

**"ZEMİNLERİN DİNAMİK DAVRANIŞLARINA AİT
GERİLME-DEFORMASYON BAĞINTILARI"**

W.D.L. FINN*

A. ERGUVANLI**

SYNOPSIS

The dynamic behaviour of cohesive soils is characterized by their shear modulus and the response of soil layers is partly determined by their moduli. Up-to-date research has shown that the shear modulus of clays is dependent upon such external factors as the applied shearing strain amplitude and the number of repetitions of the strain. These effects are associated with an increase in pore water pressures during cyclic loading, strain accumulation, as well as the deterioration of the clay fabric, especially in soft clays.

One of the governing factors for determination of soil response is the stress-strain relationship of the soils, "during" and "after" cyclic or random loading. The nonlinear relationship between the shear modulus and applied strain has been demonstrated by many investigators. It is apparent that cyclic strains cause a progressive decrease in the modulus, as well as a strain accumulation. This becomes more significant at high strain levels and very little effect should be anticipated at strain amplitudes of less than 0.01 %. The nonlinear decrease of the shear modulus with increasing strain has been modelled as various stress-strain relationships,

- (a) The hyperbolic stress-strain relationship as defined by Hardin and Drnevich (1972).

The variation of shear modulus with strain

(10), expressed as,

$$G = G_{\max} \left(\frac{1}{1 + \gamma_h} \right)$$

where γ_h is the hyperbolic strain;

- (b) The relationship as defined by the Ramberg-Osgood equation (15, 21),

(*) U.B.C. Dean of the Faculty of Applied Science, Vancouver, Canada.

(**) U.B.C. Faculty of Applied Science; İTÜ Müh. Mim. Fak.

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^{R-1}}$$

where α , τ_y and R are parameters dependent on the soil properties;

- (c) Seed-Idriss empirical relationship between shear modulus and strain (20).

A comparison of certain results on cohesive soils, obtained by different researchers, using the above-mentioned different relationship, is given in Fig. 2. Other expressions (cubic, cube root, exponential) have also been used in past research in order to express the nonlinear behaviour.

The static modulus decrease "after" cyclic loading, as a function of cyclic strain ratio, is given in Fig. 3. The decrease in G_{\max} , observed "after" high amplitude cycling, can be expressed for shearing strain amplitudes, $\gamma\theta_z > 0.02$ %, as,

$$\frac{[G_{\max}]_{\text{after}}}{[G_{\max}]_{\text{before}}} = -12.6 \log \gamma\theta_z + 53.6,$$

where $[G_{\max}]_{\text{after}}$, was measured 1.0 minute after the conclusion of 1000 cycles (Fig. 4) of high amplitude shearing (2).

Another post-cyclic property is the time-dependent increase in the shear modulus, which has to be assessed for the long-term behaviour of cohesive soils. The secondary increase phenomenon (modulus regain) is generally related to the thixotropic changes that occur in the clay structure (1).

The value of G_{\max} differs for unloading and reloading during seismic shaking, thus for nonlinear ground response calculations the soil can be assumed to behave as a Masing solid, with a stress-strain relationship as illustrated in Fig. 1. The purpose of this article has been to show that the factors effecting the modulus variation of cohesive soils, during and after cyclic loading, should be taken into consideration for nonlinear response calculations in the time domain.

ÖZET

Kohezyonlu zeminlerin deprem yükleri altında davranışları kısmen "Kayma Modülleri" tarafından belirlenmektedir. Yapılan araştırmalar killi zeminler kayma modüllerine etkileyen dış faktörlerin, uygulanan dinamik kayma "birim deformasyonların mertebesi" ve birim deformasyonların "tekrarlanma adedi" olduğunu göstermektedir. Bilhassa, yumuşak killi zeminlerde, uygulanan tekrarlı gerilmeler sırasında boşluk suyu basıncının artımı, titreşim süresi boyunca deformasyon birikimi ve kil yapısının bozulması gibi olaylar da gözlenmektedir.

Zemin tabakaları ve toprak barajlar gibi yapıların davranış hesapları zemine ait gerilme-deformasyon bağıntılarının saptanması ile mümkün olmaktadır. Bu makalede, killi zeminleri karakterize eden ve davranış hesap yöntemlerinde uygulanan non-linear gerilme-deformasyon bağıntıları açıklanmıştır. Bu ilişkilerden elde edilen kayma modülü değerinin artan dinamik birim deformasyon mertebesi ile azalması ve killi zeminlerde kayma modülü değerinin zeminin yapısal özelliklerine göre "titreşim sırasında" ve "titreşim sonunda" değişimleri incelenmiştir.

Bugüne kadar genellikle zeminlerin dinamik davranış hesaplarında, non-linear davranışı yansıttığı kabul edilen "eşdeğer lineer" varsayımları yapılmakta, tüm gerilme kaydının olduğu zaman süresince birim deformasyon ve kayma modülü için kayma gerilmesi tek bir "ortalama" değer alınmaktadır. Bu makalenin gayesi, zaman alanında non-linear davranışı içeren hesap yöntemlerinin uygulanmasında, kohezyonlu ve bilhassa yumuşak killi zeminlerin gerilme-deformasyon bağıntıları ve değişken kayma modülü özelliklerine ışık tutmaktır.

GİRİŞ

Son yıllarda, açık deniz petrol platformları, boru hatları, depolama tankları ve nükleer güç istasyonları gibi büyük ve önemli yapıların uygun olmayan zemin koşulları üzerinde, bilhassa yumuşak killi zeminlerde inşa edilmeğe mecbur kalınması ve bu yapı ve zemin-yapı sistemlerinin deprem ile dalga hareketlerine maruz kalmaları, killi zeminlerin dinamik mukavemet ve gerilme-deformasyon özelliklerinin araştırılması ve saptanması hususuna önem kazandırmıştır.

Ani geçici yüklemeler sırasında killi zeminlerin yükleme hızına bağlı olarak geçici mukavemet kazanmaları, yapılan araştırmaları öncelikle kritik sıvılaşma ve oturma problemlerinin olduğu kumlu zeminlere yönelmiştir. Ancak, tekrarlı dinamik gerilmelerin killi zeminlerde de mukavemet kaybı ile büyük

deformasyon birikimlerine yol açtığı görülmektedir. Ayrıca, örneğin Leda kilinde dinamit patlaması sonucu oluşan toprak kayması (17; Eden 1957), ile depremden bir kaç gün sonra killi bir zeminde oluşan heyelanlar (17; Morimoto et al. 1970), killi zeminlerin tekrarlı gerilme ve titreşimler sonundaki malzeme ve mukavemet özelliklerinin de titreşimler sırasındaki özellikleri kadar önem ile dikkate alınması gereğini ortaya koymaktadır.

Kohezyonlu zeminlerin tekrarlı dinamik yükler altındaki,

- dinamik mukavemet,
- ve
- dinamik gerilme-deformasyon

özellikleri konu ile ilgili iki "ayrı" hususu oluşturmaktadır.

Bu makalede, killi zeminlerin sadece non-lineer (doğrusal olmayan) dinamik gerilme-deformasyon bağıntıları ve bu bağıntılardan elde edilen birim deformasyon mertebesine bağlı kayma modülü (G) değerlerinin,

- "titreşimler sırasında",
- ve
- "titreşimler sonundaki"

değişimleri incelenmiştir. Zeminlere özgü non-lineer " $\tau - \gamma$ " bağıntısından elde edilen deformasyona mertebesine bağlı kayma modülü, tekrarlı dinamik gerilmeler sırasında oluşan histerisis eğrilerinde "yükleme" ve "boşalma" halleri için ayrı değerler almaktadır. Bu durum, zeminlerin Masing gerilme-deformasyon eğrisine (15) uygun davrandıkları kabulü ile varsayılabilir. Zeminlerde, Masing davranışı (Şekil 1) ve kayma modülünün titreşim süresince zaman ile azalması, killi zeminlerin non-lineer davranış hesaplarında dikkate alınmalıdır.

KOHEZYONLU ZEMİNLER İÇİN GERİLME-DEFORMASYON BAĞINTILARI

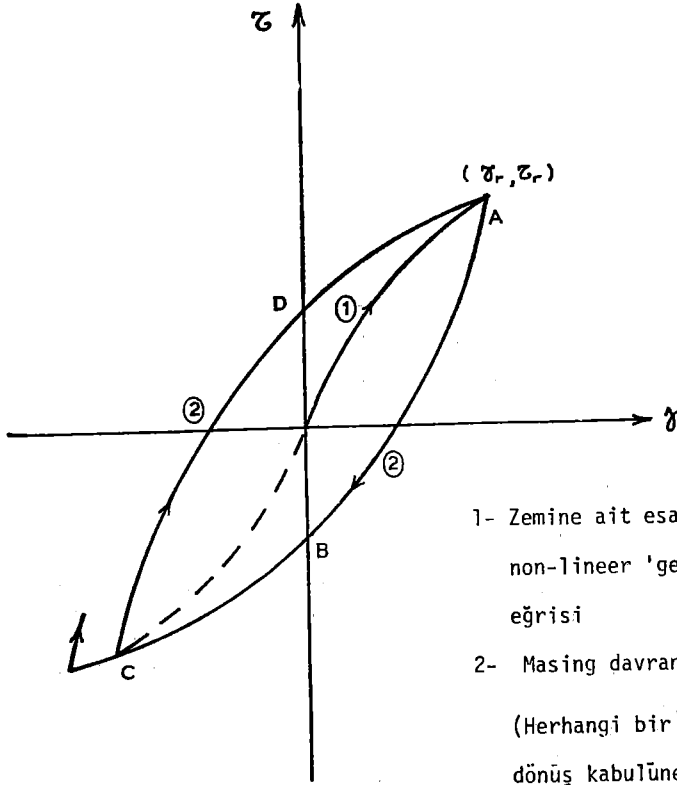
Kohezyonlu zeminlerin doğrusal olmayan (non-lineer) gerilme-deformasyon özellikleri, birim deformasyon mertebesine bağlı kayma modülünün tanımlanmasını gerektirmektedir. Belirli bir birim deformasyon mertebesinin aşılması halinden sonra, killi zeminlerin kayma modülleri artan birim deformasyon değeri ile azalma göstermektedir. Davranış hesaplarında esas alınacak bu non-lineer ilişkiyi, çeşitli bağıntılar şeklinde ifade etmek mümkün olmaktadır.

(a) Hiperbolik Değişim.

Zeminler için Kodner ve Zelasko (1963) tarafından,

$$\tau = \gamma \left(\frac{1}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{1}{\tau_{\max}} \cdot \gamma} \right) \quad (1)$$

hiperbolik ifadesi ile tanımlanan " $\tau - \gamma$ " bağıntısı, Hardin-Drnevich (1972) tarafından zeminlerin dinamik davranış hesaplarında kullanılmak üzere,



- 1- Zemine ait esas (iskelet) non-lineer 'gerilme-deformasyon' eğrisi
- 2- Masing davranış eğrisi
(Herhangi bir γ_r ve τ_r noktasından dönüş kabulüne göre,

Şekil 1. Masing Davranış Eğrisi

$$\left(\frac{\tau - \tau_r}{2} \right) = f \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right)$$

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (2)$$

şeklinde ifade edilmiştir. Bu ifadede, killi zeminler için,

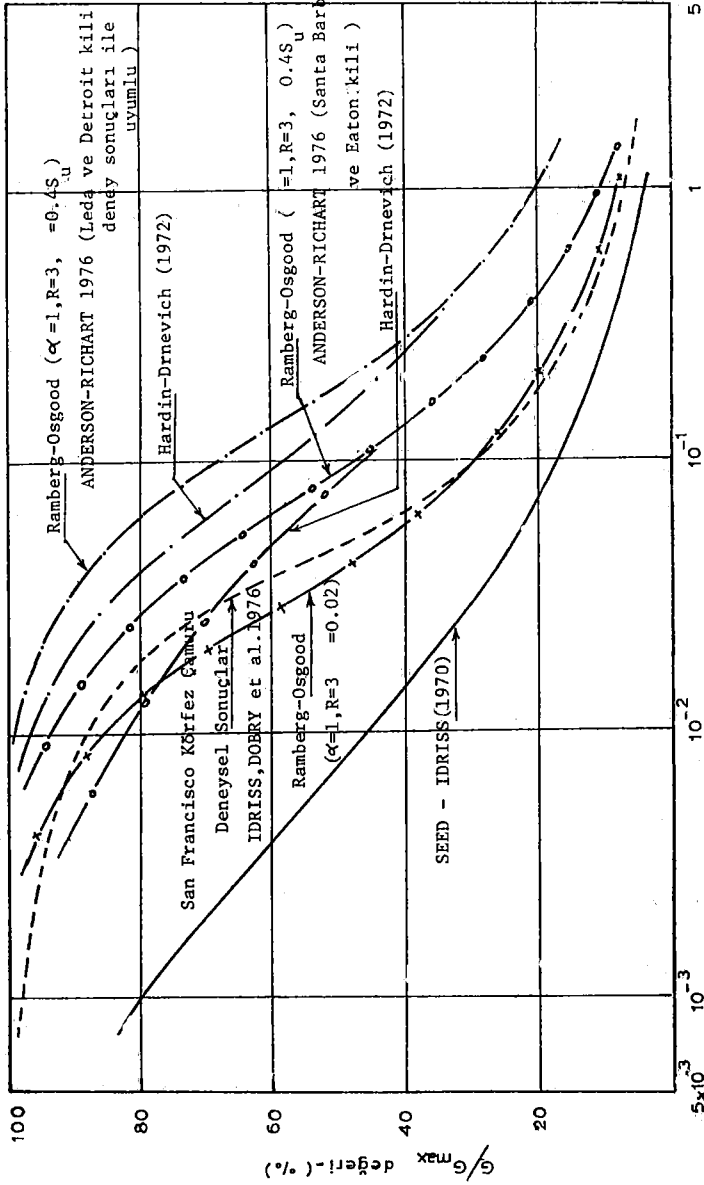
$$G_{\max} \approx 320 \frac{(3-e)^2}{1+e} (AKO)^k \sqrt{\sigma'_o} \quad (3)$$

$$\tau_{\max} = \left\{ \left[\frac{(1+K_o)}{2} \sigma'_v \sin \Phi' + c' \cos \Phi' \right]^2 - \left[\frac{(1-K_o)}{2} \sigma'_v \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (4)$$

$$\sigma'_o = \left(\frac{1+2K_o}{3} \right) \sigma'_v \quad (5)$$

σ'_v = Efektif Düşey Gerilme

Hiperbolik birim deformasyon, γ_h



Kayma birim deformasyonu - γ (%)

Şekil 2. " G / G_{max} " oranının kayma birim deformasyonu (γ) ile değişimi

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} [1 + ae^{-b(\gamma/\gamma_r)}] \quad (6)$$

$$\gamma_r = \tau_{max}/G_{max} \quad (7)$$

$$a = 1 + 0.25 \log N \quad (8)$$

N = Titreşim devir adedi

b = 1.3 (Killi zeminlere ait Katsayı)

olmaktadır.

Killi zeminler için Hardin-Drnevich tarafından tarif edildiği şekilde birim deformasyon mertebesine bağlı " G/G_{max} " değerinin, ile değişim, Şekil 2'de verilmiştir.

(b) Ramberg-Osgood Bağıntısı.

Kayma modülü, "G", ile birim deformasyon "Y" arasında Ramberg-Osgood (1943) tarafından ifade edilen non-lineer bağıntı,

$$\tau = Y \cdot \frac{1}{\frac{1}{G_{max}} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau}{G_{max} \cdot Y_r} \right|^{R-1} \right)} \quad (9)$$

şeklindedir.

Burada,

$$\tau_m = G_{max} \cdot Y_r \quad (Y_r = \text{Referans birim deformasyonu})$$

R ve α = Eğriye ait katsayılar'dır.

Bu bağıntıdan,

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_m} \right|^{R-1}} \quad (10)$$

olarak elde edilen ifade de, killi zeminler için,

$$\alpha = 1,0, R = 3,0, \tau_m = 0,4S_u \quad S_u = \text{Drenajsız kayma mukavemeti}$$

(Anderson ve Richart, 1976)

$$\alpha = 1,0, R = 3,0, Y_r = 0,02 \%$$

(Idriss, Dobry et al. 1976)

değerleri önerilmektedir.

(c) Seed-Idriss Deneysel Bağıntısı.

Artan birim deformasyon ile kayma modülündeki azalma Seed-Idriss tarafından çeşitli araştırma ve deney sonuçlarına dayanarak tanımlanmıştır (1970).

Yukarıda tanımlanan ilişkiler, karşılaştırmalı olarak Şekil 2'de gösterilmiştir. Genellikle, Seed-Idriss (1970) bağıntısının bir alt-sınır değeri olduğu ve zeminin özelliklerine bağlı olarak Hardin-Drnevich hiperbolik bağıntısı ile Ramberg-Osgood modelinin, killi zeminlerin gerilme-deformasyon bağıntıları için olumlu ve uyumlu sonuçlar verdiği görülmektedir.

KUMLU ZEMİNLERİN DEPREMLER SIRASINDA DAVRANIŞLARI

Martin, Finn, Seed (1974), Finn et al. (1976) ve diğer araştırmacılar (Seed, Castro vb), kohezyonsuz zeminlerin deprem titreşimleri sırasındaki davranışlarına ve sıvılaşma problemine esas olarak verdikleri ilişkiler kısaca aşağıda açıklanmıştır.

(a) Kumlu zeminlerde hiperbolik gerilme-deformasyon bağıntısı ve Hardin-Drnevich denklemleri geçerli olmaktadır.

(b) Titreşimlerin oluşturduğu histerisis eğrisinde yükleme ve boşalma durumları için Masing gerilme-deformasyon bağıntısı kullanılmaktadır (Şekil 1). Zemine ait "esas" gerilme-deformasyon eğrisinin hiperbolik seçilmesi halinde, "Masing" davranış denklemi, herhangi bir " γ_r ve τ_r " noktasında dönüşüm olduğu kabulüne göre,

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{G_{mt} \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right)}{1 + \frac{G_{mt}}{\tau_{mt}} \left| \frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right|} \quad (11)$$

olmaktadır. Deprem sırasında zeminde zaman ile oluşan " γ " değerlerine göre yukarıda verilen denklem ile " τ " ve buna karşılık "Kayma Modülü" ile ayrıca histerisis eğrisinden sönüm değerleri hesaplanabilmektedir.

(c) Kuru kumlarda veya drenajın mümkün olduğu daneli zeminlerde, titreşimlerin oluşturduğu kayma gerilmeleri, danelerin temas alanlarında kayma ve dolayısıyla kompaksiyon eğiliminde bir hacımsal değişim meydana getirmektedir. Titreşim sırasında kuru kumlarda oluşan bu "sertleşme-sıkılaşma" olayı, kayma modülünü arttırmakta ve sönüm azalmaktadır.

Drenajın mümkün olmadığı suya doymuş kumlu zeminlerde ise, her titreşim devri sonunda boşluk suyu basıncında ilerleyen bir artım oluşumu, kayma modülünde azalma ve sönüm oranında artım şeklinde ifade edilebilen bir "yuşuşma" olayı göstermektedir.

Suya doymuş kumlarda boşluk suyu basıncındaki artış,

$$\Delta u = \bar{E}_r \cdot \Delta \epsilon_{vd} \quad (12)$$

şeklinde ifade edilmektedir (Martin et al. 1975).

Burada, kumun σ'_v efektif gerilmesindeki tek boyutlu deformasyon modülü, \bar{E}_r ,

$$\bar{E}_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{mK_2 (\sigma'_{vo})^{n-m}} \quad (13)$$

olmaktadır. n , m ve K_2 kuma ait katsayılar ve σ'_{vo} başlangıç efektif gerilmesidir. Basit kesme halinde titreşimlerin oluşturduğu hacımsal birim deformasyon artımı,

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + C_3 \varepsilon_{vd}^2 / (\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}) \quad (14)$$

olmaktadır. Burada C_1 ile C_4 kumun dane dağılımı ve relatif sıkılığına bağlı katsayılar, ε_{vd} hacımsal birim deformasyondur.

Kuru veya drenajın olduğu kumlarda, "sertleşme" olayı Denklem (1)'da verilen G_{mt} ve τ_{mt} önceden tanımlanan G_{max} ve τ_{max} değerlerinin artışı şeklinde ifade edilebilmektedir.

$$G_{mt} = G_{max} \left[1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \varepsilon_{vd}} \right] \left[\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right] \quad (15a)$$

$$\zeta_{mt} = \zeta_{max} \left[1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \varepsilon_{vd}} \right] \left[\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right] \quad (15b)$$

Burada H_1 ile H_4 , kuma ait deneysel katsayılar, σ'_{vo} başlangıçtaki efektif gerilme, σ'_v ise "t" anındaki geçerli dinamik efektif gerilmedir. Şekil 1'de sadece \overline{AB} ve \overline{CD} , kısımlarında, yukarıda belirtilen boşluk basıncı artımı veya sertleşme düzeltmelerinin yapılması önerilmektedir.

Suya doygun kumlarda, titreşimler sırasında drenajının mümkün olması halinde, boşluk suyu basıncının azalması,

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \bar{E}_r \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \bar{E}_r \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (16)$$

şeklinde ifade edilebilmektedir. Burada "u" boşluk suyu basıncı, "k" kumun hidrolik iletkenliğidir.

Gerçekçi dinamik davranış hesabında, bu denklemin denge denklemleri ile uyum sağlayacak şekilde beraber çözümü, her "t" anı için oluşan Δu değerlerinin düzeltilmesi ve zaman ile değişen kayma modülünün dikkate alınması gerekmektedir.

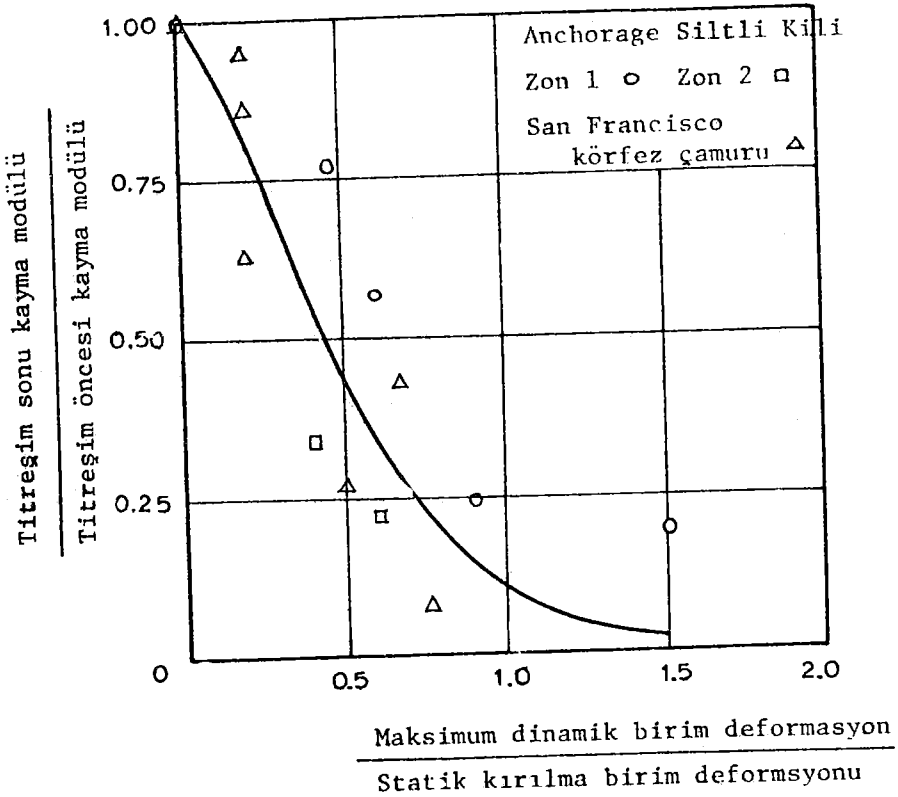
TİTREŞİM SONUNDA KAYMA MODÜLÜ

Titreşimler sırasında killi zeminlerin kayma modülü uygulanan titreşim devir adedi (N) ve süresi ile de değişmektedir. Titreşim devir adedi artıkça, kayma modülü azalmaktadır. Fikir vermek niyetiyle, değişik manyitüd'deki depremler için yaklaşık eşdeğer titreşim devir adetleri, N_{es} , (16) Tablo 1'de verilmiştir.

TABLO I. Deprem Manyitüdü ile Eşdeğer Titreşim Devir Adedi (N_{es}) ve yaklaşık Titreşim Süreleri

Manyitüd (M)	N_{es} (devir)	Titreşim Süresi (San)
5½ - 6	5	8 - 14
6 - 6½	8	14 - 20
7	12	20 - 25
7½	20	25 - 40
8	30	40 - 60

Thiers ve Seed (1968) titreşim sonundaki statik kayma modülündeki değişimi, devri (cyclic) deformasyon oranına bağlı olarak Şekil 3'de ifade etmişlerdir.



Şekil 3- Titreşim sonu kayma modülünün dinamik birim deformasyon oranı ile değişimi

(Thiers ve Seed , 1968)

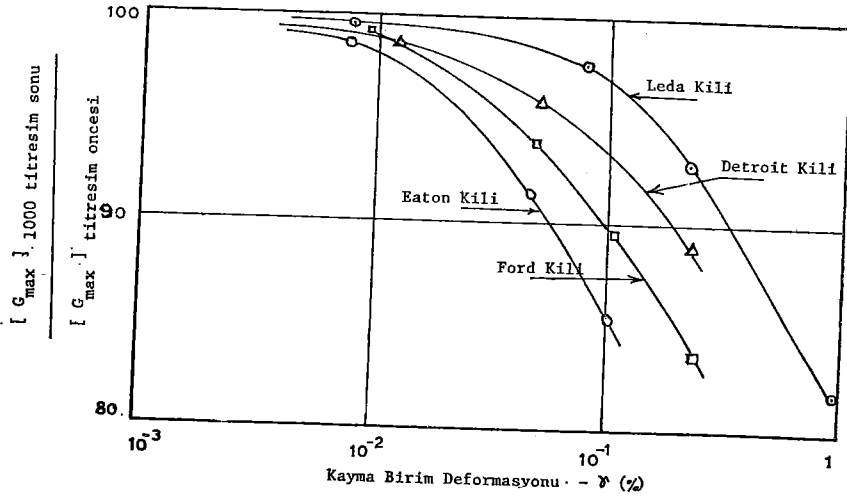
İçi boş silindirik zemin numuneleri üzerinde yüksek genlikli rezonans frekansı tekniği ile yapılan deneylere dayanarak, Anderson ve Richart, kayma modülündeki titreşim sonucu azalmayı, kayma birim deformasyonu genliğine ($\gamma\theta_z$) bağlı olarak,

$$\frac{[G_{\max}] \text{ sonra}}{[G_{\max}] \text{ önce}} = -12.6 \gamma\theta_z + 53.6 \quad (17)$$

şeklinde saptamışlardır.

Burada " G_{\max} sonra" değeri, zemine uygulanan 1000 titreşim devirinden 1.0 dakika sonra elde edilen değerdir. Şekil 4'de, Anderson ve Richart tarafından çeşitli killi zeminler üzerinde yapılan deney sonuçları toplu olarak verilmiştir.

Kohezyonlu zeminlerin titreşimlerin bitiminden sonra tekrar "uzun vadeli" mukavemet kazanmaları ve kayma modüllerinde artım göstermeleri (1), kil yapısında tiksotropik değişimlerin oluşmasına ilişkin bir olaydır. Bu hususunda killi zeminlerin uzun süreli stabilite hesaplarında dikkate alınması gereklidir.



Şekil 4. 1000 titreşim devir adedinden 1 dakika sonra ölçülen " G_{\max} " değerinin kayma birim deformasyonu ile değişimi.

(Anderson ve Richart, 1976)

SONUÇLAR

Killi zeminlerin deprem veya dalgaların etkisi altındaki davranışlarının gerçekçi olarak hesaplanmasında kayma modülündeki değişimlerin dikkate alınması zorunludur. Killi zeminlerin doğrusal olmayan (non-linear) ve titreşim süresi boyunca "esas" özellikleri de değişken olan "gerilme-deformasyon" bağlantıları, aşağıda özetlenen hususları içerdiği şekilde hesaplarda kullanılmalıdır.

(i) Killi zeminlerin kayma modülleri birim deformasyon mertebesine göre değişmektedir. Bu değişim hiperbolik, Ramberg-Osgood veya herhangi başka bir non-lineer bağıntı ile ifade edilmelidir.

(ii) Kohezyonlu zeminlerin kayma modüllerinin titreşim süresince (t) ve artan titreşim devir adedine (N) bağlı olarak azaldığı dikkate alınmalıdır.

(iii) Titreşim sonunda statik kayma modülü değerinin titreşim öncesi değere oranla azaldığı ve bu azalmanın uygulanan birim deformasyon mertebesine bağlı olarak değiştiği hususu kullanılmalıdır.

Zeminlerin dinamik davranışları saptamak gayesi ile kullanılan hesap yöntemlerinde (örneğin SHAKE) eşdeğer lineer varsayımlar (" τ_{ort} ", " γ_{ort} " ve iterasyon ile saptanan ve bütün titreşim süresince sabit " G/G_{max} " değeri, vb) yapılmaktadır. Ancak, titreşimler sırasında tekrarlı "yükleme" ve "boğalma" hallerini de hesaba katabilen ve zaman alanında da non-lineer gerilme deformasyon ilişkilerini içeren hesap yöntemleri bugün için (1977) geliştirilmiştir ve gerçekçi deprem hesabında kullanılması gerekli olmaktadır.

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. Anderson, D.G. and Richart, F.E., 1976, "Effects of Straining on Shear Modulus of Clays," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT9, 1976, pp. 975-987.
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. Brown, S.F., Lashine, A.K.F. and A.F.L., 1975, "Repeated Load Triaxial Testing of a Silty Clay," Geotechnique, Vol. 25, No. 1, pp. 95-114.
5. 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.
6. Erguvanli, A., 1975, "Kohezyonlu Zeminlerin Dinamik Özellikleri," Ph. D. Thesis, ITU, Istanbul Technical Univ.
7. Finn, W.D.L., Lee, K.W. and Martin, G.R., 1976, "An Effective Stress Model for Liquefaction," ASCE National Convention, Philadelphia, Specialty Session, Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, Preprint No. 2752, September 1976.
8. Finn, W.D.L., et al., 1976, "Dynamic Effective Stress Analysis of Sands," submitted to 9th Int. Conf. on SMFE, Tokyo, ½ July 1977.
9. Finn, W.D.L., Lee, K.W. and Martin, G.R., 1975, "Stress Strain Relations for Sand in Simple Shear," U.B.C. Dept. of Civil Eng'rg., Soil Mechanics Series No. 26.

10. 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, SM7, 1972, pp. 667-692.
11. 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.
12. Joyner, W.B. and Chen, A.T.F., 1975, "Calculation of Nonlinear Ground Response in Earthquakes," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 65, No. 5, pp. 1315-1336.
13. Kovacs, W.D. and Seed, H.B., 1971, "Dynamic Moduli and Damping Ratio for a Soft Clay," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc., ASCE, SM1, January 1971, pp. 60-75.
14. Kovacs, W.D., Seed, H.B. and Idriss, I., 1971, "Studies of Seismic Response of Clay Banks," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc., ASCE, SM2, 1971, pp. 441-455.
15. Newmark, N. and Rosenbleuth, E., 1971, "Fundamentals of Earthquake Engineering," Prentice-Hall.
16. Özaydin, K. and Erguvanli, Â., 1976, "Toprak Barajların Dinamik Hesap Yöntemleri," Bulletin of the E.Q. Eng. Institute (D.A.E.), Turkey, No. 13, Deprem Araştırma Enst. Bülteni, Yıl 3, No. 13.
17. Lee, K.L. and Focht, J.A., Jr., 1975, "Strength of Clay Subjected to Cyclic Loading," Marine Geotechnology, Vol. 1, No. 3.
18. 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.
19. Seed, H.B. and Chan, C.K., 1966, "Clay Strength Under Earthquake Loading Conditions," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 92, No. SM2, pp. 53-78.
20. Seed, H.B. and Idriss, I., 1970, "Shear Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis," Report No. EERC 70-10, December, Berkeley.
21. Streeter, V.L., Wyler, B.E. and Richart, F.E., 1974, "Soil Motion Computations by Characteristic Method," Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT3, pp. 247-263.
22. 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.
23. Thiers, G.R. and Seed, H.B., 1969, "Strength and Strees-strain Characteristics of Clays Subjected to Seismic Loading Conditions," American Society of Testing and Materials, Special Technical Materials 450, pp. 3-56.