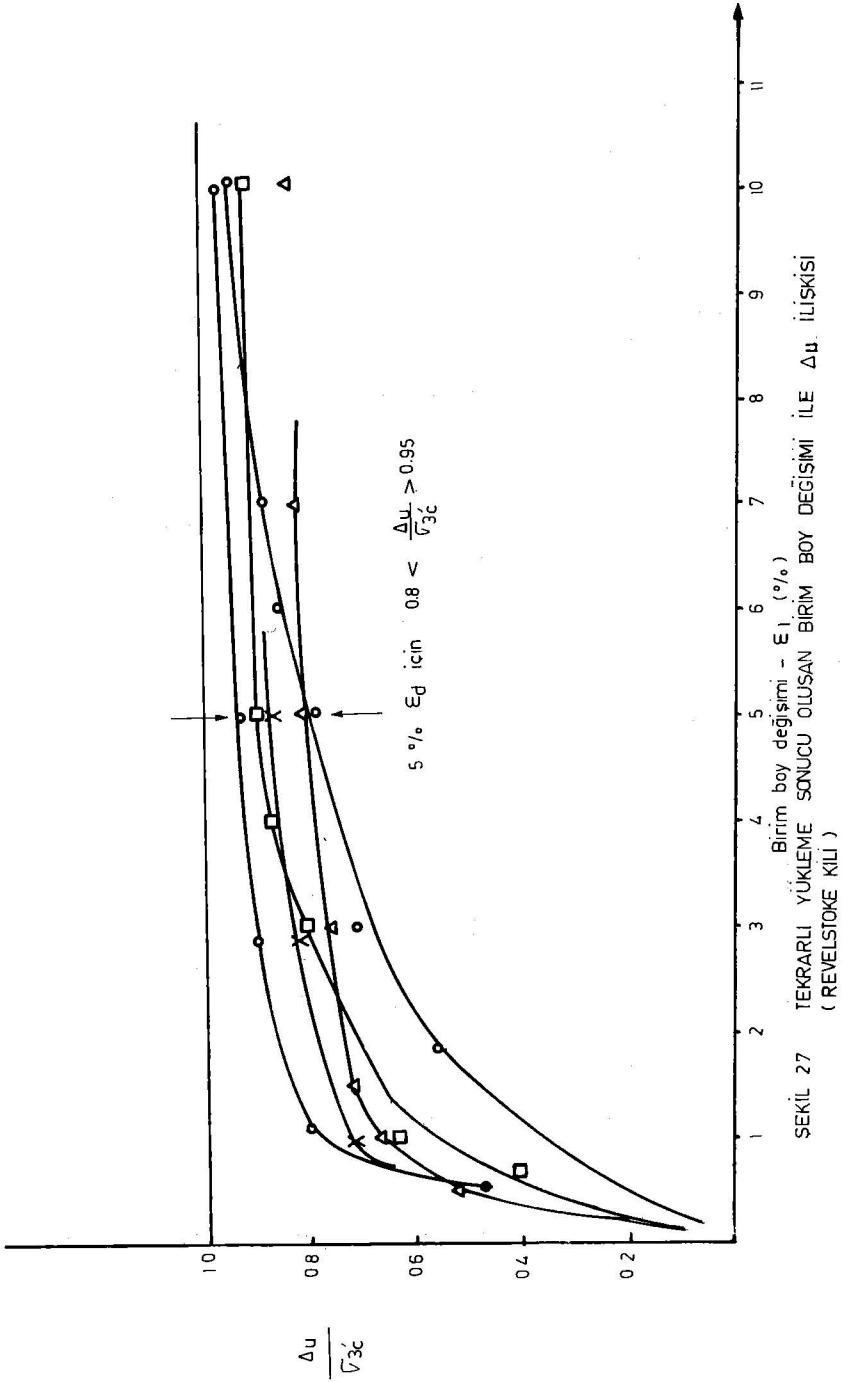
- Kohezyonlu zeminlerin dinamik mukavemet özelliği olarak " σ_d/S_u " oranı, $\sigma_d/2\sigma_{3c}$ 'ye tercih edilmelidir.
- $\xi_d = 5\%$ hernekadar bir göçme ölçütü olarak kabul edilebilirse de, gerçekçi bir dinamik göçme kavramının saptanması gerekmektedir.
- Aşırı konsolide Revelstoke siltli kilinin dinamik mukavemetinin toplam gerilmelere göre ifade edildiğinde, daha yüksek olduğu görülmektedir (Şekil. 24).

Yani, aynı tekrarlı yük altında NK bir kil, AK kile oranla, daha az titreşim devir sayısında göçmeye (veya $\xi = 5\%$) ulaşmaktadır.

II— Efektif gerilmelere göre değerlendirildiğinde, Revelstoke kili için q-p eğrisinde, drenajsız tekrarlı yükleme sonucu dinamik göçme'yi oluşturan değişim Şekil. 25'de verilmiştir.

III— Tekrarlı yüklemde, sabit σ_d altında, titreşim devir sayısının artması ile artarak biriken şekil değiştirmeler, fazlalık boşluk suyu basıncında da artış oluşturmaktadır.





Şekil 26'da Haney kili üzerinde yapılan tipik bir deney sonucu verilmiştir. Bu şekil üzerinde,

- (a) Wilson ve Greenwood tarafından da belirtilen, elastik ve plastik şekil değiştirmeler ile orantılı fazlalık boşluk suyu basınçları (Δu) görülmektedir.

İlk titreşim devir sayısında ($N=1$), V_u negatif değerden başlayarak artmakta ve,

$$\Delta u_{E1} = 1/3 \cdot (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) = k_1 \cdot (\Delta E \text{ Elastik})$$

şeklinde düşünülebileceği görülmektedir.

- (b) Şekil 27 üzerinde de görüleceği gibi, birim boy değiştirmenin çok büyüdüğü durumlarda dahi, killi zeminlerde

$$\epsilon > 10\% \quad \Delta u / \sigma_{3c} \neq 1.0$$

yani, kumlar görülen sıvılaşıma benzeri bir mukavemet kaybı oluşmamaktadır.

Kumlarda,

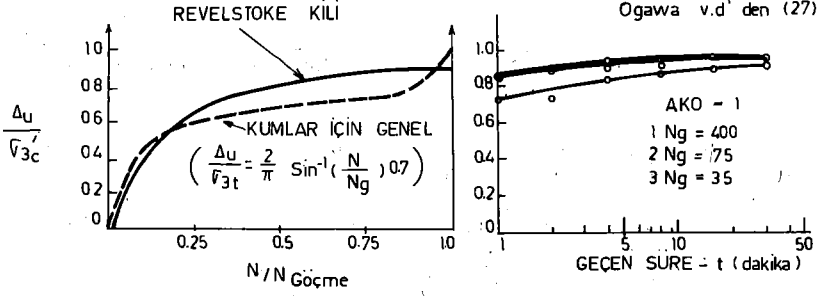
$$\Delta u / \sigma_{3c} = 2/\pi \cdot \sin^{-1} [(N/N_1)^{1/2\theta}] , \quad \theta = 0.7$$

genel şekli ile ifade edilebilen fazlalık b.s.b. artımının, killer içingeçerli olmadığı görülmektedir.

Aşırı konsolide killerde, tekrarlı yüklemelerde fazlalık b.s.b. artışı N . konsolide killerden farklı ve statik yükleme durumuna benzer olabileceği iddia olunmakta ise de, bu deney sonuçlarında b.s.b. 'nin killi zeminlerde genellikle " N " veya " ϵ_1 " ile arttığı gözlenmiştir.

Bir ayrı husus'ta tekrarlı yük durduktan sonra (titreşim sonrası) fazlalık b.s.b. değerlerinde bir süre daha (Δt_0) artış olduğu ve daha sonra dağılmağa başladığının gözlenmesidir

Kohezyonlu zeminlerde titreşimler sırasında oluşan fazlalık boşluk suyu basınçlarının, tekrarlı yük sırasında ve sonrası değişimlerinin bugün için daha (1979) ayrıntılı olarak incelenmelerine gerek vardır.



SEKIL 28 : KILLERDE TEKRARLI YÜKLEME SIRASI OLUŞAN Δu (REVELSTOKE KILI) VE Δu 'NUN TİTRESİM SONRASI DEĞİŞİMİ (27)

Bu deneysel sonuçlar ile, Ogawa v.d.'nin çalışmaları birleştirildiğinde Şekil. 28'de elde edilebilmektedir. Bu eğrinin, ilk kısmı, hiperbolik olarak,

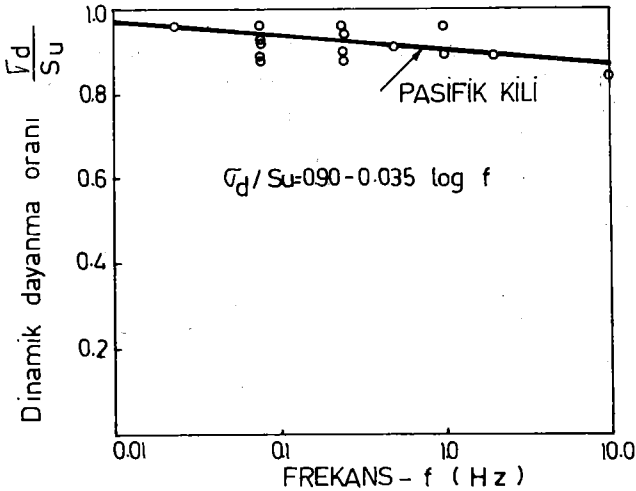
$$\frac{\Delta u}{\sigma_3'c} = \frac{(N/N_g)}{a + b(N/N_g)} ; N/N_g < 1$$

şeklinde ifade edilebilir. a ve b kastayılar killi zeminin özelliklerine göre değişmektedir. $N/N_g > 1$ için ise, " Δt " süresi boyunca bir artım göstermektedir (). Bu varsayım, deprem sonrası killerde oluşan bazı heyelanları ve stabilite problemlerini açıklığa kavuşturmaktadır. Ancak, bu konuda daha ayrıntı incelemeye gerek görülmektedir.

Δu ile " N/N_g " ve " Δt " arasında gerçekçi bir deneysel ilişki saptandıktan sonra,

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \left(\frac{\partial u}{\partial N} \text{ titreşim} \right) \frac{\partial N}{\partial t}$$

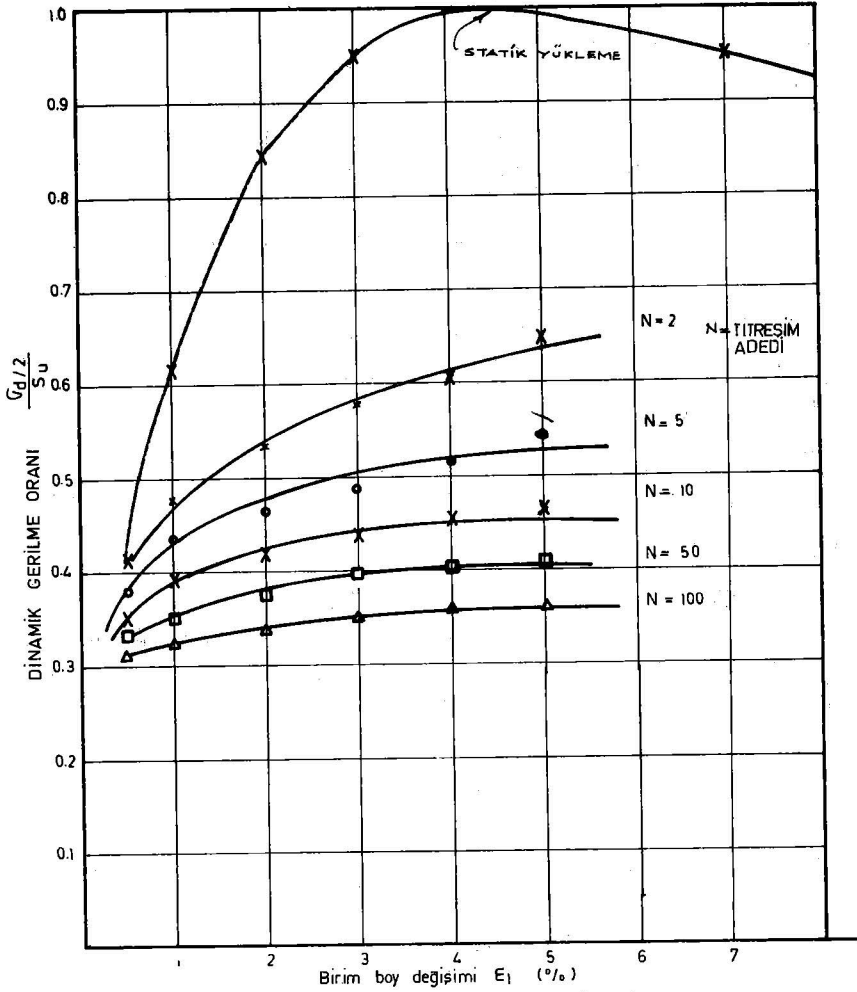
denklemleri çözülünerek, b.s.b.. dağılımı hesaplanabilecektir.



SEKIL 29 : TİTRESİM FREKANSININ DİNAMİK DAYANIMA ETKİSİ (SHERIF v.d. 1978)

IV—Gerek dinamik mukavemetin, gerekse de Δu artımının killi zeminlerde titreşim frekansı (f) ile, az dahi olsa, ilişkisi olduğu varsayılmalıdır. Şekil. 29'da Sherif, Ishibasi ve Ling (IX. ICSMFE)'in bu etkiyi belirleyen çalışması verilmiştir.

Titreşim frekansı (f) ikincil bir etmendir, ancak belirli tür tekrarlı yüklerde kohezyonlu zeminler için etkisinin dikkate alınması tasarım için önemli olmaktadır.



ŞEKİL 30 : DİNAMİK GERİLME - ŞEKİL DEĞİŞTİRME EĞRİLERİ

V— Dinamik tasarımda en önemli husus "göçme ölçütü" olmaktadır. Çoğu araştırmacı veya tasarımcı tarafında göçmenin başlangıcı olarak kabul edilen $\epsilon_{pd} = 0.5$ bazı durumlar için çok az, bazende zeminin statik (ϵ_{fs}) değerine göre çok aşırı bir değer olmaktadır. Dolayısıyla, $3\% < \epsilon_{fd} < 10\%$ arasında değerlerin alındığı görülmektedir.

Bu karmaşıklığı azaltmak ve bir başka ölçüt olarak dikkate almak üzere aşağıdaki verilen yöntem önerilmektedir.

- (a) Yapılan dinamik deneyler sonucu, killi zemine ait "dinamik gerilme şekil değiştirme" eğrisinin elde edilmesi (Haney kili için Şekil 30'da verilmiştir),
- (b) Tasarım depremi veya dalgası için, killi zeminde oluşacak,
 - (a) Titreşim devir sayısı, Neş. veya $N_{maks.}$,
 - (b) Dinamik gerilme, (σ_d) değerlerin hesaplanması,
 - (c) Şekil'den, belirli "N" titreşim sayısında şekil değiştirmeyi (ϵ) sonuz yapan (σ_d) deneysel değerinin bulunması,

Örneğin, $M=7$ deprem için $N_{max} = 15$ kabul edilirse Şekil 30'dan

Haney kili için,

$$\frac{\sigma_d}{2 S_u} = 0.43$$

(σ_d) deneysel = 0.85 q_u

bulunabilir.

(d) Aynı N'de,

$$\frac{(\sigma_d)_{deney}}{(\sigma_d)_{hesap}} = \text{Güvenlik sayısının } (G_s > 1.5) \text{ bulunması ve göçme}$$

olasılığının araştırılması önerilmektedir.

BİLDİRİ

Bu araştırmanın yapılmasına olanak tanıyan UBC (Vancouver) Uygulamalı Bilimler Fakültesi Dekanı Prof. Dr. W.D.L. Finn'e teşekkürlerimi bildiririm.

KAYNAKLAR

- 1— Anderson, D.G. and Woods, R.D., (1976), "Time Dependent Increase in Shear Modulus of Clay, "Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT5, 1976. pp. 525-537.
- 2— Annaki, M, and Lee, K., (1976), "Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics, "Preprint 2752, ASCE, Annual Convention and Exposition, Philadelphia, PA
- 3— Arango, I. and Seed, H.B., (1974), "Seismic Stability and Deformation of Clay Slopes, "Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, GT2, pp. 139-156.
- 4— Barkan, D.D., (1962), "Dynamic of Bases and Foundations, "Mc Graw-Hill, Inc.
- 5— Brown, S.F., Lashine, A.K.F. and Hyde, A.F.L., (1975), "Repeated Load Triaxial Testing of a Silty Clay, "Geotechniques, Vol. 25, No. 1, pp. 95-114.
- 6— Brown, S.F., Andersen, K.H., Mc Elvaney, J. (1977), "The Effect of Drainage on cyclic loading of Clay ",Proc. of 9th Int. Conf. on SMFE. Tokya, 4/4 s. 195-200.
- 7— Casagrande, A., Shannon, W.L. (1948), "Research on Stress Deformation and Strength Characteristics of Soils and Soft Rocks Under Transient Loading", Harvard Soil Mechanics Series No. 31, Cambridge Mass. Harvard Univ.
- 8— Castro, G. and Christian, J.T., (1976); "Shear Strength of Soils and Cyclic Loading, "Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT9, 1976 pp. 887-894.
- 9— Cho, Y., Rizzo, P.C., Humphries, W.K., (1976), "Saturated Sand and Dynamic Tests", ASCE National Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, Phil. P.A.. USA.
- 10— Erguvanli, A., (1975) "Kohezyonlu Zeminlerin Dinamik Özellikleri, "Doktora Tezi, İTÜ, İstanbul
- 11— France, W.J., and Sangray, D.A., (1977), "Effectes of Drainage in Repeated Loading of Clays, "ASCE Journal of Geotechnical Eng., GT 7, s. 769-785.
- 12— Finn, W.D.L., Erguvanli, A, (1977), "Zeminlerin Dinamik Davranışlarına ait Gerilme Deformasyon Bağlıları", D.A.E. Bülteni No. 17.
- 13— Holzer, T.D. and Hoeg, K., (1973), "Effect of Seismic Loading on Undrained Clay Creep, "Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vo. 99, No. SMI, pp.153-158.

- 14—Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. 1972 "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc., ASCE, SM 7, 1972, pp. 667-692.*
- 15—Idriss, I.M., Dobry, R., Doyle, E.H. and Singh, R.D., (1976), "Behaviour of Soft Clays Under Earthquake Loading Conditions," *Lecture notes from Recent Advances in Earthquake Resistant Design of Structures, Berkeley, June 1976.*
- 16—Joyner, W.B. and Chen, A.T.F., (1975), "Calculation of Nonlinear Ground Response in Earthquakes," *Buletin of the Seismological Society of America, Vol. 65, No. 5, pp. 1315-1336*
- 17—Kovacs, W.D. and Seed, H.B., (1971), "Dynamic Moduli and Damping Ratio for a Soft Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation, Division, Proc., ASCE, SMI, January 1971, pp. 60-75.*
- 18—Kovacs, W.D., Seed, H.B. and Idriss, I., (1971), "Studies of Seismic Response of Clay Bank," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc., ASCE, SM2, 1971, pp. 441-455.*
- 19—Koutsoftas, D.C., (1978), "Effect of cyclic Loads on Undrained Strength of Two Marine Clays", *ASCE Journal of Geotechnical Eng., GTS, s. 609-619.*
- 20—Larew, H.G., and Leonards, G.A. (1962), "A Strength Criterion for repeated Loads," *Proceedings of Highway Research Board, Vol. 41, s. 529-566.*
- 21—Lashine, A.K.F., (1973), "Deformation Characteristics of a Silty Clay under repeated Loading" *Proc. 8 th. Int. Conf. on SMFE, Moscow.*
- 22—Lee, K.L. and Fitton, J.A., (1969), "Factors Affecting the Cyclic Loading Strength of Soil," *American Society of Testing and Materials, Special Technical Publications 450, pp. 71-95.*
- 23—Lee, K.L. and Focht, J.A., Jr., (1975), "Liquefaction Potential at the Ekofisk Tank in the North Sea," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, GT1, pp. 1-18.*
- 24—Lee, K.L. and focht S.A. Jr. (1975) "Streusth of Clay Subjected to cyclic Loading," *Marine Geotechnology, Vol. 1. No 3.*
- 25—Lorenz, H., (1953), "Elasticity and Damping Effects of Osallating Bodies on Soil", *Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM STP No. 156 s. 113-122*
- 26—Mitchell, R.J. King D.R. (1977, Cyclic Loading of an Ottawa Area Champlain Sea Clay "*Canadian Geotechnical Journal, Vo. 14 No 1. J. 52-63.*
- 27—Ogawa, S., Shibayama, T., Yamaguchi, H., (1977), "Dynamic Strength of Saturated Cohesive Soils", *Proc of 9th Int. Conf. on SMFE, Tokyo, 4/26, s. 317-320.*

- 28— Özyayın, K., Erguvanlı, A., (1976), "Toprak Barajların Dinamik Hesap Yöntemleri", Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni No. 13 s. 1-52.
- 29— Rausch, E., (1943), "Maschinenfundamente und Andere Dynamische Bauaufgaben," Vertrieb VDI, Verlag GMBH, Berlin.
- 30— Richart, F.E., (1960), "Foundation Vibrations" ASCE Journal of SMFE, No. 8.
- 31— Rosenbleuth, E. and Newmark, N., (1971)", "Fundamentals of Earthquake Engineering, "Prentice-Hall.
- 32— Sangrey, D.A., Henkel, J.D. and Esrig, M.I., (1969), "The Effective Stress Response of a Saturated Clay Soil to Repeated Loading", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, pp. 241-452.
- 33— Seed, H.B. and Chan, C.K., 1966, "Clay Strength Under Earthquake Loading Conditions, "Journal of the Soil Mechanics and Foundationa Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 92, No. SM2, pp. 53-78.
- 34— Streeter, V.L. Wyle, B.E. and Richart, F.E., (1974), "Soil Motion Computations by Characteristic Method, "Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT3, pp. 247-263.
- 35— Taylor, P.W., (1971), "The Properties of Soils Under Dynamic Stress Conditions, with Applications to the Design of Foundations in Seismic Areas, "Ph. D. Thesis, Univ. of Auckland, New Zealand.
- 36— Thiers, G.R. and seed H.B., (1969), "Strength and Stress-strain Characteristics of Clays Subjected to Seismic Loading Conditions," American Society of Testing and Materials, Special Technical Materials 450, pp.3-56.
- 37— Thrower, E.N., (1961), "Technique for Measuring the Elastic Properties of Bitumens, Tars and Soils Under Dynamic Loading, "Journal of Scientific Instrumentation, 1961, Vol. 38, pp. 66-73.
- 38— Timoshenko, L.P, (1953), "History of Materials", Mc Graw Hill. New York.
- 39— Togrol, E., Özüdoğru, K., Güler., (1977), "Tekrarlı Yüklerin Zemin Mukavemetine Etkisi", İTÜ İnşaat Fakültesi Teknik Rapor. 29.
- 40— Wilson, N.E. and Greenwood, J.R., (1974) "Pore Pressures and Strains After Repeated Loading of Saturated Clays, "Canadian Geotechnical Journal, 11, pp.269-277.

DEPREM ARAŞTIRMA ENSTİTÜSÜ 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 aydınlar kağıdına çini mürekkebi ile çizilmiş olması
 - f) Fotoğrafların net ve klişe alınmasına müsait bulunması gerekmektedir.
2. Telif araştırma yazılarının baş tarafına araştırmannın 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 yayınlandıktan 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. Yayınlanmayacak 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 çalışmalardan ötürü herhangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.