

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
 CURSOS ABIERTOS
 XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
MODULO IV: DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES
 del 26 al 30 de junio de 1995.

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
Lunes 26	17 a 21 hrs.	Fundamentos sobre propiedades y comportamiento dinámico de suelos	Dr. Efraín Ovando Shelley
Martes 27	17 a 19 hrs.	Criterios e interacción suelo-estructura para fines de reglamentación antisísmica	Dr. Javier Aviles López
	19 a 21 hrs.	Criterios de interacción suelo-estructura para fines de reglamentación antisísmica	M.I. Luis E. Pérez Rocha
Miércoles 28	17 a 21 hrs.	Interacción dinámica suelo-estructura	M.I. Neftali Rodríguez Cuevas
Jueves 29	17 a 21 hrs.	Diseño sísmico de cimentaciones	Dr. Gabriel Auvinet Guichard
Viernes 30	17 a 21 hrs.	Diseño sísmico de cimentaciones	Dr. Gabriel Auvinet Guichard

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
 CURSOS ABIERTOS
 XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
MODULO IV: DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES
 Del 26 al 30 de junio de 1995.

F E C H A	H O R A R I O	T E M A	P R O F E S O R
Lunes 26	17 a 21 hrs.	Fundamentos sobre propiedades y comportamiento dinámico de suelos	Dr. Efraín Ovando Shelley
Martes 27	17 a 19 hrs.	Criterios e interacción suelo-estructura para fines de reglamentación antisísmica	Dr. Javier Aviles López
	19 a 21 hrs.	Criterios de interacción suelo-estructura para fines de reglamentación antisísmica	M.I. Luis E. Pérez Rocha
Miércoles 28	17 a 21 hrs.	Interacción dinámica suelo-estructura	M.I. Neftali Rodríguez Cuevas
Jueves 29	17 a 21 hrs.	Diseño sísmico de cimentaciones	Dr. Gabriel Auvinet Guichard
Viernes 30	9 a 13 hrs.	Diseño sísmico de cimentaciones	Dr. Gabriel Auvinet Guichard

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: MODULO IV: DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES
 FECHA: del 26 al 30 de junio de 1995.

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
Dr. Efraín Ovando Shelley				
Dr. Javier Aviles López				
M.I. Luis E. Pérez Rocha				
M.I. Neftali Rodríguez Cuevas				
Dr. Gabriel Auvinet Guichard				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO	

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿LE AGRADO SU ESTANCIA EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

SI	NO
----	----

SI INDICA QUE "NO" DIGA PORQUE.

2.- MEDIO A TRAVES DEL CUAL SE ENTERO DEL CURSO:

PERIODICO EXCELSIOR		FOLLETO ANUAL		GACETA UNAM		OTRO MEDIO	
PERIODICO EL UNIVERSAL		FOLLETO DEL CURSO		REVISTAS TECNICAS			

3.- ¿QUE CAMBIOS SUGERIRIA AL CURSO PARA MEJORARLO?

4.- ¿RECOMENDARIA EL CURSO A OTRA(S) PERSONA(S)?

SI		NO	
----	--	----	--

5.- ¿QUE CURSOS LE SERVIRIA QUE PROGRAMARA LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

6.- OTRAS SUGERENCIAS:



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV:
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**CLAY BEHAVIOR, GROUND RESPONSE AND SOIL-STRUCTURE INTERACTION
IN MEXICO CITY**

**EXPOSITOR:
DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY**

Clay Behavior, Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City

State of the Art Paper

by

Miguel P. Romo

Third International Conference on Recent
Advances in Geotechnical Earthquake
Engineering and Soil Dynamics

St. Louis Missouri (USA)

April, 1995

SYNOPSIS This paper focuses on the most relevant results of recent investigations carried out on the behavior of Mexico City clays under dynamic loading, on the effects of soil site conditions and on the evaluation of the dynamic soil-structure interaction phenomenon. The paper shows the impact of these studies upon foundation engineering practice in earthquake-prone regions where clayey deposits exist, and advances simple, yet accurate, procedures to develop site-dependent, building-specific input motions for the design of structures in the Valley of Mexico. It discusses recent seismic observations that clarify the origin of the long coda observed in several records obtained in the lake zone in Mexico City.

INTRODUCTION

One of the prime problems in earthquake engineering is the definition of the seismic environment to be used in the analysis and design of structures. It is now widely accepted that local site conditions may affect considerably the rock-like motions and that soil-structure interaction phenomena may, in turn, alter the free field ground motions. The most spectacular cases of soil amplification and soil-structure interaction effects, during recent times, have been observed in Mexico City during the 1985 and more recent events. This paper centers mainly on the problem of developing appropriate seismic input motions for the analysis of existing buildings and the design of new structures in the Valley of Mexico. Emphasis is put on buildings located within the clayey soil deposits. The procedures developed to compute site-dependent, building-specific seismic environments for analysis purposes are included and discussed in the paper. It is shown that if soil behavior modeling is properly accounted for, the proposed approaches are capable of reproducing both free field and building base seismic motions.

DYNAMIC BEHAVIOR OF MEXICO CITY CLAYS

Clays usually exhibit a nonlinear behavior within a broad range of strains. For low strains (i.e. $\gamma \leq 10^{-4}\%$) clays behave as a viscoelastic material. The stiffness and strength of clayey materials become stress dependent for strains exceeding values of $10^{-2}\%$, although there are clays that show this dependency only for strains above $10^{-1}\%$, depending on their plasticity index, I_p , and their relative consistency, I_r . From experimental studies carried out for Mexico City clay and other more consistent clays it has been observed that these two index properties are key parameters in the behavior of clayey materials (Romo, 1990, 1991; Romo and Ovando, 1993).

Low-Strain Shear Modulus

It has been broadly accepted that the low strain shear modulus of clayey materials may be obtained in the laboratory from resonant column tests and in the field from shear wave propagation procedures. It has also been recognized that shear moduli evaluated by these two alternatives may yield different results mainly because of aging effects and remolding that may be induced by retrieval and handling of soil samples (Harding and Drnevich, 1972; Afifi and Woods, 1971; Anderson and Richart, 1976; Anderson and Sotokoe, 1978). The study results reported below show that for highly plastic clays the differences between laboratory and field determinations are less significant than those reported by other researchers.

Results from resonant column tests on samples retrieved from different sites and depths are presented in figure 1. The characteristics of the soils tested as well as the testing conditions are included in Table I.

The results of figure 1 show that the maximum shear modulus, G_{\max} , is a function of the effective consolidation stress, σ'_c , of the plasticity index, I_p , and the relative consistency, I_r .

$\left(I_r = \frac{\omega_L - \omega_n}{I_p} ; \omega_L = \text{liquid limit}, \omega_n = \text{natural water content.} \right)$ From least square regression

studies the following analytic expression has been obtained (Romo and Ovando, 1994)

Table I. Soils characteristics and testing conditions

Symbol/ Sample	Depth (m)	ω_L (%)	ω_p (%)	I_p (%)	ω_n (%)	I_r	G_w (%)	γ_s (gr/cm ³)	e_i	Ss	σ'_c (kg/cm ²)	
×	1	18.50	198.50	48.80	149.70	155.00	0.290	1.10	1.262	4.24	2.70	1.0
×	2	8.20	293.00	73.00	220.00	266.00	0.123	1.01	1.198	6.04	2.32	1.0
▼	3	18.50	198.50	48.80	149.70	155.00	0.290	1.01	1.251	4.31	2.70	0.3
☆	4	14.20	245.00	98.00	147.00	221.80	0.163	1.02	1.210	6.20	2.76	1.0
☆	5	14.20	245.00	98.00	147.00	221.80	0.163	1.02	1.210	6.20	2.76	2.0
☆	6	14.20	245.00	98.00	147.00	221.80	0.163	1.02	1.186	6.20	2.76	1.5
☆	7	14.20	245.00	98.00	147.00	221.80	0.163	0.90	1.248	5.99	2.76	0.3
☆	8	14.20	245.00	98.00	147.00	221.80	0.163	0.90	1.453	5.99	2.76	1.2
●	9	11.40	257.00	77.00	180.00	210.00	0.269	0.98	1.195	5.43	2.53	1.0
■	10	19.10	245.00	95.00	150.00	226.00	0.133	0.84	1.163	5.97	2.64	1.0
★	11	17.90	156.50	64.70	91.80	154.48	0.022	1.03	1.267	4.00	2.58	1.0
●	12	8.73	322.50	86.60	232.90	360.20	-0.162	1.02	1.128	9.22	2.56	3.5
●	13	8.73	322.50	89.60	232.90	366.00	-0.188	1.09	1.158	9.37	2.56	1.5
+	14	17.30	345.60	108.00	237.60	328.60	0.072	1.04	1.158	9.18	2.79	3.5
✱	15	17.50	272.00	81.90	190.10	234.30	0.198	0.99	1.214	6.41	2.74	1.5
▲	16	17.50	272.00	81.90	190.10	230.20	0.219	1.08	1.195	6.30	2.74	0.7
◆	17	24.50	281.90	94.11	187.79	288.06	-0.033	0.98	1.185	7.92	2.75	2.0
+	18	24.50	281.90	94.11	187.79	272.68	0.049	1.10	1.163	7.51	2.75	1.5
+	19	24.50	281.90	94.11	187.79	272.68	0.049	1.10	1.163	7.03	2.75	2.0
+	20	24.50	281.90	94.11	187.79	272.68	0.049	1.10	1.163	6.47	2.75	3.0
+	21	40.14	252.50	65.37	187.13	156.53	0.513	1.02	1.286	4.16	2.66	1.0
+	22	40.14	252.50	65.37	187.13	156.53	0.513	1.02	1.286	4.08	2.66	2.4
+	23	40.14	252.50	65.37	187.13	156.56	0.513	1.02	1.286	4.02	2.66	0.5

$$G_{max} = 122 p_a \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0.82} \quad (1)$$

where p_a is a constant with stress units to define the G_{max} units (i.e. 1kg/cm²; 10t/m²), the other parameters were defined previously. Equation (1) is valid for $(I_p - I_r)$ positive, where I_p is in decimals (i.e. $I_p = 0.95$, instead of 95%).

Figure 1 compares the experimental results with the values computed using equation 1. The approximation is very good, showing that this analytical expression may be used reliably to estimate maximum shear modulus of soft clays. It should be mentioned that all samples included in the study were normally or slightly overconsolidated. One would expect that for highly overconsolidated clays an additional parameter multiplying the right hand side of equation (1) of the type R^α should be included (R =overconsolidation ratio; α =volumetric strain ratio parameter of the Critical State theory). It is worth mentioning that most clays in Mexico City are normally or slightly overconsolidated ($R < 3$) thus the consideration of the effect of R has relatively low impact in practical applications.

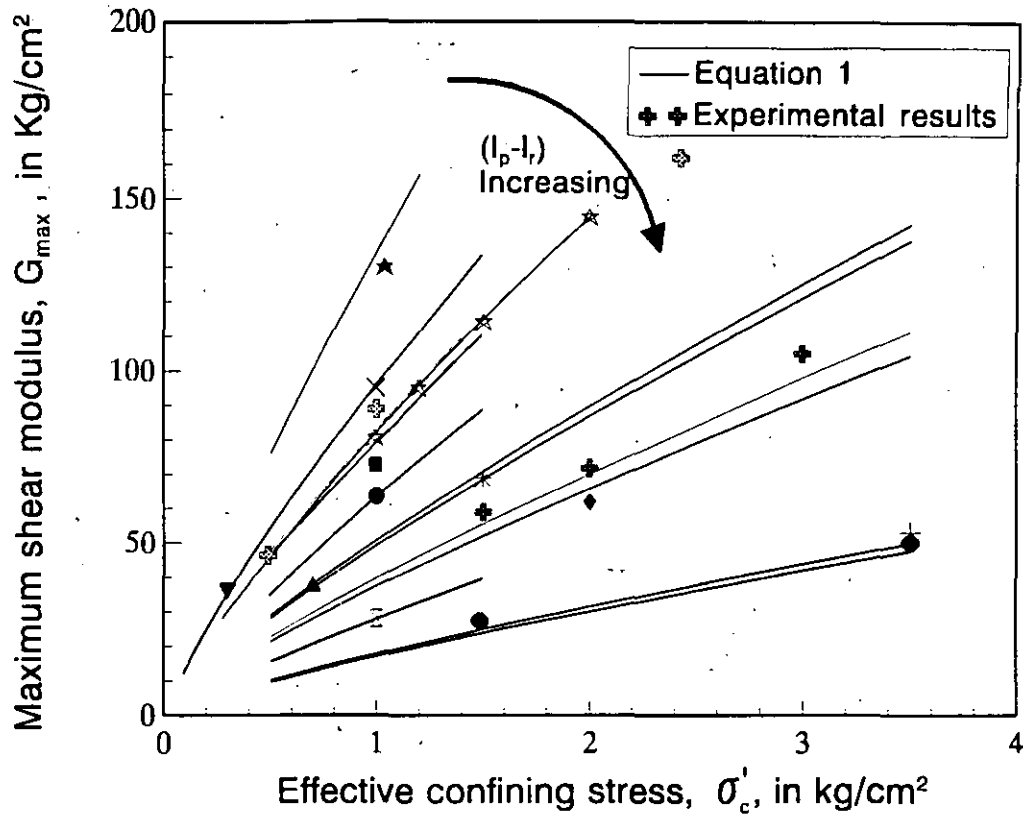


Figure 1. Effect of σ'_c and $(I_p - I_r)$ on maximum shear modulus

After the 1985 seismic events shear wave velocities were measured in a number of sites using both down hole and suspension P-S logging procedures. At same sites CPT tests were also carried out with the purpose of studying possible correlations between shear wave velocities and resistance cone penetration values. In figure 2 a typical result from these investigations is depicted. It is seen that the velocity profile resembles the cone penetration profiles indicating that these two quantities are susceptible of being correlated.

Using expansion cavity theory coupled with a hyperbolic model for clay stress-strain representation, Ovando and Romo (1991) developed analytical expressions that allow the evaluation of shear wave velocities, V_s , from cone penetration resistances, q_c . For the clayey and silty sand materials found in Mexico City the equation they propose is

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_k \gamma_s}} \quad (2)$$

where η and N_k are parameters that depend on the soil type. The values for Mexico City soils are given in Table II. In equation (2); V_s is in m/sec, q_c in ton/m² and γ_s , the saturated unit weight, in ton/m³.

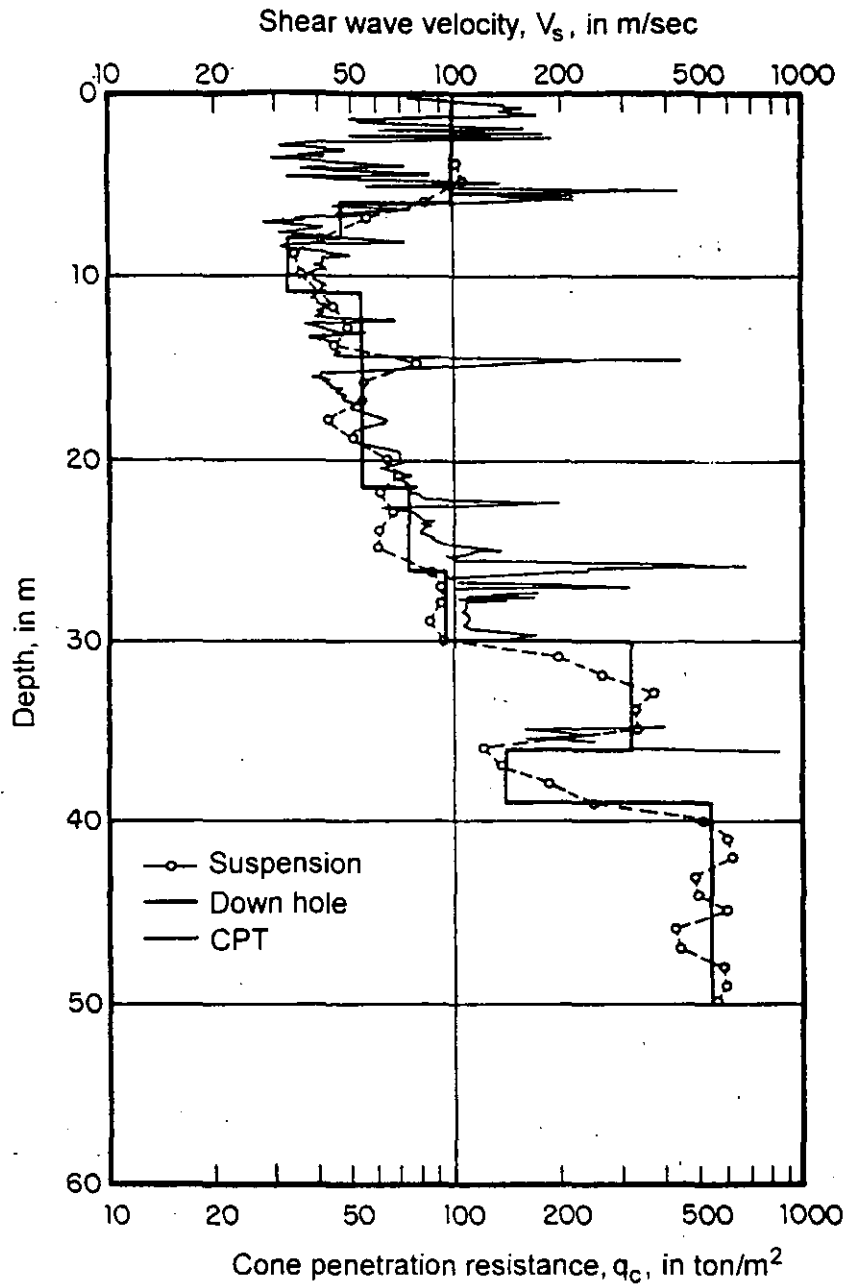


Figure 2. Velocity and CPT profiles in the lake zone of Mexico City

Large-Strain Shear Modulus

The effects of strains, γ , and confining effective stresses, σ'_c , on shear modulus are depicted in figure 3, and in figure 4 are shown the corresponding G/G_{\max} - γ curves. The results of figures 3 and 4 show that Mexico City clays have a nearly linearly elastic behavior up to shear strains values that vary from about 0.2 to 0.5% depending on the value of the parameter (I_p - I_c). This finding is slightly different from that reported previously in the sense that both the shape of the G/G_{\max} - γ curves and the magnitude of the threshold strain were believed to be affected only by the plasticity index (Dobry and Vucetic, 1987; Romo and Taboada, 1988).

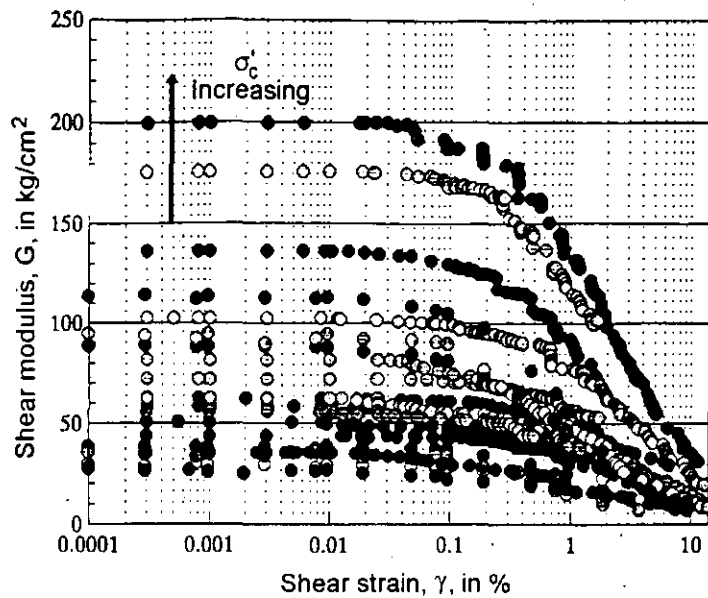


Figure 3. Effect of confining stress on shear modulus-shear strain curves

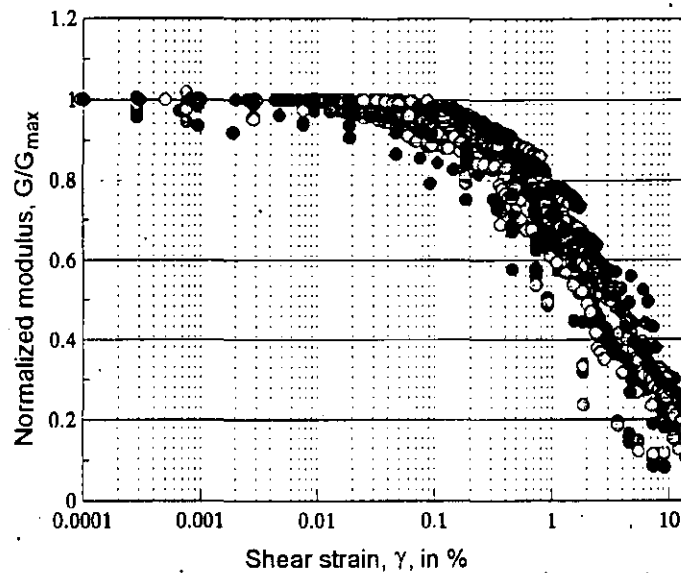


Figure 4. Normalized shear modulus curves

It is well known that the plasticity index is related to the initial microstructure of the clay, which is basically dominated by compositional factors such as mineralogy, particle size and shape, pore water chemistry and depositional medium (water, ice, air). However, the initial soil microstructure varies through time due to chemical and physical processes. While the former may also modify the plasticity characteristics of the clay the latter usually induces no appreciable changes to the initial plasticity index of the clay. Accordingly, the introduction of I_p is an attempt to take into account in a simple fashion any modifications the initial microstructure of the soil might have undergone since its formation by physical processes (Romo and Ovando, 1993; Romo and Ovando, 1994).

Table II. Parameter values of equation (2)

Soil type	N_{kh} values			η values
	maximum	mean	minimum	
Clays from Texcoco Lake	14.0	9.5	6.7	23.33
Clays from Xochimilco-Chalco Lake	14.0	9.9	7.0	26.40
Silty-sands of the hard layers in the Valley of Mexico	16.0	11.1	8.0	40.00

The results of figures 3 and 4 may be modeled using a Masing type model given by the following expression (Romo, 1990)

$$G = G_{max}(1 - H(\gamma)) \quad (3)$$

where

$$H = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^{A'}$$

and

$$A' = A + I_r$$

here G is the shear modulus for any shear strain, γ ; G_{max} is the low shear strain modulus; γ_r , A and B are soil parameters that are plasticity index dependent. The values of these three parameters are given in figures 5 to 7.

The accuracy of equation (3) has been proven to be very good for the soils found within the Valley of Mexico (for range of soil types see Table II). As an example, comparisons between equation (3) and the experimental results are shown in figure 8.

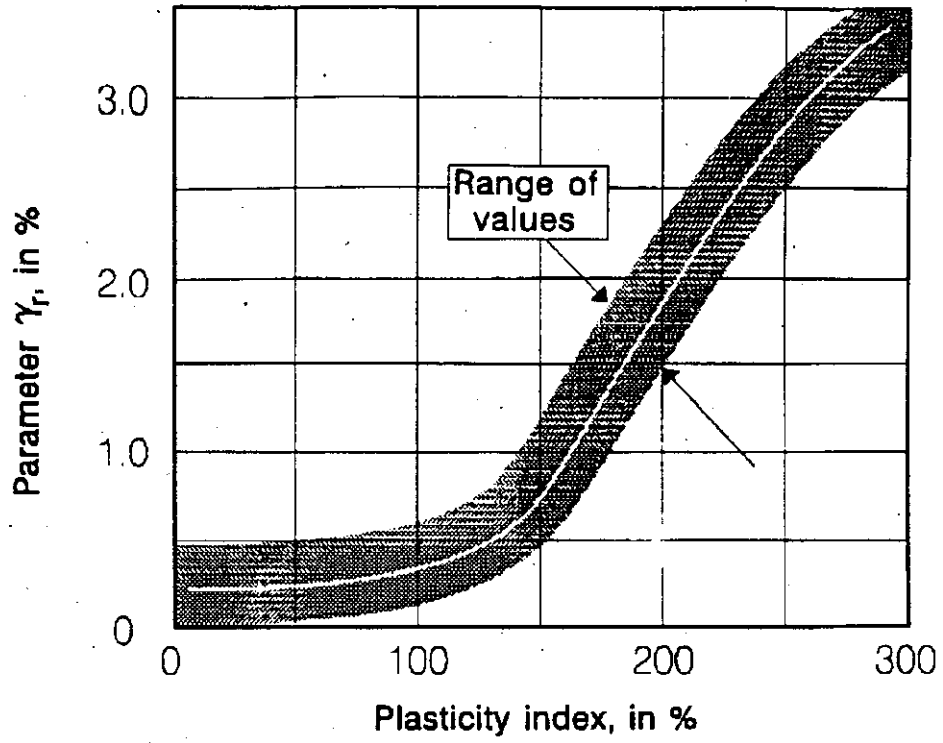


Figure 5. Effect of I_p on parameter γ_r of equation 3

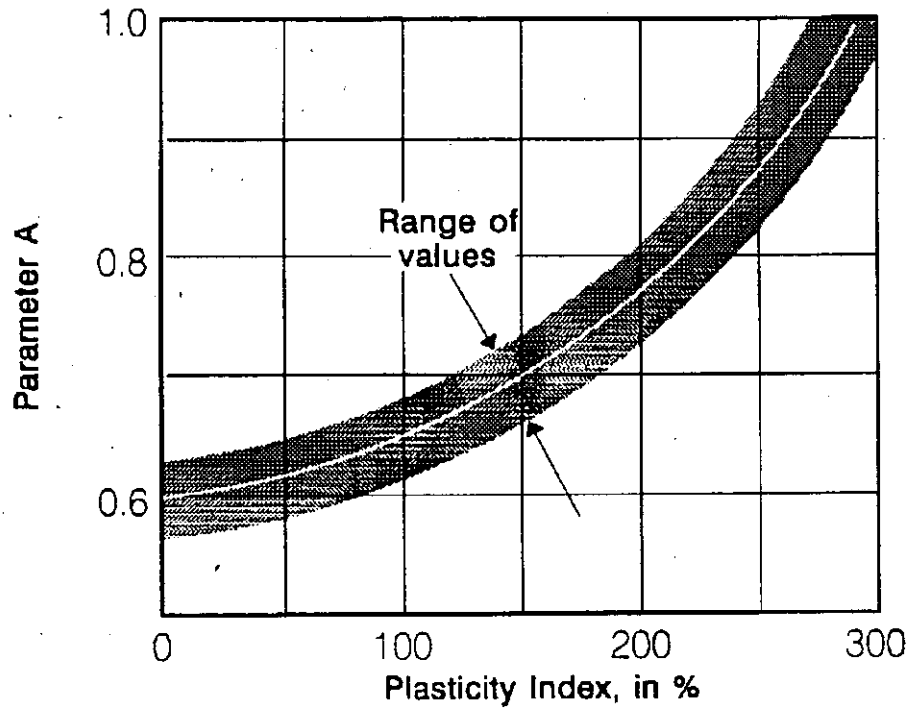


Figure 6. Effect of I_p on parameter A of equation 3

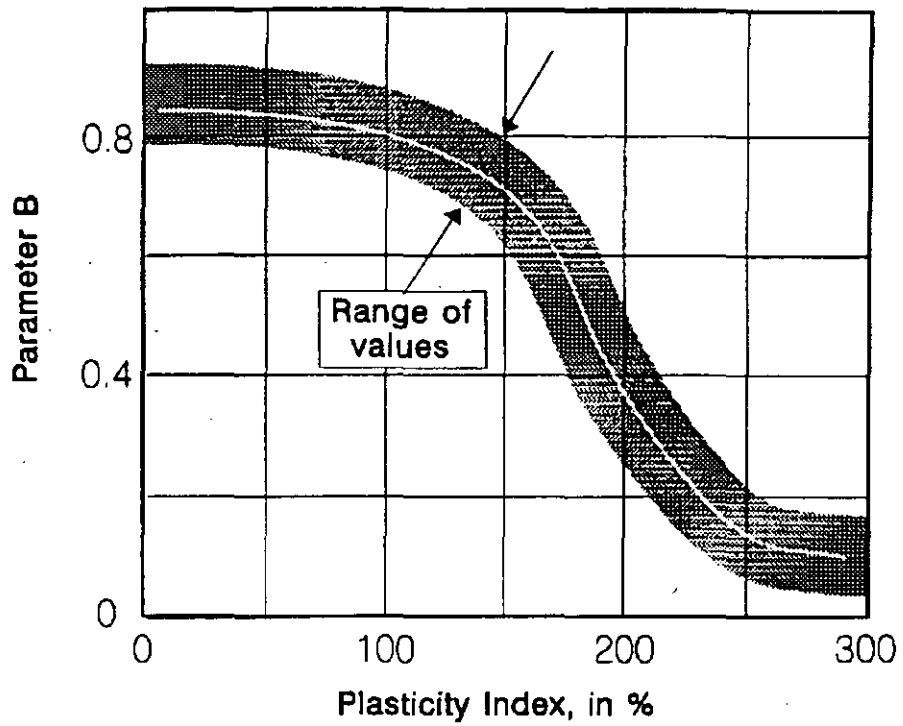


Figure 7. Effect of I_p on parameter B of equation 3

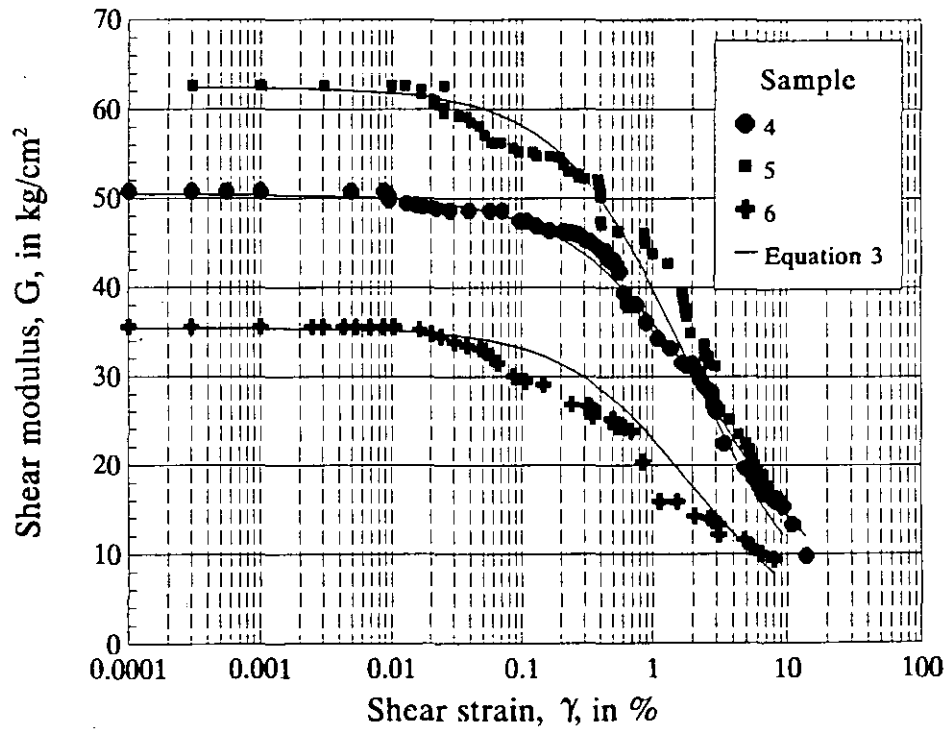


Figure 8. Comparison between experimental results and equation 3

Shear Modulus Degradation by Fatigue

Soils fatigue develops mainly because of the cyclic shear distortions caused by seismic loading at microstructural level. The importance of this phenomenon depends on a number of factors such as type and state of soil, effective confining stresses, magnitude of cyclic shear stresses and number of times the cyclic stress is applied. Degradation rate is increased when pore water pressures develop during cyclic loading. For soils where dynamic pore water pressures are negligible the fatigue phenomenon is of little importance except when the cyclic shear stress (plus the sustained, static, shear stress) is similar to the soil undrained shear strength. Such is the case of clays with high (larger than 150%) plasticity indices. Some examples of the variation of G as a function of the number of cycles, N , are shown in figure 9, where it is seen that the degradation rate is negligible even for total shear stress (cyclic plus static) values close to soil shear strength.

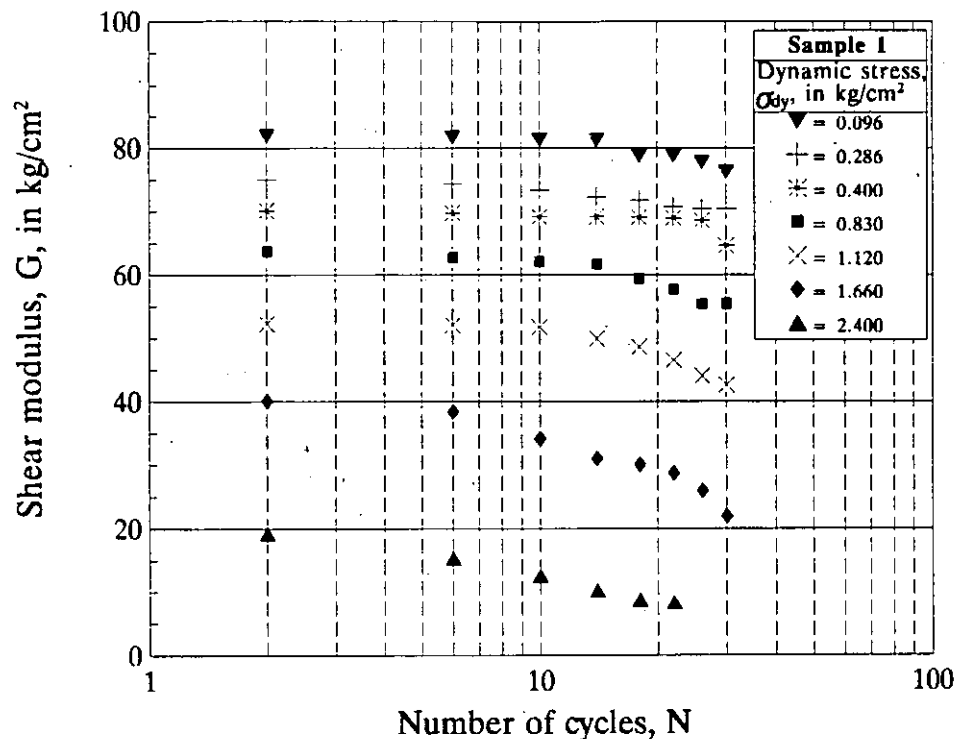


Figure 9. Shear modulus degradation by fatigue

The effect of fatigue may be evaluated using the relation proposed by Idriss et al (1978)

$$G_N = G_0 N^{-t} \quad (4)$$

where G_N is the shear modulus for load cycle N , G_0 is the initial shear modulus, N is the number of cycles and t is the degradation parameter.

There exists a bulk of experimental information showing that the degradation parameter depends on the magnitude of the cyclic strain, the stress path followed in sample consolidation and over consolidation ratio (Romo, 1991; Dobry and Vucetic, 1987). For the normally consolidated clays found (within Texcoco Lake in Mexico City), the parameter t varies with cyclic shear strain according to the following approximate relations (Romo, 1991):

$$t = \frac{2}{1 + \nu} (0.0299)\gamma ; \text{ for anisotropic consolidation and } \gamma < 2\%$$

$$t = \frac{2}{1+\nu} (0.0122)\gamma ; \text{ for isotropic consolidation and } \gamma < 6\%$$

where ν is the Poisson ratio.

The above results seem to indicate that anisotropically consolidated soil samples are less susceptible to the fatigue phenomenon (rate of degradation is lower). This is understandable since the shear stresses induced during the consolidation stage modify more significantly (than isotropic stresses) the microstructure leading to a somewhat more stable soil structure; furthermore, the reversal of cyclic shear stresses on the potential failure plane may be precluded by the initial static shear stress, thus decreasing the damaging effects on soil stiffness.

Damping Ratio

Following Harding and Drnevich (1972) it may be shown that for viscoelastic materials and assuming a Masing-type behavior, the damping ratio, λ , is related to shear modulus by the next equation

$$\lambda = \lambda_{\max} (1 - G/G_{\max}) \quad (6)$$

where λ_{\max} is defined as the maximum value of λ that the soil may attain before reaching failure under dynamic loading. From a large amount of laboratory testing results (see figure 10) it has been found that λ_{\max} is for all practical purposes equal to 13% for Mexico City clays. This value is much lower than the values reported for other clays (range between 20 and 26%) with lower plasticity indices, indicating the dependence of λ_{\max} on I_p (and presumably I_r).

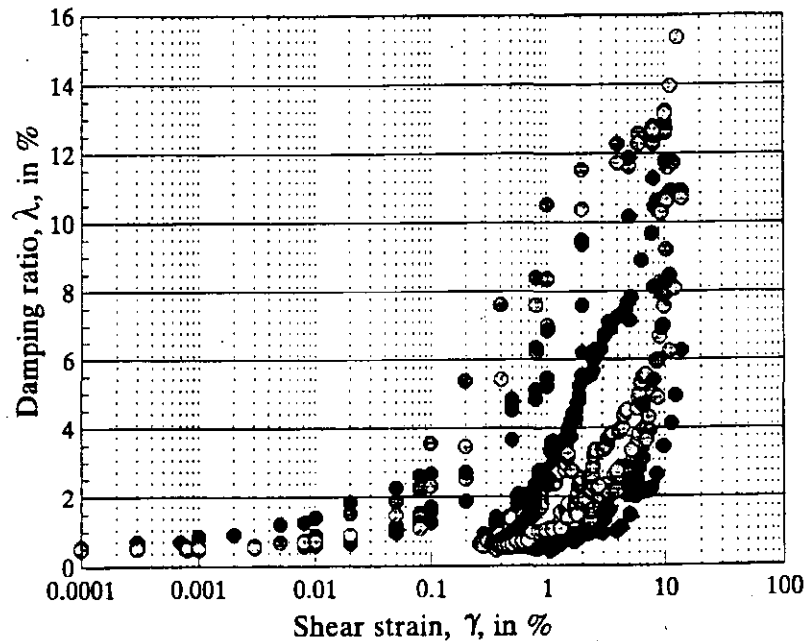


Figure 10. Damping ratio curves

Replacing equation (3) in equation (6) and using a lower boundary value for λ , (i.e. λ_{\min}) the following relationship has been found to represent adequately the variation of λ with shear strains

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min}) (H(\gamma)) + \lambda_{\min} \quad (7)$$

The results obtained from numerous laboratory tests show that a value of 0.5% for λ_{\min} is appropriate for Mexico City clays (see figure 10). It should be noted that this value is significantly lower than the values reported for other clays (range between 3 and 6%).

Stress-Strain Behavior

As indicated in figure 11, when a soil specimen is subjected to cyclic loading it undergoes a transient cyclic deformation and after a number of load applications the sample accumulates permanent deformations. For a given soil, the former basically depends on the magnitude of the cyclic stress and the latter on the cyclic stress magnitude and loading duration.

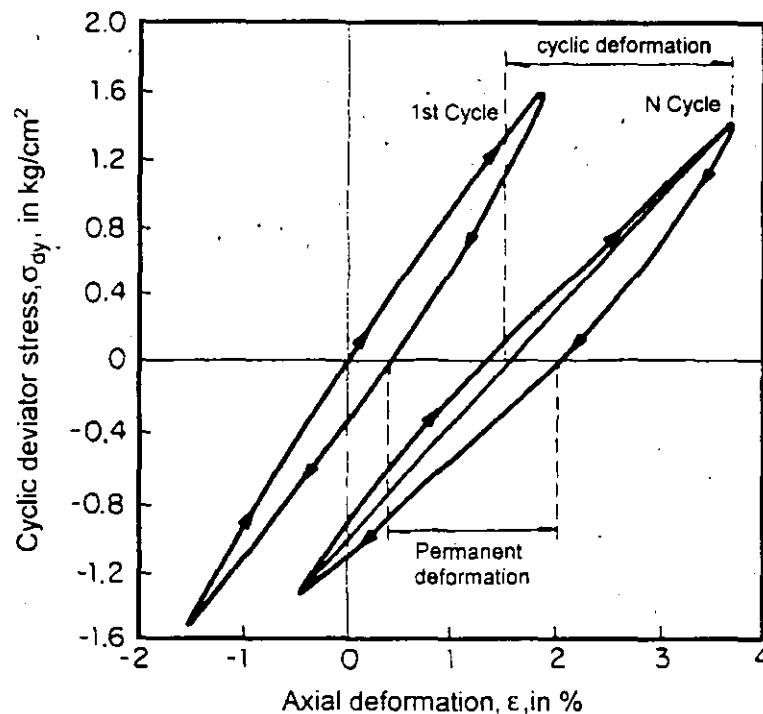


Figure 11. Dynamic strain components

Test results gathered throughout the years have pointed out that these two types of deformation may be correlated. A correlation between cyclic and permanent strains is depicted in figure 12 for a typical clay sample ($I_p = 250\%$) of Mexico City. These curves show a distinctive strain value where the rate of permanent deformations increases indicating the existence of a threshold of cyclic strains beyond which permanent (plastic) deformations accumulate faster. According to the results of figure 12 the critical axial strain is about 3% (the corresponding shear strain is $\gamma = 0.75 (3\%) = 2.25\%$). This threshold strain is one order of magnitude higher than the critical strain defined previously as boundary between linear and nonlinear clay behavior. This difference between both thresholds seems to indicate that eventhough the clay behaves as a

nonlinear material the plastic permanent deformations remain negligible until a cyclic shear deformation of the order of 2.25% is reached. This implies that in the case of highly plastic clays (like Mexico City's) permanent deformations will develop significantly only when the soil is close to failure under dynamic loading. Such behavior is manifested in figure 13 where a typical total stress-permanent strain is plotted. The results show that permanent deformations (axial deformations) accumulate only when the total shear stress (cyclic plus static) exceeds the strength of the clay. They also point out at the test that the dynamic strength is higher than the static strength (S_u). In the case of the saturated clays of Mexico City the dynamic strength may be about 60% higher than the static undrained strength.

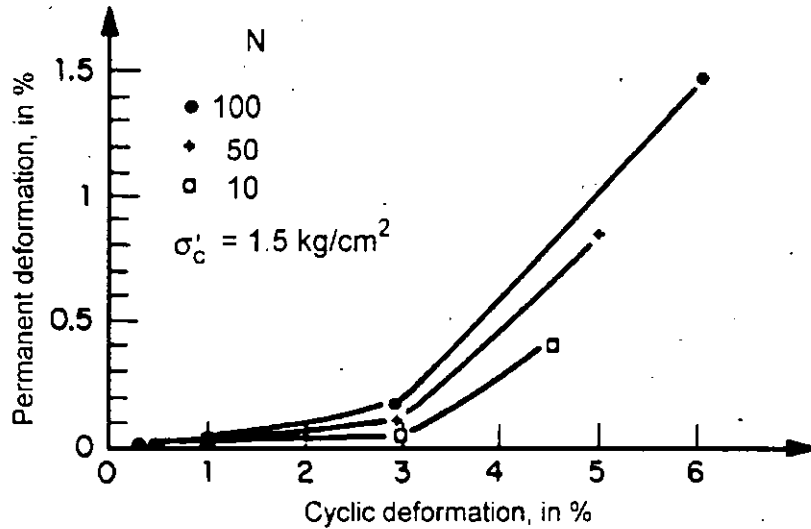


Figure 12. Effect of cyclic deformation on permanent deformation

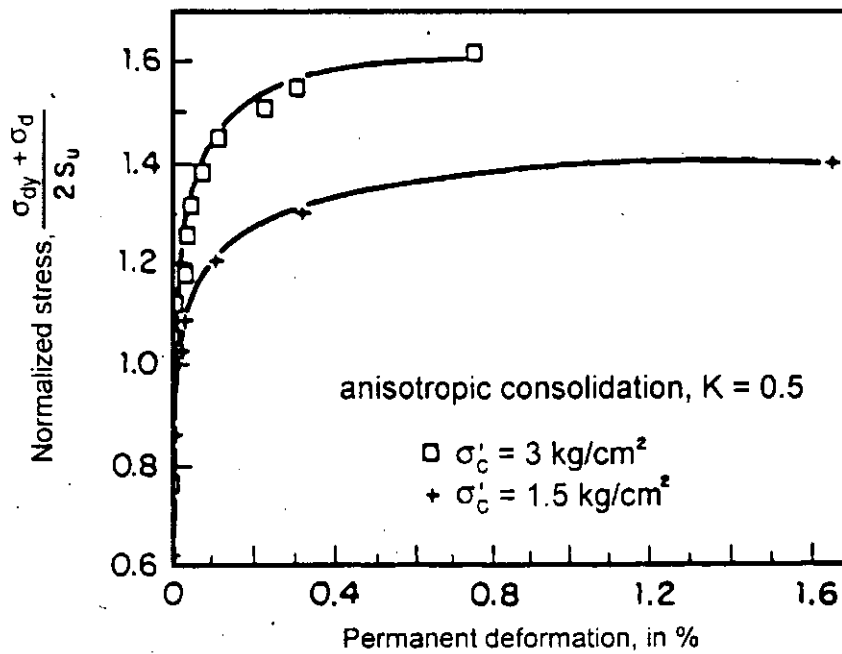


Figure 13. Dynamic stress-plastic deformation relationship

Pore Water Pressure

Results of cyclic triaxial tests on clay samples ($I_p > 250\%$) consistently show that the dynamic pore water pressure developed is very small even near sample failure (Romo, 1991). The maximum pore water pressures recorded during cyclic loading (and after a 48-hour rest period) do not exceed $0.30(\sigma'_v)$. These results are reasonable considering the fact that plastic deformations do develop only until large (2%) cyclic shear strains are induced in the clay sample, which means that microstructural permanent distortions are not significant within a very broad range of cyclic shear strains. Since these permanent distortions are the main cause of pore water pressure generation then it is understandable why Mexico City clays develop very low pore water pressures under dynamic loading. These results seem to indicate that the amount of dynamic pore water pressure that a given clay may develop depends on its plasticity index (and presumably I_p). This is an aspect that should be pursued thoroughly in view of the results reported for other clays ($I_p < 60\%$) where large pore water pressures accumulate during cyclic loading.

FREE FIELD RESPONSE STUDIES

From a geotechnical point of view, Mexico City has been divided in three regions (see figure 14): a) the lake zone, which consists of a 20 to more than 100m deposit of highly compressible, high water content clay underlain by the so-called deep deposits formed by very stiff layers of cemented silty sands (see figure 2), b) the hill zone formed by volcanic tuffs and lava flows and c) the transition zone composed by erratic stratifications of alluvial sandy and silty layers interlaced with clay layers. Extensive field studies have shown that the hard deep deposits underlay the aluvial compressible deposits in most of the basin of Texcoco Lake and outcrop towards the west side of the hill zone (Romo, 1987).

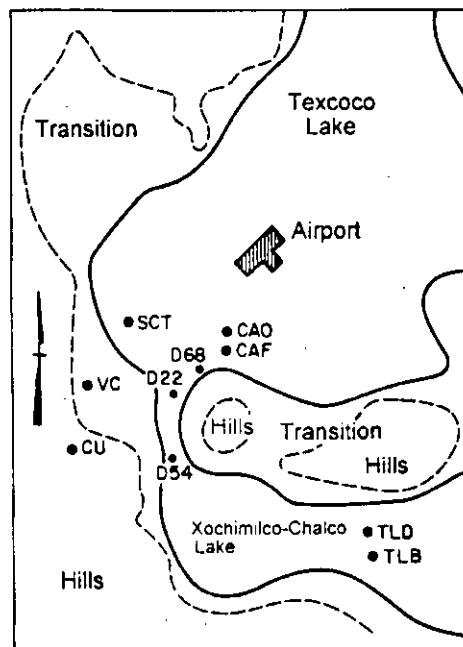


Figure 14. Mexico City geotechnical zoning

Local site effects on ground motions have been recognized since the beginning of seismology (Reid, 1910; Gutenberg, 1957; Rosenblueth, 1952); however, it was until the 1985 seismic events that the influence of local soil conditions was so dramatically evidenced since even within the same clay deposits, relatively small variations in their thicknesses was sufficient to modify significantly the surface ground motions. An example of their variability is shown in figure 15 where the response spectra of motions recorded at different sites during the 1985 seismic events and their corresponding shear wave velocity profiles are plotted. (Location of these sites is indicated in figure 14.)

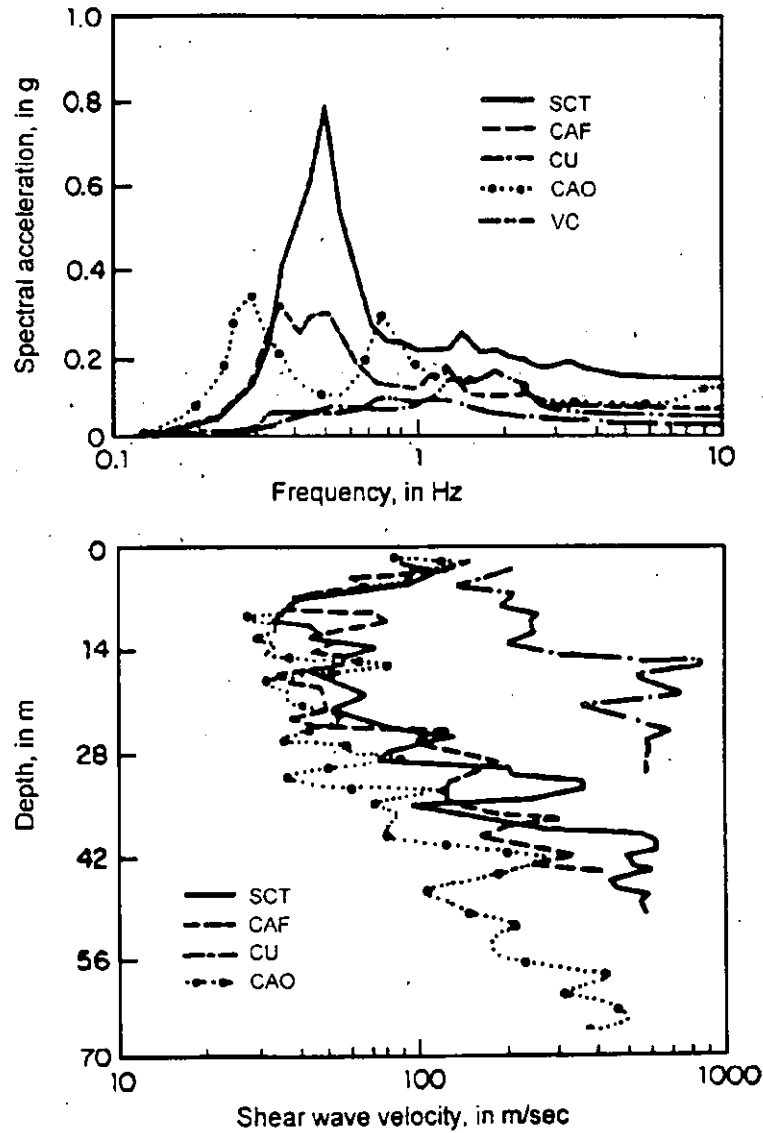


Figure 15. Ground motion variations and velocity profiles

The velocity profiles show that the shear wave velocities in the clay are as low as 30m/sec and in the deep deposits are higher than 600m/sec. The information included in this figure clearly shows that relatively small variations in velocity values and in depths to the deep deposits

significantly affect the ground motions in the lake zone. Accordingly, failure to properly characterize the clay deposits may lead to erroneous definitions of the seismic environment for designing buildings in the lake zone. It is important to stress the fact that the motions on firm ground (CU site) may be amplified some 13 times (for 5% damping spectral accelerations, for lower dampings the amplification is even larger) by the clay deposits (SCT site) for periods in the range of 2.0 seconds. These drastic amplifications have no parallel in any part of the world to the author's knowledge. These unprecedented amplifications have their origin in the dynamic properties of the clayey materials found in Mexico City. Namely, nearly linear elastic behavior up to large shear strains (1%) and extremely low damping ratios (3 to 5%) for these shear strain levels.

An additional aspect of relevance in foundation engineering is the vertical variation of motions from the deep deposits up to the ground surface. The spectra included in figure 16 correspond to motions recorded by a vertical array of accelerographs at three depths in the lake zone. As it would be expected for a deposit where the soil stiffness increases with depth, the intensity of the ground motions grows toward the ground surface. It is important to note that motions are amplified more in the upper 30m of the stratigraphy than in the deeper 72m. The maximum amplification occurs at the soil deposit natural period (2.3sec) and is about 12 times, which is similar to the maximum amplification between CU and SCT sites (see figure 15).

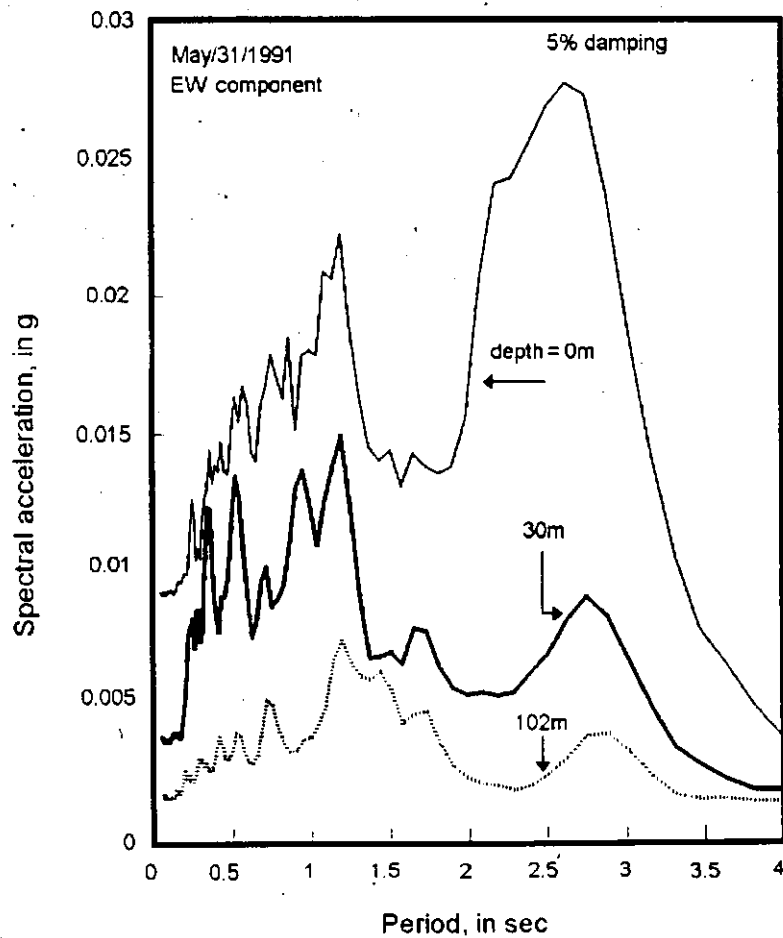


Figure 16. Ground motion variation with depth

Having in mind the above observations, it would seem to be a good engineering practice to define site-specific spectra for the seismic design (or retrofiting) of buildings placed within the lake and transition zones. To accomplish this objective it is necessary to have available procedures to compute the response of stratified soil deposits. There exists a number of analytical methods that can perform the necessary tasks to evaluate ground seismic response analyses. Any procedure that proves to be reliable could be used for this purpose.

After the seismic events of 1985 struck Mexico City, a number of analytical procedures have been used to explain the observations made during these and more recent events. Early studies focused on one dimensional models. The degree of approximation with which these procedures reproduce the motions recorded at different sites and due to various earthquakes, ranges from good to excellent as may be observed in figures 17 to 20 (Romo, 1991). Similar approximations have been obtained at some 50 sites located both in the lake and transition zones (at present time there are in use about 110 strong motion recording stations scattered throughout the Valley of Mexico). The particular features of the procedure used to compute the responses included in these figures are as follows. The input motion is assigned at an outcrop (for the cases shown, CU site), in terms of acceleration response spectra. Because of the stiffness characteristics at CU (see figure 15) the input spectrum is deconvolved down to a layer with similar shear wave velocity to that of the deep deposits, so that the site effects are removed from the recorded motions at CU. Then, this computed motion is used as input (within the site stratigraphy) at a layer that has the deep deposits stiffness characteristics, that in turn are considered as the halfspace on which the soil stratigraphy rests (see figure 21). The soil deposit is idealized as a horizontally stratified one dimensional model where SH waves with any incidence angle are considered. The analytical procedure is based on the Thomson-Haskell approach and makes use of random vibration and extreme value theories to solve the problem. An equivalent (piece-wise continuous) approximation is used to account for the nonlinear response of the clays, according to the procedures to model clay dynamic behavior discussed previously. A more detailed discussion of the analytical method is presented elsewhere (Bárcena and Romo, 1994).

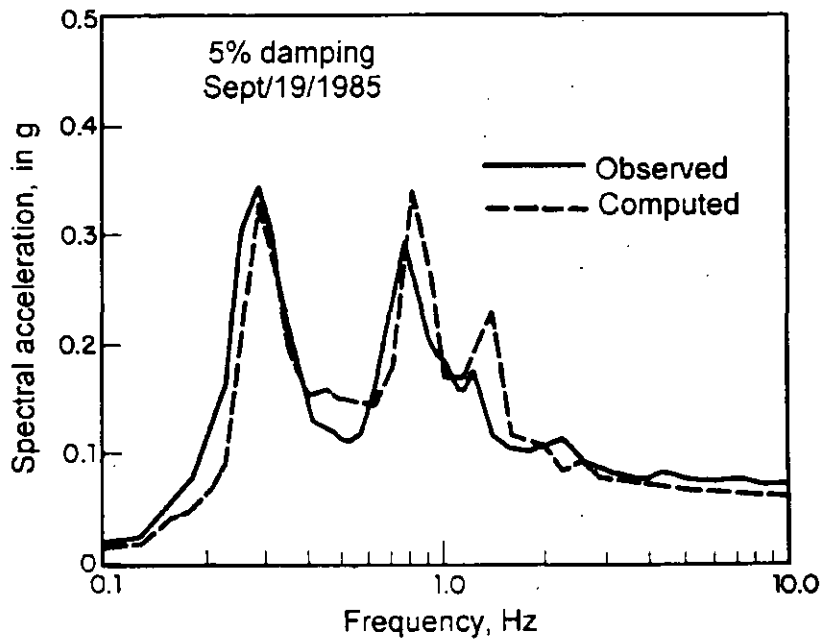


Figure 17. Response spectra at CAO site. Lake zone

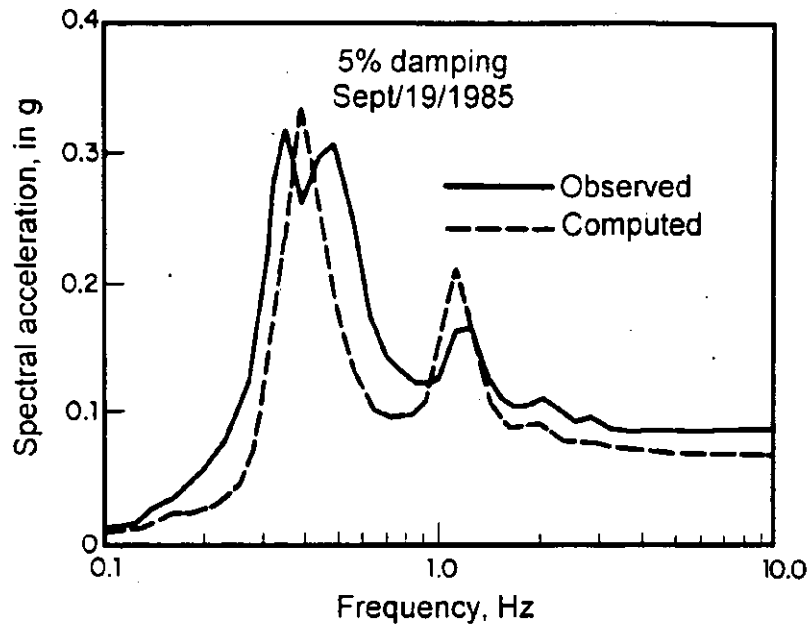


Figure 18. Response spectra at CAF site. Lake zone

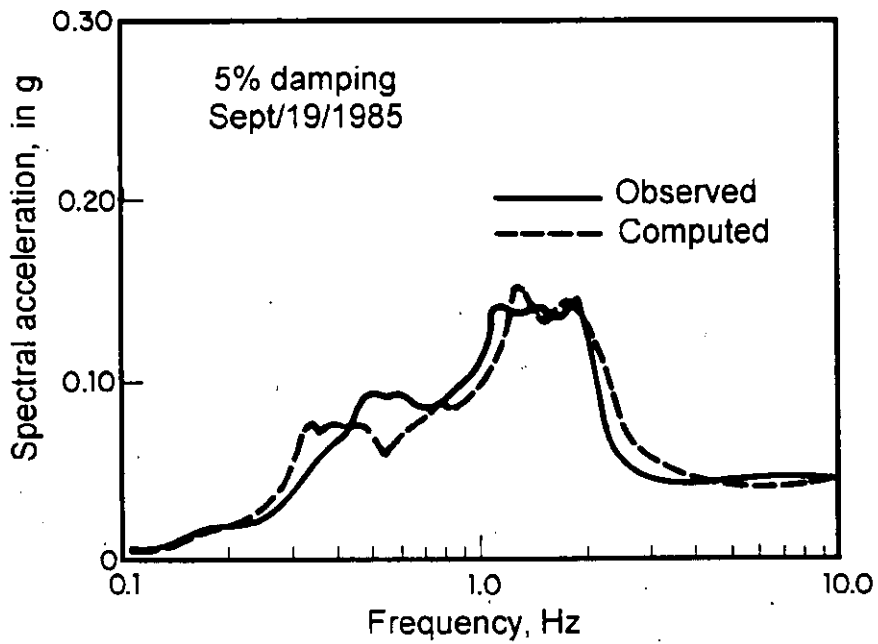


Figure 19. Response spectra at VC. Transition zone

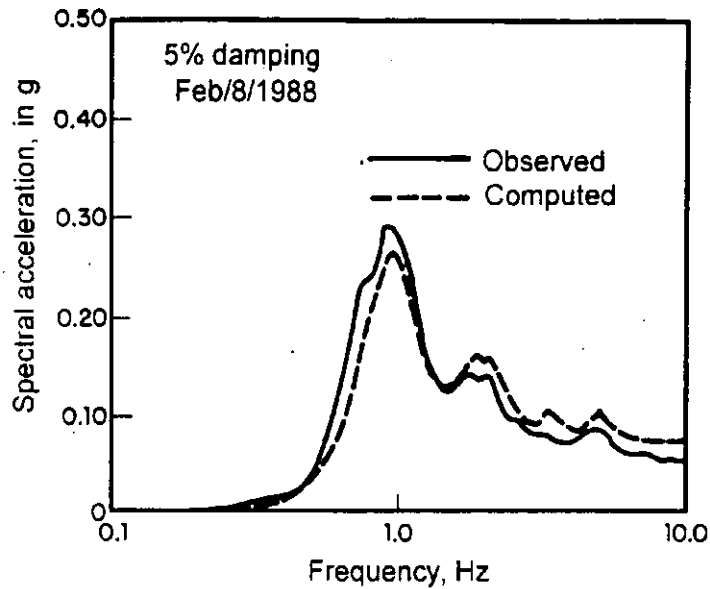


Figure 20. Response spectra at D54 site. Lake zone

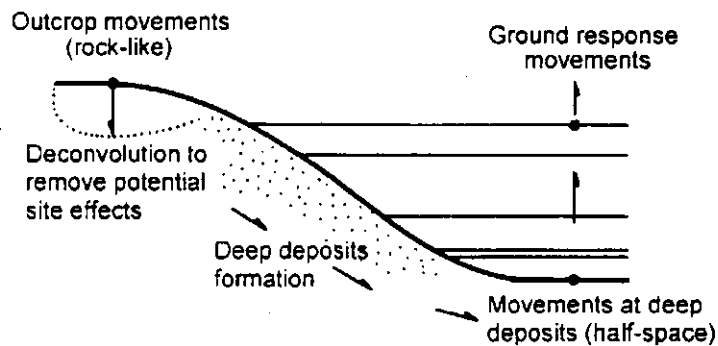


Figure 21. One dimensional modeling for ground response analyses in Mexico City

In spite of the accurate reproduction of response spectra for such a large number of sites there were some aspects of the responses at several sites that apparently one dimensional models were not able to reproduce. The main arguments against one dimensional idealizations of the soil deposits was that when excited by a hill-zone record the duration of the records obtained in the lake zone was not reproduced, in fact the total length of the computed motions was about half the length of the recorded motions. Furthermore, it was argued that the observed trace at different sites showed a harmonic beating (Sánchez-Sesma et al, 1988; Kawase and Aki, 1989). The first argument was answered by noting that the sensitivity of accelerographs that were operating in the hill zone was not sufficient to record the small amplitudes towards the end of the rock-like motions. Thus, it was postulated that if the hill-zone records were longer, the difficulty in modeling the observed long coda would be overcome. Results of analyses with one dimensional models using records of the hill zone, with durations increased in a somewhat arbitrary fashion, showed that, in effect, if the accelerographs were capable of recording the total duration of the firm ground motions, the durations of motions recorded in the lake zone could be reproduced with one dimensional models (Romo, 1986).

At the same time, numerous investigations were carried out to explain the above objections. Several alternative models have been advanced, among them: 1) a two dimensional valley (Sánchez-Sesma et al, 1989); 2) a large-scale two dimensional valley within which a small-scale lake-bed zone is included (Bard et al, 1988; Kawase and Aki, 1989); 3) local small-scale variations in the stratigraphy near the recording sites (Faccioli et al, 1989; Chávez-García and Bard, 1989); and 4) resonance of horizontally propagating P waves in the laterally confined clay layer of the lake zone (Seligman et al, 1989). In a comprehensive study Chávez-García (1991) concluded that the models of the type 1 to 3 mentioned above are not viable unless the shear-wave Q (half of the inverse of the damping ratio) in the lake zone sediments is of the order of 200 to 300. These values correspond to damping ratios ranging from 0.16 to 0.25% which seem a little too low even for Mexico City clays (see figure 10). Model 4 appeals to lateral resonance of P waves partly to avoid a high Q required for S waves in reproducing the long coda.

In a recent paper Singh and Ordaz (1993) have shown that the origin of long coda with beating observed in the lake zone strong-motion records of Mexico City, lies in the characteristics of the ground motions in the hill zone. They conclude that the long coda is most probably composed of multipathing from the source to the site and/or multipathing within the Valley of Mexico. Their explanation eliminates the need for unrealistic low damping ratios in the clayey sediments, complicated two-and three dimensional models and/or small scale variations in the soil deposit properties to increase the coda duration and to reproduce the beating observed in the lake zone sites. An example of their results is shown in figure 22, where they compute the ground response at CAO site using a one dimensional model and the stratigraphic characteristics used in other studies (Romo, 1986). (See velocity profile in figure 15.) The input motion was the record obtained at CU site with a broadband seismograph during a 4.9 magnitude (M_s) earthquake generated by the subduction mechanism near the port of Acapulco. It may be seen that although the beating is not clearly observed in the motion recorded at CU site, it is evident in the computed response at CAO site, indicating that the soil deposit is capable of amplifying hard-to-see details of the rock-like motions.

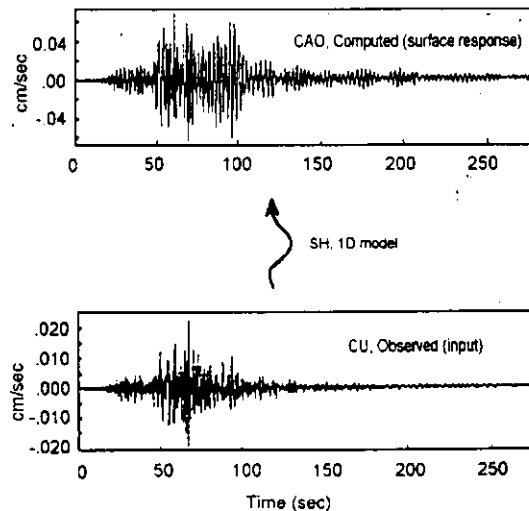


Figure 22. Response computed at CAO site showing beating and long coda (modified from Singh and Ordaz, 1993)

On the basis of the results and comments included above it may be concluded that the one dimensional model is adequate enough to evaluate the response of the deposits found within the lake and transition zones of Mexico City. Thus, if properly defined the stratigraphic characteristics and the soil dynamic properties, the definition of site-dependent (free-field) spectra for building design purposes is a feasible task using one dimensional, SH wave propagation procedures. It is important to stress the need of using proper soil site conditions and soil behavior according to what it was presented above under the heading of dynamic behavior of Mexico City clay.

Deep Deposits Seismic Movements

Since 1990 the first accelerographic network comprising instruments installed within boreholes has been operational (Quaas et al, 1990). It includes three component accelerographs located at different depths. On May 31 that same year, a $M_c=5.5$ subduction earthquake that originated about 300km south from Mexico City was recorded by some of the network instruments located in the deep deposits providing instrumental evidence on the characteristics of the motions in these rock-like deposits. One important aspect that has to be verified regarding the validity of one dimensional modeling is the degree of uniformity of the motions in the deep deposits that are considered the halfspace on which the soil strata lie. To this end, it is a matter of computing Fourier amplitude spectral ratios among the various recording stations. The 31 May event was recorded by three instruments located at 70, 102 and 86m of depth, well into the deep deposits. The approximate horizontal distance between each site is 12km. One of them (C, 70m deep), is located in the transition zone (near CU site) and the other two in the lake zone, one (R, 102m deep) lies within one of the areas in the city that has recurrently been more damaged during severe seismic events (near SCT site) and the other (T, 86m deep) is in the eastern sector of Texcoco Lake in a less densely populated area (close to the international airport).

The spectral quotients obtained from the horizontal components recorded at the above three stations are given in figure 23 (Ovando et al, 1992). These ratios were calculated by dividing the smoothed Fourier amplitude spectra of each pair of signals. The results show that the movements at the base of the three stations are fairly uniform, thus, rendering support to the assumption of uniform movements in the half space implicit in one dimensional modeling.

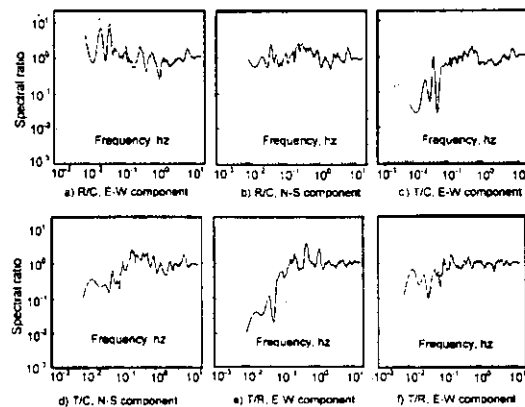


Figure 23. Spectral ratios among various points in the deep deposits, May/31/1990 (taken from Ovando et al, 1993)

SOIL STRUCTURE INTERACTION STUDIES

In general, the dynamic interaction phenomenon involves three aspects. First, the spatial variation of the ground movements induced by late wave arrivals tends to be uniformed by stiff foundations; second, the inertial interaction that develops when the foundation soil is compressible may affect significantly the vibration characteristics of the building; and third, the kinematic interaction that evolves when the foundation is embedded deep into the soil deposits may modify the free field motions and thus the characteristics of the excitation the structure is actually subjected to may differ appreciably from those of the free field.

In the lake zone of Mexico City these three aspects of the interaction phenomenon are most likely present with various degrees of importance depending on soil, foundation, building and ground motion characteristics. It is therefore a matter of practical importance that potential effects be properly evaluated.

Case Histories

Two well documented case histories and the motions recorded at the building base and free field are presented below. Both buildings are located in the lake zone of Mexico City.

1. Bernardo Quintana building. It is an eight story concrete structure supported by a rigid box that is embedded eight meters into the soil deposit. Although the 1985 seismic events did not caused structural damage to the building, it was necessary to reinforce both the structure and the foundation in accordance to the new seismic coefficients in the 1987 Construction Building Code. Ambient vibration studies carried out before and after the rehabilitation works showed that the frequency of the foundation-building system varied from 1.11 to 1.68Hz in the transversal direction and from 0.86 to 1.19Hz in the longitudinal direction (Rodriguez, 1992).

The seismic instrumentation was carried out in two stages. The first involved the installation of a vertical array of accelerographs into the soil ground located some 10m from the foundation building. The instruments are located at ground level, at 20m of depth in clay material and at 40m of depth in the deep deposits. In the second stage accelerographs were installed at the building base and in three different stories. The second stage was recently accomplished and as to now no records have been obtained in the building.

Since the installation of the vertical array a series of minor earthquakes have been recorded. The most intense was the May 31, 1990 event and thus it is reported here. The acceleration response spectra of the motions recorded at the three elevations are shown in figure 24. It may be seen that spectral ordinates are amplified from 40 to 20m and from 20m to ground surface the motions are significantly attenuated. Even at some interval periods, the ground surface motions are less severe than the corresponding motions in the deep deposits. This significant attenuation of the motions was shown to be due to the kinematic interaction developed between the deep box foundation and the surrounding soil (Romo y Bárcena, 1993).

In order to see if it was possible to reproduce the observed motions a finite element computer code based on random vibration and extreme value theories (Romo et al, 1980) was used to model the soil-foundation-building system. The shear wave velocity profile of the site is given in figure 25. The soil behavior was assumed to follow the response characteristics of Mexico City clays explained above.

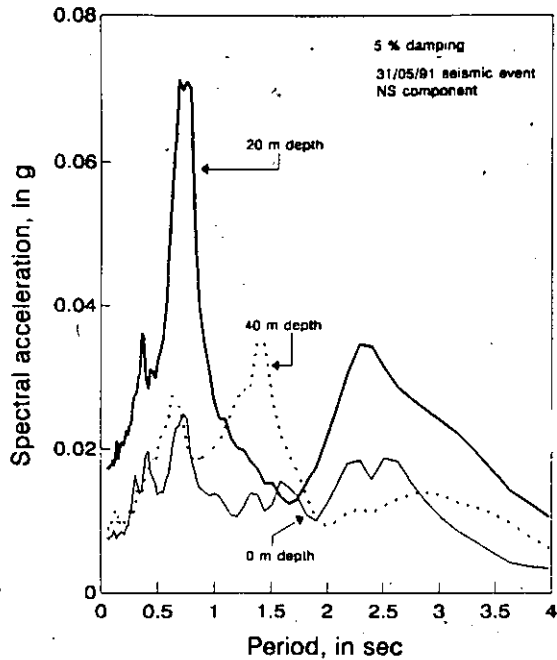


Figure 24. Ground movements at Bernardo Quintana building

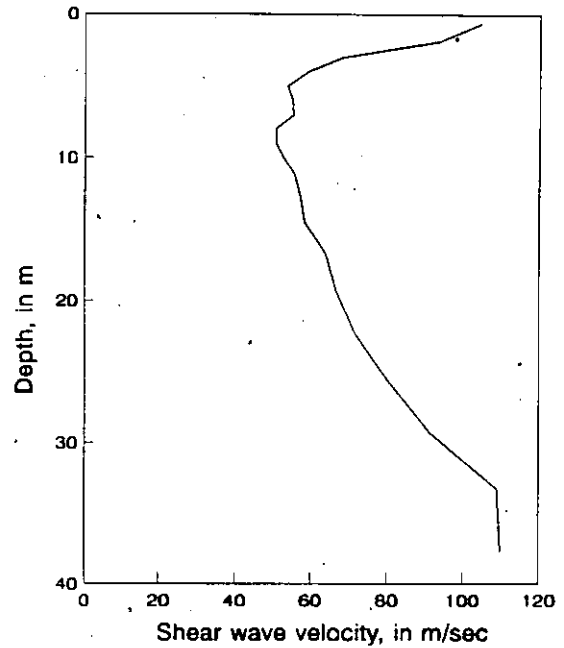


Figure 25. Shear wave velocity profile at Bernardo Quintana building site

The input motion assumed in the analysis was the acceleration response spectrum of the movements recorded at 40m of depth, and the control point was considered at this depth (at the deep deposits, assumed to be the halfspace boundary of the finite element model). The observed and computed responses are compared in figures 26 and 27. The approximation is excellent for the motions at 20m and good for the motions at ground surface.

2. Secundaria 3 building. It is a three story steel structure with concrete walls supported by a superficial mat foundation. The plan dimensions are 9 by 29m with a 3.05m story height. Ambient vibration studies have shown that the soil-foundation-building has natural periods of 0.36sec and 0.23sec in the longitudinal and transverse directions, respectively. The seismic instrumentation includes an accelerograph at the free field on the ground surface, one instrument at building base and other at building roof. The three instruments have been in operation since 1987. On February 8, 1988 all three accelerographs recorded a 5.7Mc seismic event that was generated by the subduction mechanism in the Pacific coast, some 290km south of Mexico City. The free field motions recorded at this site are shown in figure 28. The spectra show that the energy of this event was concentrated mainly on the high frequency range.

Using the finite element computer code mentioned above (Romo et al, 1980) the interaction problem was studied. The velocity profile of the site is given in figure 29. The base of the model (halfspace) was assigned at the deep deposits (45m of depth), the input motion considered was the observed spectra of the free field (figure 28) and the control point was stipulated at the ground surface of the free field.

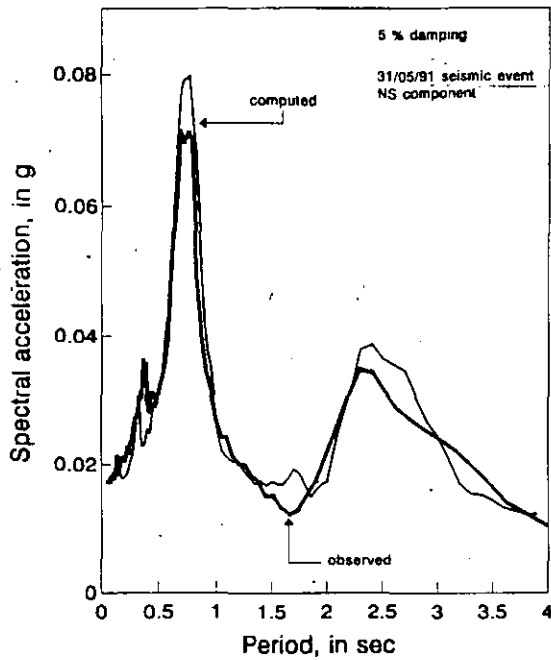


Figure 26. Observed and computed motions at 20m depth at Bernardo Quintana building site

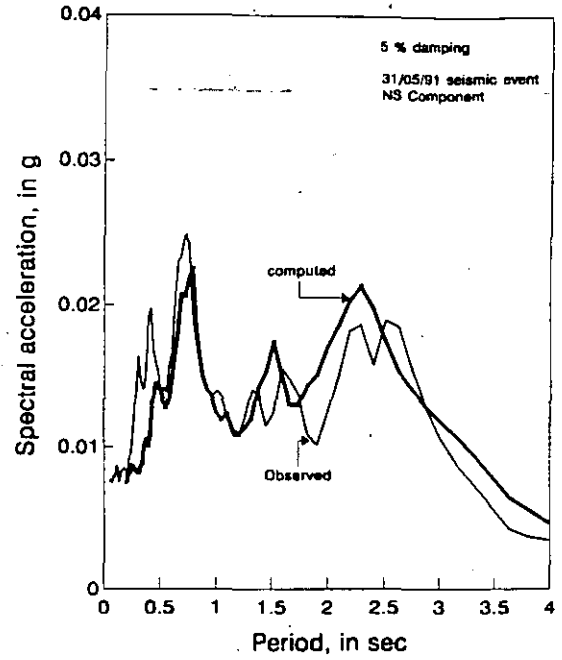


Figure 27. Observed and computed motions at ground surface at Bernardo Quintana building site

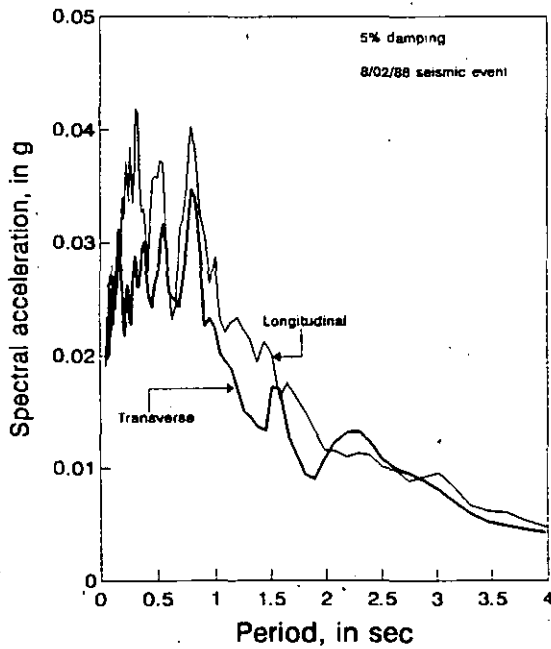


Figure 28. Free field ground motions at Secundaria 3 site

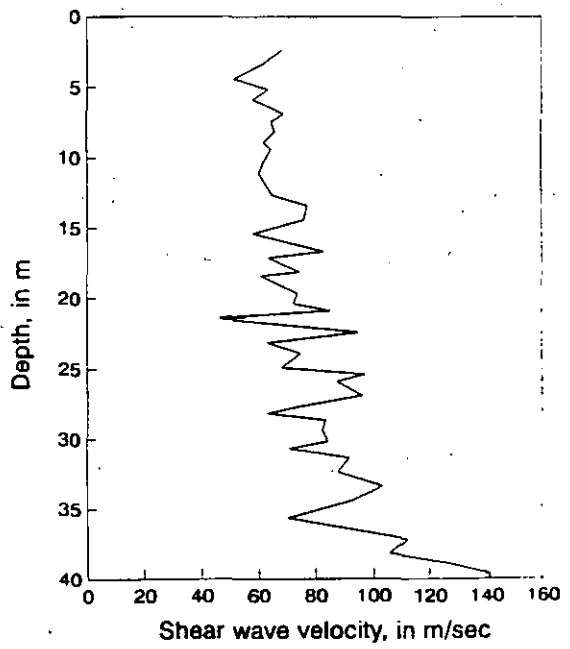


Figure 29. Shear wave velocity profile at Secundaria 3 site

In figures 30 and 31 are compared the observed and computed motions (in the transversal direction) at building base and building roof, respectively. The agreement is in general good for the period range analysed. Similar agreement was obtained from the analyses carried out in the longitudinal direction.

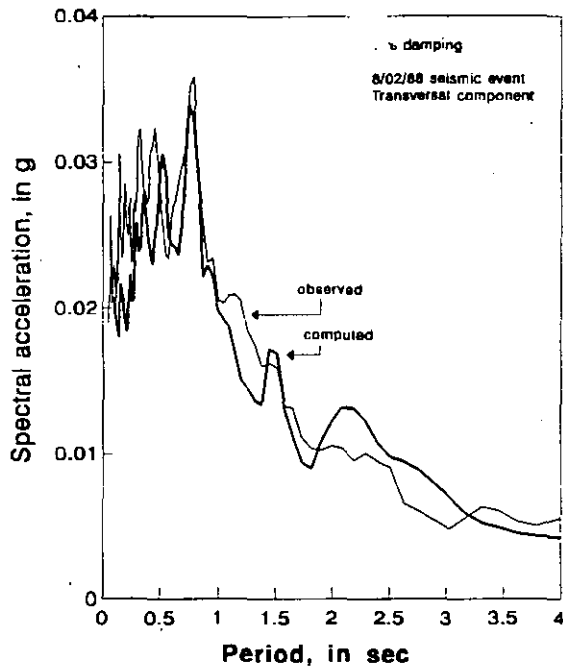


Figure 30. Observed and computed motions at Secundaria 3 building base

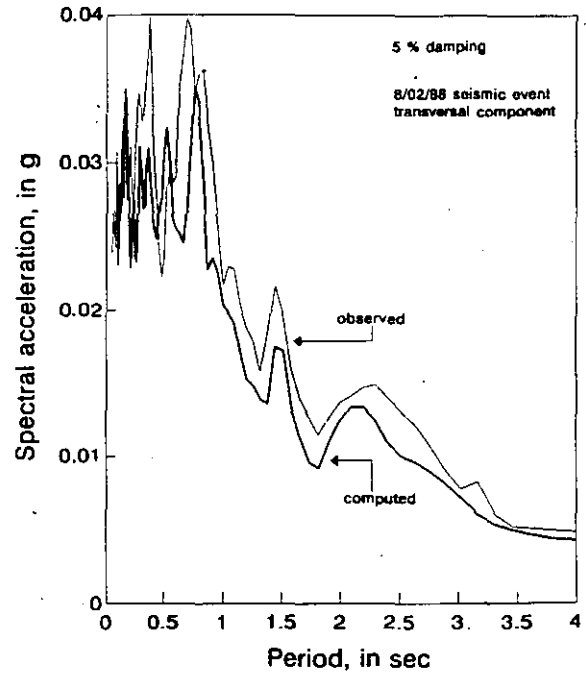


Figure 31. Observed and computed motions at Secundaria 3 building roof

The above included comparisons show that with available analytical tools it is feasible to reproduce the interaction phenomenon with sufficient degree of accuracy for practical applications. Thus, it would be expected that the above numerical procedure could be used for the definition of site-specific, building-specific interaction spectra for design purposes.

Theoretical Studies

The finite element method mentioned above has been used to evaluate different aspects related with foundation engineering. A brief account of the main results is given below.

1. Effect of foundation embedment depth. In the studies it was assumed that the foundation was a rigid box embedded at different depths within a clay deposit. The embedment depth effect on maximum ground accelerations is depicted in figure 32. These results show that the severity of the motion decreases as the foundation depth becomes larger.

2. Effect of foundation type. Two types of foundations were considered. One was a box-type caisson (2.5m deep) with friction piles (23m long). The other was a 14m deep rigid box-type foundation. Both foundations were equivalent from the static design point of view. The soil deposit had a natural frequency of 0.43Hz and the structure a natural frequency of 1.0Hz.

The results of the finite element analyses, shown in figure 33, indicate that the friction-pile foundation does not modify significantly the free field motions. On the other hand the deep box foundation attenuates the base building motions appreciably as compared to the free field movements. This points out at the fact that friction piles move with the soil, hence the free field motions are barely affected by the presence of the structure. Alternatively, the rigid box effectively interacts (kinematic interaction) with the soil, producing significant reductions in the motions at the natural (and larger) frequency of the building.

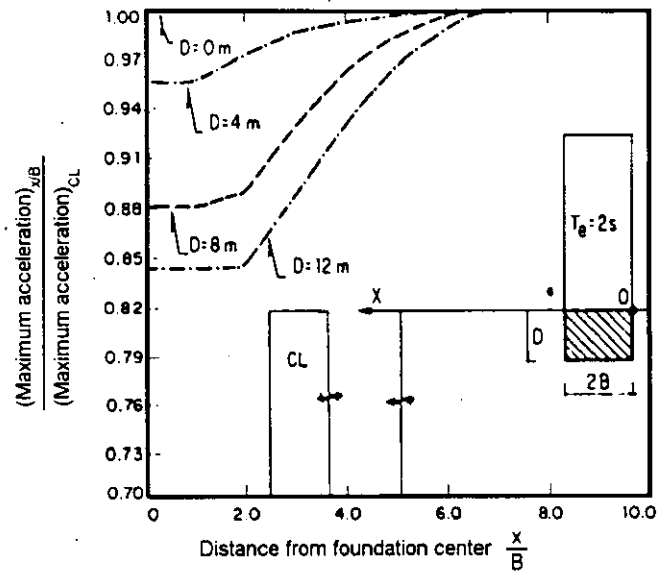


Figure 32. Effect of foundation depth on ground motion

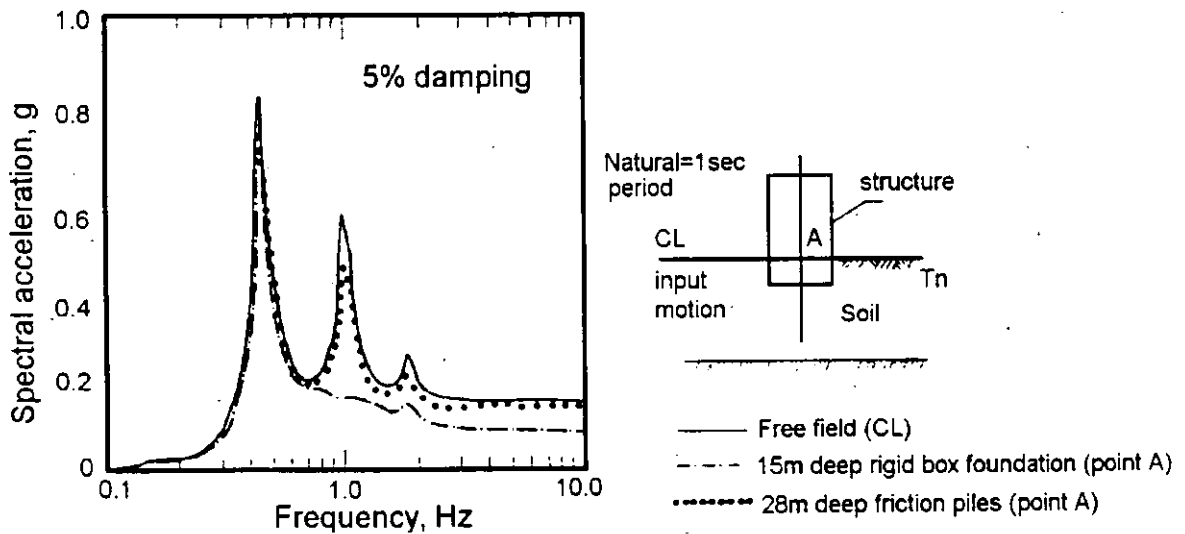


Figure 33. Effect of foundation type on floor response spectra

On the basis of the above results it may be concluded that deep, rigid box-type foundations are a better solution than friction piles in clayey deposits located in seismic zones like Mexico City. The box-type foundation not only provides the building with important fixity at its base but attenuates the severity of the motions that act upon the base of the building.

CONCLUSIONS

Extensive field and laboratory investigations have provided significant amount of valuable information that shows different aspects of the dynamic behavior of Mexico City clays. On one hand, it has been possible to establish reliable correlations between CPT results and shear wave velocity measurements, providing the profession with an economic procedure to estimate the velocity profiles required in ground response and soil-structure interaction analyses. On the other, from the laboratory results it has been possible to obtain expressions to compute the low-strain and large-strain shear modulus. It is shown that G/G_{\max} - γ curves are mainly dependent of the plasticity index, I_p , and the relative consistency, I_r , of the clayey materials. Likewise, an analytical relationship is proposed to compute damping ratios as a function of shear strains and G/G_{\max} values. The results show that, contrary to what has been dubbed as atypical behavior, Mexico City clays constitute what seems to be the upper and lower boundaries of clay dynamic behavior. Similar conclusions have been reached regarding the static behavior of Mexico City clays (i.e. Mendoza and Romo, 1991).

Observations of rock-like seismic motions in recent earthquakes show that the long coda present in several records obtained in the lake deposits has its origin precisely in the motions that arrive at the Valley of Mexico via multipathing of long-period surface waves, through a predominantly oceanic path as explained by Ewing et al (1957) and Capon (1970). These observations and others indicating that the rock-like motions at the deep deposits are fairly uniform provide further support to the validity of one dimensional modeling for response analysis of the soil deposits in Mexico City.

The study of two case histories has shown that it is feasible to reproduce their seismic response using available finite element codes based on random and extreme value theories. Accordingly, a general procedure to compute site-dependent, building-specific seismic environments in Mexico City is devised and advanced in this paper. This procedure constitutes a relatively simple tool that may be used in practice to designing the foundation in accordance with the site specific seismic conditions. This philosophy design has proved to render economic benefits in the total costs of buildings located in the compressible clays of the lake zone. It would be expected that similar benefits be attained for buildings founded on the erratic deposits of the transition zone and other parts of the world where the general geotechnical and seismic conditions are similar to those prevailing in the Valley of Mexico.

REFERENCES

Bard, P. Y.; Campillo, M., Chávez-García, F. J. and Sánchez-Sesma, F. J. (1988). "A theoretical investigation of large and small-scale amplification effects in Mexico City Valley". *Earthquake Spectra*, 4, 609-633,

- Capon, J. (1970), "Analysis of Rayleigh-wave multipath propagation at LASA", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 60, 1407-1732
- Chávez-García, F. J. and Bard, P. Y. (1989), "Effect of random thickness on the seismic response of a soft soil layer: Applications to Mexico City", in *Engineering Seismology and Site Response*, A.S. Cakmac and I. Herrera (editors), Computational Mech. Pub., Southhampton, 247-261
- Chávez-García, F. J. (1991), "Diffraction et amplification des ondes sismiques dans le bassin de Mexico", Ph. D. Thesis, Université Joseph Fourier de Grenoble, 331pp
- Dobry, R. and Vucetic, M. (1987), "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits", *Proceedings International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soil*, 2, 49-85
- Ewing, W. M.; Jardetzky, W. S. and Press, F. (1957), "Elastic waves in layered media", McGraw-Hill Book Company, New York, 380 pp
- Faccioli, E.; Tagliani, A. and Paolucci, R. (1989), "Effects of wave propagation in random earth media on the seismic radiation spectrum", in *Structural Dynamics and Soil-structure Interaction*, A.S., Cakmac and I. Herrera (editors), Computation Mech. Pub., Southampton, 61-75
- Gutenberg, B. (1957), "Effects of ground on earthquake motion", *Bull. Seismological Society of America*, Vol 47, pp 211-250
- Harding, B. O. and Drnevich, V. P. (1972), "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol 98, GT7, pp 667-692
- Kawase, H. and Aki, K. (1989), "A study on the response of a soft basin for incident, S, P and Rayleigh waves with special reference to the long duration observed in Mexico City", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 79, 1361-1382
- Mendoza, M.; Romo, M. P. and Hernández, V. (1991), "True shear strength parameters of reconstituted Mexico City clay", *Proceedings, IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile, August, Vol. I*, pp 197-212
- Ovando, E. and Romo, M. P. (1991), "Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono", *Sismodinámica*, 2, 107-123
- Ovando, E.; Romo, M. P. and Díaz, L. (1993), "Ground movements in Mexico City during recent earthquakes", *Proceedings Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis Missouri, June 1-4, paper No. 14.23*
- Quass, R.; Guevara, E.; González, R.; Medina, S. and López, B. (1990), "Registros del temblor de mayo 31 de 1990", México: Centro Nacional de Prevención de Desastres

Reid, H. F. (1910), "The California earthquake of April 18, 1906", *The Mechanics of the Earthquake*, Vol 2, Report of the State Earthquake Investigation Commission", Carnegie Institute of Washington, Publication 87, Washington D.C. (cited by Shearer and Orcutt)

Rodríguez, N. (1992), "FICA, Resumen de actividades 1987-1992", Fundación ICA

Romo, M. P. et al (1980), "PLUSH: A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction", Report No. UCB/EERC-77/01

Romo, M. P. (1986), Personal Files

Romo, M. P. (1987), "Design spectra based on the soil-structure interaction", Proc. VII National Congress of Seismic Engineering, pp A-33-A-49, Querétaro, México

Romo, M. P. (1987), "Foundation engineering in Mexico City: Seismic aspects", Proceedings International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, 2, 213-224, ciudad de México

Romo, M. P. y Taboada, V. (1988), "Comportamiento cíclico de arcilla normalmente consolidada de la ciudad de México", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México

Romo, M. P. (1990), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, pp 83-94

Romo, M. P. (1991), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de fundaciones", *Sismodinámica*, 2, pp 125-143

Romo, M. P. and Ovando, E. (1993), "Propiedades y curvas p-y dinámicas de los suelos típicos de la Sonda de Campeche", Informe del Instituto de Ingeniería elaborado para PEMEX, noviembre

Romo, M. P. and Bárcena, A. (1994), "RADSH: Programa de computadora para analizar depósitos de suelo estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, febrero

Romo, M. P. and Ovando, E. (1994), "Comportamiento dinámico y estático de los suelos del sitio Proyecto Alameda", Informe del Instituto de Ingeniería elaborado para Reichmann International, junio

Rosenblueth, E. (1952), "Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos", Ediciones ICA, Serie B, 14, pp 3-12, México

Sánchez-Sesma, F. J.; Chávez-García, F. J.; Suárez, M.; Bravo, M. A. and Pérez-Rocha, L. E. (1988), "On the seismic response of the Valley of Mexico", *Earthquake Spectra*, 4, 569-589

Sánchez-Sesma, F. J.; Campillo, M.; Bard, P. Y.; Gariel, J. C. and Aki, K. (1989), "The great 1985 Michoacan Earthquake: a unified approach considering source, path and site effects", in Engineering Seismology and Site Response, A. S. Cakmac and I. Herrera (editors), Computational Mech. Pub., Southampton, pp 53-75

Seligman, T. H.; Alvarez-Tostado, J. M.; Mateos, J. L. and Novaro, O. (1989), "Resonant response models for the Valley of Mexico I. Elastic inclusion approach", Geophys. J. Int., 99, 789-799

Shearer, P. M. and Orcutt, J. A. (1987), "Surface and near-surface effects on seismic waves, theory and borehole seismometer results", Bull. Seismological Society of America, Vol. 77, No. 4, 1168-1196

A MODEL FOR THE DYNAMIC BEHAVIOUR OF A MEXICAN MARINE CLAY

MODELO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE UNA ARCILLA MARINA
MEXICANA

M. P. Romo
Instituto de Ingeniería, UNAM

E. Ovando-Shelley
Instituto de Ingeniería, UNAM

SYNOPSIS. An experimental programme was carried out in order to study the dynamic behaviour of clays from the Campeche Sound, off the coast of the Mexican state of Campeche. Resonant column and cyclic triaxial tests were used for this purpose. Test results were used to develop analytical expressions to model stiffness-strain and damping-strain curves in terms of the time of application of stresses, relative consistency and consolidation stress level. The model depends basically on relative consistency rather than on soil plasticity. Fatigue effects which are only important when cyclic stress amplitudes are larger than 80% of the dynamic strength were seen to depend mainly on the number of applied cycles of stress and on a degradation parameter which is a function of dynamic strains.

1. INTRODUCTION

Seismicity in the Gulf of Mexico, off the coast of Campeche in southern Mexico, is far from negligible. Oil platforms built in the Campeche Sound are usually founded on piles that can be subjected to strong seismic lateral loading. The first step towards understanding the dynamic behaviour of these structures is having a proper knowledge of the dynamic properties of the subsoil. Modelling the dynamic behaviour of the soil can then follow. This paper presents the results of a series of cyclic triaxial and resonant column tests performed on soils retrieved from the Campeche Sound. Experimental results were used to develop a model in which the main features of the dynamic behaviour of these clays are represented.

Many problems involving cyclic or dynamic loads and clay-structure systems can be solved using viscous elastic, non linear models in which equivalent damping and stiffness are linearized depending on strain level. Linear equivalent models have been quite successful in this respect and it is very likely that their use will continue in the future. It is not surprising then, that many experimental investigations into the dynamic behaviour of clays have been devoted to obtaining the stiffness and damping moduli and to investigate the relationships between them and other geotechnical parameters (e. g. Hardin and Black, 1968; Kovacs et al. 1970; Hardin and Drnevich, 1972; Anderson and Richart, 1976; Romo, 1990, etc). Studies on the dynamic properties of marine clays are comparatively few and information about them is more limited (e. g. Saada and Macky, 1985; Vucetic and Dobry, 1988; Anderson, 1988). In Mexico, the dynamic behaviour of offshore marine clays has not been studied previously and the geotechnical design of offshore platforms has relied on the application of procedures developed for other sites having different geotechnical environments to those that prevail in the Campeche Sound.

2. EXPERIMENTAL RESULTS

Samples tested in the research were obtained from two sites in the Campeche Sound at depths below the sea bottom ranging from 16.0 to more than 120.0 m. Relative consistency, C_r , is used to generalize the experimental results; C_r is related to the liquid limit index, LI by:

$$C_r = 1 - LI, \quad C_r = \frac{LL - w}{LL - PL} \quad (1)$$

C_r reflects the microstructural characteristics of the clays as well as stress history and in situ states. High values of C_r indicate that the clay is brittle and ductile materials are characterized by having low C_r values.

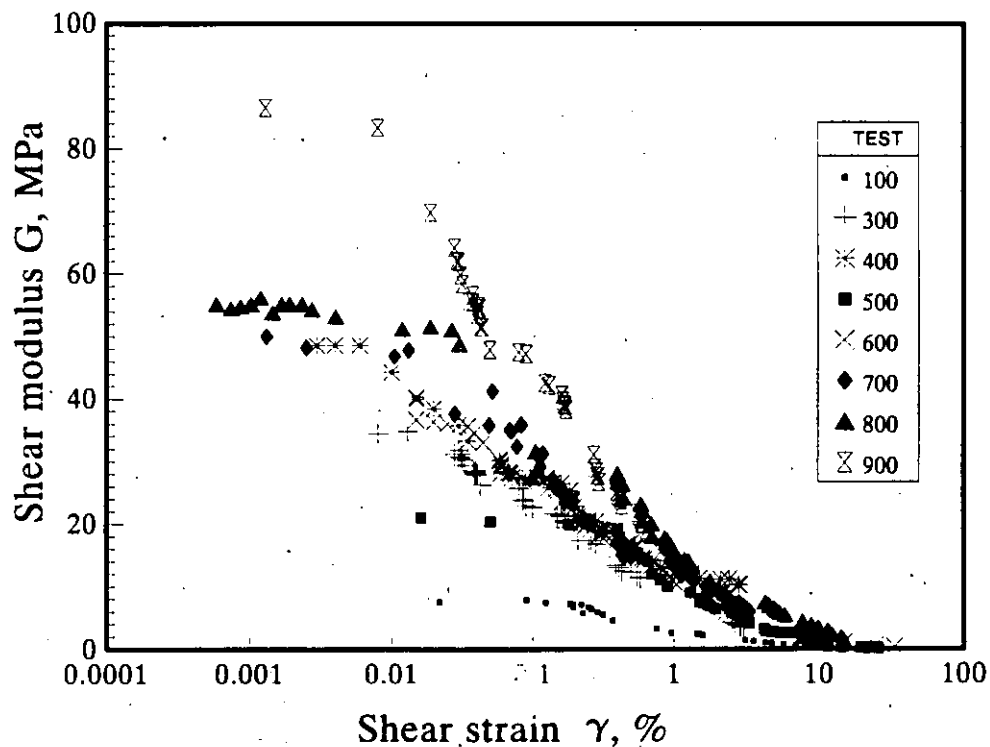


Fig 1 Stiffness-strain curves

Curves of shear modulus, G , and equivalent viscous damping, λ , as a function of shear strain, γ , were obtained for each of the samples tested. Results are summarized in Figs 1 and 2. G and λ values for $\gamma \leq 0.01$ % were obtained from resonant column tests; values of these parameters for larger strains were determined with cyclic triaxial tests. Each of the points in the curves shown represents a test in which the sample was subjected to undrained dynamic stresses of different amplitude, after isotropic consolidation.

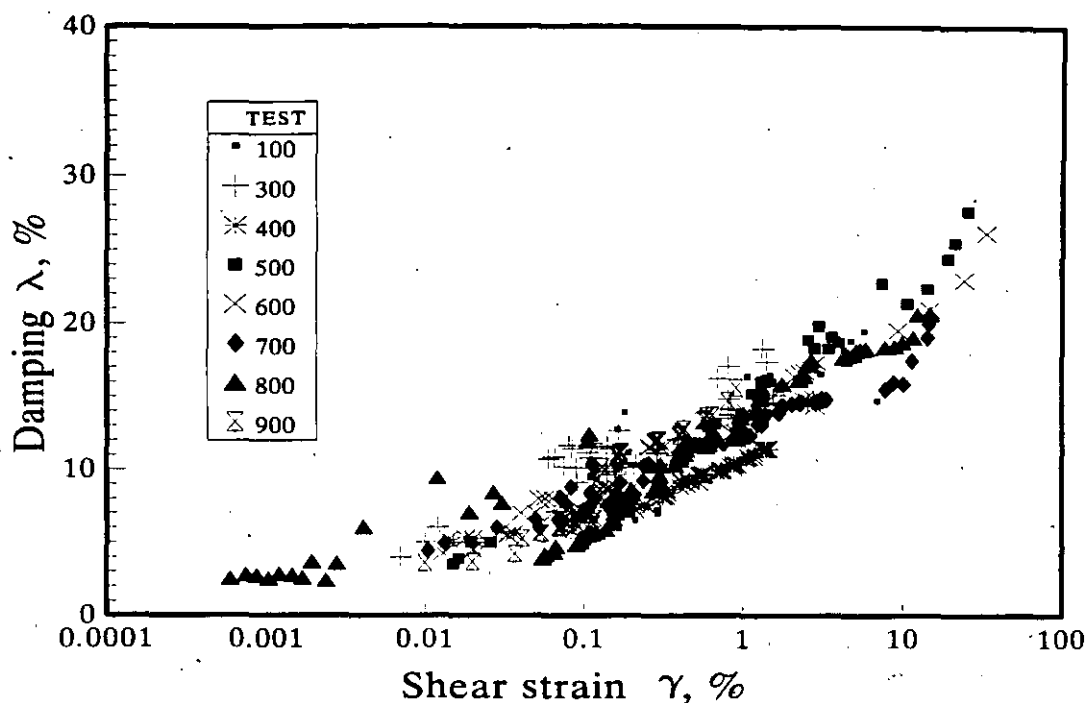


Fig 2 Damping-strain curves

Each specimen was consolidated isotropically and then subjected to undrained cyclic two-way loading; each sample underwent 30 cycles of increasing amplitude until failure was attained. Index properties and initial conditions are given in Table 1; stress states after consolidation and dynamic failure stresses, in Table 2.

Table 1. Initial condition of the materials tested

Test	Depth (m)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	w (%)	C_r	S_r (%)	γ_t KN/m ³	e_i	G_s
100	16.60	93.00	35.90	57.10	71.90	0.369	96.87	15.6	2.06	2.78
300	41.00	87.00	34.80	52.20	49.03	0.727	99.94	17.5	1.36	2.77
400	92.70	53.40	28.80	24.60	34.60	0.764	94.75	18.7	1.03	2.82
500	13.50	65.50	28.90	36.60	57.00	0.232	98.80	15.9	2.03	2.82
600	22.70	89.56	49.56	40.00	69.00	0.514	98.70	17.0	2.10	3.00
700	34.90	91.50	32.20	59.30	51.90	0.667	95.18	17.2	1.61	2.96
800	74.60	77.00	29.80	47.20	42.90	0.722	92.99	18.0	1.40	3.03
900	123.15	55.50	24.20	31.30	25.20	0.968	79.92	19.0	0.92	2.91

Results are consistent with previous knowledge about the dynamic behaviour of soils. G increases with the magnitude of the consolidation stress; similarly, higher values of G are also associated with high values of C_r . The latter is especially notorious when shear strains are smaller than about 3.0 %; for larger strains the influence of C_r is negligible. Consolidation stress level and relative consistency

Table 2. Characteristics of the dynamic tests

Test	Depth (m)	σ'_3 (kPa)	$(\sigma_i - \sigma_3)_f$ (peak) (kPa)	$(\sigma_i - \sigma_3)_f$ (peak) (kPa)	$(\sigma_i - \sigma_3)_f$ (residual) (kPa)	$(\sigma_i - \sigma_3)_f$ (residual) (kPa)
100	16.60	170	66.5	39.1	66.5	391
300	41.00	400	266.8	66.7	266.8	667
400	92.70	591	431.7	73.0	431.7	730
500	13.50	140	73.6	52.5	73.6	525
600	22.70	230	212.1	92.2	212.1	922
700	34.90	250	336.3	134.5	336.3	1345
800	74.60	500	474.9	94.9	467.3	934
900	123.15	250	192.9	77.1	192.9	771

influence the $\lambda - \gamma$ curves to a much lesser degree, as can be seen in fig 2. These curves are similar to those obtained previously for other marine clays (Koutsofas and Fisher, 1980; Saada and Macky, 1985). For low strain values, of the order of 0.001 %, λ ranges between 3 to 4 %; when γ exceeds about 0.03%, damping increases sharply, reaching values as high as 28 %. These strains also mark the limits in which G values are roughly constant and those in which G starts to degrade considerably. Other marine clays also display similar characteristics. Some North Sea clays tested statically with internal strain measurements, for example, also exhibit a fairly flat plateau in their stiffness-strain curves that spans up to strain values that are nearly the same as the ones noted above (Jardine, 1985).

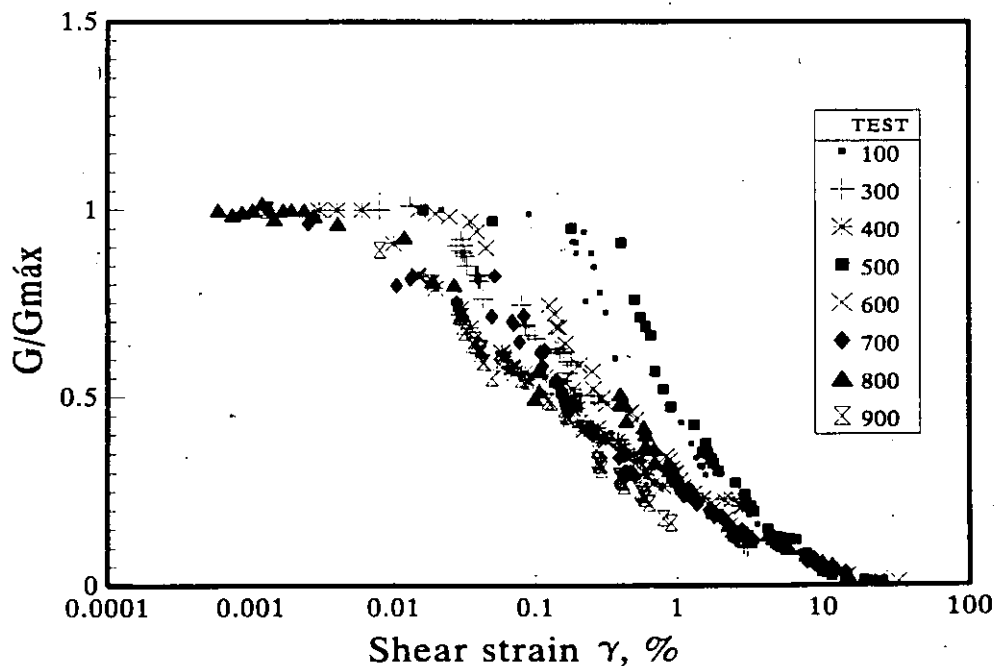


Fig 3 Normalized shear moduli as a function of strain

Normalized stiffness-strain curves (G/G_{\max} versus strain) are a convenient way of presenting the results to illustrate the dependency of stiffness with strain, as in fig 3. These curves are basically independent of stress level and OCR. The position of the curves in that figure is determined by relative consistency. Stiffer materials having C_r values approaching unity are located in the left hand side of the graph and display non linear effects at smaller strains than more plastic materials having low relative consistencies.

Other researchers have noted that the shape of the G/G_{\max} versus strain curves depends mainly on the plasticity index: higher plasticity materials display non linear behaviour at larger strain, i.e. their curves move towards the right hand side in graphs like the one presented in fig 3 (e. g. Vucetic and Dobry, 1991; Sun et al, 1988; Romo, 1990). The same tendency is also revealed when C_r is used as a parameter to group the experimental data. The advantage of using relative consistency instead of plasticity index for this purpose lies in the fact that the former includes the effects of stress history, as well as microstructural aspects. On the other hand, a clearer identification of the G/G_{\max} curves is obtained when relative consistency is used as a parameter.

3. MAXIMUM STIFFNESS

Maximum stiffness of soil sample, is generally associated with strain in the range of 0.0001 to 0.001 %, using in situ measurements of shear wave velocities or resonant columns to determine it. Hardin and Black (1968) and Hardin (1978) showed that G_{\max} depends on the magnitude of the effective confining pressure, σ'_c , voids ratio, e , and plasticity index. Maximum stiffness values of cohesive soils are two to four times smaller than those determined from field measurements, according to Hardin (1978). Several factors affect the values of maximum stiffness obtained in the laboratory. Sample disturbance can be responsible for some of these differences as even good quality sampling can induce rather large strains thus softening the specimens (Hight, 1985). Even if the stress and strain history of the specimens can be erased by reconsolidation in the laboratory, ageing effects cannot be reproduced. Ageing during secondary consolidation increases the value of G_{\max} (Afifi and Woods, 1971; Anderson and Richart, 1976). Some results indicate that G_{\max} increases as a linear function of the logarithm of the time after primary consolidation (Anderson and Stokoe, 1978). The rate of hardening, i.e. the rate at which G_{\max} increases with time is small for non-plastic soils, moderate for overconsolidated clays and large for normally consolidated clays.

The rate of hardening, N_G , for a normally consolidated clay depends on its plasticity (Kokusho et al, 1982):

$$N_G = \frac{\Delta G}{G_{1000}} = 0.027 PI^{0.5} \quad (2)$$

Where ΔG is the increase in G_{\max} measured after 1000 minutes and G_{1000} the value of G_{\max} at that time. The value of G at any time t can therefore be expressed as

$$G_r = G_{max} \left(1 + \frac{\Delta G}{G_{max}} \right) \quad (3)$$

In this study, the effects of ageing were not included explicitly in the experimental programme so the values of G_{max} obtained herein can be modified by equation (3), if necessary.

The dependency of G_{max} on σ'_c , for different values of C_r is given by the following relationship, obtained from the experimental results:

$$G_{max} = G_o + \frac{95(C_r - 0.023)}{1 - (C_r - 0.023)} \sigma'_c \quad (4)$$

where G_o is the value of G for $\sigma'_c = 0$ and can be obtained from the graphs shown in fig 4. In this graph, the experimental values of G_{max} were taken from the $G-\gamma$ curves of fig 1, at strains lower than 10^{-3} %.

Other factor affecting the value of G_{max} is the overconsolidation ratio, OCR. The effects of it are taken into account indirectly, as OCR affects the value of C_r .

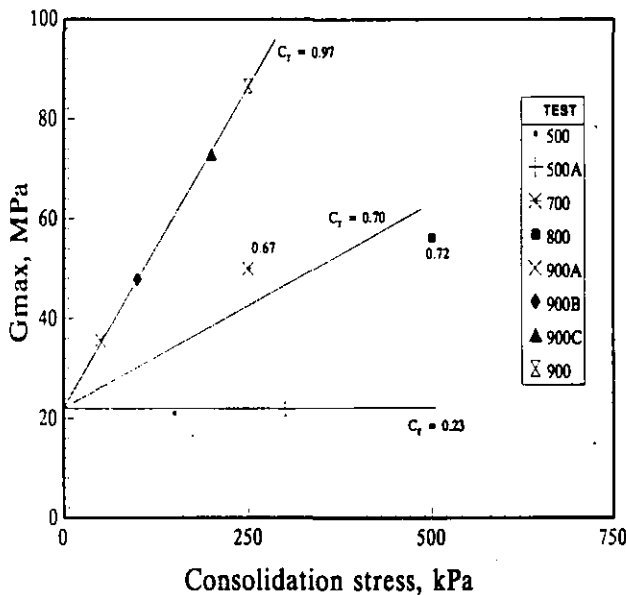


Fig 4 Maximum shear modulus

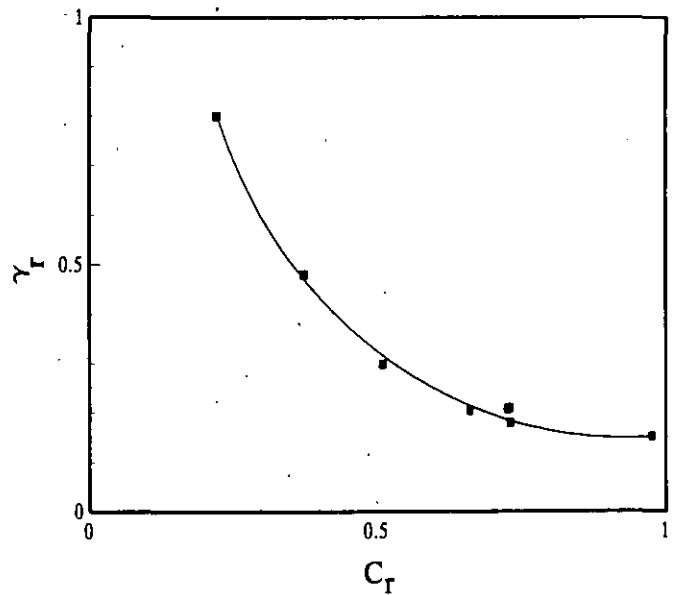


Fig 5 Reference strain as a function of relative consistency

4. DEVELOPMENT OF THE MODEL

Hyperbolic models have proven to be quite successful in modelling non-linear dynamic soil behaviour. The Davidenkov model was adopted in this research under the assumption that the material satisfies Masing's rules.

The skeletal stress-strain curve is given by

$$\tau = G\gamma \quad (5)$$

and G is a secant modulus expressed as a function of shear strain, γ :

$$G = G_{\max} [1 - H(\gamma)] \quad (6)$$

Equivalent hysteretic damping is obtained from

$$\lambda(\gamma) = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min}) H(\gamma) + \lambda_{\min} \quad (7)$$

where λ_{\max} and λ_{\min} are the values of $\lambda(\gamma)$ for large and small strains, respectively. For the Campeche Sound clays these values are obtained from fig 2 as $\lambda_{\min} \cong 2\%$ and $\lambda_{\max} \cong 28\%$.

The function $H(\gamma)$ can be conveniently written as

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma / \gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma / \gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad (8)$$

γ_r is a reference strain that depends on relative consistency, as indicated in fig 5. The other two parameters, A and B , can be obtained by fitting equations (6) and (8) to the experimentally determined curves. For the clays of the Campeche Sound, $A=1$ and $B=0.5$.

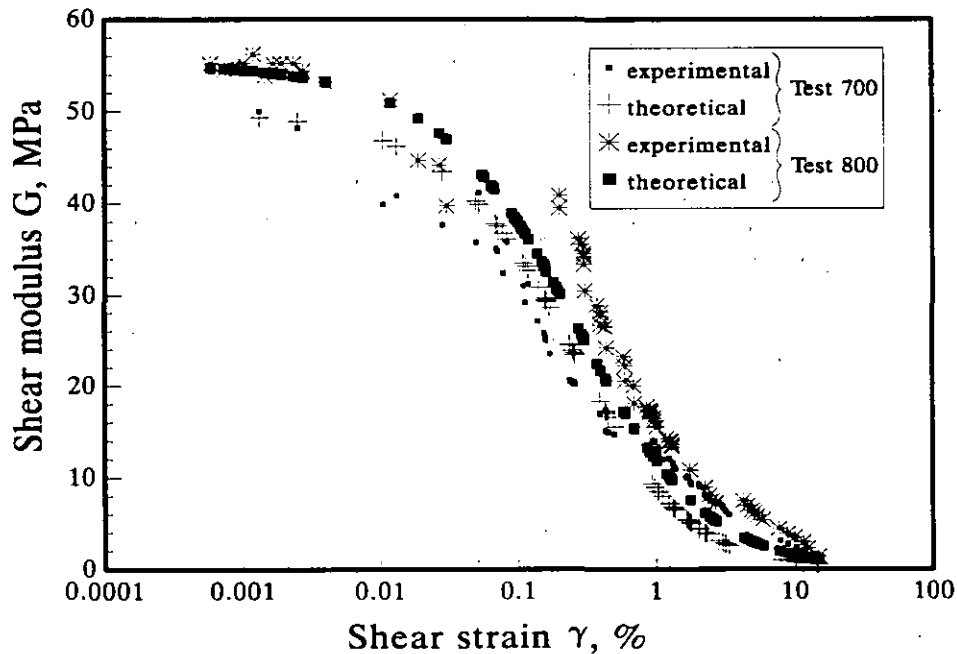


Fig 6 Verification of the proposed model

The model was calibrated using fig 5 to determine γ_T and equation (4) to evaluate G_{\max} , with the values of A and B given before. The model provides very good approximations to the actual stiffness-strain curves, as can be judged from fig 6.

5. FATIGUE EFFECTS

Repetitive loads degrade stiffness due to fatigue. This phenomenon depends on soil type and state, stress level, cyclic stress amplitude and number of applied cycles of stress. Fatigue is brought about by cyclic angular distortions at the microstructural level. Normally consolidated, saturated soils, generate positive pore pressures during cyclic loading which accelerate stiffness degradation and also induce reductions in undrained strength.

Non plastic soils like clean, fine sands, are especially prone to suffer from fatigue effects that arise from the accumulation of positive pore pressures; fatigue may also be important in the case of sensitive clays. High plasticity clays are affected by fatigue to a lesser degree, except when cyclic stress amplitude is of the same order of their undrained strength (Romo, 1990). Fatigue in brittle clays is more important than in ductile materials.

From the analysis of the cyclic triaxial test results performed in this research, it was concluded that the clays of the Campeche Sound are nearly insensitive to fatigue effects, when the cyclic stress amplitude is less than 80 % of the dynamic shear strength. Following Idriss et al (1978), fatigue effects were quantified using the degradation parameter, t :

$$\frac{G_N}{G_5} = N^{-t} \quad (9)$$

where G_N is the secant shear modulus obtained during the Nth cycle and G_5 the one obtained during the fifth cycle of loading. The graph presented in fig 7 was built using the results of the cyclic triaxial tests performed on the Campeche Sound clays, for cyclic stress amplitudes larger than 80 % of the dynamic undrained strength. Abscissae in this figure are shear strains at any given cycle, normalized by the shear strain at the fifth cycle, γ_N/γ_5 . Fig 7 indicates that t only depends on normalized strain; it is independent of cyclic stress amplitude and relative consistency.

Normalized strain provides a measure of cyclic strain rate as function of the number of applied loading cycles. Test results indicate that γ_N/γ_5 depends on cyclic stress amplitude, N and C_T . The dependency of γ_N/γ_5 on C_T is illustrated in fig 8, for N = 30 cycles and for the maximum cyclic stress amplitude before failure. This graph indicates that cyclic strain rate reduces with increasing values of C_T , i. e. brittle materials cannot sustain large strains before failure. Curves of normalized strain versus C_T can be built for other values of N and for cyclic stress amplitudes smaller than the dynamic failure amplitude.

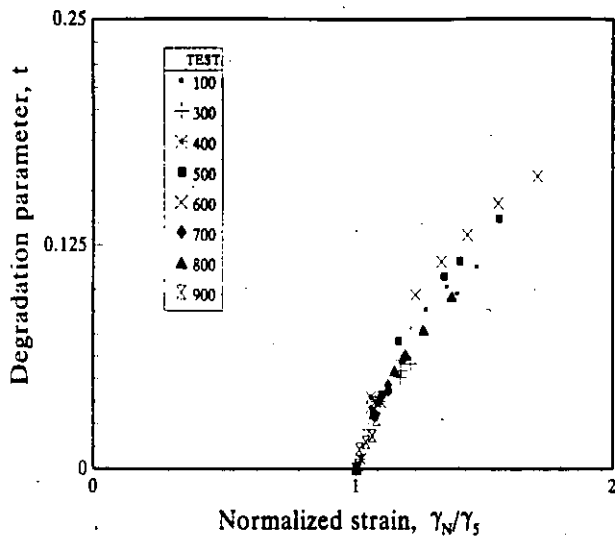


Fig 7 Degradation parameter

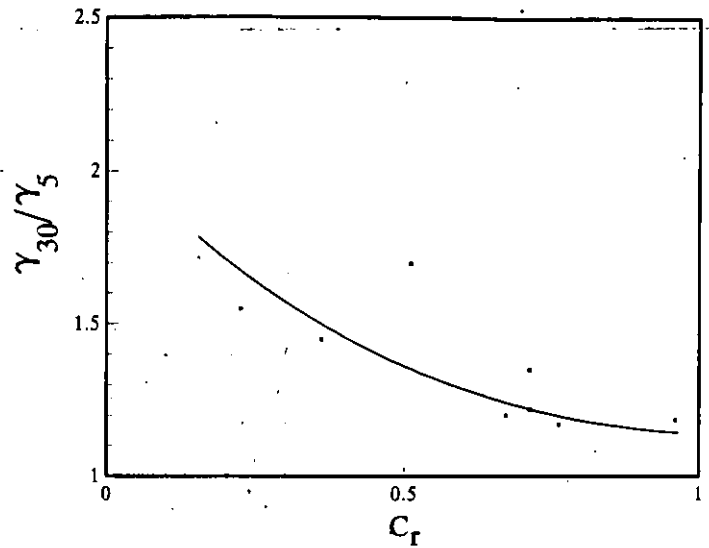


Fig 8 Effect of relative consistency on normalized cyclic deformation

Fatigue can have an important effect on strength, depending on relative consistency. In order to explore this, the dynamic strength of the samples tested cyclically is compared with the strength obtained from static strain controlled tests as seen in fig 9, whose ordinates are strengths normalized by the consolidation pressure. The dynamic strength of wet samples in which relative consistency approaches zero tends to be equal to the static strength but as C_r increases, dynamic strength is only a fraction --as low as 1/3-- of the static strength. This points out to the significant effect of dynamic loading on microstructural disruption of clays having a brittle-type behavior.

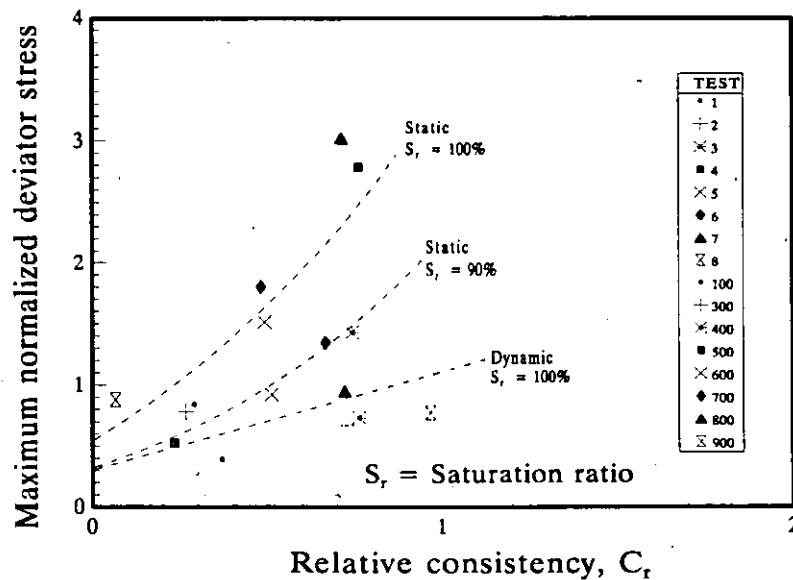


Fig 9 Relationship between C_r and maximum deviator stress

Damping will also be influenced by fatigue effects but the experimental data gathered during the experimental programme does not allow for a clear definition in this respect. It can be expected that fatigue will bear a lesser influence on damping than on stiffness and that the main factor affecting it is strain level. These aspects should be examined through more experimental research.

6. CONCLUSIONS

The results of an experimental programme were used to develop a hyperbolic stiffness-strain and damping-strain model to represent the dynamic behaviour of clay samples retrieved from the Campeche Sound off the coasts of the southern Mexican state of Campeche. The model depends on four parameters, initial or maximum stiffness, G_{\max} , a reference strain, γ_r , and two fitting numbers, A and B. Initial stiffness and reference strain depend strongly on relative consistency; furthermore, relative consistency is also the dominant factor for determining the shape of the stiffness-strain curves of these clays rather than soil plasticity, as was found previously by other researchers. Damping-strain curves are less dependent on relative consistency.

A method for estimating the effects of repeated loading on the Campeche Sound clays was described. The stiffness degradation parameter, t , was seen to be nearly independent of stress level and cyclic stress amplitude; it depends mainly on normalized strain. Normalized strain is strongly influenced by relative consistency. Although data were not enough to assess properly fatigue effects on λ - γ curves, the experiments suggest that damping is affected only marginally by repeated loading. Further experiments are necessary for verifying this assertion.

The experimental results presented in this paper disclosed the importance of relative consistency on the stiffness-strain curves and on fatigue effects; in fact, it is a better index than soil plasticity for making qualitative estimates of the dynamic behaviour of the Campeche Sound clays as relative consistency reflects soil type and state and is also related to the internal soil structure. The model developed herein can be applied making use of simple relationships between relative consistency and G_{\max} as well as with the reference strain, γ_r ; the other parameters of the model turned out to be fixed.

The model developed during this research can be applied in seismic amplification studies of the Campeche Sound soils. Together with other seismological investigations, these are essential for defining design spectra in that area. The model presented here has also been applied to develop dynamic P-Y curves for designing piles subjected to seismic lateral loads in the Campeche Sound (Romo and Ovando, 1995). The use of relative consistency as an index to estimate soil behaviour is especially important in connection to laterally loaded piles. Piles installed in soils having C_r values approaching unity --brittle soils-- may be affected by fatigue effects if soils are cyclically stressed above 80 % of their dynamic strength.

7. REFERENCES

- Afifi S S y Woods R D (1971), "Long-term pressures effects on shear modulus of soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol 97, SM10, pp 1445-1460*

- Andersen K H (1988), "*Properties of soft clay under static and cyclic loading*", Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 176, Oslo
- Anderson D G y Richart F E Jr (1976), "Effects of straining on shear modulus of clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 102, GT9*, pp 975-987
- Anderson D G y Stokoe K H II (1978), "Shear modulus: A time-dependent soil property", *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654*, pp 66-90
- API, *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design, 2A-WSD (RP2A-WSD)*, Twentieth Edition, July 1, 1993
- Harding B O y Drnevich V P (1972), "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 98, GT7*, pp 667-692
- Hardin B O y Black W L (1968), "Vibration modulus of normally consolidated clay", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol 94, SM2*, pp 353-368
- Hight D W, Gens A and Jardine R J (1985) Evaluation of geotechnical parameters from triaxial tests on offshore clay, Ch. 16 in: *Advances in Underwater Technology. In Situ Testing and Sampling Effects*, London: Graham & Trolman
- Idriss I M, Dobry R y Singh R D (1978), "Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 104, GT12*, pp 1427-1447
- Jardine R. J. (1985), *Investigation of pile/soil behaviour with special reference to the foundation of offshore structures*, Ph D Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.
- Kokusho T, Yoshida Y y Esashi Y (1982), "Dynamic properties of soft clay for wide strain range", *Soils and Foundations, Vol 22, No. 4*, pp 1-18
- Koutsoftas D C y Fisher J A (1980), "Dynamic properties of two marine clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 106, GT6*, pp 645-657
- Kovacs W D, Seed H B y Chan C K (1971), "Dynamic moduli and damping ratios for a soft clay", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol: 97, SM1*, pp
- Romo M P (1990), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", *Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo*, pp 83-94

- Romo M P and Ovando E (1995), *Curvas P-Y dinámicas para el análisis de interacción sísmica pilote-suelo*, Accepted for publication in the Serie Azul, Mexico, Instituto de Ingeniería UNAM.
- Saada A S y Macky T A (1985), "Integrated testing and properties of a Gulf of Mexico clay", Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and in-situ Measurements, *ASTM STP 883, ASTM*, pp 363-380
- Sun J I, Golesorkhi R y Seed H B (1988), "Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils", UCB/EERC-88/15, University of California, Berkeley
- Vucetic M y Dobry R (1988), "Degradation of marine clays under cyclic loading", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 114, No. 2*, pp 133-149
- Vucetic M y Dobry R (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 117, GT1*, pp 89-107
- Wood, D H (1990), "Soil behaviour and critical state soil mechanics", *Cambridge University Press*, Nueva York

ESTIMACION DE LA VELOCIDAD DE ONDAS S EN LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO CON ENSAYES DE CONO

EFRAIN OVANDO y MIGUEL P. ROMO

*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
Ciudad Universitaria, A.P. 70-472, Coyoacán 04510, México, D.F., México*

RESUMEN

En este trabajo se presentan expresiones para correlacionar la velocidad de las ondas de corte de la arcilla de la Ciudad de México con su resistencia a la penetración medida en una prueba CPT. Las correlaciones se derivan a partir de la teoría de expansión de cavidades y con modelos hiperbólicos esfuerzo-deformación. Se utilizan los resultados de un programa experimental de campo para calibrar las correlaciones obtenidas, señalar sus limitaciones y proponer un método para aplicarlas en problemas prácticos de análisis de respuesta sísmica de depósitos de arcilla blanda.

ABSTRACT: ESTIMATION OF SHEAR WAVE VELOCITIES FROM CPT TESTS FOR THE MEXICO CITY CLAY

Expressions are shown for correlating shear wave velocities with CPT strengths for the Mexico City clay. The correlations were derived using cavity expansion theory and hyperbolic stress-strain models. Results of field experiments are used to calibrate the correlations, point out their limitations and propose a method which is useful in practical problems dealing with the seismic response of soft clay deposits.

INTRODUCCION

El ambiente geotécnico de la cuenca del valle de México impone condiciones especialmente difíciles a la práctica de la ingeniería de cimentaciones. La mayor parte de la Ciudad de México se asienta sobre depósitos de arcilla lacustre poco resistente y altamente compresible. Además de los problemas que conlleva la construcción de obras civiles sobre suelos extremadamente blandos, el geotecnista en esta ciudad enfrenta complicaciones adicionales debidas al hundimiento regional provocado por la explotación excesiva de los acuíferos de la cuenca, así como por la alta sismicidad de la región. En este trabajo abordamos un problema relacionado con este último aspecto, el de la determinación del módulo de rigidez dinámico del suelo a deformaciones pequeñas.

CONDICIONES GEOTECNICAS DE LA CIUDAD DE MEXICO

Marsal y Mazari¹ distinguieron tres zonas geotécnicas dentro de la Ciudad de México. La zonificación propuesta por estos autores sigue siendo esencialmente la misma excepto por algunas modificaciones introducidas en años recientes. La Figura 1 presenta el mapa de zonas geotécnicas que contiene el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en su última versión.² La Zona I o de lomas está constituida por suelos duros, poco compresibles. Hacia el poniente de la ciudad está formada por tobas y arenas de origen piroclástico con diferentes grados de cementación e incluye las zonas en donde afloran basaltos volcánicos, principalmente al sur. La zona de transición o Zona II se localiza en las orillas de los antiguos lagos del valle de México (Texcoco, Xochimilco y Chalco) y está constituida por intercalaciones de arcilla y limos arenosos en donde los suelos compresibles rara vez exceden 20 m de profundidad.

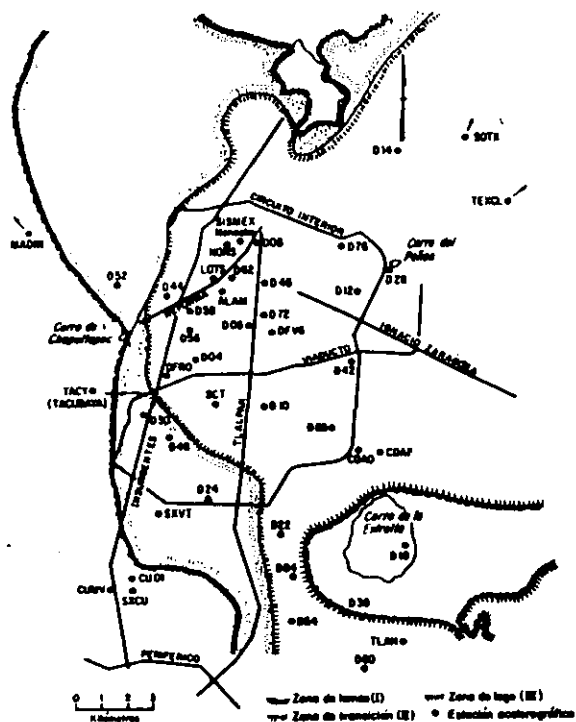


Figura 1. Zonas geotécnicas en la Ciudad de México y localización de estaciones acelerográficas.

La estratigrafía de la zona lacustre está constituida por una costra superficial competente de espesor variable seguida de una secuencia de arcillas con intercalaciones delgadas de materiales arenosos, generalmente de origen piroclástico. Interrumpe a esta secuencia, a una profundidad que varía entre 30

y más de 40 m, un estrato heterogéneo de materiales arenosos o limo-arenosos (la primera capa dura, en donde se apoyan muchas de las cimentaciones profundas que emplean pilotes de punta), que en las partes centrales del antiguo lago sólo alcanza espesores de unos cuantos centímetros pero que en sus orillas pueden ser hasta de tres metros. Sigue una segunda serie arcillosa de materiales más consolidados con espesores de unos cuantos metros. Dentro de la zona urbana de la ciudad la base de estos depósitos se encuentra cerca de 40 m de profundidad aunque hacia el centro del ex-lago aparece a más de 50 m. En la Figura 2 se presenta una estratigrafía típica de la zona del lago. La casi totalidad de la zona lacustre ha sufrido fuertes abatimientos en los niveles piezométricos. En la actualidad la tasa de disminución de los niveles piezométricos y por ende, la del hundimiento regional (más de 10 cm/año hacia finales de la década pasada), tiende a aumentar. El efecto del bombeo en la disminución del contenido de agua y en la compresión de los estratos arcillosos se aprecia en esta misma figura.

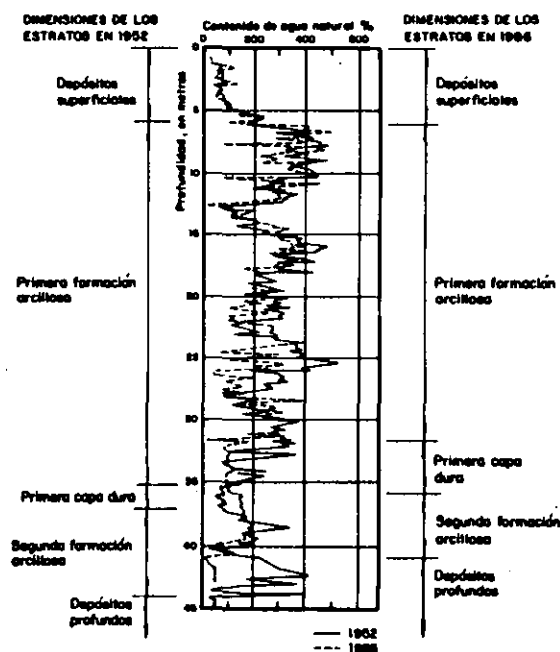


Figura 2. Estratigrafía típica de la zona lacustre.

MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE

El comportamiento dinámico de las arcillas se puede caracterizar con las cuatro propiedades siguientes: la variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular, el cambio del amortiguamiento histerético con la deformación angular, la relación esfuerzo-deformación-presión de poro y la resistencia a la falla dinámica.

El valor del módulo de rigidez depende fuertemente de la magnitud de la deformación angular cíclica inducida. Cuando las curvas módulo de rigidez-deformación angular se normalizan, dividiendo las ordenadas por el valor máximo del módulo, G_{max} , se obtiene una curva como la que se da en la Figura 3.

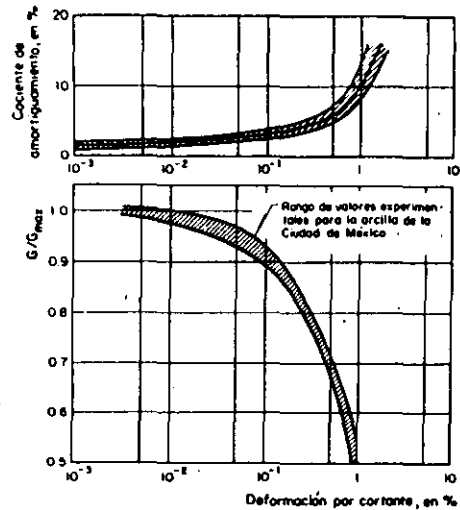


Figura 3. Variación del coeficiente de amortiguamiento y del módulo de corte con la deformación angular (de corte γ por cortante) para la arcilla de la Ciudad de México.

Usando modelos hiperbólicos, por ejemplo, las curvas G/G_{max} se pueden modelar adecuadamente.³ Para usar estos modelos es preciso definir el módulo de rigidez máximo, G_{max} . Para esto se pueden realizar ensayos de laboratorio con columna resonante en muestras representativas de arcilla o bien medir las velocidades de onda de corte, V_s , en el sitio y determinar los pesos volumétricos correspondientes del suelo. Con la siguiente relación se calcula el valor del módulo máximo:

$$G_{max} = \frac{\gamma_s V_s^2}{g} \quad (1)$$

donde γ_s es el peso volumétrico del suelo y g es la aceleración de la gravedad.

Otra posibilidad para estimar el valor de G_{max} consiste en relacionarla con alguna otra propiedad geotécnica. A continuación presentamos la obtención de correlaciones entre la resistencia a la penetración, q_c , medida con un penetrómetro holandés o cono estático y la velocidad de propagación de ondas de corte, V_s , para las arcillas de la Ciudad de México.

ESTUDIOS EXPERIMENTALES

En la Ciudad de México se llevaron a cabo estudios de campo para determinar en las velocidades de propagación de ondas sísmicas compresionales, V_p , y

de corte, V_s .⁴ Las mediciones se llevaron a cabo utilizando el método de la sonda suspendida⁵ y el de pozo abajo (*down-hole*). Como resultado de estos trabajos se dispuso de perfiles detallados de la variación de V_p y V_s con la profundidad en sitios representativos de las zonas de los ex-lagos de Texcoco y de Xochimilco-Chalco en donde existen potentes depósitos de arcillas blandas muy compresibles y en donde el fenómeno de amplificación dinámica durante temblores es especialmente notorio. Las Figuras 4 y 5 ejemplifican dos de estos perfiles; también se muestra la resistencia a la penetración medida con un cono eléctrico. Como se observa en estas figuras, los perfiles de V_s y de q_c guardan cierta similitud. Posteriormente se han efectuado mediciones en otras localidades pero no se dispone de datos sobre la resistencia de punta en estos sitios.⁶

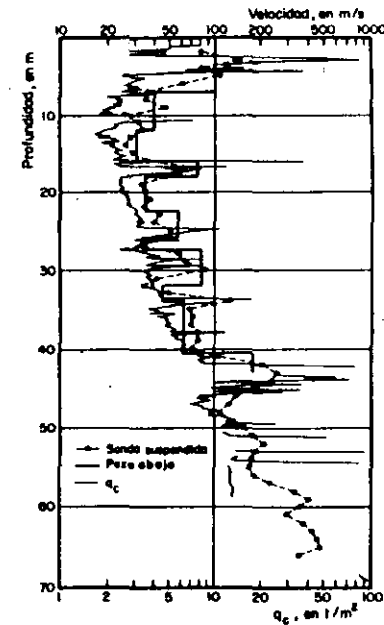


Figura 4. Resistencia a la penetración y velocidad de ondas de corte como función de la profundidad en un sitio de la zona lacustre.

RESISTENCIA A LA PENETRACION Y RESISTENCIA DEL SUELO

En la Ciudad de México se ha encontrado que la siguiente expresión permite estimar con suficiente aproximación la resistencia no drenada del suelo, C_u , a partir de la resistencia a la penetración medida con un cono eléctrico, q_c .^{7,8}

$$C_u \approx \frac{q_c}{N_k} \quad (2)$$

donde N_k es un coeficiente de correlación.

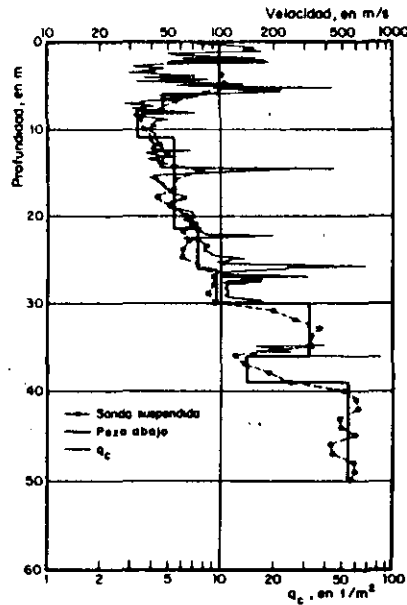


Figura 5. Resistencia a la penetración y velocidad de ondas de corte como función de la profundidad en otro sitio de la zona lacustre.

Entre otros factores, N_k es función del tipo de suelo y de la forma del penetrómetro empleado para su determinación. En la práctica los valores de N_k se obtienen calibrando el cono con pruebas estáticas de laboratorio como los ensayos triaxiales no consolidados no drenados. Para las arcillas altamente plásticas de la Ciudad de México se ha encontrado que N_k varía entre 10 y 14 para un cono de geometría estándar penetrando a una velocidad de 2 cm/s.⁹

En este trabajo C_v se interpreta como una resistencia obtenida bajo condiciones dinámicas. La resistencia dinámica es mayor que la estática por lo cual debe esperarse que el valor del coeficiente N_k sea menor, en este caso, que los valores antes citados. La resistencia dinámica de la arcilla de la Ciudad de México, por ejemplo, es 1.2 a 1.4 veces mayor que la estática.¹⁰ Luego, cabría esperar que el valor dinámico de N_k fuera menor que el estático en esta misma proporción.

RELACION ENTRE V_s Y q_c

Uso de la teoría de expansión de cavidades

Las relaciones V_s versus q_c se obtienen por medio de la teoría de expansión de cavidades cilíndricas de longitud infinita,¹¹ Figura 6. Con esta formulación también puede estimarse la capacidad de punta de pilotes¹² y, por extensión aunque en forma aproximada, la resistencia a la penetración medida con un cono elástico. La teoría es válida para cualquier modelo plástico del suelo. Aquí se supone que el material es un medio que satisface el criterio de falla de

Mohr-Coulomb cuyo comportamiento esfuerzo-deformación se idealiza como se muestra en la Figura 7.

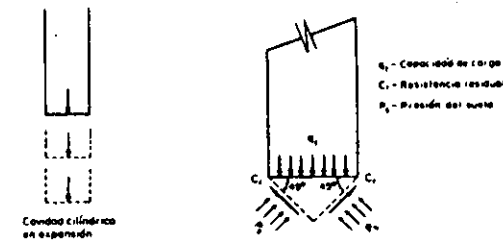


Figura 6. Expansión longitudinal de una cavidad cilíndrica.

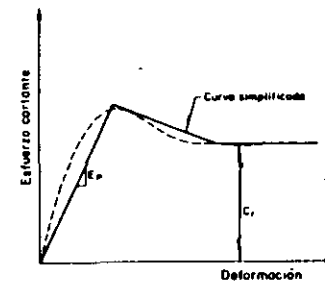


Figura 7. Curva esfuerzo-deformación supuesta en la teoría de expansión de cavidades cilíndricas.

De acuerdo con esta teoría la presión p_i que, aplicada en el interior de una cavidad cilíndrica, produce una expansión continua por efecto de flujo plástico está dada por

$$p_i = p'_0 + \frac{2}{3}q_r \left(1 + \ln \left(\frac{2E_r}{3q_r} \right) \right) + \frac{2}{3}q_p \left(\frac{E_r}{E_r - 2q_r} - 1 \right) \ln \left(\frac{E_p q_r}{E_r q_p} \right) \quad (3)$$

donde p_i es la presión que produce una expansión, p'_0 es el esfuerzo efectivo normal octaédrico inicial al centro de la cavidad, q_p es el esfuerzo desviador máximo, q_r es el esfuerzo desviador residual, E_p es el módulo de Young secante cuando se alcanza la mitad de la resistencia, y E_r es el módulo de Young secante cuando se alcanza la resistencia residual.

Suponiendo que el suelo es un material elasto-plástico perfecto se tiene

$$\begin{aligned} E_r &= E_p \\ q_r &= q_p \end{aligned} \quad (4)$$

y sustituyendo en la ecuación (3),

$$p_i = p'_0 + \frac{2}{3}q_p \left(1 + \ln \left(\frac{2E_p}{3q_p} \right) \right) \quad (5)$$

En una prueba de cono eléctrico, la presión necesaria para producir una expansión está relacionada con la resistencia de punta y con la resistencia del suelo, en este caso expresada en términos del esfuerzo desviador, q_p (Figura 7),

$$q_c = p_i + q_p \quad (6)$$

Sustituyendo (5) en (4), se obtiene que con los valores usuales de N_k ,

$$q_c = c_u N_k \cong p_i \quad (7)$$

El esfuerzo p'_0 se puede expresar en términos del esfuerzo vertical efectivo, σ'_v . Dado que el coeficiente de empuje de tierras en reposo k_0 en la arcilla de la Ciudad de México es del orden de 0.5, entonces se tiene que

$$p'_0 = \frac{2}{3} \sigma'_v \quad (8)$$

Por otra parte, el cociente entre la resistencia no drenada C_u y el esfuerzo vertical efectivo σ'_v es aproximadamente constante para arcillas normalmente consolidadas; su valor varía entre 0.2 y 0.4.¹³ Llamando β a este cociente,

$$\sigma'_v = \frac{q_c}{\beta N_k} \quad (9)$$

Tomando en cuenta la relación elástica entre el módulo de Young, E , y el módulo de rigidez al corte, G , así como la que existe entre éste y V_s ,

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \rho V_s^2 \quad (10)$$

donde ρ es la densidad de masa y ν es la relación de Poisson. Sustituyendo valores y despejando a V_s se obtiene

$$V_s = \sqrt{\frac{3gq_c}{2N_{kc}\gamma_s(1+\nu)} \exp\left\{\frac{3N_{kc}-4}{4} - \frac{1}{2\beta}\right\}} \quad (11)$$

los términos no definidos son γ_s , que es el peso volumétrico y g que es la aceleración de gravedad. En este caso N_{kc} se interpreta como el factor de correlación que resulta al aplicar esta teoría.

Puede darse otro enfoque a la teoría de expansión de cavidades para correlacionar V_s y q_c tomando en cuenta explícitamente el valor del esfuerzo vertical efectivo σ'_v y la resistencia al corte no drenada C_u en lugar de N_k y de la constante β . El análisis se hace por unidades geológicas pero tiene el inconveniente de que en la expresión que resulta aparecen muchos parámetros que deben medirse en el laboratorio.

Consideración del comportamiento esfuerzo-deformación

La relación esfuerzo-deformación durante la primera aplicación de cargas está representada por la llamada curva esqueleto que en general se expresa como $\tau = f(\gamma)$, donde τ y γ son esfuerzos y deformaciones de corte, respectivamente. En dinámica de suelos ha sido común emplear modelos en los que

$f(\gamma)$ es una función hiperbólica que depende de las características de curvas esfuerzo-deformación obtenidas experimentalmente.

Ejemplificamos la obtención de la relación q_c versus V_s para esta familia de modelos con el de Ramberg-Osgood. Una forma de expresar $f(\gamma)$ en este caso es la siguiente:

$$\tau = \frac{G_{\max} \gamma}{1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^{r-1}} \quad (12)$$

donde G_{\max} se interpreta como el módulo inicial de rigidez al corte, τ_f es el esfuerzo de corte máximo o resistencia al corte, y α y r son constantes que se determinan experimentalmente. El resto de los parámetros ya se definió.

Para establecer la expresión buscada primero se define la deformación de referencia, γ_r ,

$$\gamma_r = \frac{\tau_f}{G_{\max}} \quad (13)$$

la cual es una constante que depende del tipo y características del suelo. Después de algunas manipulaciones algebraicas, de las ecuaciones (12) y (13) se obtiene

$$\alpha \frac{\tau^r}{\tau_f^r} + \frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\gamma}{\gamma_r} \quad (14)$$

Si en la ecuación (13) se hace $\gamma \rightarrow 0$ con el objeto de conocer el módulo tangente inicial, G_{\max} , tendremos que τ también tiende a cero. En la arcilla de la Ciudad de México se ha demostrado experimentalmente que r tiene un valor cercano a dos¹⁴ y por ello r se aproxima a cero más rápidamente. De lo anterior se deduce que para deformaciones pequeñas

$$\frac{\tau}{\tau_f} \approx \frac{\gamma}{\gamma_r} \quad (15)$$

$$\tau \approx \frac{\gamma \tau_f}{\gamma_r} \quad (16)$$

Sustituyendo valores en (15) y despejando para V_s se obtiene la expresión buscada cuando $G \approx G_{\max}$,

$$V_s = \sqrt{\frac{q_c}{\rho N_{ka} \gamma_r}} \quad (17)$$

N_{ka} es el factor de correlación para modelos hiperbólicos. Procediendo de manera parecida se obtienen expresiones exactamente iguales cuando se parte de los modelos de Hardin y Drnevich así como del llamado modelo hiperbólico general.

COMPARACION CON MEDICIONES DE CAMPO

Para aplicar las fórmulas deducidas anteriormente se utilizaron valores de q_c medidos en diferentes sitios para predecir los valores correspondientes de V_s y

luego compararlos con los valores obtenidos experimentalmente en el campo.

Los valores medidos de V_s se agruparon siguiendo dos criterios. El primero es zonal, se separaron los datos provenientes de la zona del lago de Texcoco precargado, los del lago de Texcoco virgen y los del de Xochimilco-Chalco. El segundo es estratigráfico y permitió la agrupación de los datos de cada zona de acuerdo con el tipo de suelo. En este caso se distinguen tres tipos: arcillas, estratos limo-arenosos y de otros lentes duros y, finalmente, suelos duros de las costras superficiales. Este criterio puede refinarse adoptando modelos estratigráficos más detallados pero actualmente no se cuenta con suficiente información para hacer comparaciones significativas de esta manera.

Aplicación de la teoría de expansión de cavidades

Utilizamos la fórmula dada por la ecuación (11). Para emplearla es necesario definir los valores de N_{kc} y β . Supusimos $\beta=0.26$ lo cual parece ser una hipótesis razonable para los suelos de la Ciudad de México que pueden encontrarse en estado normalmente consolidado o ligeramente preconsolidado. El valor de N_{kc} se determinó por prueba y error.

Aplicación de los modelos hiperbólicos

Para aplicar el modelo de Ramberg-Osgood es necesario conocer la deformación de referencia γ_r . Para obtener γ_r , se sustituyeron valores medidos de q_c y V_s en la ecuación (17), utilizando los valores de N_k obtenidos con la teoría de expansión de cavidades. En general $N_{kc} \neq N_{kh}$. Sin embargo, al obtener γ_r en esta forma se garantiza que los valores medios de N_{kc} y N_{kh} sean iguales. El valor de γ_r depende fuertemente del índice de plasticidad del suelo y puede ser estimado usando un procedimiento ya descrito en la literatura.¹⁰

Empleamos gráficos de abscisas q_c y ordenadas V_s para comparar los valores medidos de esta última con los calculados usando las fórmulas (11) y (17). Los resultados se presentan en las Figuras 8 a 11. Del análisis de estas figuras se derivan las observaciones que se enumeran a continuación.

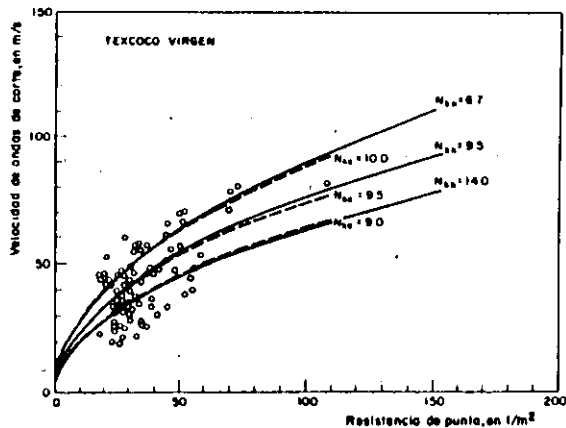


Figura 9. Relación entre la velocidad de las ondas de corte y la resistencia de punta en los suelos del lago de Texcoco virgen.

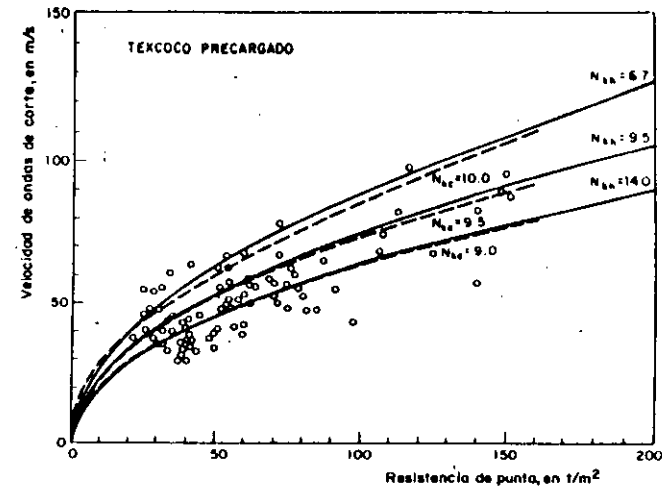


Figura 9. Relación entre la velocidad de las ondas de corte y la resistencia de punta en los suelos del lago de Texcoco precargado.

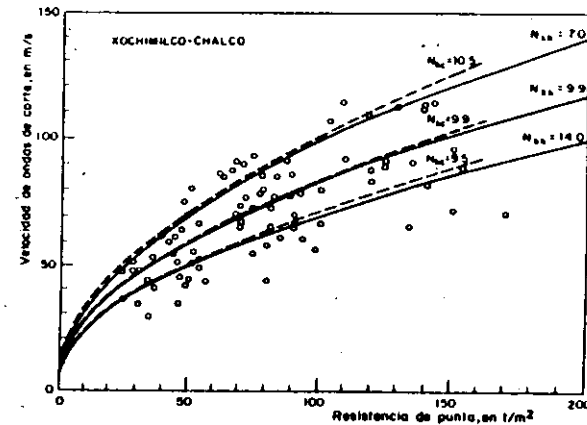


Figura 10. Relación entre la velocidad de las ondas de corte y la resistencia de punta en los suelos del lago Xochimilco-Chalco.

1. Los valores medios de V_s predichos con las fórmulas obtenidas aquí son muy parecidos entre sí.
2. La dispersión de los datos experimentales y las diferencias entre éstos y los valores calculados obedece cuando menos a las siguientes causas. Por un lado, a errores experimentales en la medición de q_c y V_s . Por el otro, a que las hipótesis involucradas en las teorías empleadas no necesariamente simulan correctamente el comportamiento real del suelo bajo condiciones de campo. Finalmente, a inexactitudes en las suposiciones hechas para determinar algunos de los parámetros involucrados.

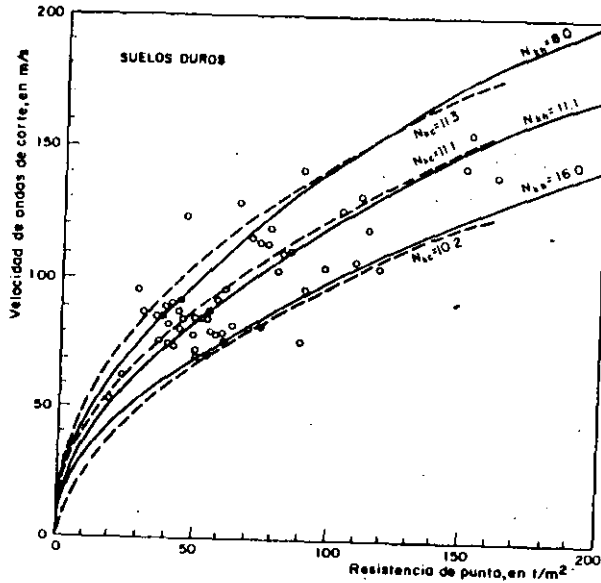


Figura 11. Relación entre la velocidad de las ondas de corte y la resistencia de punta en los suelos duros de toda la ciudad.

A pesar de lo anterior, las correlaciones propuestas siguen razonablemente bien las tendencias observadas en los datos experimentales. En vista de que los valores medios de V_s difieren poco independientemente de la teoría empleada para estimarlos, proponemos la siguiente fórmula, obtenida de la ecuación (17), para estimar los valores de V_s :

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (18)$$

en donde V_s está en m/s, q_c en t/m² y γ_s en t/m³. Los valores de N_{kc} y N_{kh} que se obtienen dentro del rango de dispersión de los resultados experimentales se indican en la Tabla 1. El valor de η es constante para cada tipo de suelo y depende de g y γ_r ,

$$\eta = \sqrt{\frac{g}{\gamma_r}} \quad (19)$$

En la Tabla 2 se dan los valores de la constante η que se obtienen a partir de los valores γ_r encontrados anteriormente.

En la fórmula (18) el factor q_c/N_{kc} es la resistencia no drenada obtenida con una prueba triaxial UU. De lo anterior sigue que en dicha expresión se puede sustituir directamente el valor de C_u ,

$$V_s \cong \eta \sqrt{\frac{F_d C_u}{\gamma_s}} \quad (20)$$

en donde F_d se interpreta como el cociente entre la resistencia no drenada medida dinámicamente y la resistencia obtenida bajo condiciones estáticas. Esta fórmula se calibrará en estudios futuros.

Tabla 1. Valores sugeridos de N_{kc} y N_{kh} .

Tipo de Suelo	Valores de N_{kc}			Valores de N_{kh}		
	Máximo	Medio	Mínimo	Máximo	Medio	Mínimo
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	10.0	9.5	9.0	14.0	9.5	6.7
Arcillas del lago Xochimilco-Chalco	10.5	9.9	9.5	14.0	9.9	7.0
Suelos areno-limosos de las capas duras en todo el valle	11.3	11.1	10.2	16.0	11.1	8.0

Tabla 2. Valores de las constantes empleadas en la fórmula (18).

Tipo de Suelo	γ_r (%)	γ (t/m ³)	η
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	1.50	1.20	23.33
Arcillas del lago Xochimilco-Chalco	1.17	1.20	26.40
Suelos areno-limosos de las capas duras en todo el valle	0.37	1.65	40.00

CONSIDERACIONES PRACTICAS

La relación elástica entre el período dominante de un depósito de suelo, T_0 y la velocidad media de propagación de ondas de corte, \bar{V}_s , en un sitio en donde el espesor de los suelos deformables sea H es

$$T_0 = \frac{4H}{\bar{V}_s} \quad (21)$$

El valor de T_0 se ha obtenido a partir de mediciones del ruido ambiental y de temblores pequeños.¹⁵ El valor de T_0 calculado con la ecuación (21) coincide con muy buena aproximación con el que se ha determinado experimentalmente, aún para temblores de gran magnitud como los que se registraron en la Ciudad de México en 1985. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico de Edificios del Reglamento de Construcciones del DDF de 1987 contienen un mapa con el cual se pueden estimar los valores de T_0 para cualquier sitio dentro de la Ciudad de México. Conocidos T_0 y H , \bar{V}_s queda determinada. La relación entre esta última y los valores de la velocidad de propagación de

ondas de corte en los estratos de espesor h_i del subsuelo es

$$\bar{V} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{si}}} \quad (22)$$

Para reducir la incertidumbre debida a la dispersión de los datos experimentales, los valores de V_{si} pueden ajustarse variando N_{ki} dentro de los límites indicados en la Tabla 1 hasta lograr que el valor del período dominante del estrato coincida o se aproxime suficientemente con el que aparece en las curvas de isoperíodos o bien, con el que fue medido en el campo.

EJEMPLO DE APLICACION

El uso de las correlaciones propuestas se ilustra utilizando los resultados de un sondeo de cono eléctrico obtenido en un sitio perteneciente a la zona del lago precargado. El perfil simplificado de la resistencia de punta se presenta en la Figura 12 en la que también se dan los valores de V_s obtenidos con la fórmula (22). Con los datos de esta figura se calcularon, usando un modelo unidimensional de propagación de ondas,¹⁶ dos espectros de respuesta superficiales utilizando como señal de excitación el acelerograma registrado el 25 de abril de 1989 en un sitio de terreno duro localizado en el sitio Tacubaya de la zona de Lomas. Uno de los espectros de respuesta se calculó con base en los valores de V_s obtenidos con la fórmula (22), usando los valores medios de N_{ki} ; el otro, modificándolos para que el depósito modelado tuviera el período dominante que se obtiene a partir de un acelerograma registrado cerca del sitio estudiado. En el análisis de respuesta no se consideró la degradación del módulo de rigidez por efecto de la magnitud de las deformaciones y se adoptó un valor de 5% del amortiguamiento crítico para todos los estratos. En la Figura 13 se comparan los espectros de respuesta calculados con el espectro de respuesta del acelerograma registrado (los espectros de respuesta se calcularon para 5% de amortiguamiento estructural). Como se ve, el espectro calculado con los valores de V_s modificados se aproxima bien al espectro medido.

En general, las arcillas amplifican los movimientos de terreno firme pero la importancia de tal amplificación depende de las características de sus curvas rigidez-deformación y amortiguamiento-deformación. En estudios recientes se ha revelado que la plasticidad de los suelos (generalmente expresada a través del índice de plasticidad) es el factor que más influye en la geometría de estas curvas.^{10,17} La rigidez de los suelos poco plásticos disminuye más rápidamente con la deformación que la de los suelos de alta plasticidad. La de las arcillas altamente plásticas de la Ciudad de México, por ejemplo, es prácticamente constante hasta niveles de deformación angular de 0.1% o más; aunado a esto se tienen amortiguamientos muy bajos (de 2 a 5% del crítico).

Con lo anterior se explica, en buena parte, el éxito de los modelos elásticos para reproducir la respuesta de sitio en estos suelos para la mayoría de los temblores registrados en la Ciudad de México y la gran capacidad de estas arcillas para amplificar los movimientos sísmicos.

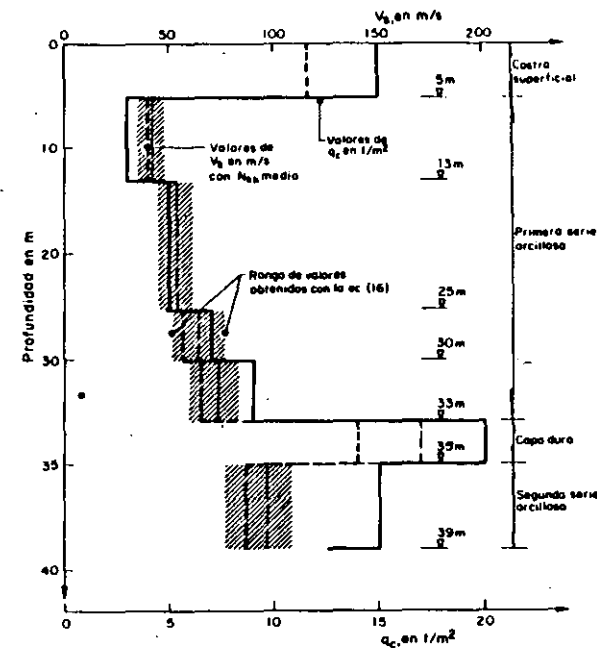


Figura 12. Perfiles simplificados de resistencia de punta y de velocidad de propagación de ondas en un sitio de la zona del lago.

CONCLUSIONES

Utilizando la teoría de expansión de cavidades o postulando leyes de comportamiento esfuerzo-deformación de tipo hiperbólico se justificó la existencia de correlaciones entre la velocidad de propagación de ondas de corte y la resistencia a la penetración medida con un cono eléctrico.

Se obtuvieron correlaciones entre V_s y q_c para los suelos del lago de Texcoco virgen y precargado y para los del lago Xochimilco-Chalco, distinguiendo entre los suelos de las costras superficiales, los suelos limo-arenosos de los estratos duros y las arcillas lacustres.

Las correlaciones propuestas conducen a estimaciones del valor medio de V_s que no difieren mucho entre sí. Sugerimos usar las que se obtienen de los modelos hiperbólicos esfuerzo-deformación pues son las más simples. Proponemos una fórmula deducida a partir de éstas para estimar V_s con base en resultados de ensayos triaxiales no consolidados no drenados.

Las correlaciones propuestas deberán emplearse con cautela pues sólo las respalda un número limitado de ensayos de campo. Las incertidumbres inherentes a ellas se reducen usándolas de acuerdo con el método que aquí se propone. En cualquier caso práctico deberá preferirse la determinación de las propiedades dinámicas mediante ensayos de campo o de laboratorio.

Por lo anterior, debe tenerse extremo cuidado al usar los resultados de estudios experimentales ya que si la extrapolación se hace con la única base

de que ambos suelos son arcillas plásticas, se pueden cometer graves errores. A pesar del carácter indicativo que tienen los valores de V_s obtenidos con base en las correlaciones que se presentan aquí, su utilidad en análisis preliminares quedó de manifiesto cuando se usan junto con información geofísica.

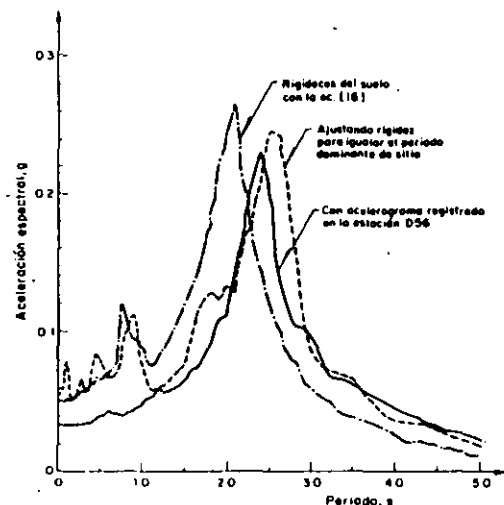


Figura 13. Espectros de respuesta para 5% de amortiguamiento.

REFERENCIAS

1. R.J. Marsal y M. Mazari, *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México (1957).
2. Secretaría de Obras del Departamento del Distrito Federal, 'Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones,' *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, Quinta Epoca, n° 40, México (1987).
3. K. Ishihara, 'Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis,' *Proceedings International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, 237-259, Zürich, Suiza (1982).
4. H.B. Seed, M.P. Romo, J. Sun, A. Jaime y J. Lysmer, 'Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of September 19, 1985,' *rep. UCB/EERC-87/15*, Universidad de California, Berkeley (1987).
5. C. Kitsunesaki, 'A new method for shear wave logging,' *Geophysics*, 45, 110 (1980).
6. Yamashita Arquitectos, 'Estudios del subsuelo para el proyecto del Centro Nacional de Prevención de Desastres en los Estados Unidos Mexicanos,' *Informe Técnico*, México (1990).

7. L. Montañez y E. Santoyo, 'Pruebas de laboratorio y campo en los suelos de la lumbreira 5-1c,' *Informe Interno*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1979).
8. E. Santoyo, L.X. Riquig y E. Ovando, *El Cono en la Exploración Geotécnica* (C. Gutiérrez, editor), TGC Geotecnia, México (1989).
9. E. Santoyo y A. Olivares, 'Penetrómetro estático para suelos blandos y sueltos,' *pub. 435*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1980).
10. M.P. Romo, 'Comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones,' *Memoria Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones*, 83-94, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México (1990).
11. R. Hill, *The Mathematical Theory of Plasticity*, Oxford University Press, Oxford, Reino Unido (1950).
12. B. Ladanyi, 'Deep punching of sensitive clays,' *Memorias del Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, 1, 533-546, Caracas, Venezuela (1967).
13. W. Lambe and R. Withman, *Soil Mechanics*, SI version, Wiley (1979).
14. A. Jaime, 'Características dinámicas de la arcilla del valle de México,' *tesis doctoral*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México (1987).
15. J. Lermo, R. Cabrera, G. Cesati y R. Ortega, 'Estimación del período dominante en 18 sitios del Distrito Federal,' *Memorias XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, 1, 55-68, San Luis Potosí, México (1990).
16. P.B. Schnabel, J. Lysmer y H.B. Seed, 'SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites,' *rep. UCB/EERC-72/12*, Universidad de California, Berkeley (1972).
17. R. Dobry y M. Vucetic, 'Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits,' *Proceedings International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, 2, 49-85, Ciudad de México (1987).

[Recibido 2 de Enero de 1992]

[Revisado 28 de Enero de 1992]

SEISMIC CONE TEST IN MEXICO CITY PRUEBA DE CONO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE MÉXICO

E. Ovando-Shelley
Instituto de Ingeniería, UNAM

R. Contreras
Instituto de Ingeniería, UNAM

A. Sámano
Instituto de Ingeniería, UNAM

SYNOPSIS. The Instituto de Ingeniería, UNAM, developed a seismic CPT device. This paper discusses and analyses the results of a test performed in a soft clay site in Mexico City. Test results are shown to be consistent with local stratigraphy and soil types. Previously developed correlations between static CPT penetration resistance and shear wave velocity agree well with the seismic CPT results. A series of cyclic triaxial tests revealed that initial stiffness obtained with these tests and those derived from the seismic cone test depends exponentially on relative consistency.

1. INTRODUCTION

1.1 General background

Any theoretical model for calculating the seismic response of layered soil deposits requires that strata be characterized by means of appropriate parameters. The simplest form of characterizing soils for dynamic analyses is by specifying the shear modulus, G , and the energy dissipation characteristics of each of the strata, most commonly through an equivalent viscous damping ratio, λ . Adoption of these parameters carries the implicit assumption that soil behaviour can be described by means of a viscous elastic model, linear or non linear. Many problems in soil dynamics can be solved accurately enough with such a model.

G and λ are strain dependent parameters and it has long been established that the former decreases with increasing strain levels whereas the latter is small at low strain values and grows as strain increases. These parameters can be obtained using a number of laboratory devices over various ranges of strain. Shear moduli can also be obtained indirectly from field tests in which the actual parameter measured is the time of arrival of P or S waves generated artificially. Wave propagation velocities and elastic soil moduli --shear and Young's moduli-- are obtained from these. For earthquake related problems, G is derived from the following elastic relationship:

$$G = \rho V_s^2 \quad (1)$$

where V_s is the shear wave propagation velocity and ρ is the mass density of the soil traversed by the shear waves. Strains associated to the moduli obtained from field tests are rather small, typically of the order of 10^{-4} % or less. These strain levels are at least one order of magnitude smaller than the strains associated to values of G determined in the laboratory with resonant column tests, cyclic triaxial tests or monotonic triaxial tests with internal strain measurements. For practical purposes, G values obtained from field tests are taken to be good estimates of the maximum or initial stiffness of soils.

Cross-hole, up-hole or down-hole geophysical techniques have been used extensively by geotechnical engineers and geophysicists for determining profiles of E or G with depth. New devices like the suspension logging probe have been developed more recently (Kitsunezaki, 1980). The down-hole surveying technique has also been adapted and can now be used together with a static penetrometer. The device is known as the seismic cone or seismic CPT and was developed initially by Robertson et al (1986). Its basic principle of operation is illustrated in fig 1. Geophones for logging waves generated at the surface are installed near the cone tip which is coupled to standard perforation bars. Other similar devices have also been developed elsewhere (e. g., Stephenson and Barker, 1992). Seismic CPT provides a cheap alternative for obtaining seismic wave velocity profiles as it doesn't require previous borings or casings and, in soft soils, a small drilling machine can be used to drive the perforation bars and the tip containing the geophones.

A seismic CPT device is under development at the Instituto de Ingeniería, UNAM. Trial tests in several soft soil sites in Mexico City are very encouraging (Ovando et al, 1993; Ovando et al 1994). The results of one such test are analyzed and discussed in this paper. Several resonant column and cyclic triaxial tests were also performed at the site and the results of these are confronted with those obtained with the seismic cone.

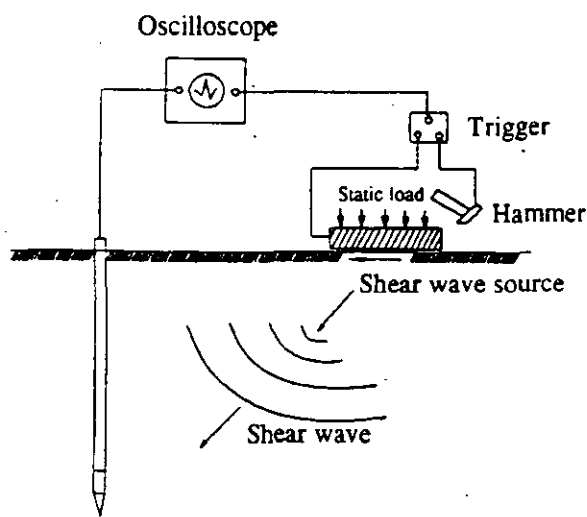


Fig 1 Seismic cone penetrometer (after Robertson et al, 1986)

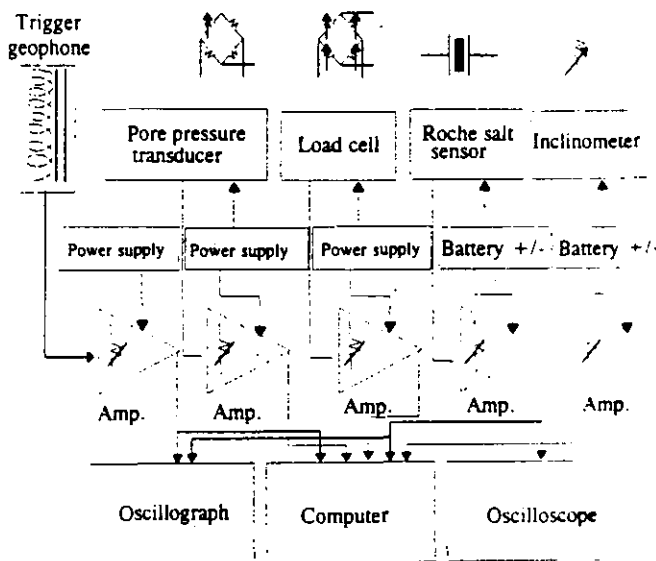


Fig 2 Schematic view of the seismic cone developed at UNAM

1.2 Previous field studies for determining dynamic soil properties in Mexico City

Despite the importance of field tests for characterizing soil deposits in terms of their dynamic properties, its use in practical applications in Mexico City is still not widespread. Early determinations of dynamic moduli using seismic refraction and cross-hole tests were performed in the 60's and 70's (Figuroa, 1964; Martínez et al, 1974). After the 1985 earthquakes, extensive cross-hole testing was performed by the Mexican electricity board (Comisión Federal de Electricidad) (Benhumea and Vázquez, 1988). Later, down-hole and suspension logging tests were performed in 13 soft soil sites in Mexico City (e.g. Jaime et al, 1987; Ovando and Romo, 1991). Additional suspension logging tests were performed by geophysicists from the Oyo Corp. in 1990 (Yamashita, 1990). Lermo et al (1990) present the results of ambient vibration studies as well a summary of the data available on the dynamic properties of the Mexico City clays obtained from in situ tests.

2. EXPERIMENTAL TECHNIQUES

2.1 Characteristics of the equipment used

The seismic cone developed at UNAM is represented schematically in fig 2 and its main components are succinctly described below.

Roche salt sensors. These are piezoelectric granules bonded in a pastille that is glued to a tube coupled to the conical tip of the device. They work like piezoelectric accelerometers and were originally designed to measure high frequency vibrations in tubes induced by cavitation (Guarga et al, 1985). They have a flat frequency response curve between 3 and 1,000 hz.

Signal conditioning. The seismic cone is provided with a pre-amplifier near the sensors; a second amplifier is located in the surface and its output is fed directly to visual display units or to a digital to analogue card. Pass band filters are also included in the signal conditioning unit.

Data logging and display. During the experiments, signals may be viewed in an oscilloscope or may be registered in a galvanometric oscillograh. All the signals are digitized with a 12 bit analogue to digital converter and may also be displayed in a portable computer. The sampling frequency is typically set at 1000 hz.

2.2 Data reduction and processing

Digitized data are processed to facilitate further analysis. A base line correction is first applied and the records shortened to eliminate unwanted data. Later, the signals are passed through a digital Butterworth filter with a pass band set at 5 and 200 hz. After filtering, which is performed in the frequency domain, signals are converted into time series. These can be used to obtain arrival times directly, i. e. with the difference between the start times of the trigger signal and the signal logged with piezoelectric sensors or by using the cross correlation function of these two signals, R_{ab} :

$$R_{ab}(\tau) = E[a(\tau)b(t+\tau)] = \int_{-\infty}^{\infty} a(t)b(t+\tau)dt \quad (2)$$

where $E[.]$ is the expected value of the argument. The delay time between signals a and b corresponds with the value of τ at which R_{ab} adopts its maximum value.

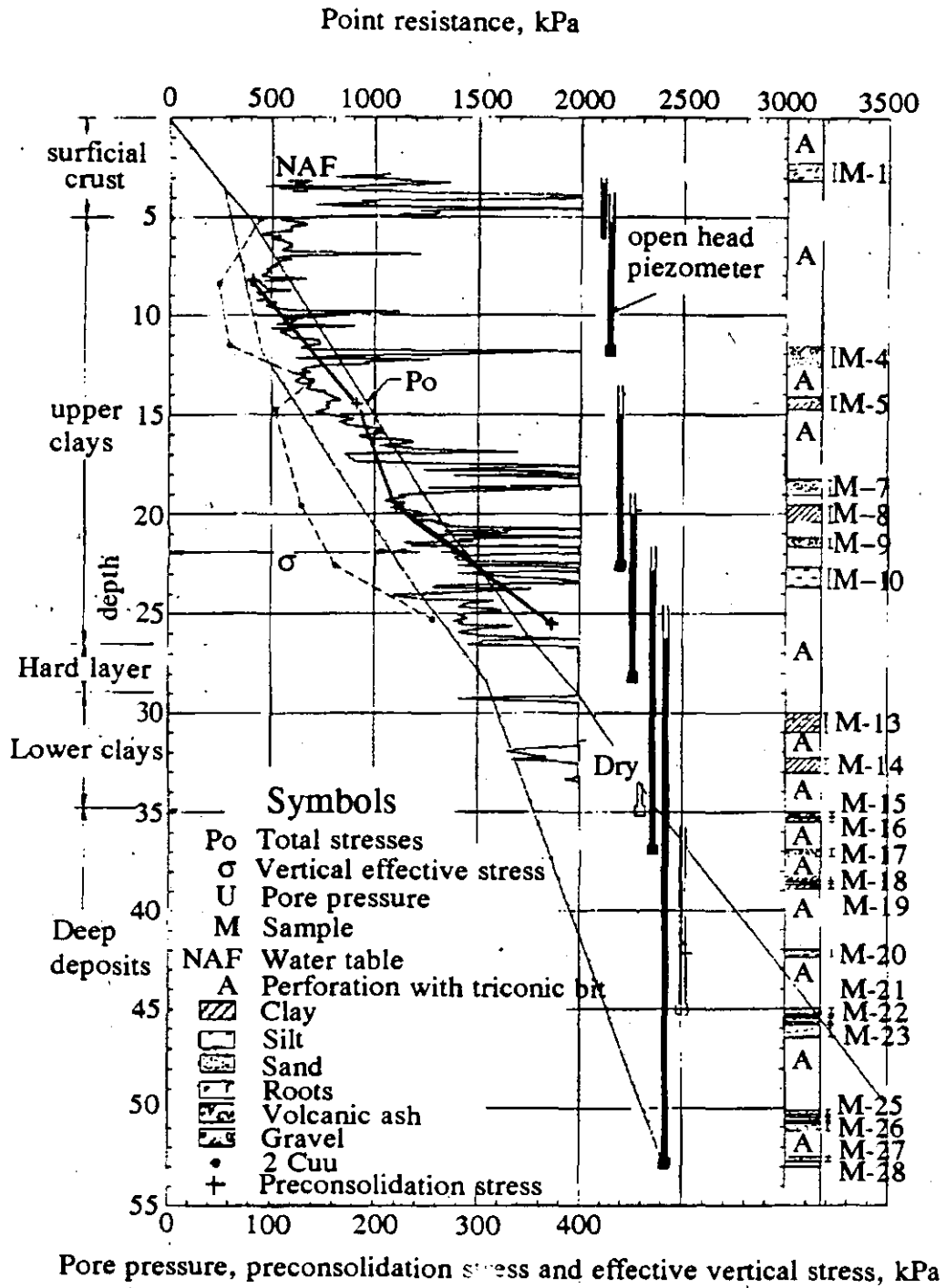


Fig 3 Geotechnical Conditions at the site

3. FIELD AND LABORATORY EXPERIMENTAL RESULTS

Samples of natural clays were retrieved from a site within the lake zone in Mexico City. The Institute of Engineering, UNAM, as well as a firm of private consultants have been studying the site over the last few months; consequently, soil conditions are well documented. Site investigation included several Dutch cone penetration tests as well as soundings to obtain undisturbed samples; a station with several open end piezometers was also installed. Traditional triaxial compression and consolidation tests were also performed. Laboratory and field test results as well as a detailed knowledge of the stratigraphy provide a convenient framework with which to interpret the seismic cone tests performed in this research. The experiments carried out in connection to this research consisted in a seismic cone test as well as seven cyclic triaxial tests performed on soft clay samples retrieved from the site.

3.1 Geotechnical background

The stratigraphy at the site is best illustrated by making reference to a penetration test performed there. The test was carried out using a Dutch cone penetrometer to sound the softer soils, down to 35 m; perforation with a triconic bit was used thereafter, down to a depth of 55 m. The relevant strata for the purposes of this paper are the soft clays that, interspersed with harder silty sands, sands and gravelly materials, extend down to the depth that can be studied with the Dutch cone. The graph presented in fig 3 shows the results of one of the penetration tests. The distribution of pore pressures and of effective vertical stresses at the site is also given in that figure.

3.2 Seismic cone test

The seismic cone test was performed using the array indicated schematically in fig 1, to generate shear waves. The graphs given in fig 4 are examples of the signals logged during the seismic cone test. The first two graphs are the signals registered with the geophones and with the trigger near the wave source (reference signals), respectively. The traces at the bottom of the figure are the cross correlation functions obtained with equation (2), using the two other signals. Arrival times are plotted as a function of depth in fig 5 and, finally, the shear wave velocity values derived from successive arrival times at any two depths is indicated in Table 1. Velocities estimated with correlations between point penetration resistance and shear wave velocity are also indicated in the table. The correlations, derived from previous field determinations of shear wave velocities in the Mexico City area, can be expressed as (Ovando and Romo, 1991):

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (3)$$

where η is a constant that depends on soil type and varies between 23.3 and 40.0; γ_s is the average natural volumetric weight of the soil and N_{kh} is a correlation coefficient that also depends on soil type and varies between 6.7 and 16.0. Equation (3) was obtained assuming that undrained soil behaviour during shear can be represented with a hyperbolic stress-strain relationship.

Table 1. Estimated and measured G values

Depth (m)	Estimated with Equation (3)			Measured
	Gmin MPa	Gmed MPa	Gmax MPa	G MPa
1.5	3.4	5.02	7.12	-
5.1	4.5	6.71	9.52	-
8.3	3.5	5.25	7.45	6.52
11.5	3.9	5.83	8.28	6.52
13.3	3.5	5.25	7.45	6.65
14.7	3.9	5.83	8.28	13.66
19.5	3.9	5.79	8.21	25.9
22.5	27.4	40.88	57.96	48.15
25.2	7.13	10.51	14.90	48.15
27.1	36.06	53.14	75.35	57.11
39.8	87.18	124.87	182.17	105
45.75	103.03	151.83	215.30	-

Comparison of estimated and measured values were used to assess the results of the test. In general, the measured shear wave velocity values fall within the range of expected values.

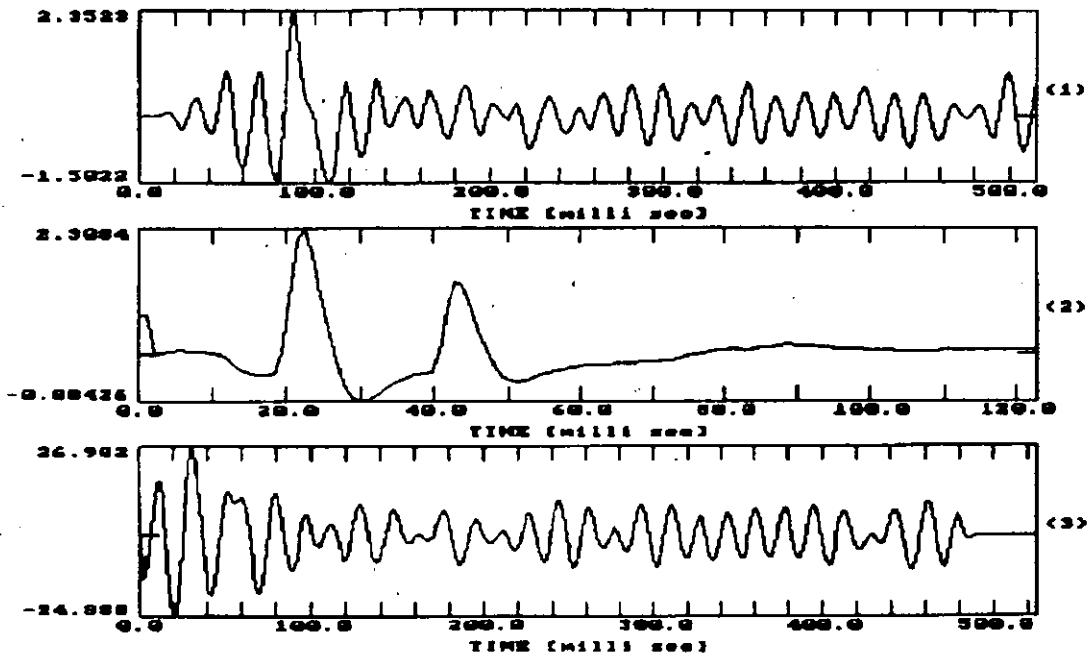


Fig 4 Example of signals logged during the seismic cone test. The upper signal was registered with the Roche Salt sensors, the middle trace is the trigger signal and the bottom curve is the cross-correlation of the above two.

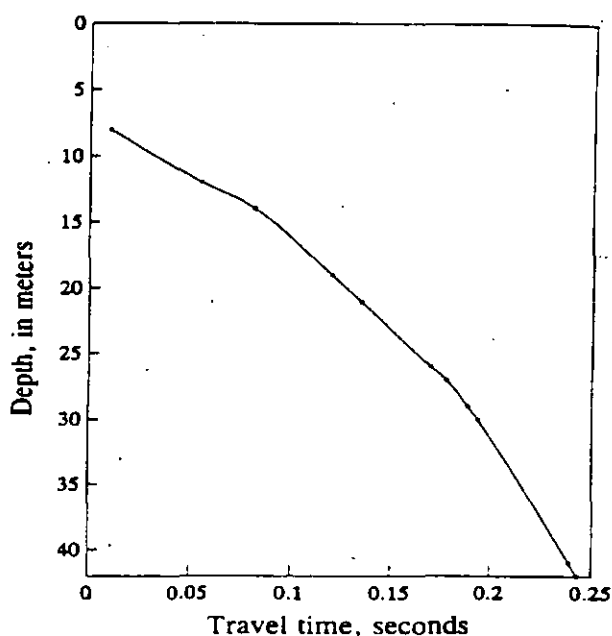


Fig 5 Arrival times as a function of depth

3.3 Cyclic triaxial tests

A limited amount of soil samples was available for performing cyclic triaxial tests. Testing conditions as well as index properties are indicated in Table 2. Tests were performed consolidating isotropically the samples, using consolidation stresses of different magnitudes. Results are presented by means of shear moduli-strain curves, fig 6. Each of the points in this graph represents a test in which the sample was subjected to undrained dynamic shears of different amplitude after isotropic consolidation. The graph in fig 7 presents normalized shear moduli (G/G_{max}) plotted as a function of shear strain.

Table 2. Conditions of cyclic triaxial tests

Test	Depth m	w %	LL %	PL %	PI %	Sr %	γ_0 KN/m ³	σ_c' kPa	$\frac{G_{max}}{\sigma_c'}$
100	25.90	280.58	309.5	94.4	215.1	0.98	11.5	100	93
200	9.20	245.96	255	61.9	193.1	0.995	11.9	100	73
300	15.7	208.69	236	76.40	159.6	1.02	11.9	100	67
400	25.9	254.25	327.7	101.10	226.6	0.998	11.6	200	55
500	72.5	97.8	118	51.03	66.97	0.998	13.9	250	61.76
600	72.5	62.09	75	41.3	33.7	1.06	15.7	350	197.14
700	41.83	61.30	71	45.5	25.5	0.93	14.9	300	87.78

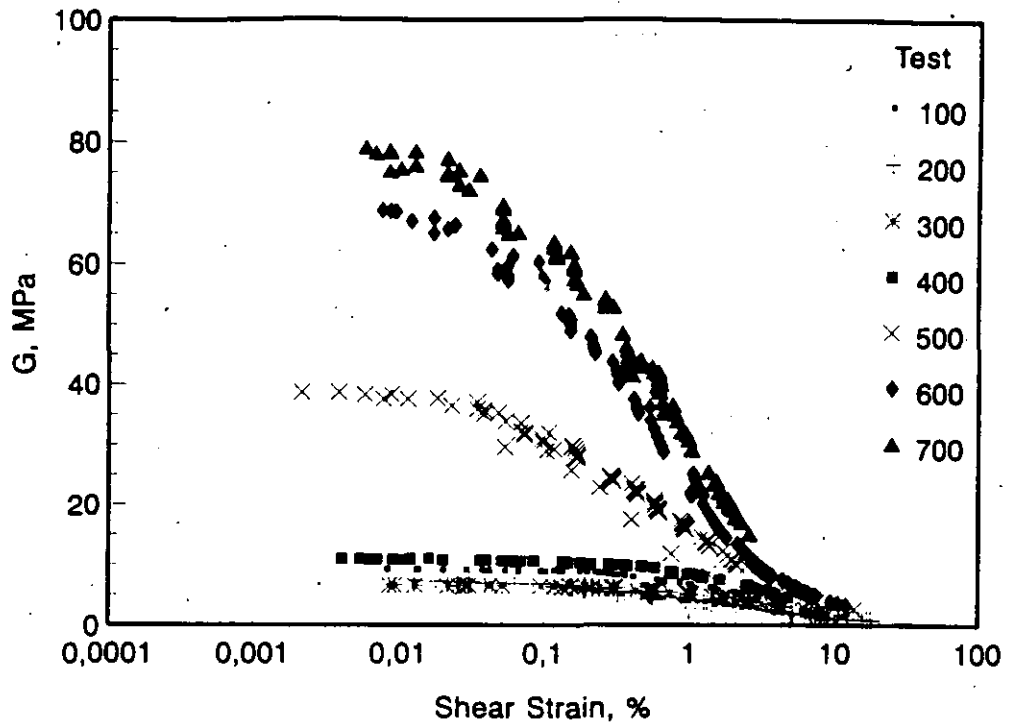


Fig 6 Shear moduli as a function of strain obtained from cyclic triaxial tests

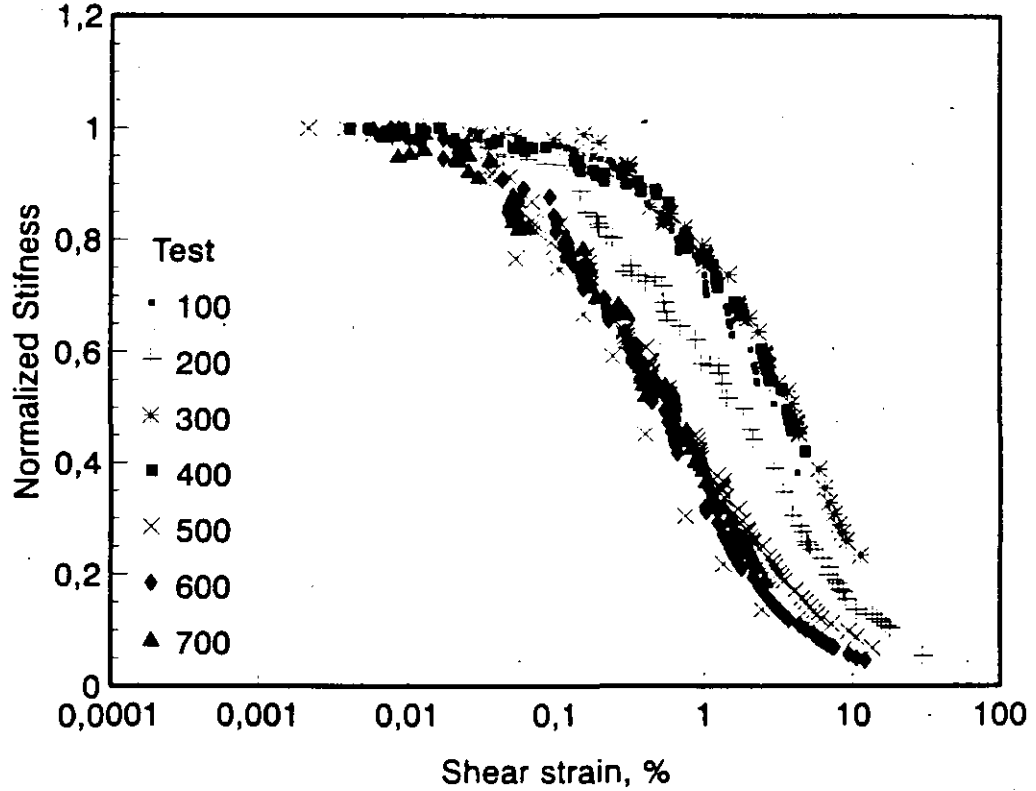


Fig 7 Normalized moduli (G/G_{max}) as a function of strain

4. ANALYSIS OF EXPERIMENTAL RESULTS

Shear wave velocities obtained from the seismic cone test were transformed into G values by means of equation (1) and were plotted as a function of depth. The graph is presented in fig 8. Results are consistent with the stratigraphy revealed from the CPT test. The graph also shows G values obtained by using the correlations between point penetration resistance and V_s (equation 3) which show that stiffness values estimated with it generally agree with the field determinations. G_{max} values obtained from cyclic triaxial tests are also indicated and, as expected, are lower than those obtained with the seismic cone.

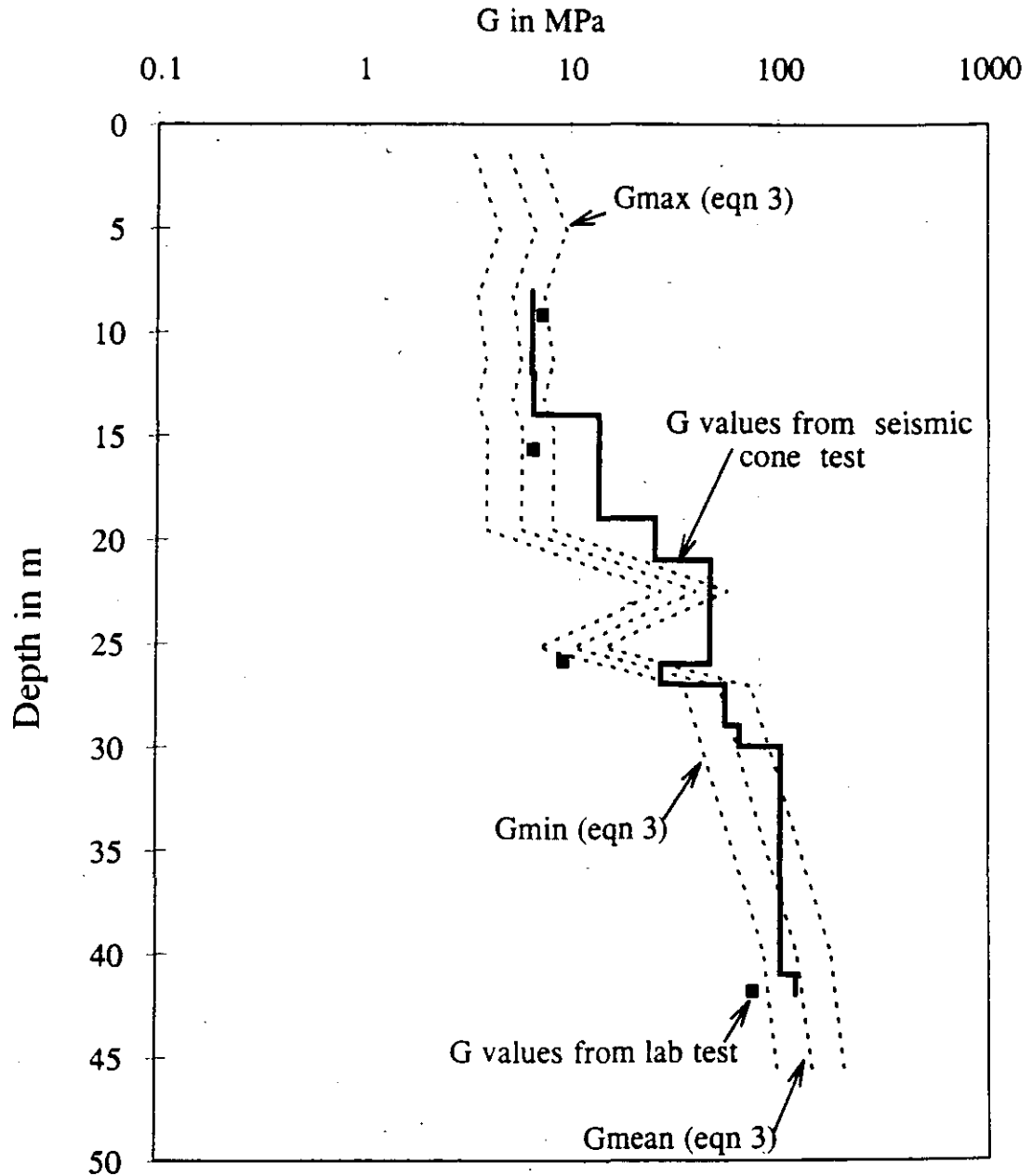


Fig 8 Shear wave velocity profile obtained from the seismic cone test

G values determined with the seismic cone test were related to relative consistency, assuming that an exponential relationship can be established between them. It has been argued elsewhere that relative consistency is a better parameter than plasticity index since it does not only reflect soil type and structure but also stress history and soil state (Romo and Ovando, 1995). The existence of a relationship of that form can be justified resorting to critical state concepts (see for example, Wroth, 1984). The expression relating G with relative consistency is:

$$\frac{G_{max}}{p'} = ce^{d(C_r)} \quad (4)$$

where p' is the mean effective stress. In order to obtain values of p' from the field experiment, it was assumed an at rest earth pressure coefficient of 0.55.

Shear moduli at small strains can be obtained from equation (1) and can be related to initial or maximum moduli, G_{max} , obtained with resonant column tests. Cyclic triaxial tests can also be used to obtain approximations to G_{max} , in the case of very plastic materials like Mexico City clay because in these, the flat portion of the stiffness-strain curve spans over a rather large strain range. In any case, G values obtained from field tests should be expected to be larger than those measured in the laboratory. On the other hand, laboratory determinations are performed on soils that have been subjected to complex loading and unloading histories due to sampling and handling that reduce the stiffness of the material (Hight et al, 1985).

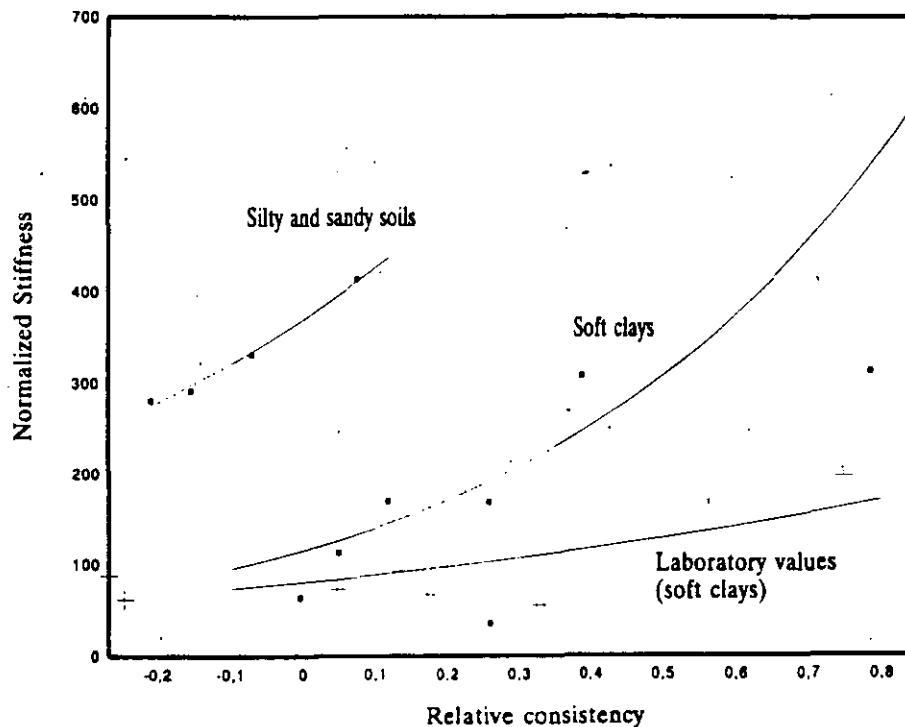


Fig 9 Normalized stiffness (G/p' and G/σ'_c) as a function of relative consistency

The graph in fig 9 presents plots of equation (4) fitted to the data obtained from the seismic cone test and to experimental results obtained from the cyclic triaxial tests, for comparison. The field data

align along two well defined curves, one for the soft clays and another for sandy or silty materials with low relative consistencies. The G/p' versus relative consistency curves for the soft clays were fitted with the following values: $c = 116$ and $d = 1.95$, for the seismic cone data whereas $c =$ and $d = 0.93$ for the cyclic triaxial test results. For the soft clays, the relationship between field and laboratory values of initial or maximum normalized stiffness can be deduced from fig 9. G/p' values determined from the seismic cone are between 1.4 and 4 times larger than the values obtained from cyclic triaxial tests, which agrees with previously reported values for other soils (Hardin and Black, 1968) and with previous findings in this respect for the Mexico City clays (Jaime, 1987). Differences between laboratory and field determinations reduce as relative consistency diminishes.

Maximum shear moduli obtained from field measurements, laboratory tests or correlations like those given by equations (4) can be incorporated into a complete stiffness-strain model. Mexico City clays comply quite well to a Davidenkov type hyperbolic model suggested by Romo (1990):

$$G = G_{\max} [1 - H(\gamma)] \quad (5)$$

where

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^{A'} \quad (6)$$

γ_r is a reference strain that depends on C_r and so do the parameters A' and B .

5. CONCLUSIONS

The test described in this paper shows that the seismic cone now under development at the Instituto de Ingeniería, UNAM, is a most useful tool for obtaining in situ values of shear wave velocity in Mexico City. The results obtained are consistent with local stratigraphy and soil types found at the test site. Correlations derived previously between shear wave velocities and penetration resistance from conventional CPT tests, yield results that generally agree with those obtained from those obtained with the seismic cone. Improvements to these correlations will follow, as more seismic cone tests are performed.

A series of cyclic triaxial tests was performed in order to compare small strain stiffness values obtained with them with the ones derived from the seismic cone test. Normalized initial stiffnesses obtained from the seismic cone are about 1.4 to 4 times larger than those obtained from cyclic triaxial tests, depending on relative consistency. These stiffnesses are better correlated with relative consistency than with the plasticity index. Although more experimental data are certainly required to verify this conclusion, it agrees with the findings of previous and ongoing research on the dynamic behaviour of Mexico City clay at the Instituto de Ingeniería. Initial stiffnesses can be incorporate

into a hyperbolic stress-strain model that also depends strongly on relative consistency; the model provides good approximations to the actual dynamic behaviour of Mexico City clay.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

Sponsorship for the development of the seismic cone and the field test was provided by the local government of Mexico City (Departamento del Distrito Federal) during 1993 and 1994. Thanks are due to TGC Geotecnia who provided the perforation rig to perform this and a few other field tests. The static CPT results as well as other geotechnical information were made available to the authors thanks to José Luis Rangel and Enrique Santoyo.

7. REFERENCES

- Benhumea, M. and Vázquez A. (1988), *Estudios geofísicos del Valle de México*, México: Comisión Federal de Electricidad.
- Figuroa (1964), Determinación de las constantes de la arcilla del Valle de México por prospección sísmica, *Rev. Soc. Mex. de Ing. Sísmica*, 1, 2, 61-65
- Guarga, R. Olmedo, A. and Sámano, A. (1985), Método acústico para detección de la cavitación, *Memorias, XI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Buenos Aires
- Harding, B. O. and Black, W. L. (1968), Vibration modulus of normally consolidated clay, *Proc. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, Vol 94, SM2, 353-368.
- Hight, D. W., Gens, A. and Jardine R. J. (1985), Evaluation of geotechnical parameters from triaxial tests on offshore clay, Chapter 16 in: *Advances in-Underwater Technology. In Situ Testing and Sampling Effects*, London: Graham & Trollman.
- Jaime, A. (1987), *Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México*, Doctoral thesis, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado, UNAM, Mexico.
- Kitzunezaki, C. (1980), A new method for shear wave logging, *Geophysics*, 45, 10
- Lermo, J., Cabrera, R., Cesati, G. and Ortega, R. (1990), Estimación del periodo dominante del subsuelo en 18 sitios del Distrito Federal, *Memorias XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, 1, 55-68, San Luis Potosí
- Martínez, B., León J., Rascón, O. and Villareal, A. (1974), Determinación de las propiedades dinámicas en la arcilla de el Vaso de Texcoco, *Ingeniería*, 44, 2, 182-203
- Ovando, E., Sámano A. and Díaz, L., (1991), *Un dispositivo para la medición de velocidades de propagación de ondas sísmicas*, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, al Departamento del Distrito Federal

Ovando, E. and Romo, M. P., (1991), Estimación de las velocidades de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono, *Sismodinámica*, 2, 107-123

Ovando, E., Sámano A. and Contreras R., (1993), *Ensayos de cono sísmico en la ciudad de México*, Informe de avance, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM al Departamento del Distrito Federal

Romo, M. P. (1990), Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones, *Memorias del simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo*, Mexico: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 83-94.

Romo, M. P. and Ovando E. (1995), A model for the dynamic behaviour of a Mexican marine clay, *Proc. X Panamerican Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Guadalajara, Mexico, in press.

Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D. and Rice, A. (1986). Seismic CPT to measure in-situ shear wave velocity. *Proc., ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol 112, GT8, 791-803.

Stephenson, W. R. and Barker, P. R. (1992). Evaluation of sediment properties in the Lower Hutt and Porirua areas by means of cone and seismic penetration tests. *Bulletin of the New Zealand Soc. for Earthq. Engineering*, Vol 25, No., 265-285.

Yamashita Arai., (1990), *Estudios del subsuelo para el proyecto del centro nacional de prevención de desastres en los Estados Unidos Mexicanos*, Informe Técnico a JICA, Japón y la Secretaría de Gobernación

Wroth, C. P. (1984), Interpretation of in situ soil tests, *Geotechnique*, vol 34, No 4, 449-489.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS**

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO IV:
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS

DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY

PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS

1.- INTRODUCCION

Solicitaciones dinámicas en suelos.

Se distinguen tres tipos de problemas dinámicos de interés en geotecnia: impacto, vibración y fatiga. Para diferenciarlos es necesario tomar en cuenta la duración de la aplicación de la carga (o el período de los ciclos de carga) y el número de ciclos de carga aplicados. En la figura 1 se ejemplifican algunos de estos problemas.

Solicitaciones sísmicas en suelos.

Usualmente se supone que los esfuerzos inducidos por un temblor dentro de una masa de suelo se deben a la propagación vertical de ondas de corte. El estado de esfuerzo en un depósito de suelo con una frontera superior horizontal se puede estimar suponiendo que los esfuerzos principales mayor y menor son verticales u horizontales y que se tiene un estado de deformación plana (Seed, 1979). Una hipótesis adicional consiste en suponer que el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor. En ocasiones el estado original de esfuerzos es tal que las direcciones principales de esfuerzo no coinciden con los planos horizontal y vertical (por ejemplo, en los extremos de un cajón de cimentación). Durante un temblor se generan esfuerzos cortantes cíclicos, en general de magnitud variable, que actúan en los planos horizontal y vertical de un elemento de suelo. Los esfuerzos cortantes sísmicos provocan cambios en la magnitud y en el plano de aplicación de los esfuerzos cortantes máximos. Además, provocan cambios cíclicos en las direcciones principales de esfuerzos (véase la figura 2). Tratándose de materiales mecánicamente isotrópicos estos giros no tienen mayor trascendencia pero en aquellos que son anisotrópicos (como los suelos), los cambios en α , las direcciones principales de esfuerzos pueden ser de gran importancia (Arthur *et al*, 1980; Arthur, 1982; , etc.).

Parámetros para estudiar el comportamiento dinámico de los suelos.

Desde el punto de vista de la ingeniería sísmica interesa conocer el comportamiento general de los suelos ante cargas cíclicas así como la determinación de ciertos parámetros dinámicos específicos. La descripción del comportamiento general del suelo requiere el conocimiento de:

- Curvas esfuerzo-deformación
- Trayectorias de esfuerzos efectivos,
- Curvas de presión de poro contra número de ciclos de carga aplicada y
- Curvas de deformación permanente contra número de ciclos de carga aplicada.

El conocimiento detallado del comportamiento dinámico de los suelos permite la formulación marcos de referencia conceptuales con los que es posible hacer predicciones cualitativas acerca del comportamiento de los suelos. Un marco de referencia (o modelo conceptuales extremadamente útil, como paso previo a la formulación de modelos matemáticos. Estos estudios generalmente se llevan acabo en el laboratorio.

Los parámetro dinámicos específicos que interesan son:

- La resistencia al esfuerzo cortante en condiciones dinámicas,
- La rigidez del suelo (módulo de Young o módulo de cortante),
- El cociente de Poisson y
- La capacidad del suelo para disipar energía.

Estos parámetros se emplean en modelos ya existentes para predecir, por ejemplo la respuesta dinámica de depósitos de suelos o en problemas de interacción dinámica suelo-estructura. Existen técnicas de laboratorio y de campo para su obtención.

2.- DESCRIPCION EN EL LABORATORIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS.

Introducción.

En principio es posible adaptar o modificar cualquiera de los aparatos empleados en ensayos estáticos convencionales, a condiciones dinámicas. El uso de servomecanismos acoplados a actuadores electromagnéticos y electrohidráulicos gobernados por computadoras en circuitos cerrados de control ha permitido la ejecución de pruebas en las que es posible aplicar una amplia gama de historias de carga y de trayectorias de esfuerzo. Inicialmente el ensayo dinámico de los suelos se basó en el uso de cámaras triaxiales. Posteriormente se desarrollaron aparatos de corte simple, aparatos de cilindro hueco, aparatos "triaxiales verdaderos", cajas de "corte direccional", etc. También se han empleado mesas vibratorias para sujetar muestras de suelo a cargas dinámicas. Los avances en el desarrollo de equipo de laboratorio han sido acompañados por una mejora sustancial en las técnicas de

medición. Por ejemplo, Brown *et al* (1980), describen el uso de LVDT's y transductores de proximidad en una cámara triaxial servo-controlada; Hight (1982) describe un transductor de presión miniatura en el que el tiempo de respuesta teórico es del orden de milisegundos; Burland y Symes (1981) desarrollaron transductores de desplazamiento para medir localmente deformaciones axiales y tangenciales.

En las siguientes secciones se describen brevemente los estados de esfuerzo y las condiciones de frontera de los aparatos de laboratorio. Estas se comparan con los requerimientos para simular los patrones de carga cíclica discutidos anteriormente; con base en esta comparación se evalúan las ventajas y las limitaciones de cada aparato. El lector interesado podrá encontrar discusiones más amplias del tema general de ensayos de laboratorio, en el trabajo de Saada y Tounsend (1981). Woods (1978) presenta una revisión exhaustiva de la técnica para el ensayos dinámicos de suelos en el campo y en el laboratorio. Arthur *et al* (1980) y Martin *et al* (1978) cubren otros aspectos del tema.

2.1 Cámara triaxial cíclica.

Antecedentes.

Las ventajas y las limitaciones de la cámara triaxial aplicada a ensayos estáticos y cuasi-estáticos han sido descritas por Bishop y Henkel (1957). Como herramienta para el estudio dinámico de suelos, la cámara triaxial se empleó por primera vez por Seed y Lee (1966) en el estudio de licuación de arenas inducida por sismos.

Estado de esfuerzos y condiciones de frontera.

Bajo condiciones ideales, un elemento de suelo estará sujeto a los esfuerzos indicados en la figura 3. Los equipos actuales permiten consolidar los especímenes de suelo isotrópicamente y anisotrópicamente. En esta última condición generalmente se simulan condiciones de k_0 (nulo desplazamiento radial). En pruebas cíclicas, los planos sobre los que se alternan los esfuerzos cortantes no son horizontales (como ocurre en el campo, de acuerdo con las hipótesis descritas anteriormente) sino inclinados a 45 grados con respecto a la horizontal. Debido a las condiciones de ensaye, las direcciones del esfuerzo principal mayor sólo pueden rotar dando "saltos" de la dirección vertical o la horizontal mientras que en la condición de campo, durante un temblor, se tienen rotaciones graduales de las direcciones principales de esfuerzo.

Limitaciones.

Según Woods (1978), alguna de éstas son:

1.- Las medición de deformaciones de cortante menores que 10^{-2} % es difícil de lograr. Un recuento detallado de las fuentes de error en las mediciones de deformaciones lo proporcionan Jardine *et al* (1984) quienes además demuestran que estos errores se evitan mediante el uso de transductores aplicados localmente a las muestras. El uso de estos transductores permite ampliar el rango útil de la cámara triaxial en lo tocante a la medición de deformaciones (Ovando Shelley, 1988).

2.- Los ciclos de compresión y extensión producen respuestas no simétricas. Este efecto se debe a la anisotropía en la propiedades mecánicas de los suelos y ha sido observado en muchos materiales (*cf.* Ishihara y Takatsu, 1979).

3.- Durante la aplicación cíclica de esfuerzos se redistribuyen los vacíos dentro de la muestra. Este fenómeno ocurre acompañado por una redistribución simultánea del agua de poro y ha sido observado experimentalmente en ensayos donde se ha medido la presión de poro en diferentes partes de la muestra (De Campos 1984). Desde luego, este efecto es particularmente importante en suelos arcillosos.

4.- Existen concentraciones de esfuerzo en los extremos de las muestras. Esta situación, ampliamente conocida, hace recomendable el uso de extremos lubricados.

Los resultados de pruebas triaxiales cíclicas se ven afectadas por muchos otros factores. Townsend (1978) presenta un minucioso análisis de estos para el caso específico de ensayos en arenas. Sangrey *et al* (1978) consideran los problemas de incrementos diferidos de presión de poro (*undrained creep*) y de difusión de aire a través de membranas, con relación a ensayos de suelos arcillosos. El problema de la penetración de la membrana en las oquedades periféricas de los especímenes — de gran importancia en el ensayo de materiales granulares — ha sido tratado por Lade y Hernández, (1977); Molenkamp y Luger, (1981) y Baldi y Nova (1985), entre otros. Martín *et al* (1978) examinaron los efectos de penetración de membrana en pruebas de licuación y concluyeron que incrementan la resistencia de licuación

2.2 Aparato triaxial verdadero.

En este aparato se utilizan muestras de suelo cúbicas a las que se aplican fuerzas normales a sus seis caras. Según algunos

investigadores, los resultados obtenidos con el aparato triaxial verdadero son consistentes con los que se obtienen en la cámara triaxial (Ko y Scott, 1967; Wolfe *et al*, 1977; Ishihara y Yamada, 1981). Otros sostienen que existen dudas acerca de la posibilidad real de controlar las direcciones principales de esfuerzo y que la obtención de leyes esfuerzo-deformación es menos precisa que con cámaras triaxiales convencionales (Green, 1967; Arthur *et al*, 1980). Se ha sugerido, incluso, que es poco lo que se gana en términos de exactitud, calidad y relevancia de los datos experimentales a expensas de complicaciones enormes en la preparación de muestras y el manejo del equipo (Lee, 1976).

2.3 Aparatos de corte simple.

Generalidades.

Las cajas de corte simple se han utilizado en problemas dinámicos con el fin de lograr una mejor aproximación a las condiciones en esfuerzo inducidas por sismos. Existen dos tipos básicos de aparatos de corte simple: la caja Cambridge y la celda del Instituto Geotécnico Noruego. La condición ideal de esfuerzos en las fronteras de ambos se presentan esquemáticamente en la figura 4.

La caja de corte simple de Cambridge.

El estado de esfuerzo dentro de una caja de corte simple fue estudiado por primera vez por Roscoe (1953) suponiendo condiciones ideales de deformación plana y elasticidad lineal. De este estudio se concluye que en las orillas y en las esquinas de la muestra existen grandes concentraciones de esfuerzo y que la distribución de esfuerzo a lo largo de la superficie de la muestra, con excepción del tercer medio, dista mucho de ser uniforme. Las no uniformidades resultan de la falta de esfuerzos complementarios aplicados en las fronteras verticales del espécimen (Lee 1976). En otro análisis, Wright *et al* (1978) concluyen que la condición ideal (corte simple) representa un extremo de las posibles configuraciones de deformación que pueden presentarse en una caja de corte simple. Los deslizamientos entre el espécimen y la tapa superior de las cajas de corte simple aumentan las no uniformidades en la distribución de esfuerzos (Prevost y Hoeg, 1976). Sin embargo, para pequeños desplazamientos la suposición de distribuciones uniformes de deformación parece ser aceptable (Wood y Budhu, 1980).

Celdas tipo NGI.

En esta, una muestra cilíndrica rodeada de una membrana de hule, a veces reforzada, se sujeta a una fuerza normal y una tangencial, aplicadas en su frontera superior. Algunos tipos de este aparato permiten la aplicación de una presión confinante isotrópica. Los

estados de esfuerzo dentro de celdas NGI han sido estudiadas por Prevost y Hoeg (1976) por Wright *et al* (1978) y Shen *et al* (1978). Al igual que en las cajas tipo Cambrigde, estos estudios demuestran que existen no uniformidades en la distribución de deformaciones debidas a la no aplicación de esfuerzos cortantes complementarios. En la figura 5 se presenta una versión de este aparato desarrollado en el Instituto de Ingenieria, UNAM (Jaime, 1987).

Comentarios.

Las no uniformidades en las distribuciones de deformación y de esfuerzo que se discutieron resultan de la geometría y de las condiciones de frontera de los aparatos tipo Cambrigde y tipo NGI. En general no es posible examinar en ellas condiciones de nula deformación lateral ni de estudiar el efecto de las rotaciones de las direcciones principales de esfuerzo, pues estos cambian sin que se puedan controlar (Arthur *et al* 1980). La interacción de la membrana con la muestra provoca problemas adicionales (Martin *et al* 1978). Debido a esto, en ocasiones se ha preferido ejecutar pruebas de volumen constante en lugar de pruebas no drenadas (Moussa, 1975; y Vaid 1977). Aún para condiciones ideales, es necesario mencionar que la fuerza normal horizontal rara vez se mide por lo que el estado completo de esfuerzo queda indeterminado (Lee, 1976). Desde luego, esta deficiencia está subsanada en las celdas en las que se aplica presión confinante.

2.4 Ensayes en mesa vibradora.

En este tipo de ensayes una muestra de suelo confinada por algún recipiente o membrana se coloca sobre la superficie de la mesa y se somete a vibraciones generadas por un actuador. Finn *et al*. (1971) han utilizado recipientes de paredes rígidas en estudios sobre licuación de arenas; Woods (1978) describe algunas otras experiencias con recipientes de este tipo. Es claro que en un aparato de paredes rígidas las condiciones de corte simple están lejos de cumplirse. Una mejor alternativa es la que desarrollaron Díaz Rodríguez *et al* (1973) quienes proponen el uso en mesa vibratoria de una caja de corte simple tipo Cambrigde de grandes dimensiones (0.3 m x 0.6 m x 0.9 m). En este aparato, las fuerzas cortantes se generan mediante el uso de una masa de inercia. Otros investigadores han recurrido al método de confinar el suelo dentro de membranas flexibles. De Alba *et al*, (1976) montaron muestras de arena de 2.3 cm x 1.1 cm x 0.10 cm en una mesa vibratoria en las que las fuerzas cortantes también se generan con una masa de inercia

Ventajas y desventajas.

Debido a que es posible ensayar especímenes grandes en mesa vibratoria, la no uniformidad en las distribuciones de esfuerzos y deformaciones ofrece menos problemas que cuando se ensayan muestras pequeñas. Usando mesas vibratorias se han examinado otros efectos como el de vibraciones transversales (Seed *et al* 1978) que difícilmente podrían estudiarse en otros dispositivos. Sin embargo, la interpretación de estos ensayos ofrece dificultades ya que, en general, no es posible medir todas las componentes de esfuerzo y de deformación. Por otro lado, el equipo requerido involucra altos costos.

2.5 *La celda de corte direccional.*

Este aparato fue desarrollado en el University College, Londres con el objeto de superar los inconvenientes de las cajas de corte simple (Arthur *et al* 1980, Arthur, 1982). Hasta la fecha no se ha utilizado para ensayos dinámicos pero es, potencialmente, una herramienta de investigación muy poderosa. En este aparato una muestra cúbica de suelo se sujeta a esfuerzos normales a sus seis caras. En dos de estas los esfuerzos normales permanecen constantes y las fronteras son rígidas. En las otras cuatro caras se aplican esfuerzos normales y tangenciales usando para ello bolsas de presión (ver fig 6). Con este arreglo se tienen un modo de deformación plana en el que si se aplican esfuerzos cortantes complementarios. Además, el aparato permite girar controladamente las direcciones principales de esfuerzo en el plano horizontal.

Ventajas y desventajas.

Entre las ventajas de este aparato están:

- 1) Es relativamente barato.
- 2) Es posible adaptarlo a necesidades específicas.
- 3) El uso de fronteras flexibles da lugar a distribuciones de esfuerzo casi uniformes.
- 4) Es posible conocer el estado completo de esfuerzos y deformaciones..

Algunas de sus desventajas son:

- 1) Hay más variables que controlar.
- 2) El posicionamiento de las bolsas de presión no es único.
- 3) Existen concentraciones de esfuerzos en las esquinas y las orillas de los especímenes.
- 4) Es difícil medir las deformaciones directamente excepto con fotografía o rayos-x.

2.6. *Aparatos de cilindro hueco.*

En éstos una muestra cilíndrica hueca se sujeta a una carga axial y momento torsionante. A lo largo de sus paredes verticales se aplica presión hidrostática. Dependiendo del tipo de configuración elegida, la presión interior puede ser igual o diferente a la externa. Estos aparatos han sido utilizados en aplicaciones dinámicas por Ishibashi y Sheriff (1974), Ishihara y Yasuda (1975), Ishihara y Takatsu (1979), Muramatsu y Tatsuoka (1981), etc. Como se ve en la figura 8 en los cilindros huecos se satisface la condición de corte simple y también es posible controlar la magnitud y la orientación de las direcciones principales de esfuerzo. Cuando la presión interna y externa son independientes es posible aplicar controladamente estados de esfuerzo verdaderamente tridimensionales variando la magnitud y la orientación de las direcciones principales de esfuerzo. Para aplicar el momento torsionante es necesario que las fronteras horizontales sean rugosas, dando lugar a no uniformidades en las distribuciones de esfuerzos (Wright *et al.*, 1978; Saada y Townsend, 1981). La elección cuidadosa de las proporciones del espécimen minimiza estas no uniformidades (Hight *et al.*, 1982).

Comentarios.

Los cilindros huecos permiten simular adecuadamente las condiciones de esfuerzo inducidas por temblores siempre y cuando las dimensiones del espécimen sean las adecuadas. En este sentido ofrecen una alternativa muy prometedora en el desarrollo futuro de la investigación de las propiedades dinámicas de los suelos. Sin embargo tiene algunas desventajas:

- 1) Es difícil preparar muestras homogéneas y en el caso de suelos arcillosos sensitivos el remoldeo por formación de la muestra podría ser una gran limitante.
- 2) Requieren de más instrumentación.
- 3) La medición de la deformación y de esfuerzos se hace en términos de valores promedio.
- 4) El control manual de las variables (momento torsionante, carga axial, presiones interna y externa) es difícil lo que obliga al uso de servomecanismos controlados por computadora.

2.8 *Discusión.*

Es claro que ninguno de los aparatos descritos anteriormente simula con exactitud las condiciones de campo. Conviene recordar lo expresado por Lee (1976): "...el desarrollo de un aparato que satisfaga correctamente los requerimientos teóricos y mecánicos con respecto a las componentes de un esfuerzo es una tarea casi imposible". Es evidente que se tienen que establecer un compromiso

entre la necesidad de simular las condiciones de campo y las posibilidades reales de lograrlo. En la tabla 1 se resumen las características de cada uno de los aparatos dcutidos anteriormente. Dicha tabla proporciona una guía preliminar para determinar cuál es el aparato más apropiado en cada aplicación.

3.- DESCRIPCION DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS ANTE CARGAS CICILICAS

3.1 Antecedentes

La gran mayoría de ls estudios realizados para describir el comportamiento de los suelos ante cargas dinámicas se han llevado a cabo usando cámaras triaxiales cíclicas. En opinión del Autor, ello no obedece al desconocimiento de las desventajas de este aparato ni al de las virtudes de los dispositivos experimentales alternativos. Tal vez se deba a que la cámara triaxial es un aparato simple y económico que proporciona resultados de fácil interpretación. La cajas de corte simple también se han utilizado con relativa frecuencia. Se suele comparar los resultados obtenidos con cajas de corte simple con los que provienen de cámaras triaxiales. Es conveniente hacer notar que tales comparaciones sólo son significativas cuando éstas se hacen en términos de invariantes de esfuerzo y deformación, dadas las diferencias que existen en los estados de esfuerzo aplicados y en las condiciones de frontera en ambos aparatos. (ver por ejemplo, Van Eekelen y Potts, 1978).

Trayectorias de esfuerzos efectivos (TEE).

Para las condiciones de una cámara triaxial se obtienen dibujando una gráfica en la que las abscisas son $s' = 1/2(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ y las ordenadas $t = 1/2(\sigma'_1 - \sigma'_3)$. Otra notación común es la usada por el grupo de la Universidad de Cambridge en la que las abscisas son $p' = 1/3(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ y las ordenadas $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$. Nótese que en compresión triaxial $\sigma'_1 = \sigma'_v$ y $\sigma'_3 = \sigma'_h$. Para pruebas triaxiales de extensión, $\sigma'_1 = \sigma'_h$ y $\sigma'_3 = \sigma'_v$.

Es fácil demostrar que p' y q son proporcionales respectivamente al primer y al segundo invariante del tensor de esfuerzos (Schofield y Wroth, 1968).

Factores que determinan el comportamiento de los suelos

ante cargas cíclicas

Los principales factores que influyen en la respuesta del suelo cuando se somete a cargas alternantes son los siguientes:

- 1) Las condiciones iniciales del suelo: estructura, relación de vacíos y/ o cantidad de agua.
- 2) La historia previa de esfuerzos, incluyendo los efectos de muestreo en suelo arcillosos.
- 3) La trayectoria de esfuerzos de consolidación y el grado de preconsolidación.
- 4) La posición relativa del estado de esfuerzos al final de la consolidación con respecto a la envolvente de falla del material.
- 5) La trayectoria de esfuerzos seguida durante la aplicación de carga cíclica (carga o descarga, giros en las direcciones principales de esfuerzo).
- 6) La magnitud de los esfuerzo cortantes cíclicos.

Muchos de estos factores son aún objeto de investigación y de estudio. Por ejemplo, a pesar de que se reconoce la influencia de la estructura inicial en la respuesta de materiales granulares, no existe hasta la fecha una manera fácil y directa de cuantificarla (Oda, *et al* 1985). Tampoco es posible evaluar cuantitativamente los efectos de las alteraciones por muestreo en suelos arcillosos aunque recientemente se han hecho intentos para visualizarlos más claramente mediante el uso de trayectorias de esfuerzo y de deformación (Higt *et al*, 1985). Un estudio detallado de estos factores, de su interdependencia y de su influencia relativa en la respuesta de un suelo involucra un número considerable de ensayos. En la práctica no es posible considerarlos exhaustivamente y sólo se toman en cuenta algunos de ellos.

3.2 Arenas.

La gran mayoría de los estudios experimentales en arenas se han dirigido a determinar la susceptibilidad de licuación de estos materiales. Por esta razón es importante estudiar la forma en la que se acumula la presión de poro durante la aplicación cíclica de esfuerzos cortantes.

Conocidos los esfuerzos totales aplicados a la muestra y la

presión de poro generada por las cargas cíclicas, el análisis del comportamiento puede hacerse en términos de esfuerzos efectivos.

Trayectorias de esfuerzos efectivos.

En problemas dinámicos interesa conocer cómo migran las TEE hacia el origen del espacio de esfuerzos durante la aplicación de cargas cíclicas. Cuando los parámetros de esfuerzos efectivos s' o p' tienden a cero, puede presentarse el fenómeno de licuación. Para dos muestras iguales (formadas con el mismo método y con la misma densidad), la tasa con la que las TEEs migran hacia el origen del espacio de esfuerzos depende de los factores enunciados anteriormente. Por ejemplo, en la figura 9 se ilustra el efecto de la historia de consolidación en la respuesta a cargas cíclicas de dos muestras de arena normalmente consolidadas, ensayadas en una cámara triaxial (Ovando Shelley, 1986).

Curvas esfuerzo-deformación.

El efecto de la aplicación repetida de esfuerzos cortantes en las curvas esfuerzo-deformación puede dar lugar a dos condiciones extremas, según se ha observado en el laboratorio:

a) El endurecimiento progresivo del material a cada ciclo de carga: Es decir, el aumento de la rigidez del material al aplicarse ciclos de carga y descarga, acompañado por una reducción en el área de los ciclos de histéresis. Esto se ha observado en arenas consolidadas anisotrópicamente en las que no hay cambios en la dirección del esfuerzo principal mayor (Ovando, 1986). La figura 10.a se ejemplifica este hecho. En arenas suficientemente sueltas, a la etapa de endurecimiento le sigue una en la que la rigidez se pierde súbitamente (licuación), Poulos, Castro y France (1985).

b) La degradación progresiva de la rigidez del material, acompañada de un aumento del área de los ciclos de histéresis (ver figura 10.b). Este fenómeno se ha observado en pruebas triaxiales cíclicas cuando se aplican ciclos de carga en compresión y en extensión; es decir, cuando ocurren giros de 90° en la dirección del esfuerzo principal mayor.

Acumulación presión de poro y de deformación.

La migración de las TEEs hacia el origen del espacio de esfuerzo o hacia la envolvente de falla se puede representar gráficamente dibujando los parámetros p' o s' como ordenadas y el número de ciclos de carga como abscisas. En la figura 11 se presentan las curvas de p' contra el número de ciclos correspondientes a las TEEs de la figura 9 (Ovando, *op cit*). Alternativamente, la acumulación de presión de poro puede representarse haciendo una gráfica del incremento de presión de poro, contra el número de ciclos (Fig 12). La deformación acumulada en cada extremo de los ciclos de carga se

representan gráficamente en forma parecida, como se ve en la figura 13. Existe una correspondencia entre los aumentos de presión de poro y la acumulación de deformaciones (Seed y Lee, 1966) lo cual se evidencia en la figura 14.

Efecto de la rotación de esfuerzos principales.

Como se discutió anteriormente, el efecto aislado de la rotación de las direcciones principales de esfuerzo sólo se puede estudiar en aparatos triaxiales verdaderos, en la celda de corte direccional y en aparatos de cilindro hueco. En condiciones no drenadas este tema ha sido abordado utilizando cilindros huecos por Ishihara y Towhata (1983), Symes *et al* (1984) y Shibuya (1985). Para visualizar este efecto en el espacio de esfuerzos conviene introducir una variable adicional: la orientación del esfuerzo principal mayor con respecto a la vertical, α . En la figura 15 presenta el resultado de un ensaye en el quemanteniendo constante el invariante q (proporcional al esfuerzo cortante octaédrico), se hizo variar la dirección del esfuerzo principal mayor con respecto a la vertical, α (Shibuya, *op cit*). Como se ve, la rotación de las direcciones principales, por si sola, provoca incrementos de presión de poro.

3.2 Arcillas.

Trayectorias de esfuerzos efectivos.

En estos materiales no es posible medir correctamente la presión de poro dentro de muestras de suelo bajo condiciones de carga cíclica dinámica. Aunque existen transductores de pequeño tiempo de respuesta para medir puntualmente la presión de poro, las no homogeneidades en la distribución de presión de poro impiden obtener valores significativos de ésta (ver inciso 2.1). Por tal razón, el comportamiento dinámico de las arcillas estudiadas en el laboratorio se hace en términos de esfuerzos totales. En la figura 16 se presenta la TEE seguida por una arcilla reconstituida de baja plasticidad que se sometió a cargas cíclicas de periodo largo (DeCampos, 1984). En estos ensayes la presión de poro se midió en la altura de la muestra con el transductor descrito por Hight (1982). La figura 16 da una idea cualitativa de cómo podrán ser las TEEs bajo cargas dinámicas de materiales arcillosos, en caso de que fuera factible medir correctamente la presión de poro.

Curvas esfuerzo deformación.

En la figura 17 se presentan las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación obtenidas para los ensayes cuyas TEEs se discutieron en el párrafo anterior. En esta figura se observa la degradación paulatina de la rigidez y la no-simetría de los ciclos de histéresis, debidas a la anisotropía en las propiedades mecánicas de esta arcilla. Obsérvese, asimismo, el aumento de la presión de poro con cada ciclo de carga. Una discusión más

detallada sobre el comportamiento de arcillas ante cargas cíclicas y dinámicas se encuentra en Zienkiewicz y Pande (1982). En la figura 18 se presentan las curvas esfuerzo-deformación obtenidas al ensayar dinámicamente en cámara triaxial arcillas del Valle de México (Romo y Jaime, 1986). En estos ensayos también se observa la degradación gradual de la rigidez del material.

4.- OBTENCION DE PARAMETROS DINAMICOS

4.1 *Introducción.*

Cuando la excitación dinámica no induzca en el suelo deformaciones permanentes, su respuesta puede estudiarse adecuadamente utilizando la teoría de la elasticidad lineal. Si el nivel de deformaciones es mayor, es necesario tomar en cuenta que los suelos dejan de tener una respuesta lineal cuando las deformaciones unitarias exceden cierto valor. Para deformaciones aún mayores se tendrán deformaciones irrecuperables y las teorías elásticas, lineales y no lineales, dejan de tener validez. Antes de realizar análisis dinámicos es necesario estimar el nivel de deformaciones esperadas. Esto permite elegir el modelo analítico relevante para el caso y, consecuentemente, determinar los parámetros requeridos para el análisis.

4.2 *Definición de los parámetros dinámicos.*

Resistencia dinámica.

La resistencia estática no drenada aumenta con la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante y con la velocidad de deformación. Esto es especialmente importante en materiales arcillosos y, al parecer, afecta más a las arcillas de alta plasticidad. En la figura 19 se ilustra el efecto de variar la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante en una arcilla de baja plasticidad anisotrópicamente consolidada y con diversos grados de preconsolidación (DeCampos, 1984). La resistencia de las arenas también aumenta con la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante (Whitman, 1962) y con la velocidad de deformación (Ovando y Hight, 1987). Sin embargo, en materiales granulares estos efectos son mucho menos importantes (ver figura 20).

Rigidez.

Suele expresarse a través del módulo de Young no drenado E_u y, más comúnmente en ingeniería sísmica, a través del módulo de cortante G . La relación entre E_u y G está dada por

$$G = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)}$$

en donde ν_u es el valor del cociente de Poisson para condiciones no drenadas. El módulo de G se determina experimentalmente a partir de la curva esfuerzo deformación como módulo secante (figura 21). Los factores que influyen sobre el valor de G son los mismos que se señalan en el inciso 3 y se han jerarquizado en la figura 22 (Hardin y Drnevich, 1972). La influencia del nivel de deformaciones se aprecia claramente al observar las curvas de rigidez contra deformación (figuras 23 a 25). En general se observa que la rigidez es aproximadamente constante para deformaciones angulares hasta alrededor de $10^{-3}\%$ y que para deformaciones mayores que esta, la rigidez decae rápidamente. En arcillas de muy alta plasticidad, como las del Valle de México este valor es mayor (Romo y Jaime 1986). El punto que marca el límite de la porción de rigidez constante corresponde a un punto de cedencia y, por consiguiente, para deformaciones menores que las que corresponden a este límite se tendrá comportamiento elástico. Para deformaciones mayores se tendrán deformaciones plásticas. En las figura 23 y 24 se ilustran los efectos de algunos de los factores para el caso de las arenas. La figura 28 muestra una curva típica para arcillas de diferentes localidades (Dobry, 1988). Destaca en esta figura la enorme capacidad de las arcillas del Valle de México para soportar deformaciones antes de que su rigidez se degrade. En la figura 29 se presenta una grafica en la que el cociente G/G_{\max} valuado a una deformación de cortante de 0.1 % se dibujó contra el índice de plasticidad. De aquí se concluye que las arcillas más plásticas como las del Valle de México sufren una degradación poco importante de su módulo de rigidez cuando la deformación por cortante es de 0.1 %. En el extremo opuesto, el módulo de rigidez de las arenas a esta misma deformación es cerca de cinco veces menor que G_{\max} (Dobry, op. cit.). Finalmente, en la figura 29 se presenta una curva obtenida para una arcilla del Valle de México (Romo y Jaime, 1986).

Relación de Poisson.

La relación de Poisson cambia con las condiciones de drenaje. Para medios elástico-porosos no drenados, ν_u , vale 0.5 (Bishop y

Hight, 1977). Cuando el medio no esta saturado o cuando se tienen

deformaciones grandes, este valor puede cambiar.

Capacidad del suelo para disipar energía.

Un suelo disipa energía a través de cuatro formas fundamentales:

- a) De naturaleza viscosa ($f_v = c v$); c = coeficiente de viscosidad; v = velocidad.
- b) De naturaleza elástoplastica. Se debe al trabajo plástico desarrollado por las cargas aplicadas al suelo.
- c) Por transmisión de energía.
- d) Por irradiación de energía.

La mayoría de los modelos matemáticos utilizados en dinámica de suelos consideran que el suelo disipa energía a través de un amortiguamiento viscoso. La disipación de energía por trabajo plástico del suelo no se considera. Generalmente la energía viscosa equivalente disipada por el suelo se toma en cuenta a través del coeficiente de amortiguamiento, λ , que se calcula con base en las curvas esfuerzo-deformación según se indica en la figura 21. El parámetro λ también se puede obtener experimentalmente a partir de curvas de respuestas a la frecuencia de muestras de suelo ensayadas en columna resonante (Richart, *et al* 1970) o con ensayos de vibración libre Zeevaert (1973). El valor de λ también depende de los factores indicados en el inciso 3. La Tabla de la figura 22 muestra la influencia de algunos factores con los valores que puede adoptar la λ . Las figuras 30 y 31 muestran la influencia de algunos de estos factores para arenas y la figura 32 presenta un resumen de resultados obtenidos por varios autores.

Discusión.

La obtención de los parámetros dinámicos G y λ requiere de técnicas especiales ya que el rango de niveles de deformación con el que es necesario expresarlos, va desde las deformaciones muy pequeñas hasta deformaciones relativamente grandes. Para construir las curvas rigidez deformación es necesario conocer, en primera instancia, el módulo de rigidez inicial, G_0 . Una práctica común es considerar que G_0 es la rigidez que se obtiene a deformaciones de corte menores o iguales a 0.004 %. Los aparatos de laboratorio descritos en el inciso 2 no permiten obtener datos significativos para deformaciones tan pequeñas y por ello es necesario recurrir al uso de aparatos y ensayos de campo diseñados especialmente para estos fines. En la figura 33 se presenta el rango de aplicabilidad de los aparatos y los métodos de campo más comunes. Las primeras se discuten en el inciso 4.3 y las segundas en el 4.4. En el inciso 4.5 se dan algunas correlaciones empíricas para obtenerlos.

4.3 Métodos de laboratorio

Pruebas de columna resonante.

Permiten obtener los módulos de rigidez (E ó G) y el parámetro de amortiguamiento, λ . En la figura 34 se muestra esquemáticamente la columna resonante empleada en el Instituto de Ingeniería. En estas pruebas una muestra cilíndrica sólida o hueca se sujeta inicialmente a las mismas condiciones que en una cámara triaxial. En algunas versiones de este aparato se pueden aplicar esfuerzos cortantes estáticos (consolidación anisotrópica). Se recomienda que los métodos para la aplicación de los esfuerzos estáticos iniciales sean los mismos que en pruebas triaxiales convencionales (Drnevich *et al*, 1978). Después de la aplicación de los esfuerzos estáticos, la muestra se sujeta a vibraciones longitudinales o torsionantes. El rango típico de frecuencias de trabajo en una columna resonante es de 50 Hz a 200 Hz. El procedimiento de la prueba es el siguiente: 1) se aplica un momento torsionante o una carga axial de magnitud conocida, haciendo variar la frecuencia de la excitación; 2) se encuentra la frecuencia de resonancia del espécimen de suelo; 3) se miden las deformaciones (angular y axial) que corresponde a la frecuencia de resonancia; 4) se repite el procedimiento para otros valores de la carga aplicada. El valor de la rigidez del suelo para cada nivel de deformación se calcula a partir de la teoría de vibraciones de barras elásticas (ver, por ejemplo, Richart *et al*, 1974, etc). Si se construye la curva de respuesta a la frecuencia para cada "barrido" de frecuencias, también se puede obtener el valor de cociente de amortiguamiento para cada nivel de carga y deformación.

En estas pruebas es importante recordar que la frecuencia natural del espécimen depende de sus condiciones de frontera. Se tienen tres casos (Richart *et al*, 1970):

- 1) Ambos extremos libres o empotrados

$$\omega_n = n \frac{\pi v}{L} ; n = 1, 2, 3, \dots \quad (4.2)$$

- 2) Un extremo libre y otro empotrado

$$\omega_n = n \frac{\pi v}{2L} ; n = 1, 3, 5, \dots \quad (4.3)$$

- 3) Un extremo empotrado y el otro con una masa de peso W_m

$$\omega_n \frac{L}{V} \times \tan \frac{W_n L}{V} = \frac{W_b}{W_m} \text{ ó } \frac{I}{I_0} \quad (4.4)$$

en donde I, I_0 = momentos polares de inercia de la barra y de la masa respectivamente; L = longitud de la barra; n = modo de vibración; V = velocidad del tipo de onda generada; ω_n = frecuencia circular de vibración en el modo n ; W_b y W_m = pesos de la barra y de la masa. Los modulos G y E resultan ser

$$E = \rho V_b^2 \quad \text{y} \quad G = \rho V_s^2 \quad (4.5)$$

en donde V_s = velocidad de propagación de ondas de corte y V_b = velocidad de propagación de ondas longitudinales de barra (diferente de las ondas compresionales); ρ = densidad de muestras de suelo.

Pruebas de vibración libre.

La muestra de suelo se coloca dentro de una cámara presurizada. Se aplica en momento torsionante en la frontera superior del espécimen y cuando este se libera, se registran las vibraciones libres del espécimen. A partir de este registro se calcula la frecuencia natural y el amortiguamiento. La teoría relevante para el cálculo de G y λ a partir de pruebas de vibración libre la da Zeevaert (1973) quien diseñó y construyó uno de estos aparatos (ver figura 35). El módulo G se calcula con:

$$G = \frac{\omega_s^2}{1 + (\omega_s / \omega_u)^2} \quad (4.6)$$

en donde ω_s = frecuencia natural amortiguada del sistema suelo-aparato; ω_u = frecuencia natural amortiguada del aparato; k = constante que depende de la geometría del aparato. La constante de amortiguamiento se calcula a partir del decremento logarítmico, δ ;

$$\delta = \ln \left(\frac{X_n}{X_{n+1}} \right) \frac{2\pi\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}}$$

en donde X_n y X_{n+1} son las amplitudes de vibración de dos ciclos sucesivos de oscilación libre.

Pruebas de pulsos ultrasónicos.

Esta técnica se ha usado para medir las propiedades de rocas. Su aplicación al caso de suelos ha sido descrita por Woods (1978) y Stephenson (1978). En esta prueba una fuente de ruido genera ondas de compresión, de cortante y Rayleigh en un extremo de la muestra. En el otro extremo se miden las ondas inducidas. Se determinan las velocidades de propagación de estas y con expresiones como la 4.5. se obtienen los módulos. El método es análogo al de prospección sísmica pero a muy pequeña escala.

4.4 Métodos de Campo

Antecedentes.

Estos métodos involucran dos aspectos: a) generar una onda o tren de ondas en el suelo; b) registrar e interpretar dicha excitación. Las ondas se pueden generar mediante explosivos, por impacto o por medios mecánicos. La interpretación involucra la identificación en los registros del tipo de onda deseada, así como la obtención de parámetros del suelo (generalmente velocidades de propagación de ondas) a partir de ellos. Usando la teoría de la elasticidad se calculan los módulos dinámicos con las expresiones 4.5. Las deformaciones que se inducen en el suelo por efectos del agente excitador son muy pequeñas, típicamente del orden de $10^{-4}\%$ o menores (véase la figura 33). Por esta razón los métodos de campo proporcionan valores que corresponde muy cercanamente a los de los módulos iniciales, G_{max} $E_{u_{max}}$, y sólo son aplicables en problemas de deformaciones pequeñas.

Tipos de ondas generadas en el suelo.

En general se tienen:

a) Ondas de cuerpo.

Estas pueden ser:

1) De compresión. Excitan a las partículas en la misma dirección en la que se propagan, produciendo cambios de volumen en el suelo. En medios saturados, los métodos de campo identifican a la velocidad de compresión de agua y no a la de suelo.

2) De corte. Se propagan en dirección perpendicular al movimiento de las partículas y sólo se transmiten a través de la fase sólida del suelo ya que los líquidos carecen de rigidez al corte. Sólo producen distorsiones angulares en las partículas, a volumen constante.

b) Ondas superficiales.

Se tienen dos tipos principales de ellas: las de Rayleigh y las de Love. Las primeras son las más importantes desde el punto de vista ingenieril. Producen en el suelo un movimiento elíptico retrógrado con respecto a la velocidad de propagación. La velocidad de

propagación de las ondas de Rayleigh es muy cercana pero menor a la de las ondas de corte. Las ondas de corte y de compresión se ilustran en la figura 36.

Tipos de métodos de campo.

Existen dos clases de métodos: los geofísicos y los de oscilación forzada. A su vez los métodos geofísicos se pueden dividir en métodos de sondeos (pozos cruzados, "up-hole", "down-hole", sonda suspendida, etc) y en métodos de refracción. Entre los métodos de vibración forzada se cuenta el de vibración con masas excéntricas.

Ensayo de refracción.

Cuando una onda se propaga a través de un medio elástico y pasa a otro de densidad diferente ocurren reflexiones y refracciones de la onda. La ley de Snell relaciona la velocidad de propagación de las dos medios con los ángulos de incidencia y de refracción:

$$\frac{V_1}{\text{sen } i} = \frac{V_2}{\text{sen } i_r}$$

en donde V_1 , V_2 = velocidades de propagación de ondas en los medios 1 y 2; i = ángulo de incidencia, i_r = ángulo de refracción. El ensayo de refracción empleado en ingeniería civil se basa en la refracción total. Cuando hay refracción total $i_p = 90^\circ$. El procedimiento de prueba se ilustra en la fig 37.

Las ondas en las que se produce refracción total viajan a lo largo de la frontera entre los dos medios y regresan a la superficie, a través del primer medio, con ángulo de incidencia, i_0 , denominado ángulo crítico. Cuando hay refracción total, la ley de Snell se escribe:

$$\text{sen } i_0 = V_1 / V_2$$

Las condiciones de la prueba imponen que el ángulo de incidencia sea menor que 90° y consecuentemente $V_1 < V_2$. Esta es una limitación del método pues en muchas ocasiones esta desigualdad no se cumple. La prueba se ejecuta generando ondas por percusión o con explosivos y registrando las vibraciones resultantes con geófonos como se ve en la fig 37. Los geófonos vecinos a la fuente de excitación registran primero ondas que viajan únicamente a través del primer medio; los más lejanos registran primero ondas

refractadas. En los geófonos se registran los tiempos de arribo de las ondas y haciendo una gráfica del tiempo de arribo contra la separación de dos geófonos con respecto a la fuente de excitación, se obtiene una curva llamada domocrónica cuya pendiente es el recíproco de la velocidad de propagación. En este método existen procedimientos para generar ondas de compresión y de cortante.

Pruebas en sondeos

En estos se considera que las ondas sísmicas viajan directamente del foco de excitación al punto de recepción de la señal. Estas pruebas requieren de cuatro elementos: 1) Perforación de uno o más pozos; 2) Una fuente generadora de ondas; 3) Equipo de captación (geófonos); 4) Equipo de registro. Las pruebas de sondeos más comúnmente usadas son las siguientes:

a) Pozos cruzados (cross-hole). Ha sido empleado en muchas ocasiones pues su interpretación es confiable en general (Stokoe y Woods, 1972; Woods, 1978). Consiste en producir una excitación dinámica dentro de un pozo y captar las ondas generadas por esta excitación en otro u otros pozos perforados a corta distancia. Para obtener las velocidades de propagación de ondas, es necesario identificar, primero, el tipo de onda; después se determinan los tiempos de arribo de las ondas al punto de medición y, conocida la separación entre fuente de excitación y estación receptora, se determina la velocidad de propagación de las ondas de compresión y de corte.

b) Prueba de impulsos *in situ*. Es una variación del método de pozos cruzados en la que es posible obtener módulos dinámicos a deformaciones relativamente grandes (Miller, et al 1975). La fuente de excitación se coloca dentro de un pozo central y la excitación generada se recibe un pozo colocado a diferentes distancias de la fuente, instalado radialmente a cada 120° . Las velocidades de propagación se obtienen de manera parecida al caso anterior.

c) Métodos pozo-superficie (up-hole) y superficie-pozo (down-hole). En el primero se coloca la fuente de excitación dentro del pozo y los geófonos en la superficie del terreno; en el segundo, el arreglo se hace a la inversa (Kramer et al, 1975). Las velocidades de propagación se determinan a partir de los tiempos de llegada de las ondas, como en los métodos descritos antes. El método pozo-superficie ofrece más problemas de interpretación, ya que en ocasiones es difícil identificar las ondas (ver fig 40). En el método superficie-pozo se pueden generar ondas de corte por percusión tangencial sobre una plataforma debidamente lastrada (fig 41) y ondas de compresión por percusión vertical sobre ésta.

d) Método de sonda suspendida. En éste la fuente de excitación y los geófonos se colocan dentro de un sólo pozo lleno con fluido de perforación o agua. Este es un método de excitación indirecta. La fuente generadora de ondas excita el fluido del pozo que, a su vez, excitará las paredes del mismo. La excitación se propaga entonces a lo largo del pozo (ver fig 42). Si la longitud de onda de la excitación es considerablemente mayor que el diámetro del pozo, las oscilaciones del agua coinciden con las del pozo. La sonda suspendida cuenta con dos geófonos separados entre sí por 1 m. Cada geófono puede registrar ondas P y S.

El procedimiento de prueba es el siguiente: 1) Se produce una fuente de excitación en la dirección perpendicular del eje del pozo. Las ondas generadas se reciben y registran por los geófonos (componente horizontal) y se guardan en la memoria del sistema. 2) Se produce otra onda en la dirección opuesta y se registran sus componentes horizontales, 3) Se genera una onda normal cuyas componentes verticales se registran en los geófonos. Con estos datos se puede verificar la oposición de fases de la onda S. La velocidad de propagación de las ondas S se calcula a partir de la diferencia en tiempos de llegada a los dos geófonos. Procediendo análogamente con las componentes verticales, se obtiene la velocidad de propagación de las ondas P. La fig 43 muestra un registro típico obtenido en la Central de Abastos, D.F. (Jaime et al, 1987).

Método de oscilación forzada:

Se coloca un vibrador de masas excéntrica sobre la superficie del terreno y con éste se generan ondas de Rayleigh, excitando al medio verticalmente. Se utiliza un geófono móvil para detectar las oscilaciones del terreno (ver fig 44). Con el geófono se determinan aquellos sitios en los que las vibraciones del suelo están en fase con la del oscilador de masas excéntricas. Estos puntos se encuentran separados entre sí por una distancia igual a la longitud de onda de la vibración generada. Como la frecuencia de vibración se conoce, es posible determinar la velocidad de propagación de la onda de Rayleigh, V_R con la siguiente expresión:

$$V_R = L_r f$$

en donde f = es la frecuencia del oscilador en H_z , L_r = longitud de onda en m. La profundidad investigada con este método es

aproximadamente igual a la mitad de la longitud de onda y V_r es un valor promedio de la velocidad de propagación hasta dicha profundidad. Para investigar profundidades mayores, es necesario disponer de osciladores muy pesados que generan fuerzas dinámicas de gran magnitud a bajas frecuencias. Conocida V_r se puede inferir V_s o V_p a partir de relaciones como la que se muestra en la fig 45.

4.5 Correlaciones empíricas.

Expresiones para obtener los parámetros dinámicos en función de las deformaciones

Hardin y Drnevich (1972) y Hardin y Black (1968) han propuesto diversas expresiones, basándose en evidencia experimental. A continuación se presentan algunas expresiones sugeridas por Ishihara (1982) en las que se recoge la experiencia no sólo de los autores antes mencionados sino la de las investigaciones posteriores. Suponiendo válida la noción de que las curvas esfuerzo-deformación son hiperbólicas (Kondner y Zelasko, 1963), estas se pueden escribir como:

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + (G_0/\tau_f)\gamma}$$

en donde G_0 = módulo secante inicial, γ = deformación angular; τ_f = esfuerzo cortante asintótico final. La expresión para el módulo de rigidez, resulta

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_a/\gamma_r}$$

en donde γ_a y γ_r se definen en la fig 46. El factor de amortiguamiento λ resulta

$$\lambda = \frac{4}{\pi} \frac{1}{1 - G/G_0} \left[1 - \frac{G/G_0}{1 - G/G_0} \ln \frac{1}{(G/G_0)} \right] - 2\pi$$

como se ve, para utilizar las ecuaciones anteriores se requiere conocer G_0 . Para arenas se recomienda la siguiente expresión:

$$G_0 = A B \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_o)^m$$

en donde A = es función de la amplitud de deformación; B = es un factor que toma en cuenta las características de los granos de arena; e = relación de vacíos ; σ'_o = esfuerzo efectivo de confinamiento; m = factor determinado experimentalmente. El parámetro A tienen valores que fluctúan entre 16,600 y 14,300 cuando la deformación angular pasa de 10^{-4} % a 10^{-2} %. Para deformaciones pequeñas $m = 0.4$. Para arenas limpias $B = 1.0$ y para aquellas conteniendo finos $B < 1.0$.

Se sugiere que la siguiente expresión, debida a Hardin y Black (1968) se utilice solamente con arcillas de baja plasticidad:

$$G_0 = 3270 \frac{(2.97-e)^2}{1+e} (\sigma'_o)^{0.5}$$

para arcillas de alta plasticidad se sugiere:

$$G_0 = 445 \frac{(4.4 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_o)^{0.5}$$

y para arcillas de muy alta plasticidad y compresibilidad de origen fluvial:

$$G_0 = 90 \frac{(7.32 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_o)^{0.6}$$

Es claro que las expresiones anteriores no pueden, *no deben*, aplicarse en los suelos de la Ciudad de México pues las relaciones de vacíos que suelen encontrarse en este caso resultan mayores que 8 en muchas ocasiones. Para los suelos de la Cuenca de México, Zeevaert (1972) ha propuesto correlaciones en donde G_0 se da como función de la presión de confinamiento, σ_c . En un estudio reciente, Jaime (1988) propone las siguientes correlaciones para diferentes sitios dentro de la Cuenca de México:

Lago de Texcoco preconsolidado:

$$G_0 = [102 - 5.58 (e-3)] \sigma_c$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ kg / cm}^2$

Lago de Texcoco virgen:

$$G_0 = [95.18 - 9.39 (e-3)] \sigma_c$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ kg / cm}^2$

Lago Xochimilco - Chalco:

$$G_0 = [94.34 - 3.35 (e - 3)] \sigma_c$$

válida para $2 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 3.6 \text{ kg / cm}^2$

Estas expresiones son sólo indicativas y deberá ejercerse cuidado al aplicarlas a casos concretos. En ningún caso deberán tomarse como sustitutos de los ensayos dinámicos.

Correlaciones entre los parámetros dinámicos
y otros parámetros geotécnicos.

Se han obtenido a partir de resultados de exploraciones geotécnicas convencionales (prueba de penetración estándar, prueba de cono eléctrico, pruebas triaxiales, etc.) y de pruebas dinámicas (columna resonante, pruebas de pozos, etc.). Debido a la amplia difusión de la prueba de penetración estándar se han propuesto múltiples correlaciones entre la resistencia a la penetración, N , y la velocidad de propagación de ondas de corte, V_s . Una forma común de estas correlaciones es:

$$V_s = A N^B$$

en donde A y B son parámetros determinados experimentalmente. En la fig 47 se presenta una correlación obtenida entre N y V_s para arenas (Uchiyama, et al 1984). En suelos arcillosos blandos, como los del Valle de México, se han encontrado correlaciones entre la resistencia a la penetración de punta medida en una pruebas de

como eléctrico y V_s , medida con sondeos de sonda suspendida (Romo *et al*, 1987). La fig 48 ilustra el resultado de una medición realizada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, D. F. y las figs 49 y 50 las correlaciones encontradas.

Las correlaciones se obtuvieron dentro de un programa de investigación que realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. La validez de las correlaciones se limita a sitios parecidos (en términos geotécnicos) a aquellos en los que fueran obtenidos y, por consiguiente, deberá ejercerse cautela al aplicarlas.

REFERENCIAS

Arthur, J. R., Chua, K. S., Dunstan, T. y Rodriguez del Toro J., (1980). Principal stress rotation: a missing parameter. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 106, GT4.

Arthur, J. R., (1982). Innovative shear apparatuses and methods of quality evaluation. Proc. European Conf. on Mechanics.

Baldi, G. y Nova, R. (1984). Membrane penetration effects in triaxial testing. Jour. Geotech. Engr. Div., ASCE, 110, GT3.

Bishop A. W. and Henkel D. J. (1957). The measurement of soil properties in the triaxial cell. Londres: Edward Arnold.

Bishop, A. y Hight, D. W. (1977). The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions. Geotechnique, 27, 3.

Brown, S. F., Austin, G. y Overy, R.F. (1980). An instrumented triaxial cell for cyclic loading of clays. Geotech. Testing Jour., ASTM, 3, 4.

Burland, J. B. y Symes, M (1982). A simple axial displacement gauge for use in triaxial apparatus. Geotechnique, 32, 1.

De Alba, P., Seed, H. B., y Chan, C. K. (1976). Sand liquefaction in large scale simple shear tests. Jour. Geotech. Engr. Div., ASCE, 103, GT9.

De Campos, T. (1984). Two low plasticity clays under transient and cyclic loading. Tesis doctoral, Imp. Col. of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Díaz Rodríguez A., Iturbe R. y Weckmann O. (1973). Licuación de arenas. Primera parte. Informe interno no. 242, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Dobry, R. (198). Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits: Memórias, Simp. Int. de Suelos Blandos, vol 2, Soc. Mex. de Mec. de Suelos, México (en prensa).

Drnevich, V. P., Hardin, B. O. y Shippey, D. J. (1978). Modulus and damping in the resonant column method. ASTM STP 654.

Drnevich, V. P. (1978). Resonant column testing-- problems and solutions. ASTM STP 654.

Finn, W., Emery, J. y Gupta Y. (1971). Liquefaction of large samples of saturated sand on a shaking table. Proc. 1st Can. Conf. on Earthq. Engr., Vancouver.

Finn, W. D. y Vaid, Y. D. (1977). Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests. Proc. 6th World Conf. Earthq. Engr., v6.

Green, G. E. (1967). Correspondence on: A new testing apparatus by Ko and Scott. Geotechnique, 17, 295. Hardin, O. B. y Black, W. L. (1968) normally consolidated clays. Jour. Soil Mech. Fdns. Div., ASCE, 94, SM2.

Hardin, O. B. y Drnevich, P. V. (1972). Shear Modulus and damping in soils. I: measurement and parameter effects. II: Design equations and curves. Jour. Soil Mech. Fdn. Engr. Div., ASCE, 98, SM6, SM7.

Hight D. W., Gens, A., y Symes, M. J. (1982). The development of a new hollow cylinder for investigating the effects of principal stress rotations in soils. Geotechnique, 32.

Hight, D. W. (1982). A simple piezometer probe for the routine measurement of pore pressure in triaxial tests on saturated soils. Geotechnique, 32, 4.

Hight, D. W., Gens A. y Jardine, R. J. (1985). Evaluation of geotechnical parameters from triaxial tests on offshore clay. Cap. 16 en: Advances in underwater technology and offshore engineering, v3. Londres: Graham y Trolman.

Ishibashi, I. y Sheriff, M. (1974). Soil liquefaction by torsional simple shear device. Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, 100, GT8.

Ishihara K. y Yasuda, S. (1975). Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation. Soils and Foundations, 15, 1.

Ishihara, K. y Takatsu, H. (1979). Effects of overconsolidation and Ko conditions on the liquefaction characteristics of sands. *Soils and Foundations*, 19, 4.

Ishihara, K. and Yamada, Y. (1981). Liquefaction tests using a true triaxial apparatus. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng., Estocolmo*, v3.

Ishihara, K. (1982). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. *Proc. Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, Zurich.

Ishihara, K. y Towhata I. (1983). Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads. *Soils and Foundations*, 23, 4.

Jaime, A. (1980). Comportamiento dinámico de suelos. *Memorias, X Reunion Nac. de Mecanica de Suelos*, Morelia.

Jaime A., Legorreta H. y Martín G. (1987). *Aparato de Corte Simple Cíclico*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Azul No. 508.

Jaime A. (1988) *Características Dinámicas de la Arcillas del Valle de México*. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, Div. de Estudios de Posgrado, México.

Jardine, R. J., Symes, M. y Burland J. (1984). The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. *Geotechnique*, 34, 3.

Ko, H. y Scott, R. F. (1967). A new soil testing apparatus. *Geotechnique*, 17.

Kondner, R. L. y Zelasko, J. S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation of sands. *Proc. 2nd Pan American Conf. on Soil Mech. and Fdn. Eng.*

Kramer, R. W., Mac Donald, R. B., Tiedeman, D. A. y Viksne, A. (1975). Dynamic analysis of Tsengwen Dam, Republic of China. *Reporte del U. S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation*.

Lade, P. y Hernandez, S. (1977). Membrane penetration effects in undrained tests. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE*, 109, GT2.

Lee, K. L. (1976). Fundamental considerations for cyclic triaxial tests on saturated sand. *Proc 1st ROSS*, v1.

Martin, G. R., Finn, W.D., y Seed H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE*, 101, GT5.

Martin, G. R., Finn, W. D. y Seed, H.R. (1978). Effects of system compliance on liquefaction tests. *Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE*, 104 GT4.

Moussa, A. A. (1975). Equivalent drained-undrained shearing resistance of sand to cyclic simple shear loading. *Geotechnique*, 25.

Molenkamp, F. y Luger, H. J. (1981). Modelling and minimization of membrane penetration effects. *Geotechnique*, 31, 4.

Mullis, J. P., Townsend, F. C. y Horz, R. C. (1978). Triaxial tersting techniques and sand liquefaction. ASTM STP 654.

Muramatsu F. y Tatsuoka F. (1981). Cyclic undrained stress-strain behaviour of dense sand by torsional simple shear tests. *Bull. ERS, Japon*, v14.

Oda M., Konishi, J. y Nemat-Nasser, S. (1982). Experimental micro-mechanical evaluation of strength of granular materials: effects of particle rolling. *Mechanics of Materials*, v1, n4.

Ovando E. (1986). Stress-strain behaviour of granular soils tested in the triaxial cell. Tesis doctoral, Imp. Col. of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Ovando Shelley E. (1988). Rigidez y anisotropía no drenadas de una arena saturada. Memorias, XIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, vol 1, Monterrey.

Ovando E. y Hight, D. W. (1987). Some effects of stress history on the response of a saturated medium fine sand. En prensa, *Geotechnique*.

Overy, R. F. y Brown, S. F. (1978). Influence of cyclic loading on clays. Reporte RFO/1, Univ. de Nottingham, G. B.

Pande, G. N. y Zienkiewicz O. C., eds. (1982). *Soil Mechanics--transient and cyclic loads*. Londres: John Wiley and Sons.

Poulos, S., Castro, G. y France, W. (1985). Liquefaction evaluation proPrevost, J. and Hoeg, K. (1976). Re-analysis of simple shear soil testing. *Can. Geotech. Jour.*, 13, 4.

Richart, F. E., Woods, R. D. y Hall, J. R. (1970). *Vibration of soils and foundations*. Nueva Jersey: Prentice Hall Inc.

Romo, M. (1980). Análisis dinámico de sistemas suelo-estructura y presas de tierra. Memorias, X Reunión Nac. de Mec. de Suelos, Morelia.

Romo, M. y Jaime (1986). Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta dinámica del suelo. Primera etapa. Informe interno, proy. 6504, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Romo, M., Jaime, A. y Ovando E. (1987). Características del suelo en el sitio SCT. Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM al Departamento del Distrito Federal.

Roscoe, K. H. (1953). An apparatus for the application of simple shear to soil samples. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng., v1.

Saada A. S. y Townsend, F. C. (1981). State of the art: laboratory strength testing of soils. ASTM STP 740.

Sangrey, D. A., Pollard, W. S. and Egan, J. A. (1978). Errors associated with rate of undrained cyclic testing of clay soils. ASTM STP 654.

Schofield, A. y Wroth, P. (1968). Critical state soil mechanics. London: Mc. Graw-Hill.

Seed, H. B. y Lee, K. L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. Jour. Soil Mech. Fdn. Engng. Div. ASCE, 92, SM6.

Seed, H. B. e Idriss, M. I. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Rep. no. EERC 70-10, Univ. de California, Berkeley.

Seed H. B., Pyke, R. M. y Martin, G. R. (1978). Effect of multidirectional shaking on pore pressure development in sands. Jour. Geotech. Engr. Div., ASCE, 104.

Seed H. B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. Jour. Geotech. Engr. Div., ASCE, 105, GT2.

Shen, C. K., Sadigh, K. y Herrmann, L. R. (1978). An analysis of NGI simple shear apparatus for cyclic soil testing. ASTM STP 654.

Shibuya, S. (1985). Undrained behaviour of granular materials under principal stress rotations. Tesis Doctoral, Imperial College of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Stokoe, K. H. y Woods, R. D. (1972). In situ shear wave velocity by cross hole method. Jour. Soil Mech. Fdns. Div., ASCE, 98, SM5.

Symes, M., Gens, A. y Hight, D. W. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotations in saturated sand. Geotechnique, 34, 1.

Takahashi, M. (1981). Transient and cyclic behaviour of a sandy clay. Tesis doctoral, Imp. Col. of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Townsend, F. C. (1978). Review of factors affecting cyclic triaxial tests. ASTM, STP 654.

Uchiyama, S., Tonuchi, K. e Imai, T. (1983). Measurement of S-wave velocity of the ground and application of S wave velocity data for civil engineering. Reporte tecnico no. 4162, Oyo Corp, Tokio.

Van Eekelen, H. y Potts, D. (1978). The behaviour of Drammen Clay under cyclic loading. Geotechnique, 28, 2.

Whitman y Healey (1962). Shear strength of sands under rapid loading. Jour. Soil Mech. and Found. Engr. Div., ASCE, 82, SM2.

Wolfe, W. E., Mokhtar, A. y Lee, K. L. (1977). Soil liquefaction in cyclic cubic test apparatus. Proc. 6th Conf. on Earthq. Engr., Nueva Delhi, v3.

Wood, D. M. y Budhu, M. (1980). The behaviour of Leighton Buzzard sand in cyclic simple shear tests. Proc. Int. Symp. of Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, G. B., v1.

Woods, R. D. (1978). Measurement of dynamic soil properties. Proc. Conf. on Earthq. Engr. and Soil Dyn., Pasadena, Cal. v1.

Wright, D. K., Gilbert, P. A. and Saada, A. S. (1978). Shear devices for determining dynamic soil properties. Proc. Conf. on Earthq. Engr. and Soil Dyn., Pasadena, Cal., v2.

Zeevaert, L. (1972). Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Nueva York: Van Nostrand Reinhold, Co.

TABLE 1 ASSESSMENT OF LABORATORY APPARATUS FOR CYCLIC LOADING

Reliable capabilities	Initial stress state	Cyclic soil Behaviour +	σ' vs ϵ	q vs p'	vary σ_2 condition	Principal stress rotation	Dynamic E	Moduli G	ξ
Apparatus									
Cyclic triaxial cell	YES	YES	YES	YES	NO	NO	Δ	NO	Δ
Simple shear NGI	Δ	YES	?	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Ruscoe type	NO	YES	?	NO	NO	NO	NO	NO	NO
True triaxial	YES	YES	YES	YES	YES	*	NO	NO	NO
Stepped ring shear	NO	YES	?	?	NO	NO	NO	NO	NO
Directional Shear cell	YES	YES	YES	YES	NO	**	NO	NO	NO
Hollow cylinder $p_i = p_o$	YES	YES	YES	YES	NO	**	NO	NO	NO
Hollow cylinder $p_i \neq p_o$	YES	YES	YES	YES	YES	YES	NO	NO	NO

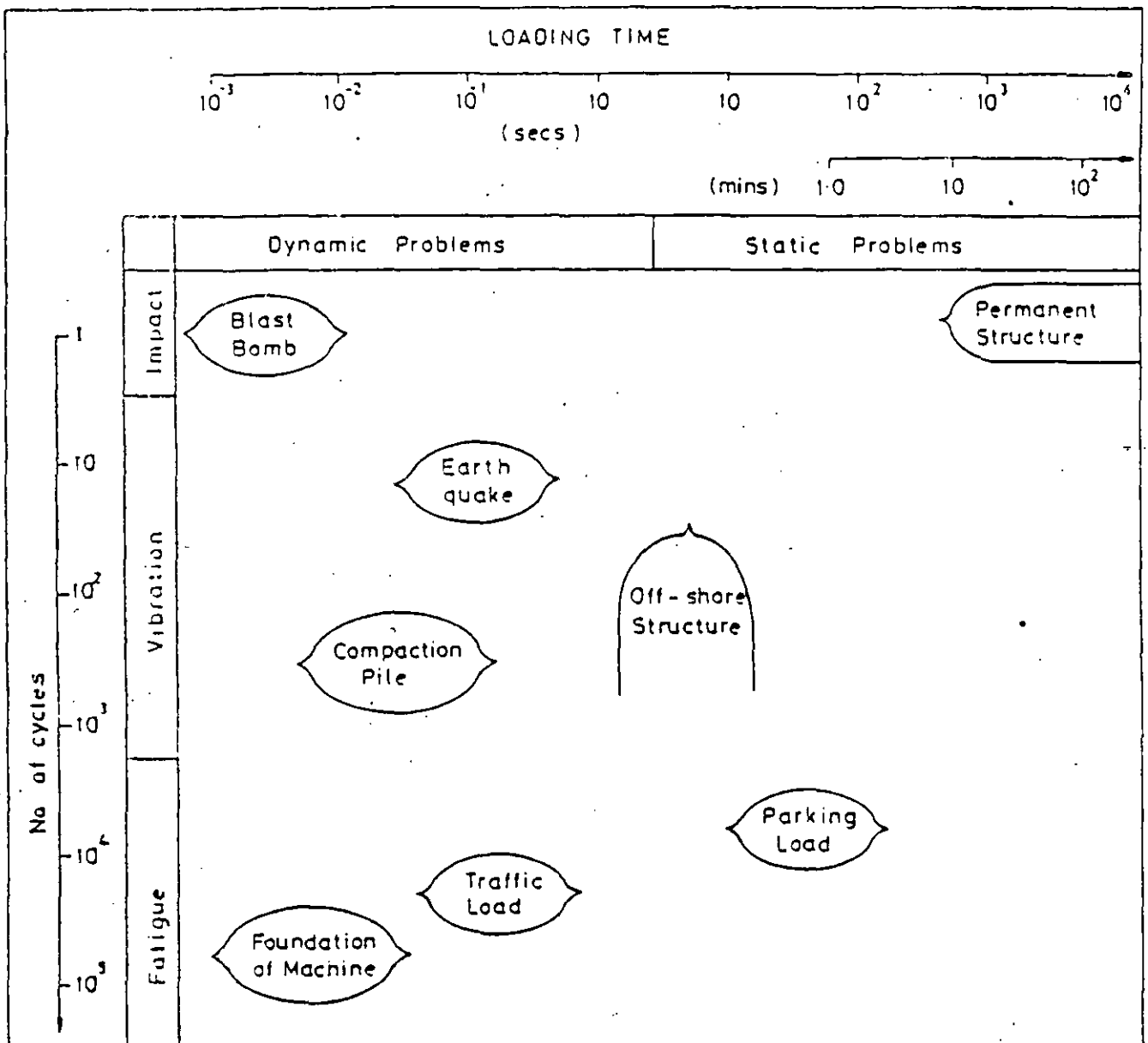


Fig 1 Classification of dynamic problems in terms of loading time and number of cycles . After Takahashi, (1931).

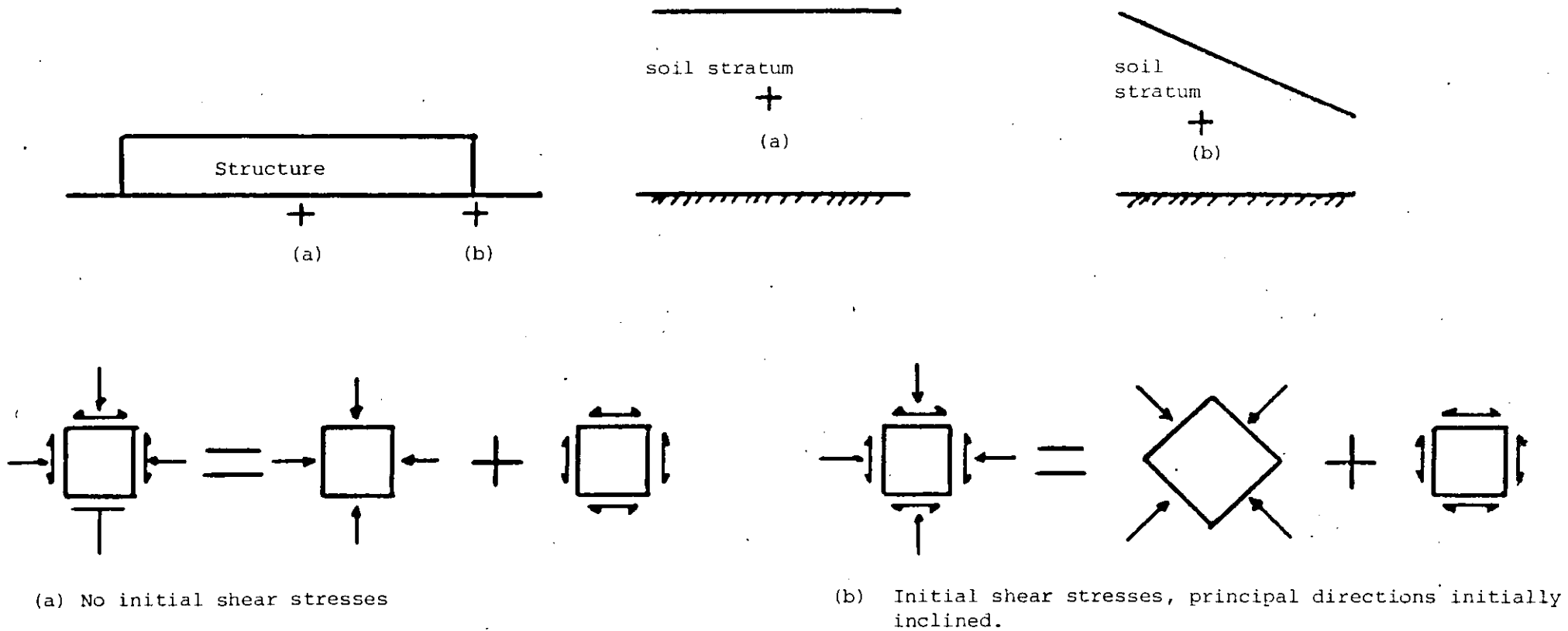


Figure 2 Field stress states for earthquake conditions.

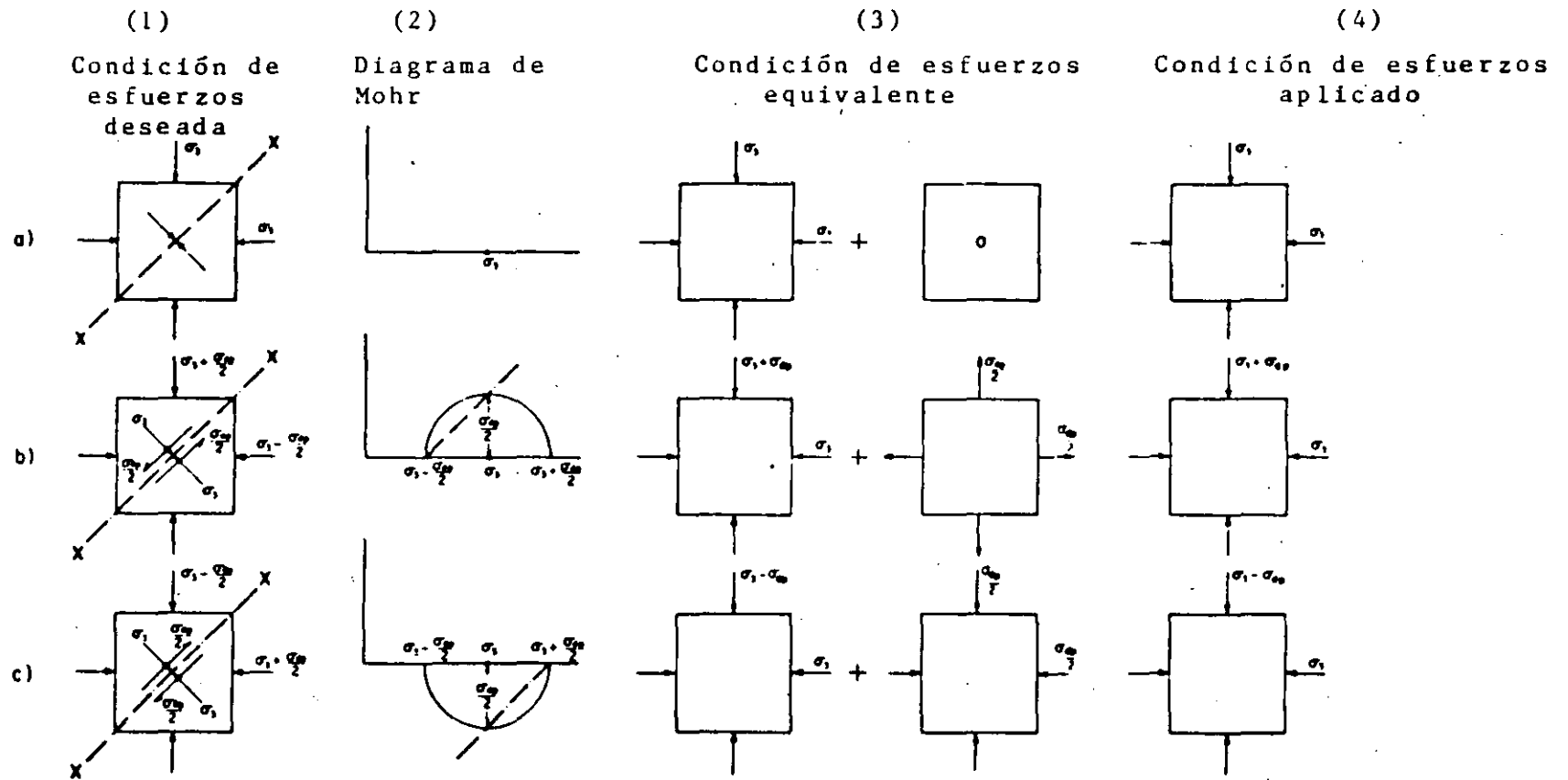
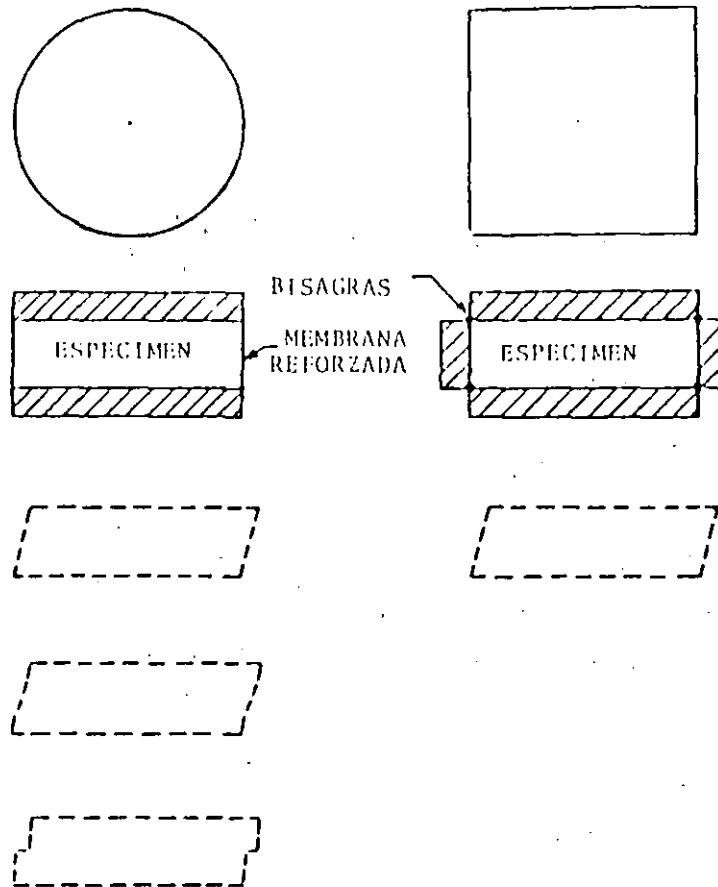


FIG. 3 CONDICION DE ESFUERZOS PARA LA PRUEBA TRIAXIAL CICLICA
(SEED Y LEE, 1966)



INSTITUTOS NORUEGO Y SUECO
DE GEOTECNIA

UNIVERSIDAD DE CAMBRIDGE

FIG. 4 DOS TIPOS DE APARATOS DE CORTE SIMPLE.

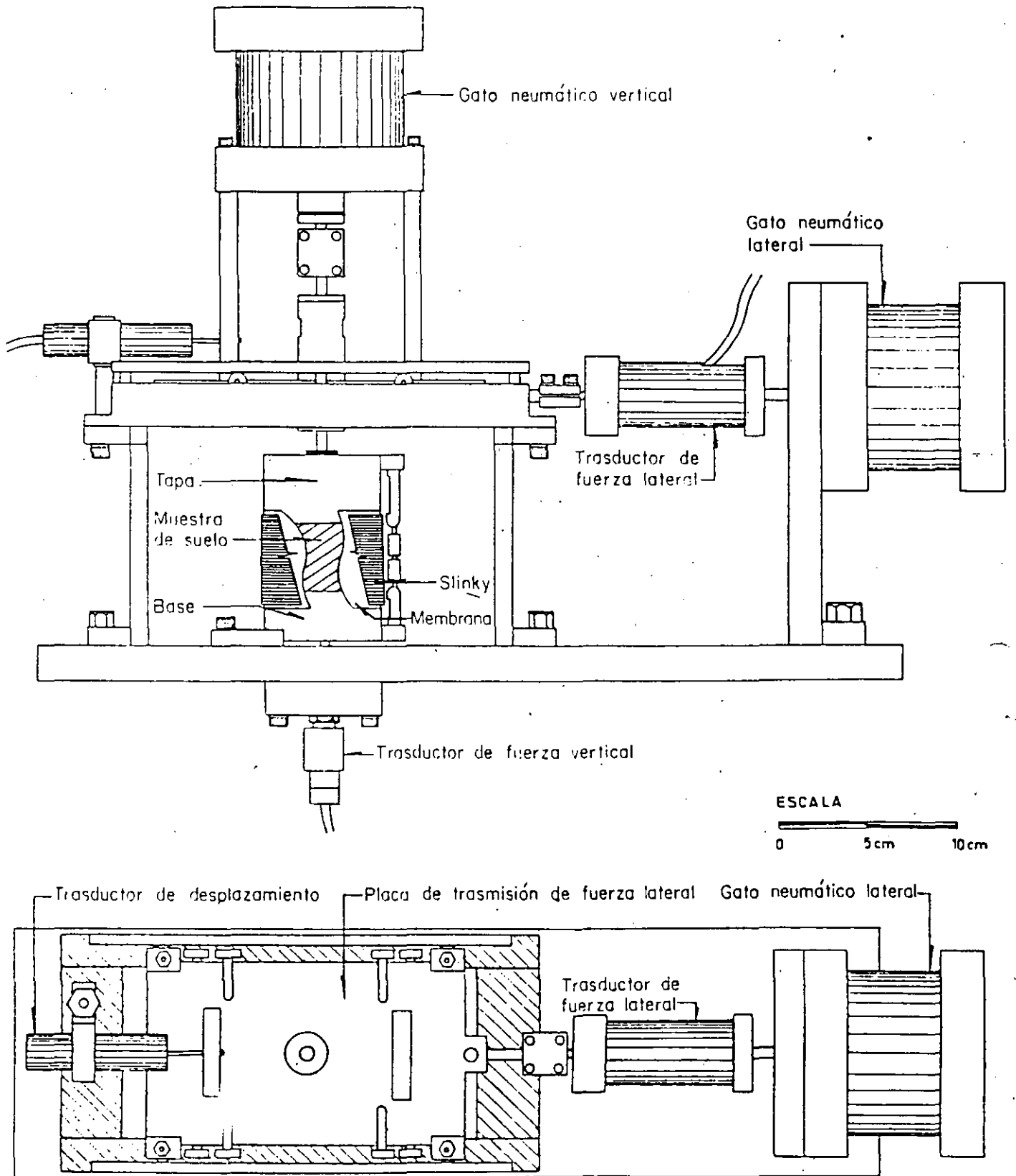


Fig. 5 Aparato de corte simple cíclico,
 Instituto de Ingeniería (Jaime, 1987)

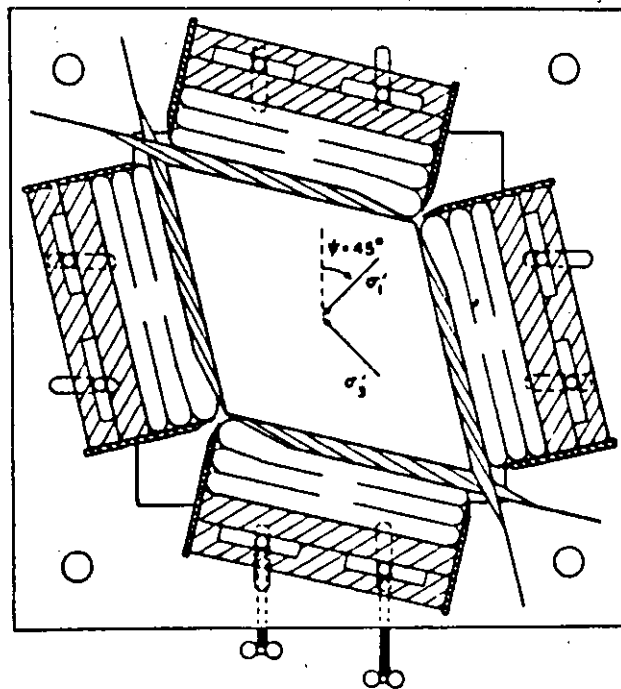
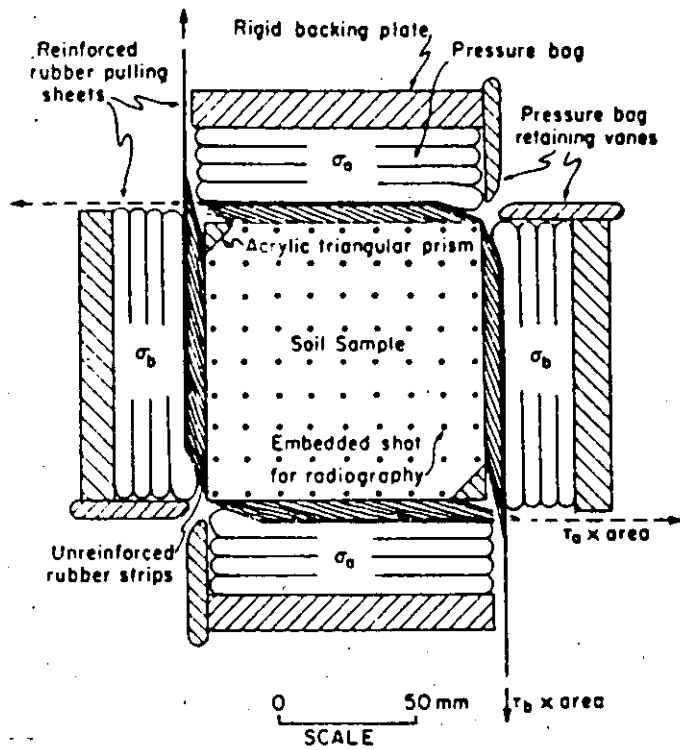


FIGURE 6 Stress conditions and principal directions rotations in the DSC cell. After Arthur (1982).

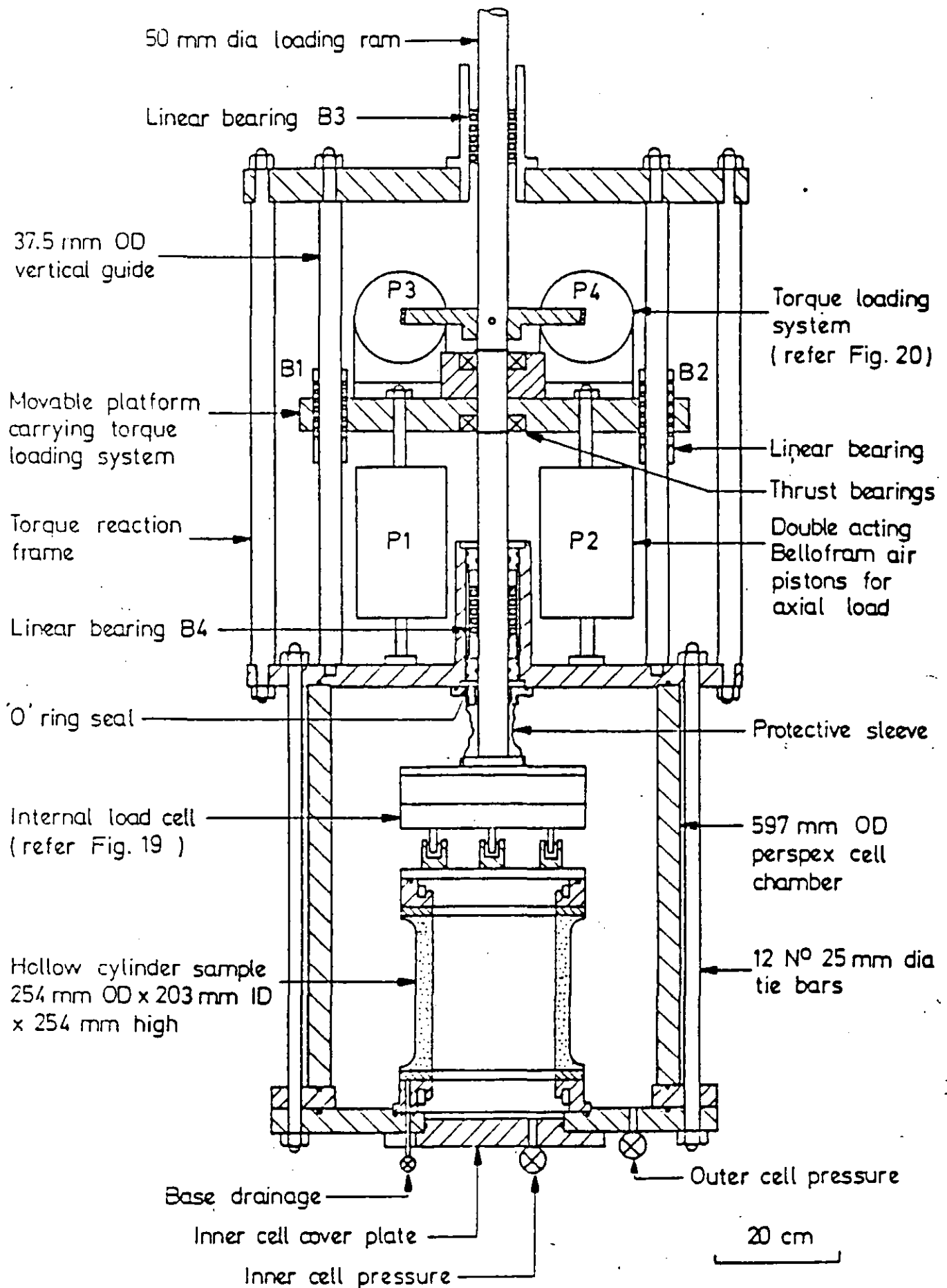
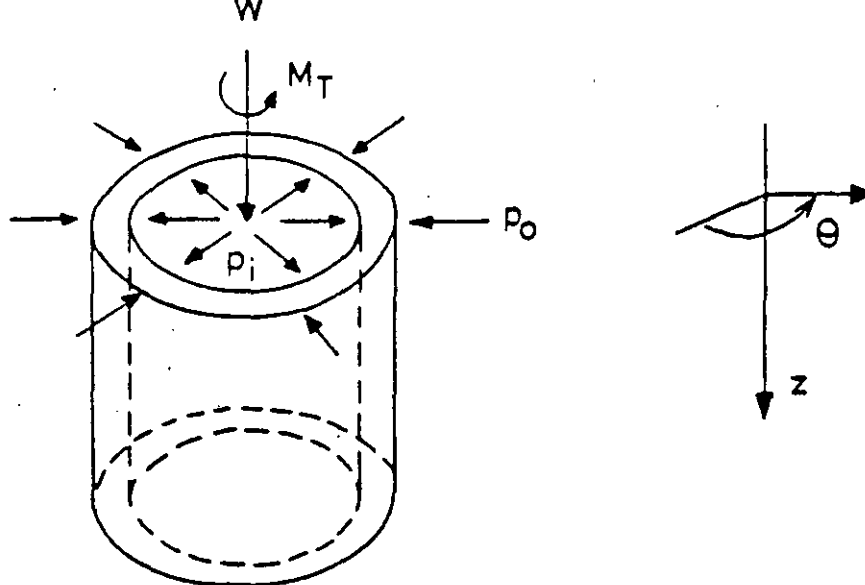
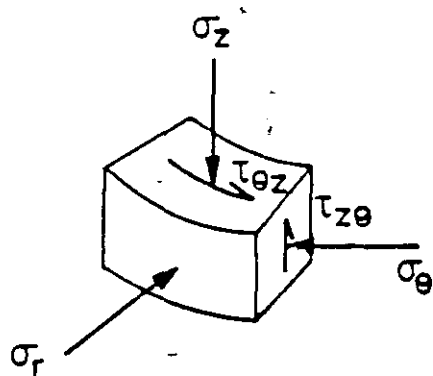


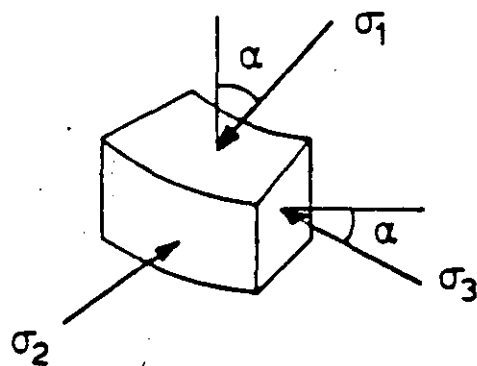
Fig. 7 General layout of the new hollow cylinder apparatus.
After Hight, et al (1982).



(a) Hollow cylinder sample under axial load, W , torque, M_T , internal pressure, p_i , external pressure, p_o

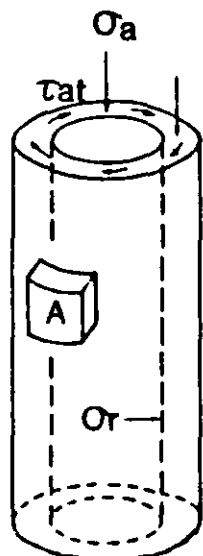


(b) Stresses on an element in the wall of a hollow cylinder sample

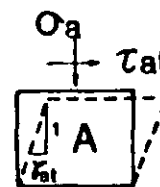
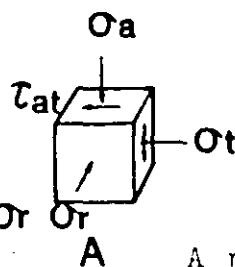


(c) Principal stresses on an element in the wall

A $p_o \neq p_i$ hollow cylinder sample (After Hight et al, 1982)



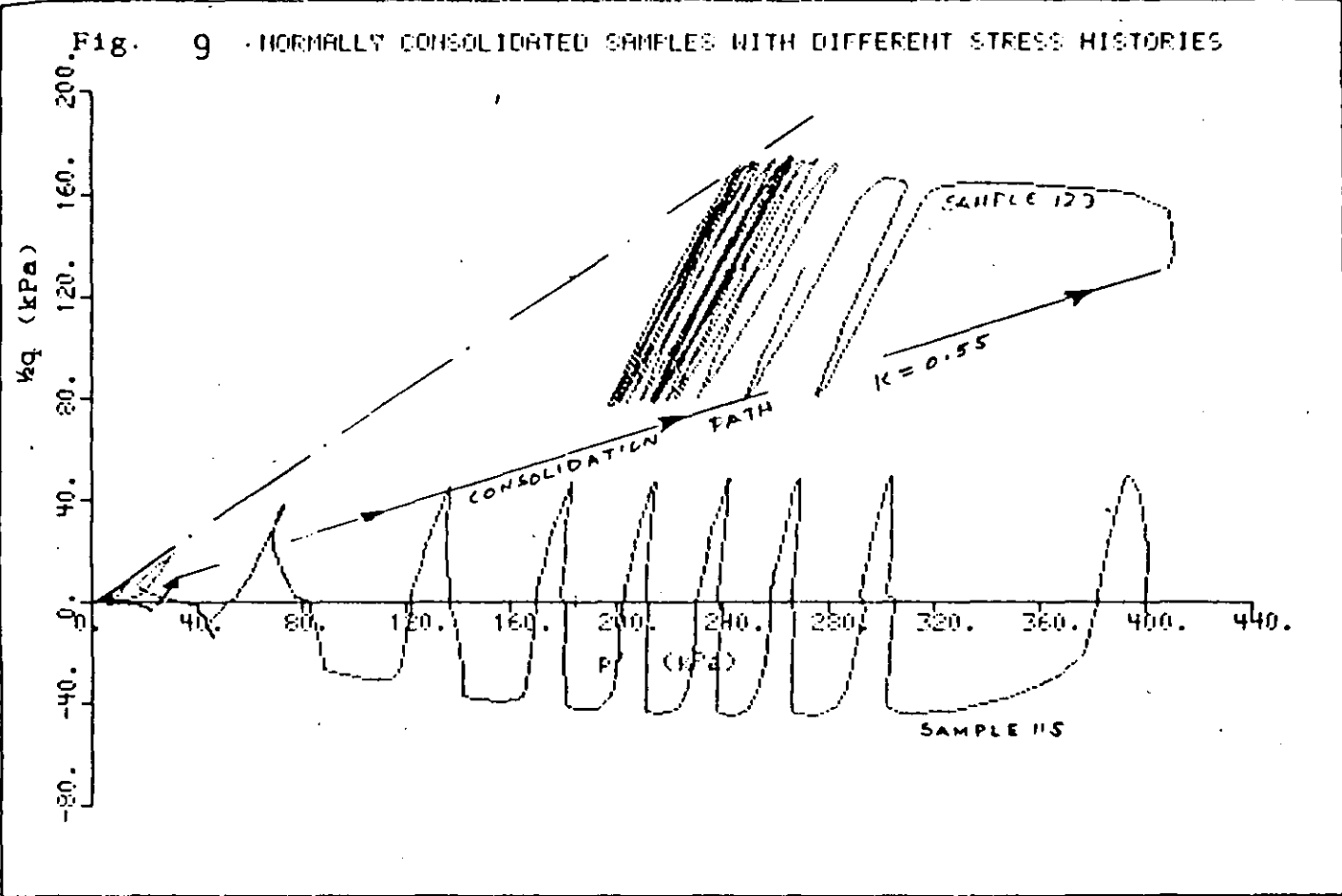
SIMPLE SHEAR



A $p_o = p_i$ hollow cylinder sample (After Tatsuoka and Muramatsu, 1981).

FIGURE 8 Stresses in hollow cylinder apparatuses.

Fig. 9 NORMALLY CONSOLIDATED SAMPLES WITH DIFFERENT STRESS HISTORIES



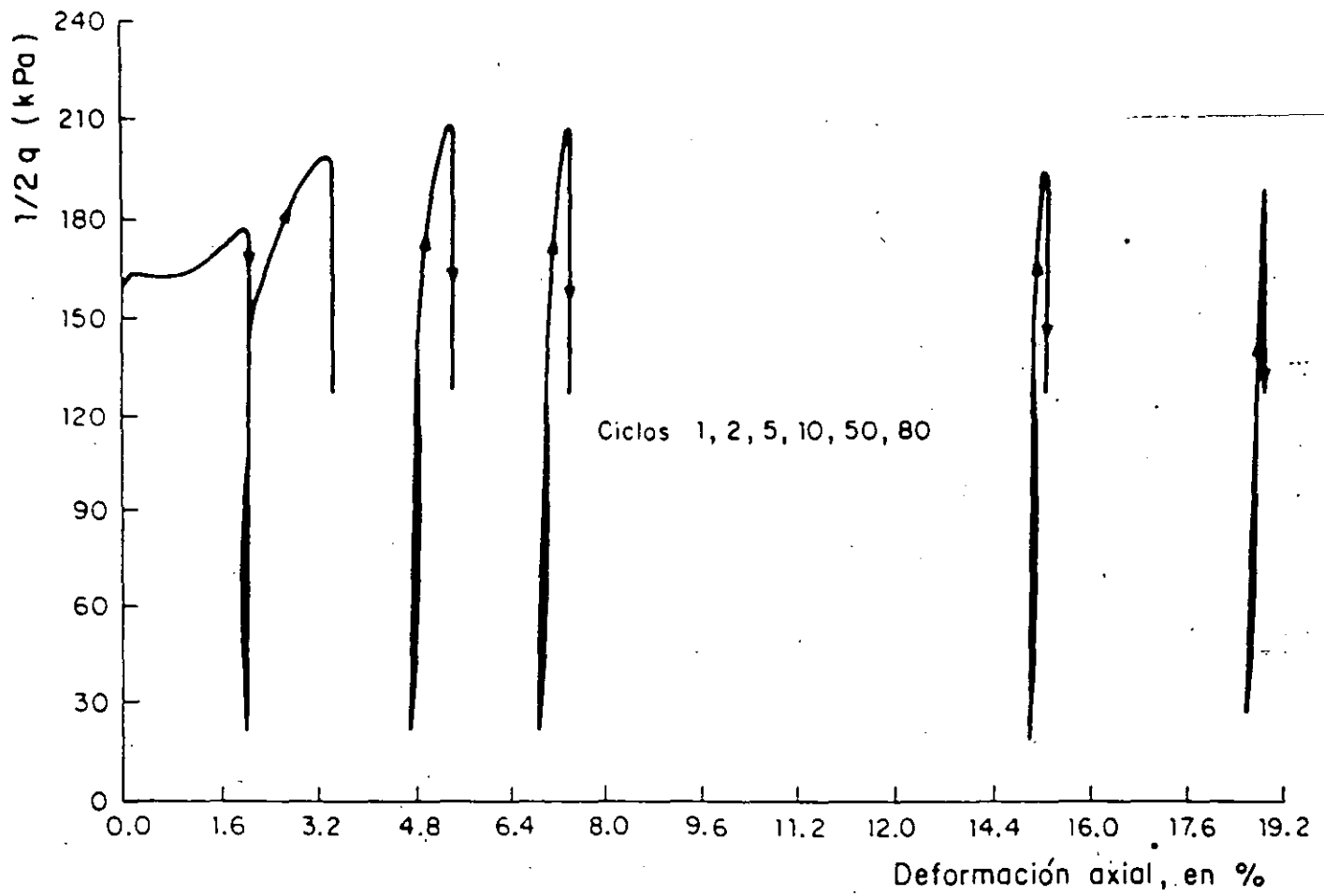


Fig 10.A Ejemplo de una curva esfuerzo-deformación con endurecimiento progresivo.

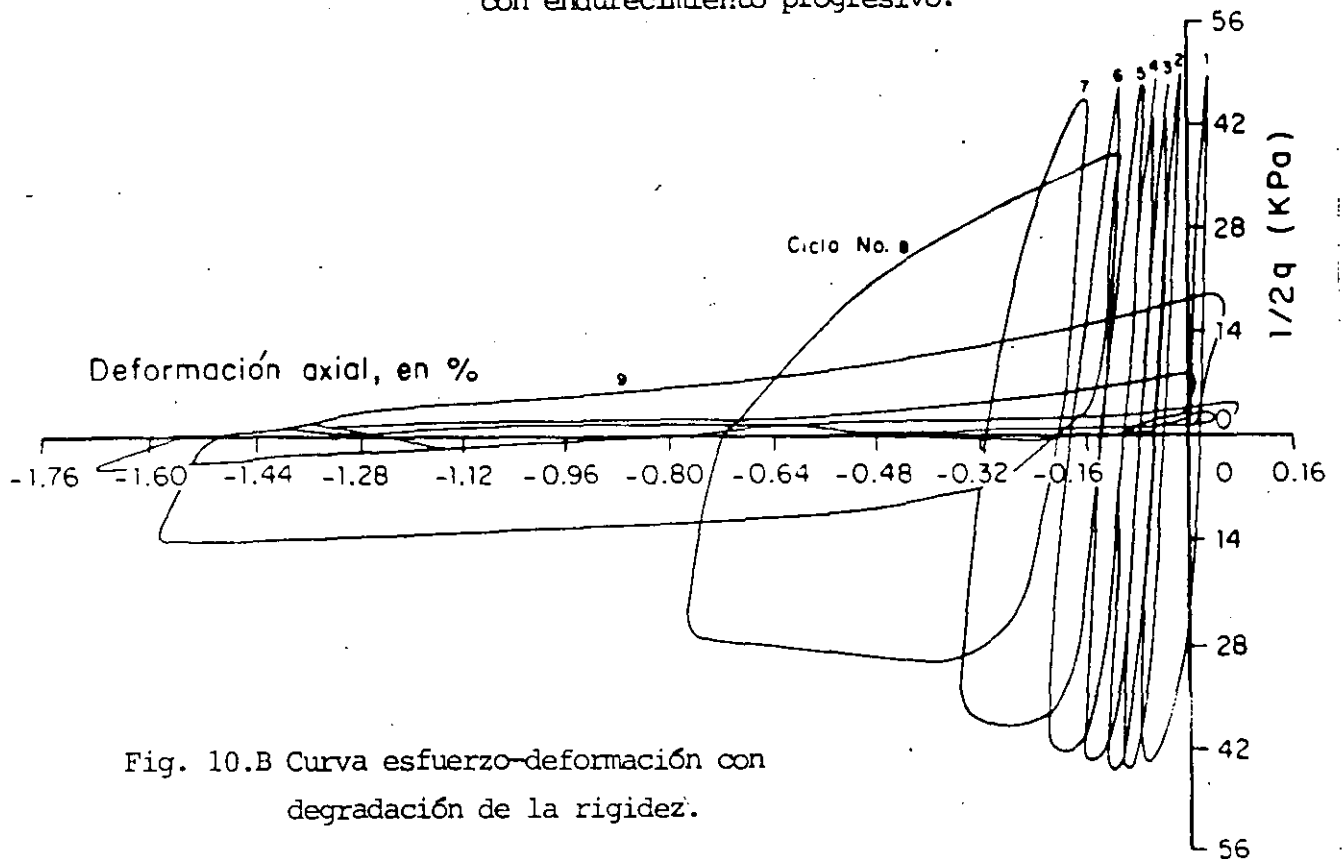
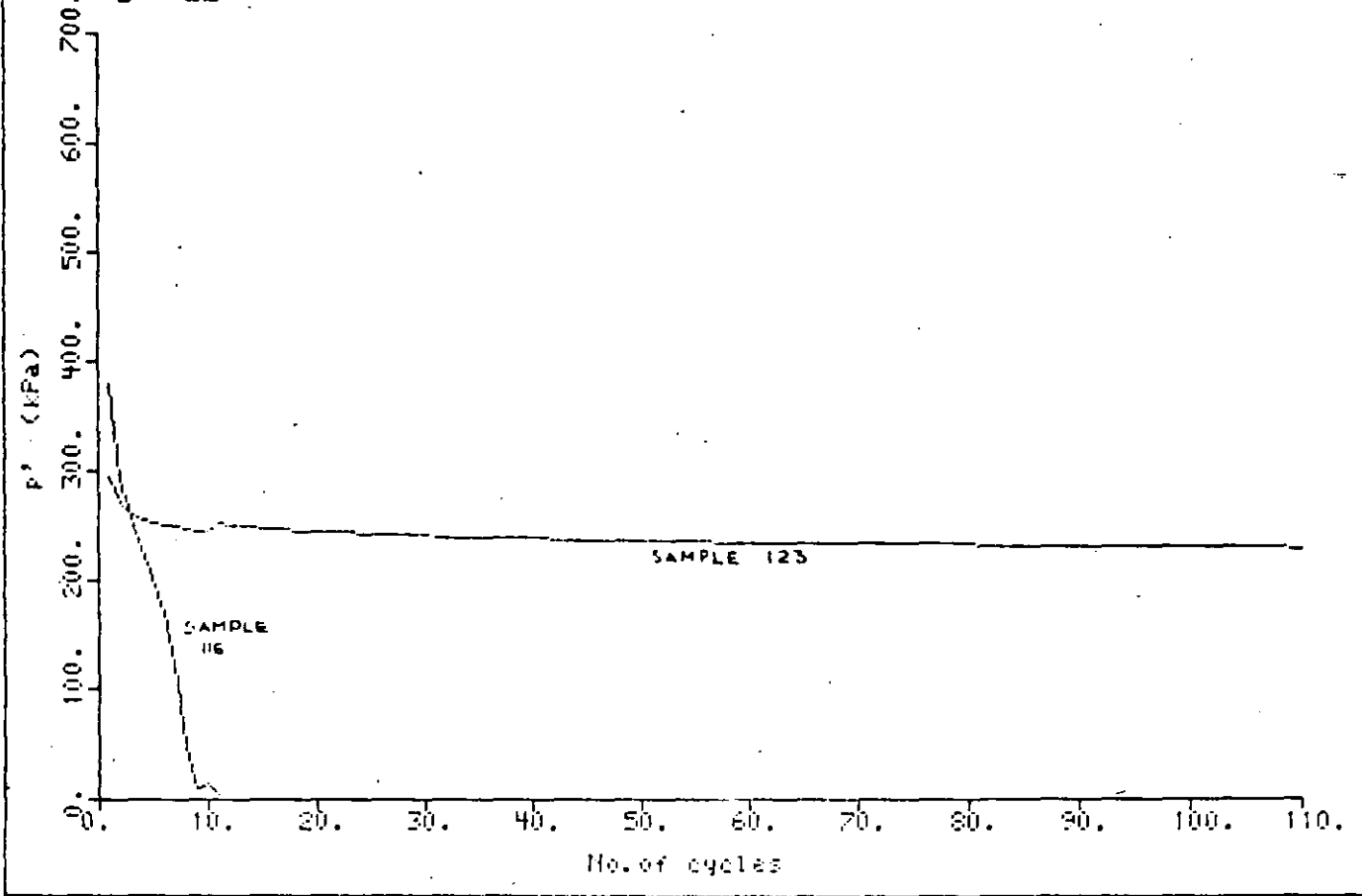


Fig. 10.B Curva esfuerzo-deformación con degradación de la rigidez.

Fig. 11 . NORMALLY CONSOLIDATED SAMPLES WITH DIFFERENT STRESS HISTORIES



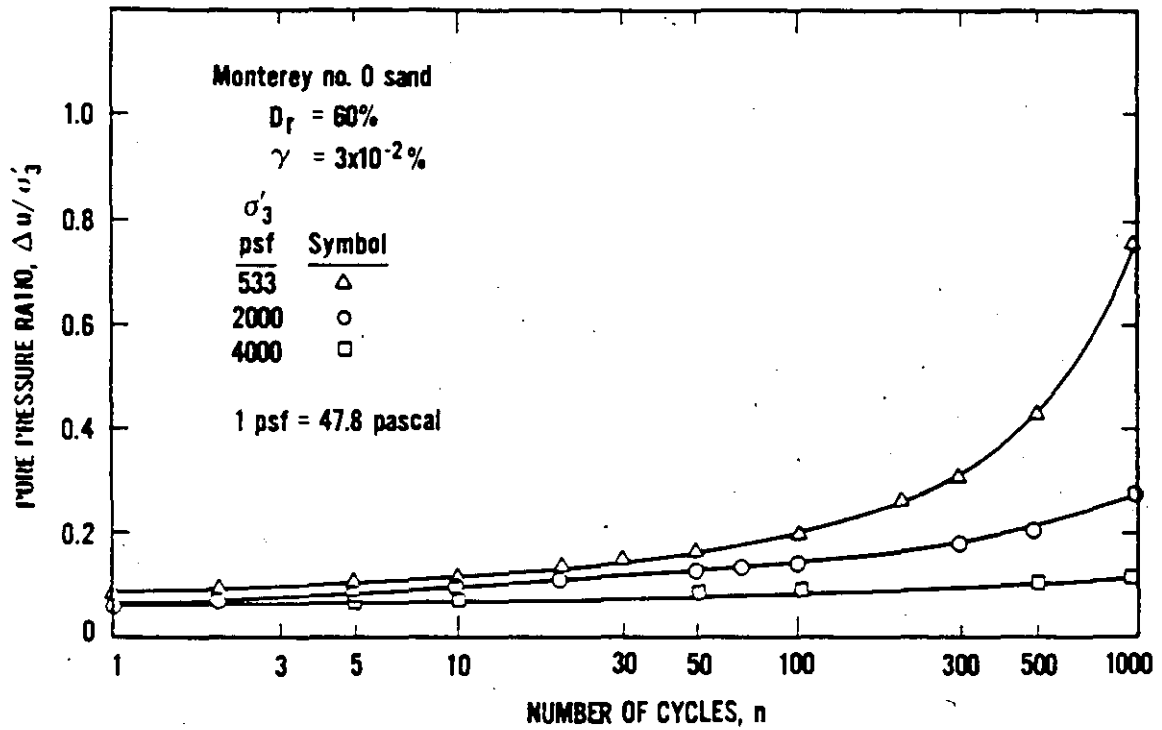


Figure 12 Pore water pressure buildup as a function of number of cycles for Monterey No. 0 sand at $D_r = 60$ percent, $\gamma = 3 \times 10^{-2}$ percent and various effective confining pressures (DOBRY, ETAC, 1982).

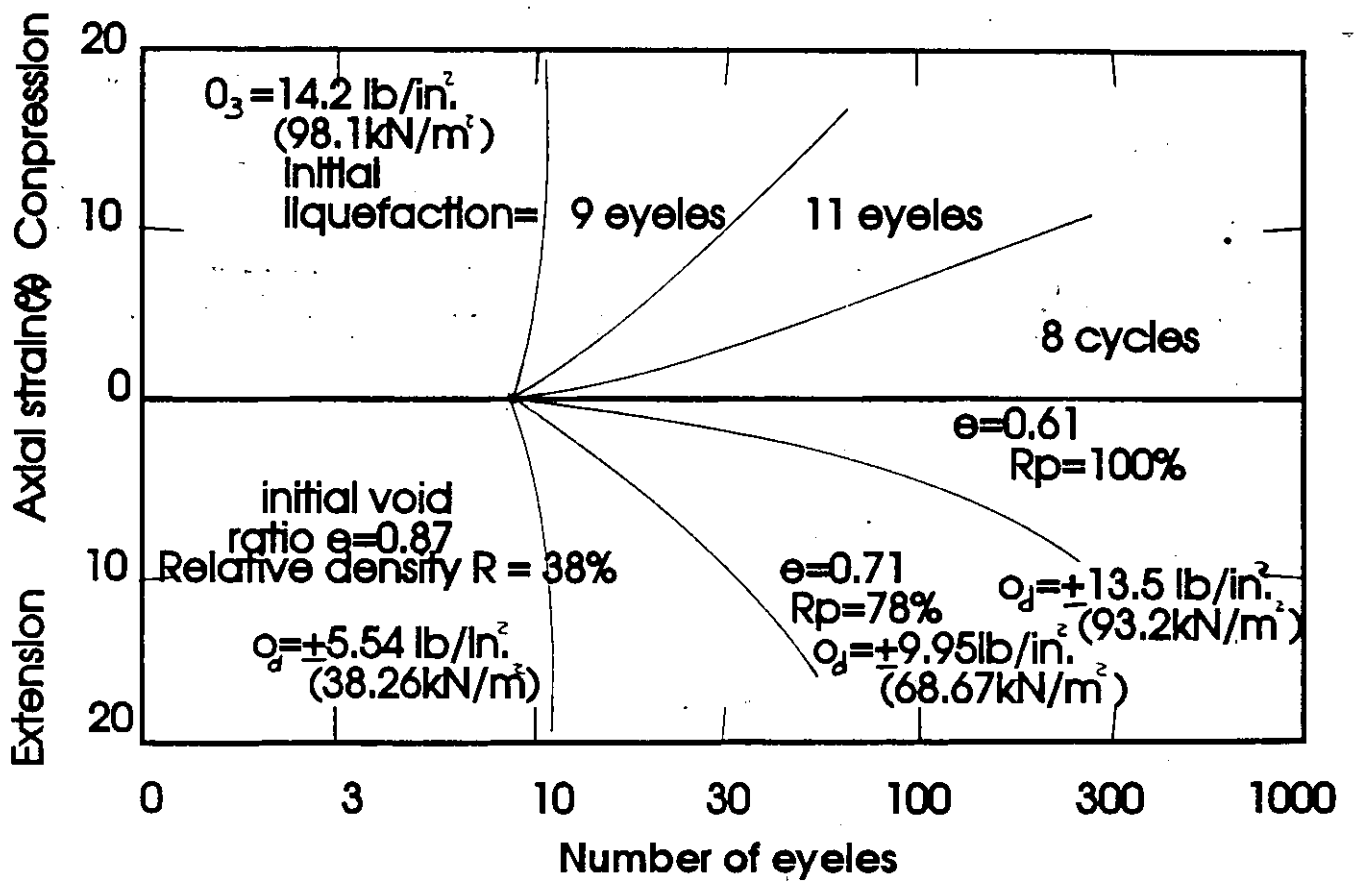


FIGURA 13 Axial strain after initial liquefaction for pulsating load test at three densities for Sacramento River sand. (Seed, H. B., and Lee, K. L. (1966))

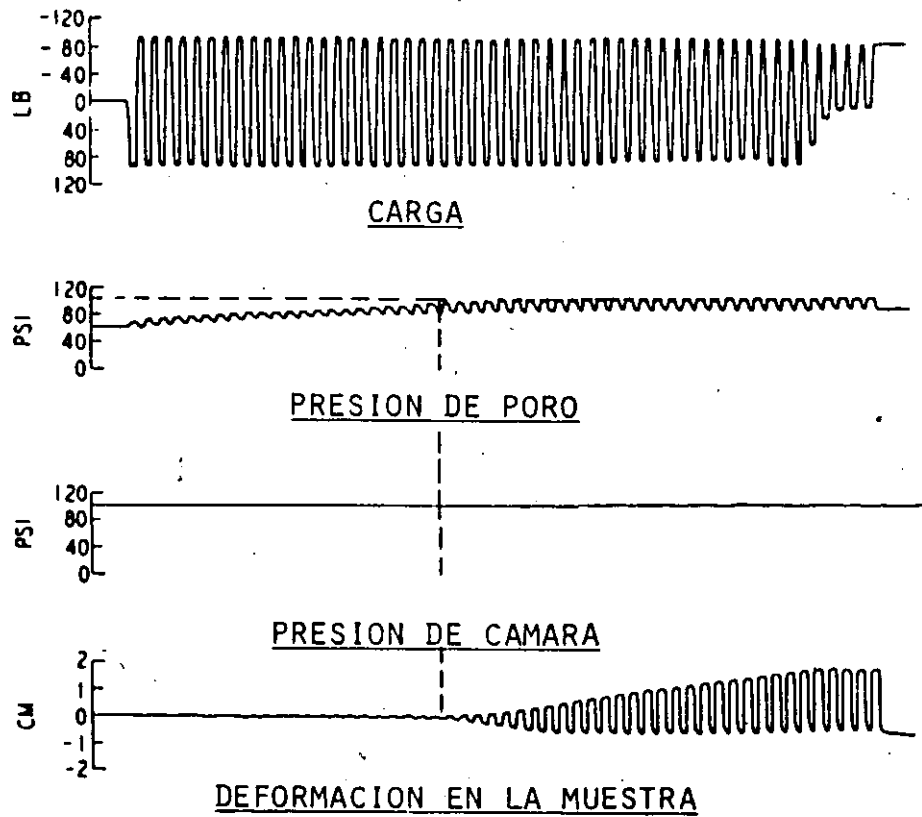


FIG. 14 DATOS DE LABORATORIO DE LA PRUEBA TRIAXIAL CICLICA A CARGA CONSTANTE (ARANGO, 1980)

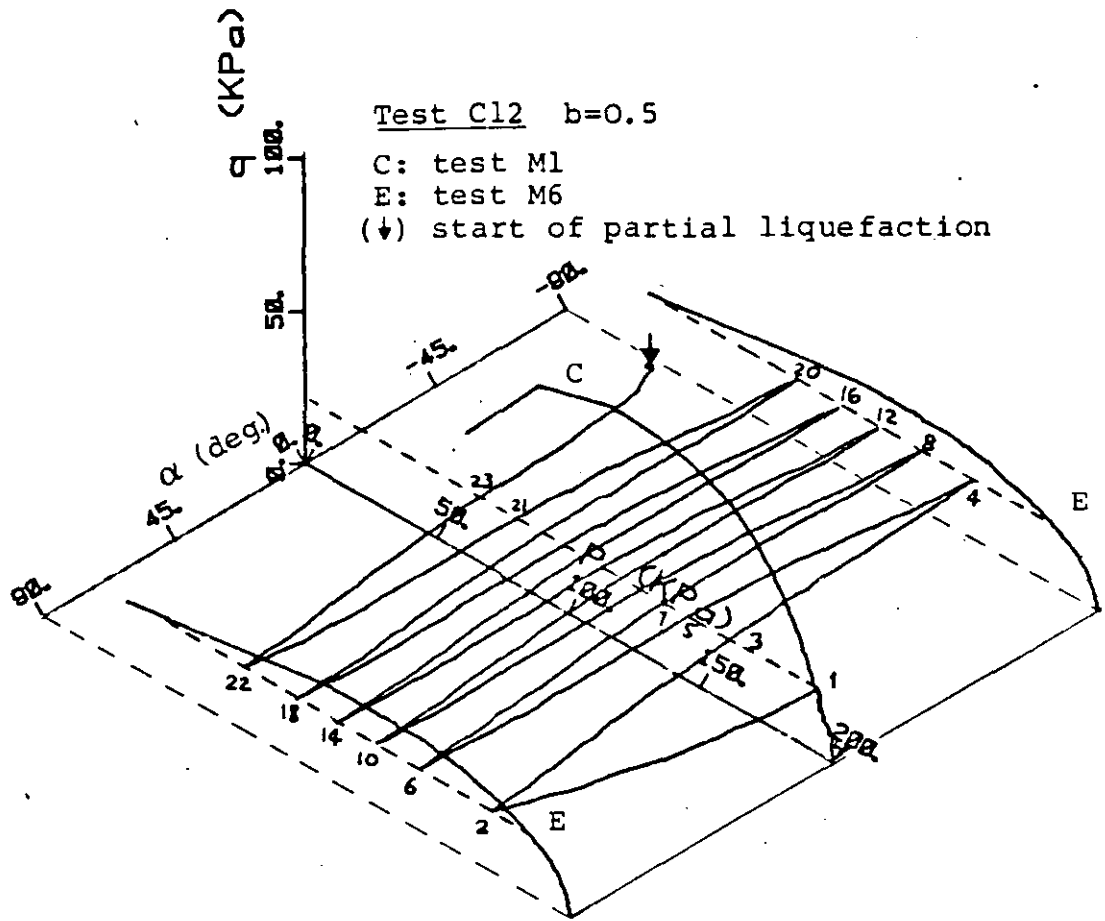


Fig. 15.A

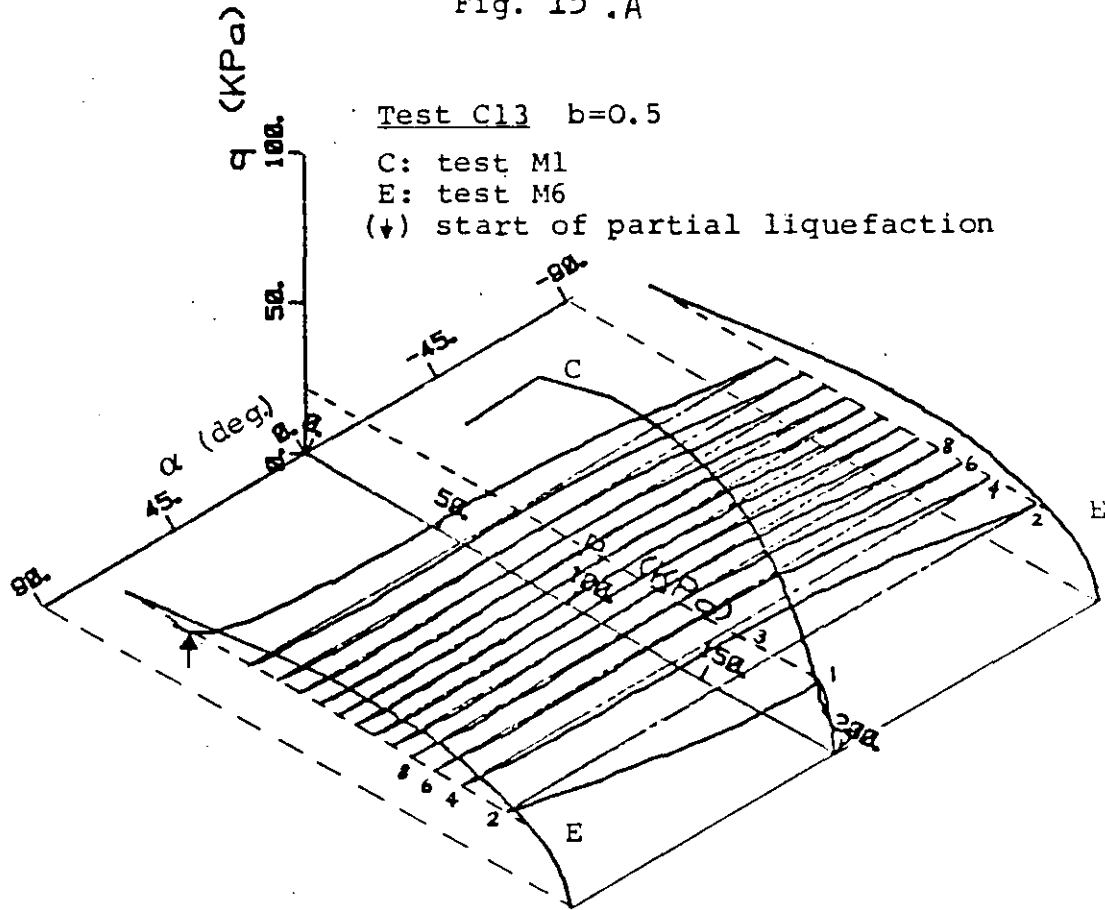


Fig. 15.B

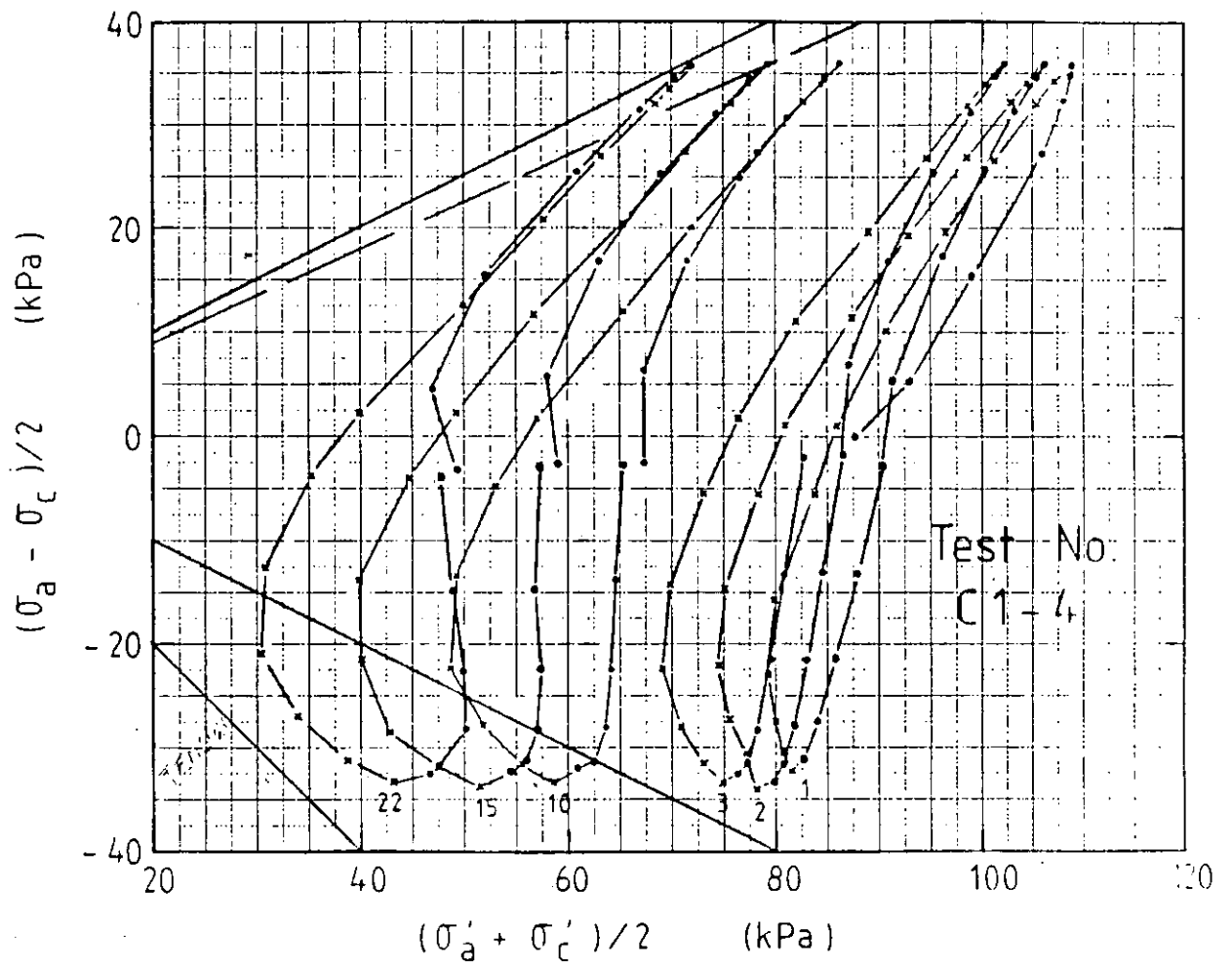


Fig. 16 Effective Stress Paths for AOCR4 LCT under Two-Way Cyclic Loading

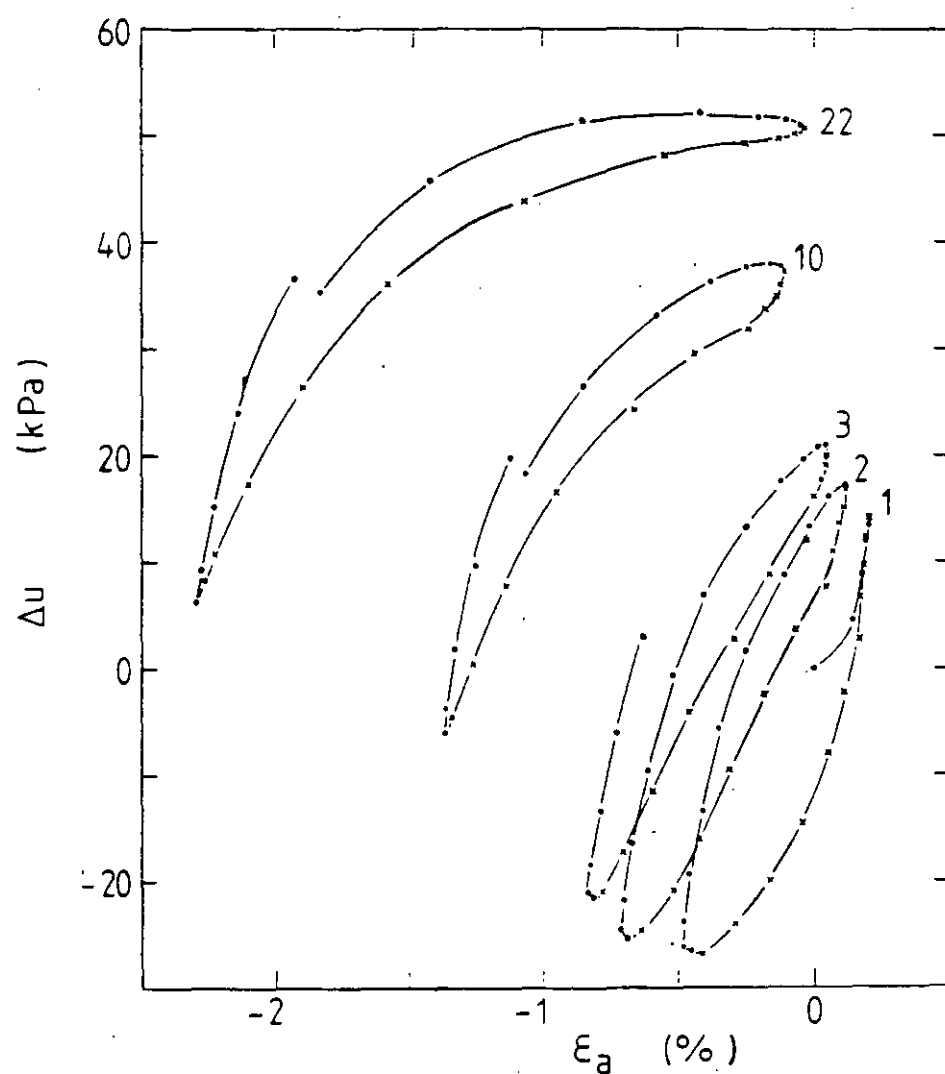
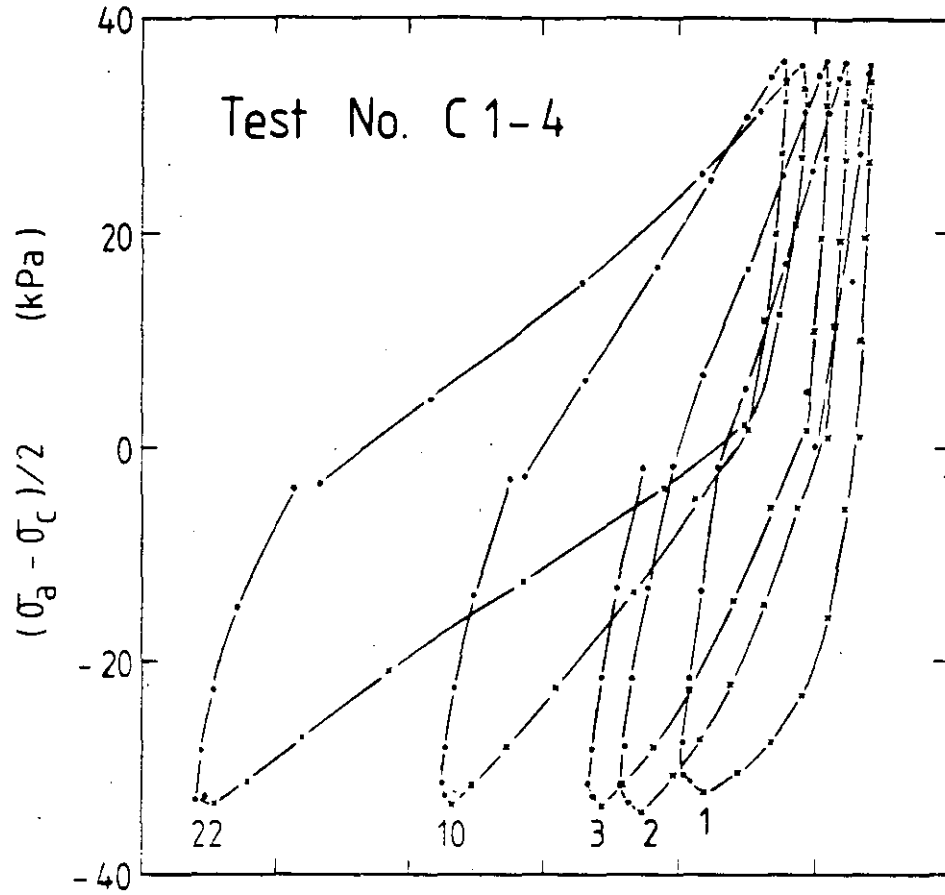


Fig. 17 Stress-Strain and P.W.P. Strain Curves for AOCR4 LCT under Two-Way Cyclic Loading

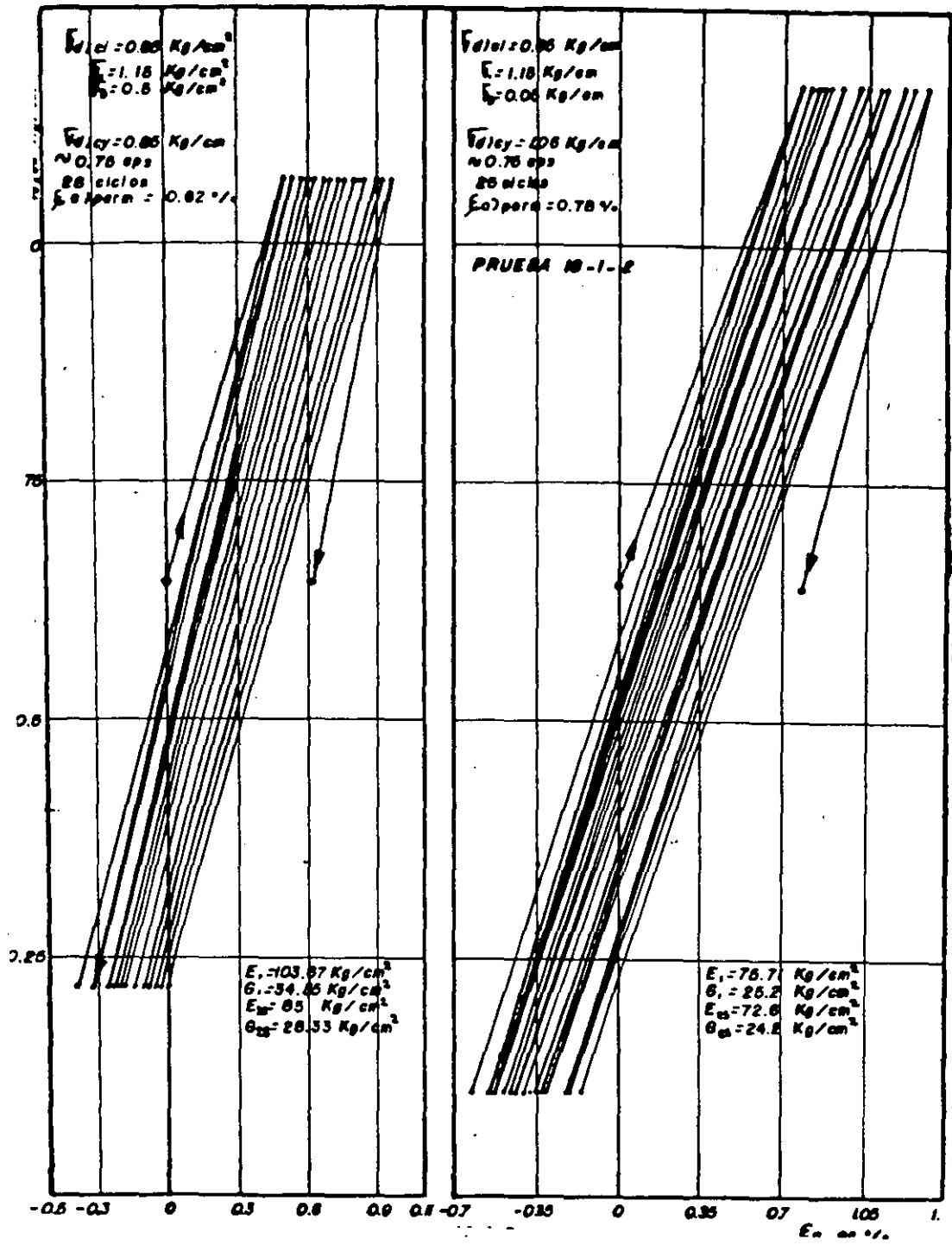


FIG. 18

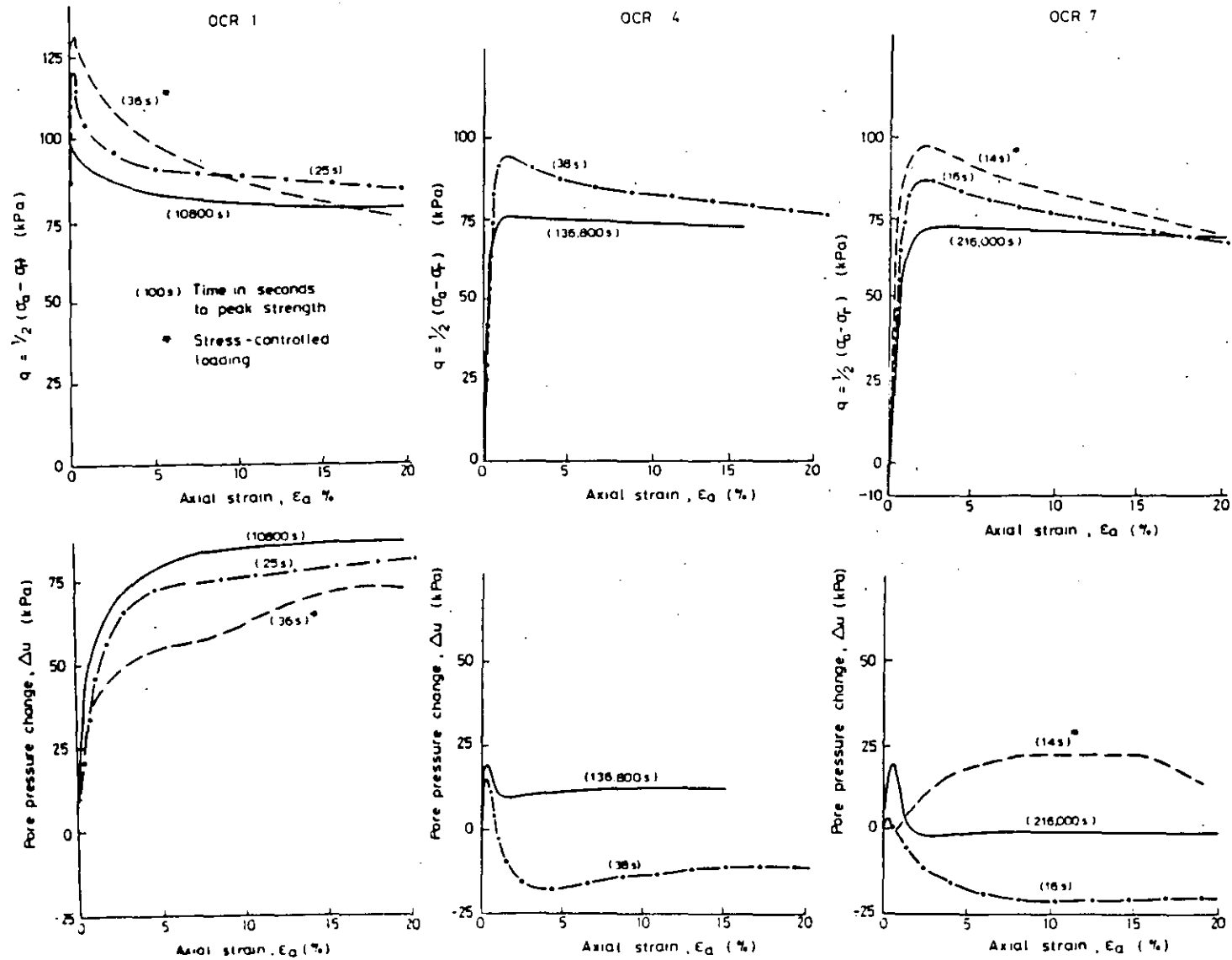


Fig. 19 Stress-Strain and P.W.P.- ϵ_a Curves for Compression Loading on Anisotropically Consolidated Lower Cromer Till

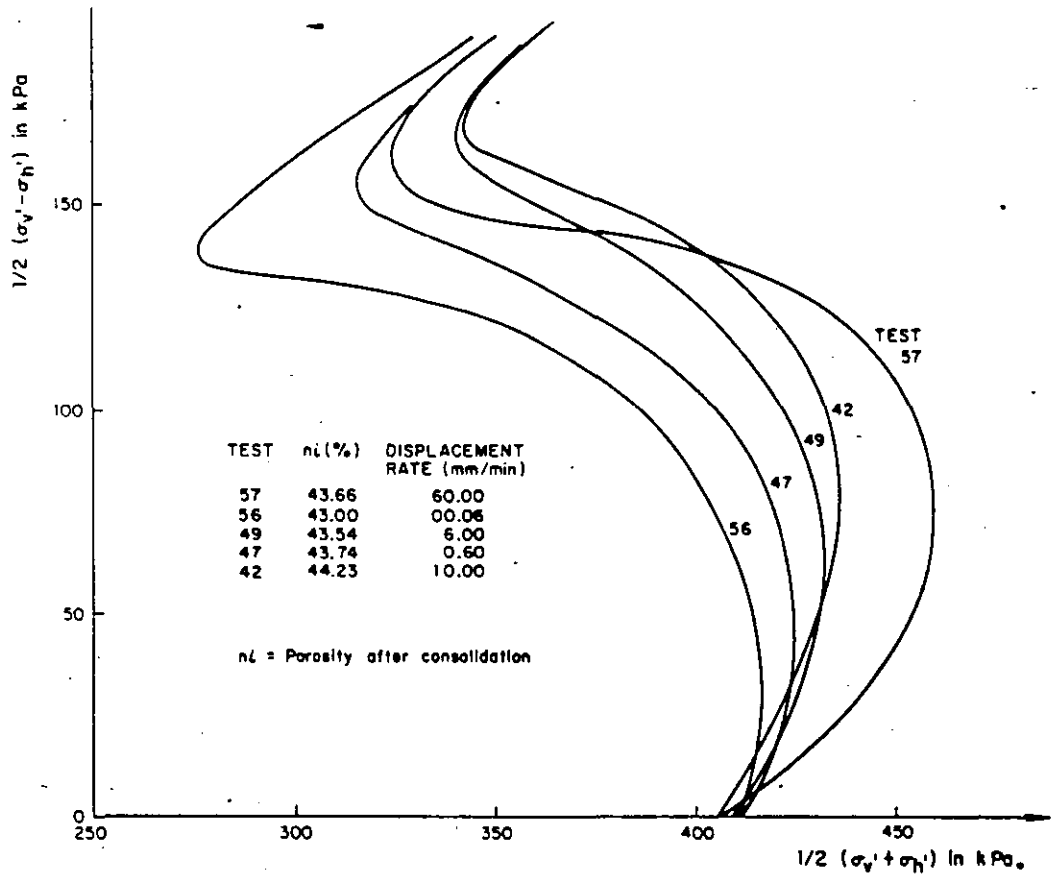


FIG 20.A Effect of axial displacement rate on the UESP_s of isotropically, normally consolidated HRS (OVANDO Y HIGHT)

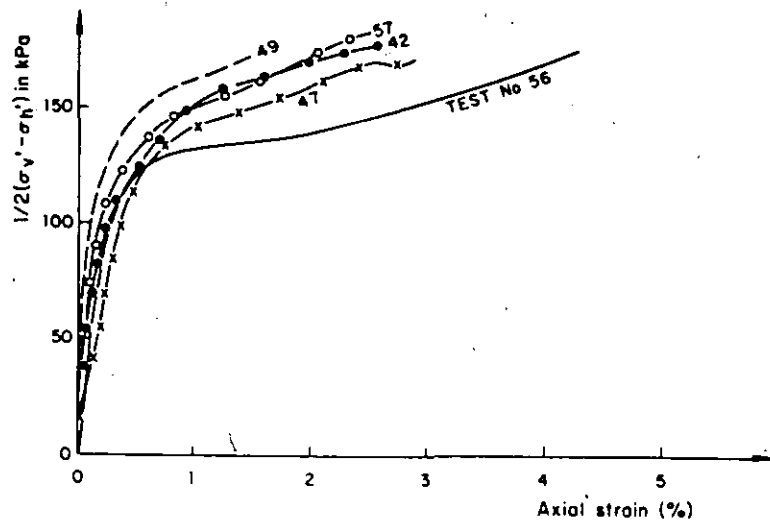


FIG. 20.B HRS tested at different strain rates. Stress-strain curves (OVANDOy HIGHT)

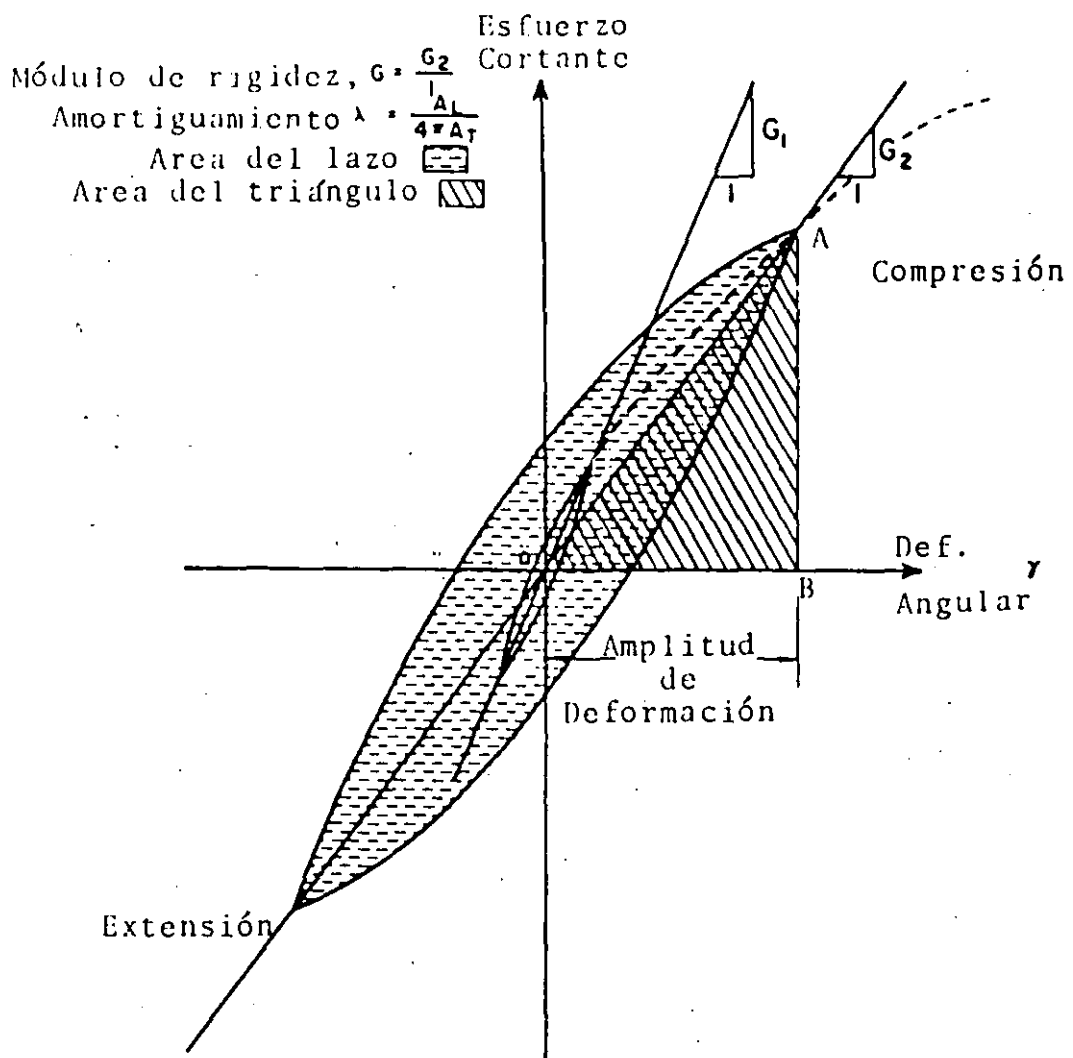


FIG. 21 RELACION HISTERETICA ESFUERZO-DEFORMACION PARA
 DIFERENTES AMPLITUDES DE DEFORMACION.

FIG. 22

FACTORES QUE AFECTAN LAS PROPIEDADES Y
(HARDIN Y DRNEVICH, 1972)

FACTOR	Importancia en	
	Módulo de corte Suelos granulares	amortiguamiento Suelos granulares
1. Amplitud de deformación	M	M
2. Esfuerzo efectivo octaédrico	M	M
3. Relación de vacíos	M	M
4. Número de ciclos	P	M
5. Grado de saturación	P	I
6. Grado de consolidación	P	P
7. Envolvente de resistencia	I	I
8. Esfuerzo de corte octaédrico	I	I
9. Frecuencia	P	P
10. Efectos del tiempo	P	P
11. Características de las partículas	P	P
12. Estructura del suelo	M	M
13. Cambio volumétrico por deformación angular (para $\gamma < 0.5\%$)	P	P

M = muy importante

I = importante

P = poco importante

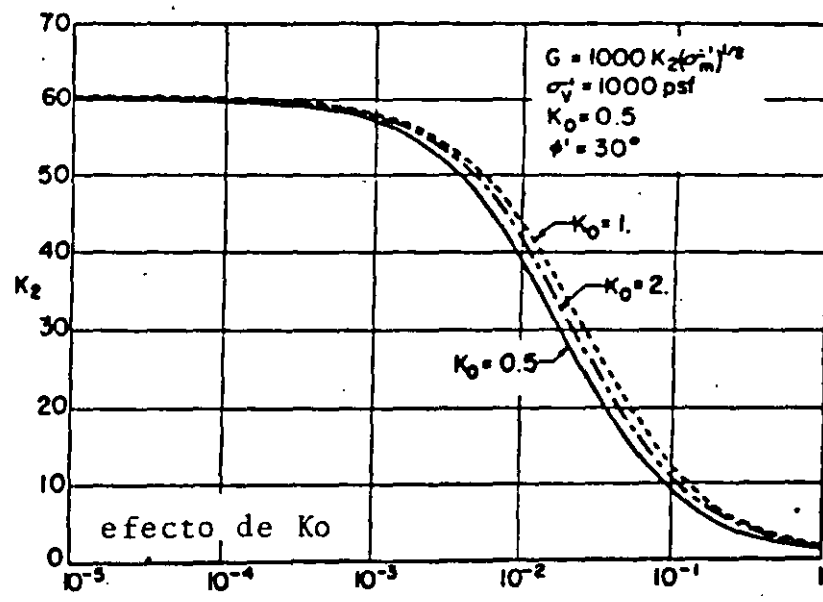
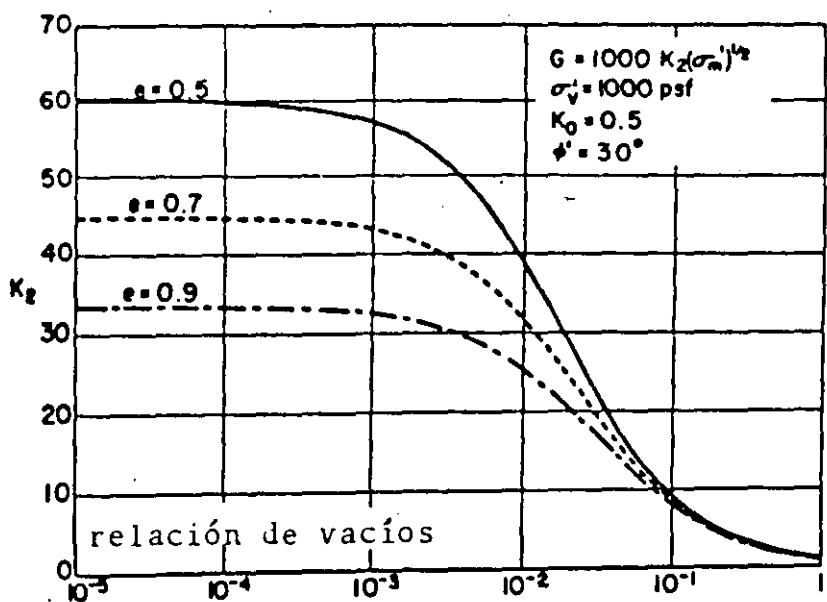
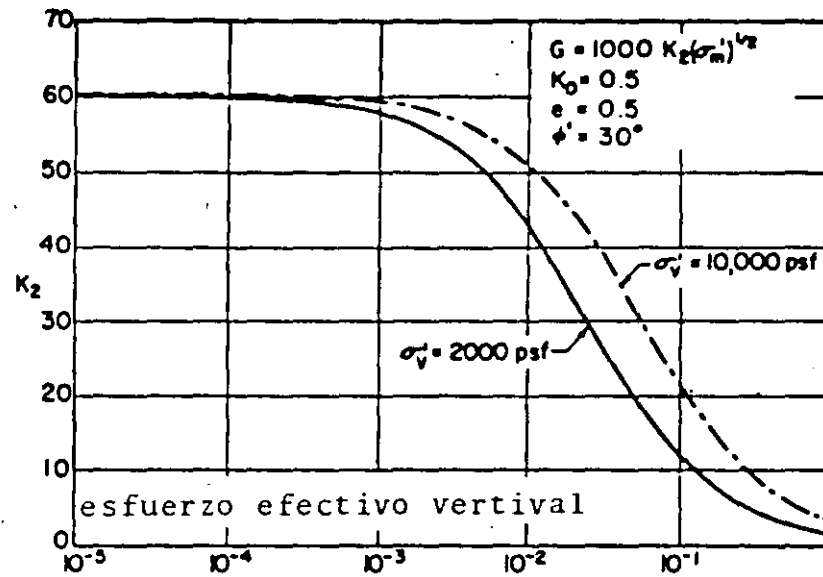
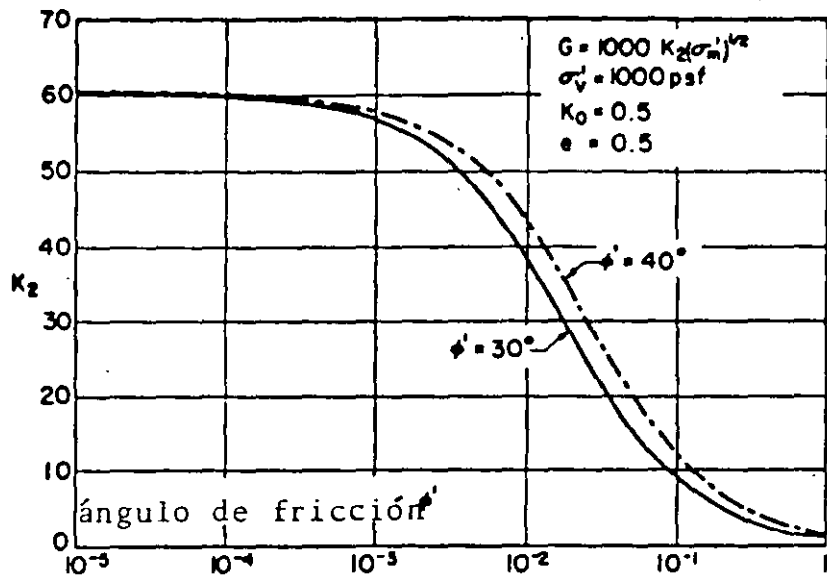


FIG. 23 INFLUENCIA DE VARIOS FACTORES SOBRE EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE DE ARENAS. (SEED E IDRISSE, 1970)

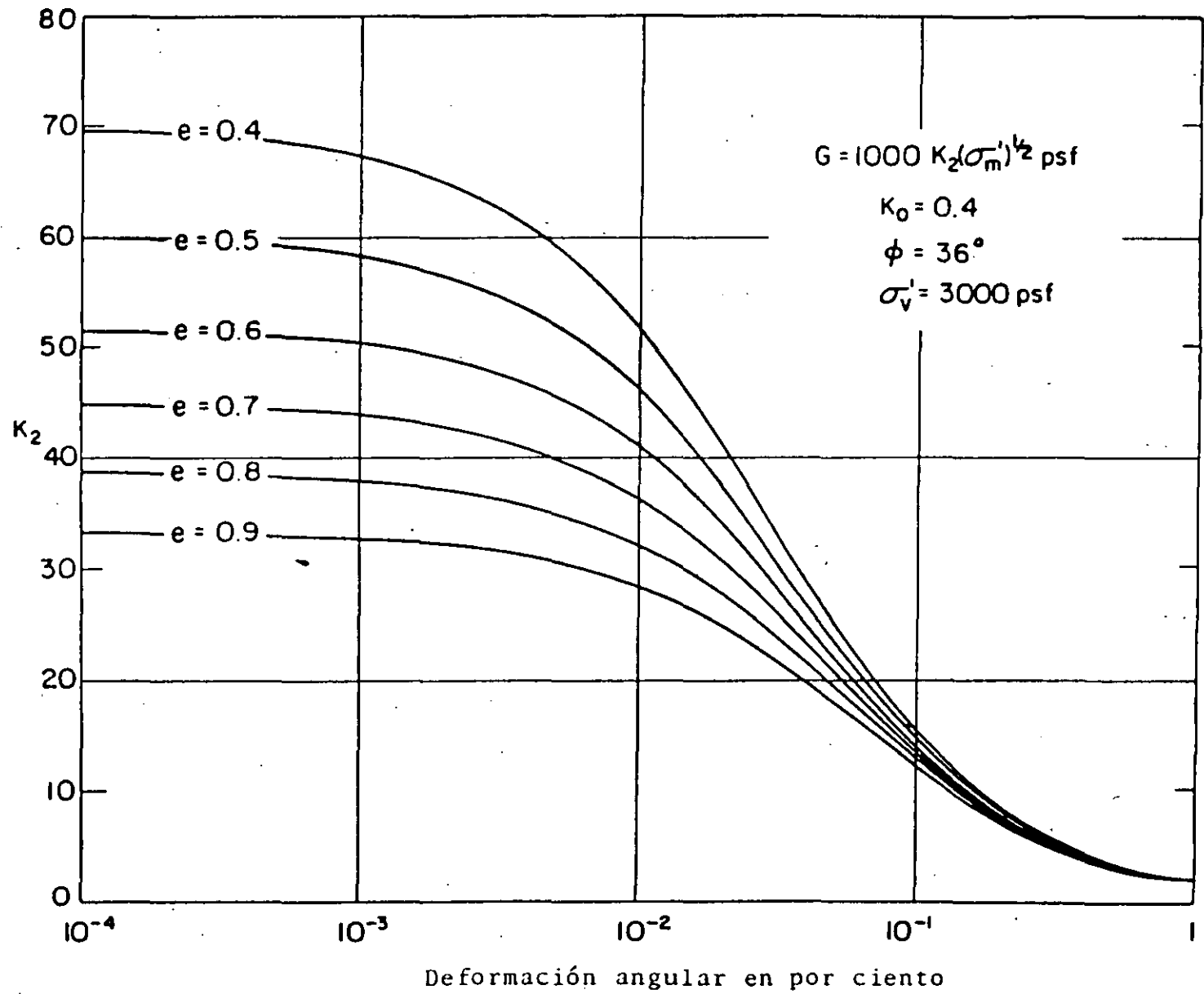


FIG. 24 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS
 (SEED E IDRIS, 1970)

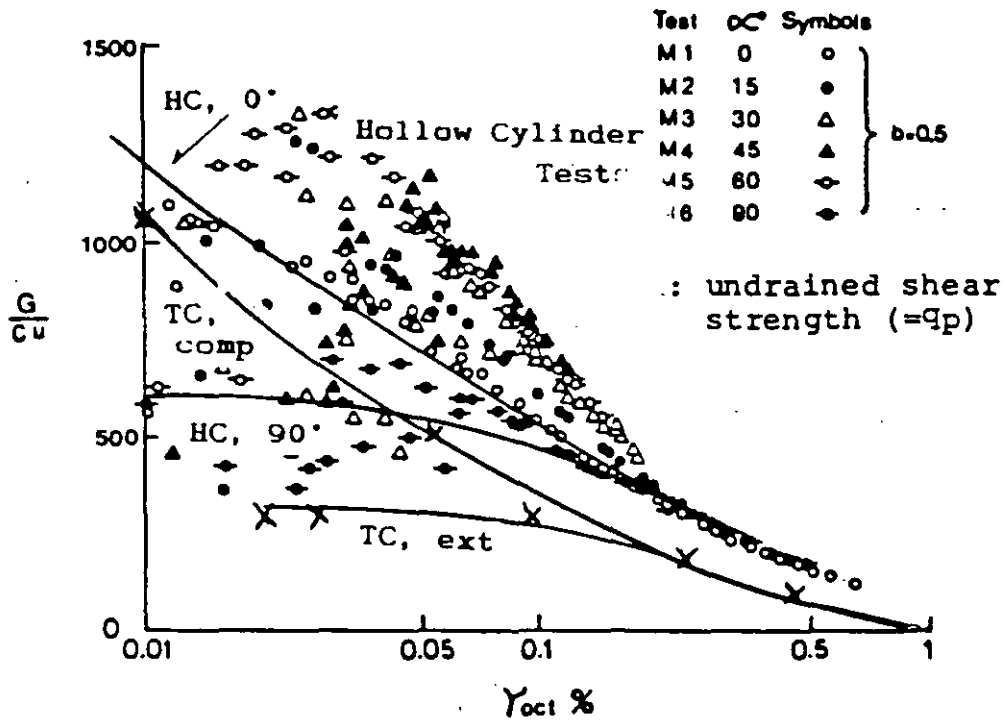


Fig. 25. G/C_u against octahedral shear stress. Hollow Cylinder tests after Shibuya (1985).

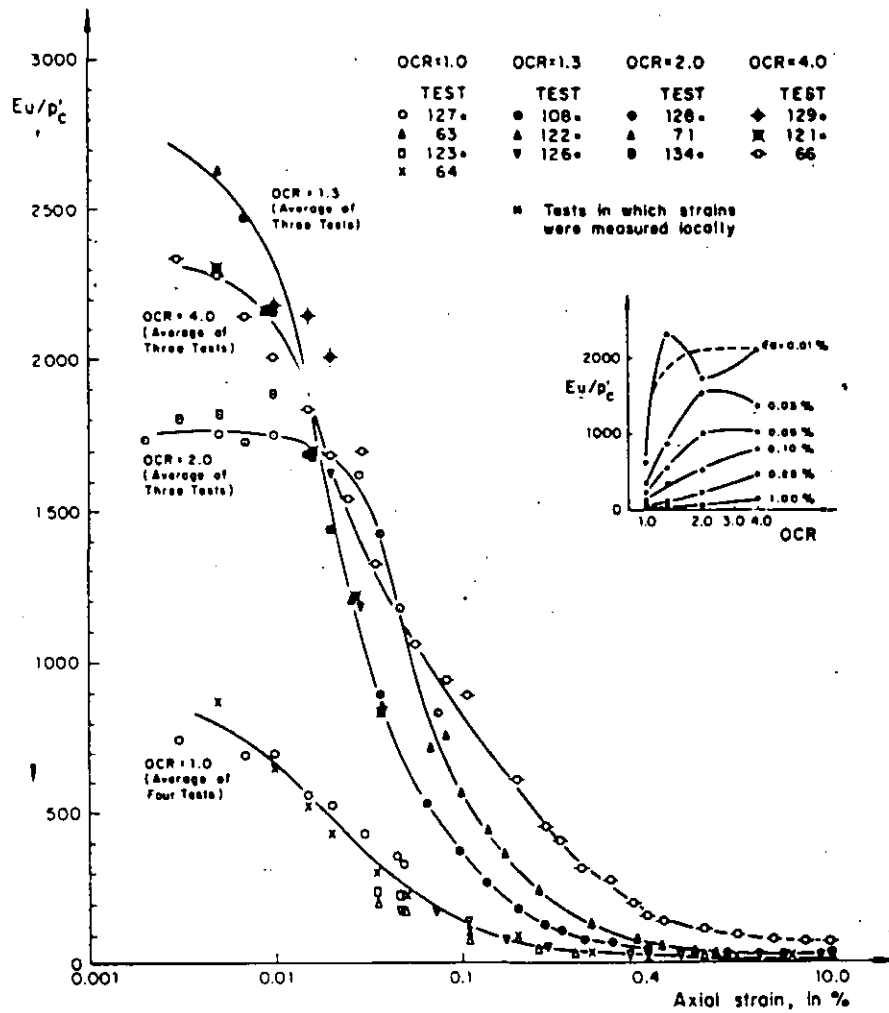


Fig 26 Normalized stiffness vs strain curves for anisotropically consolidated samples sheared in compression

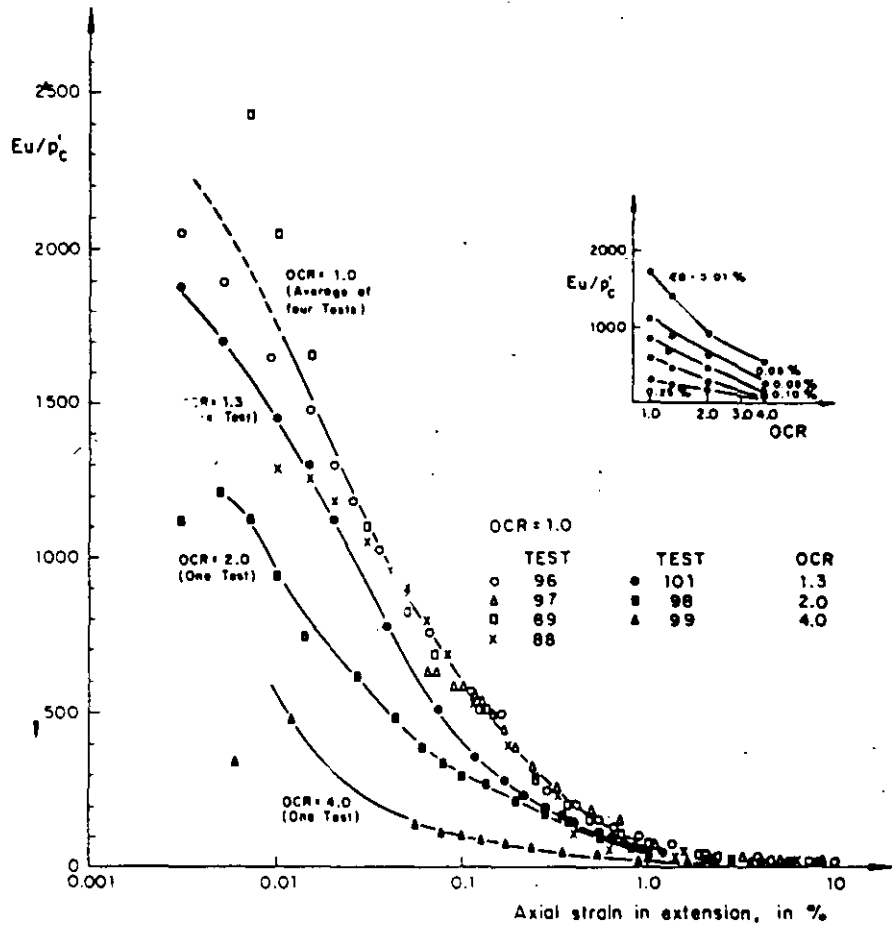


Fig 27 Normalized stiffness vs strain curves for anisotropically consolidated HRS sheared in extension

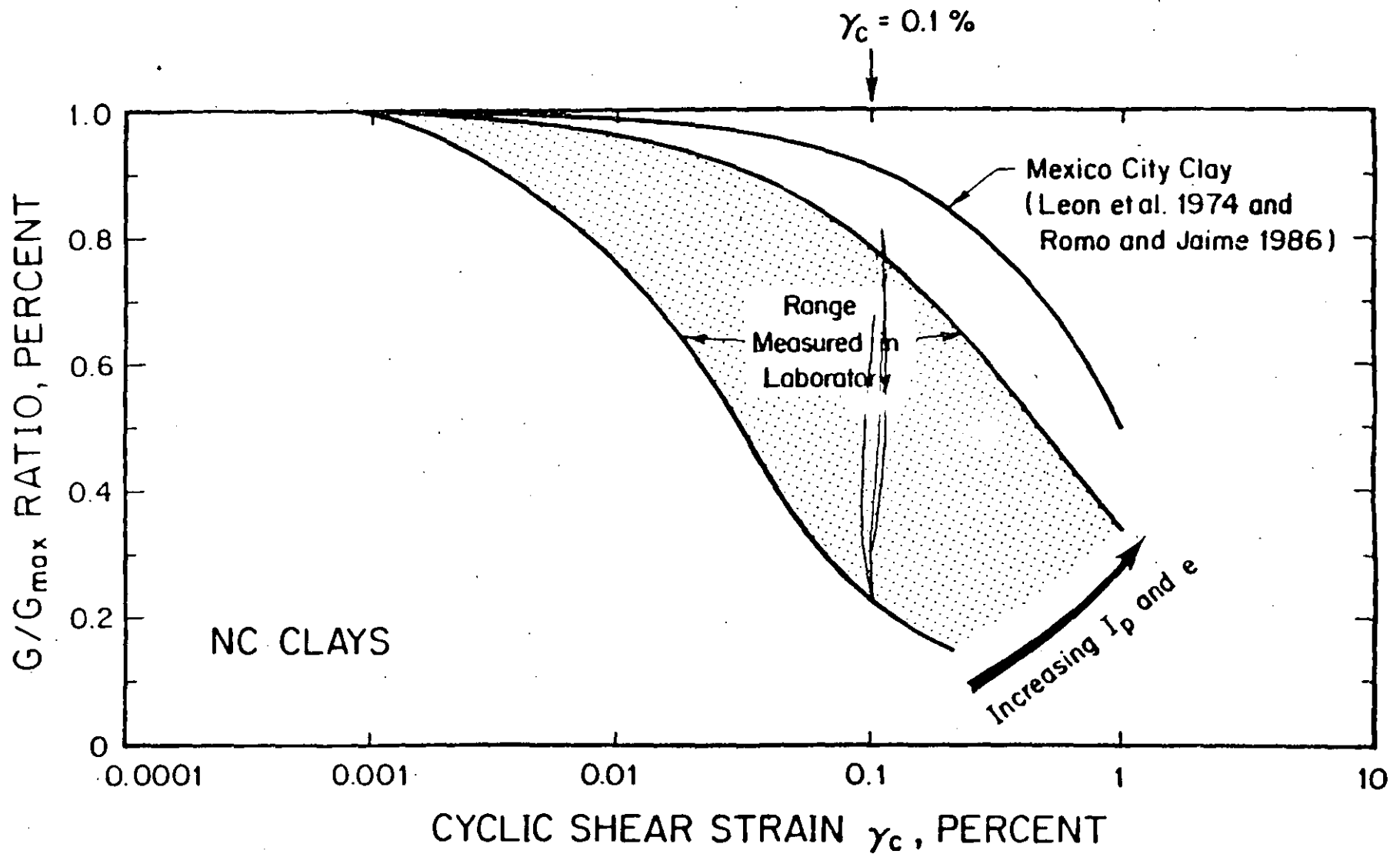


Fig. 28 Curvas rigidez normalizadas contra deformación para diferentes suelos (Dobry, 1987).

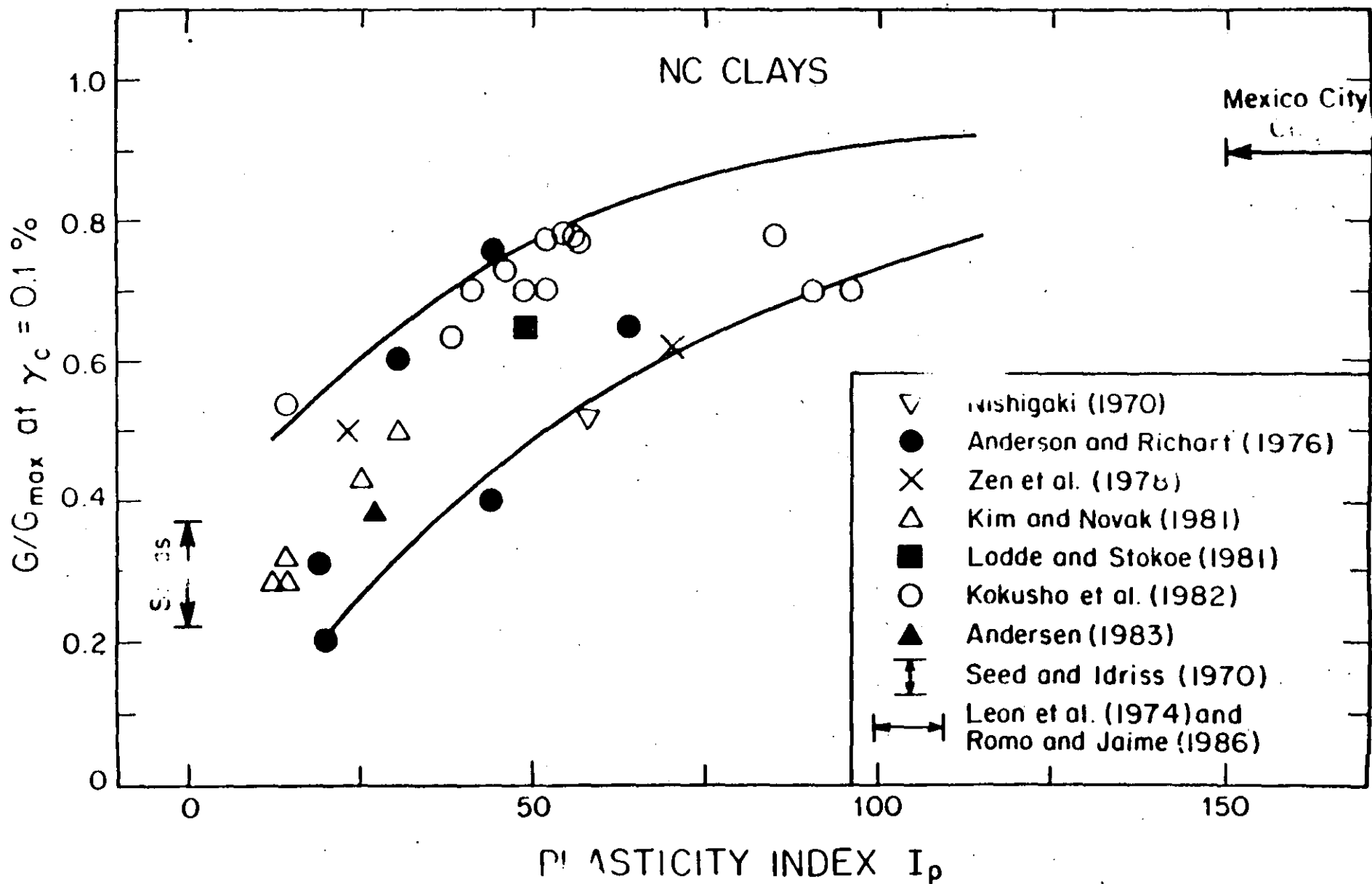


Fig. 29 Rigidez a 0.1% de deformación como función de índice de plasticidad.

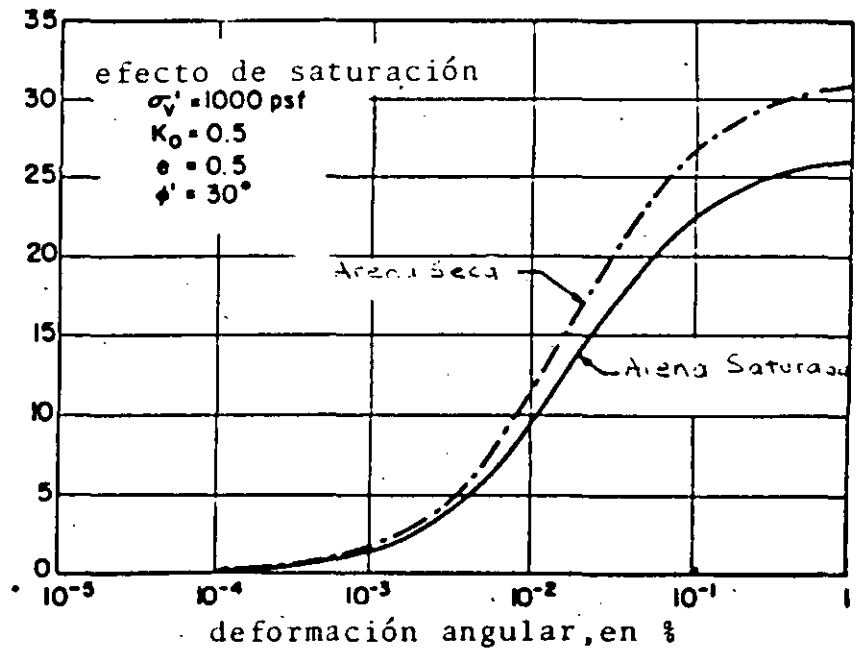
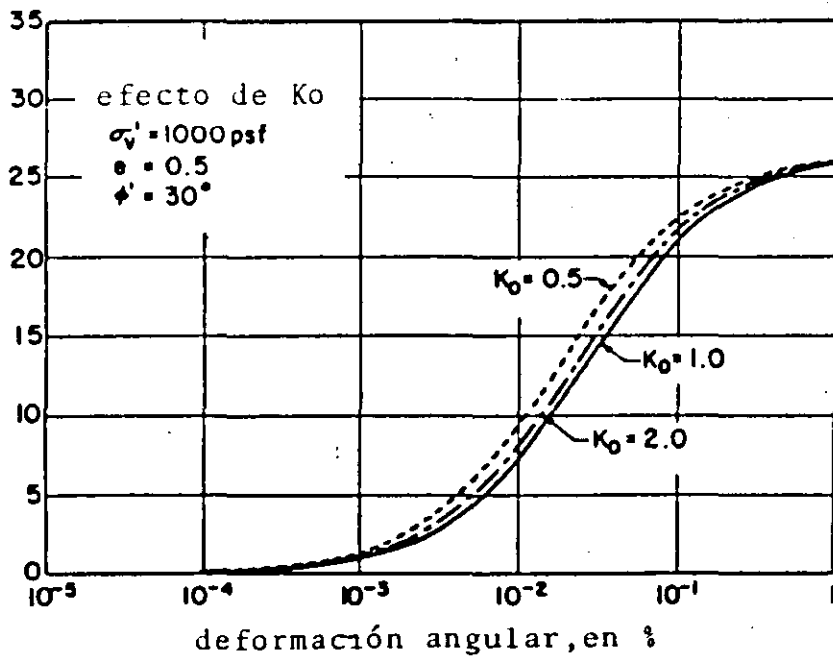
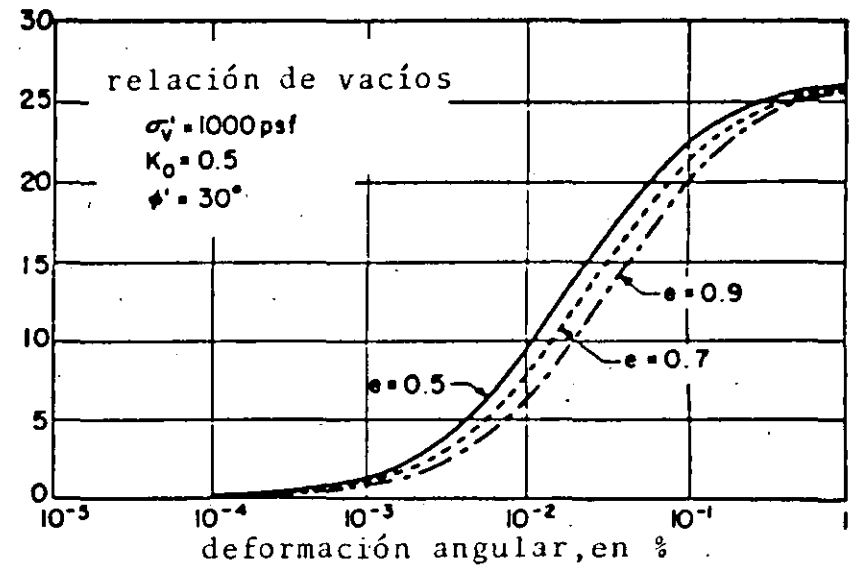
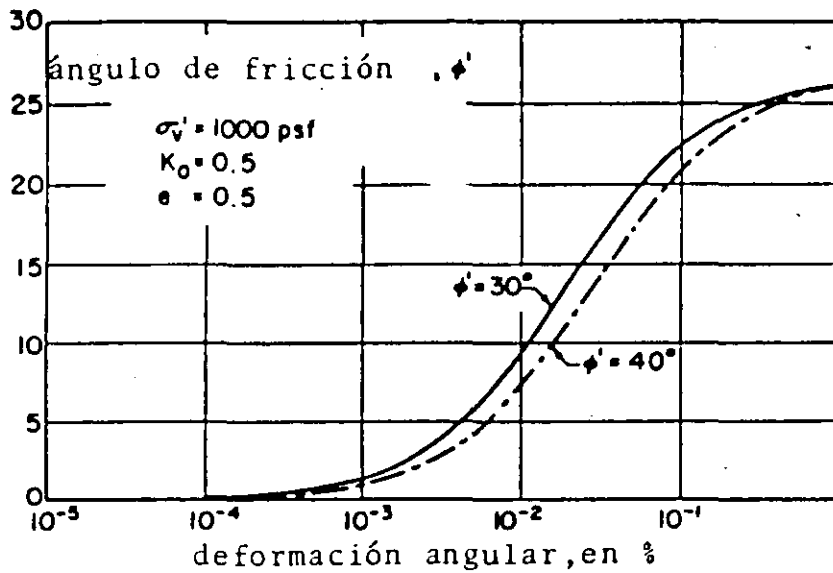


FIG. 30 INFLUENCIA DE VARIOS FACTORES SOBRE LA RELACION DE AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS. (SEED E IDRIS, 1970)

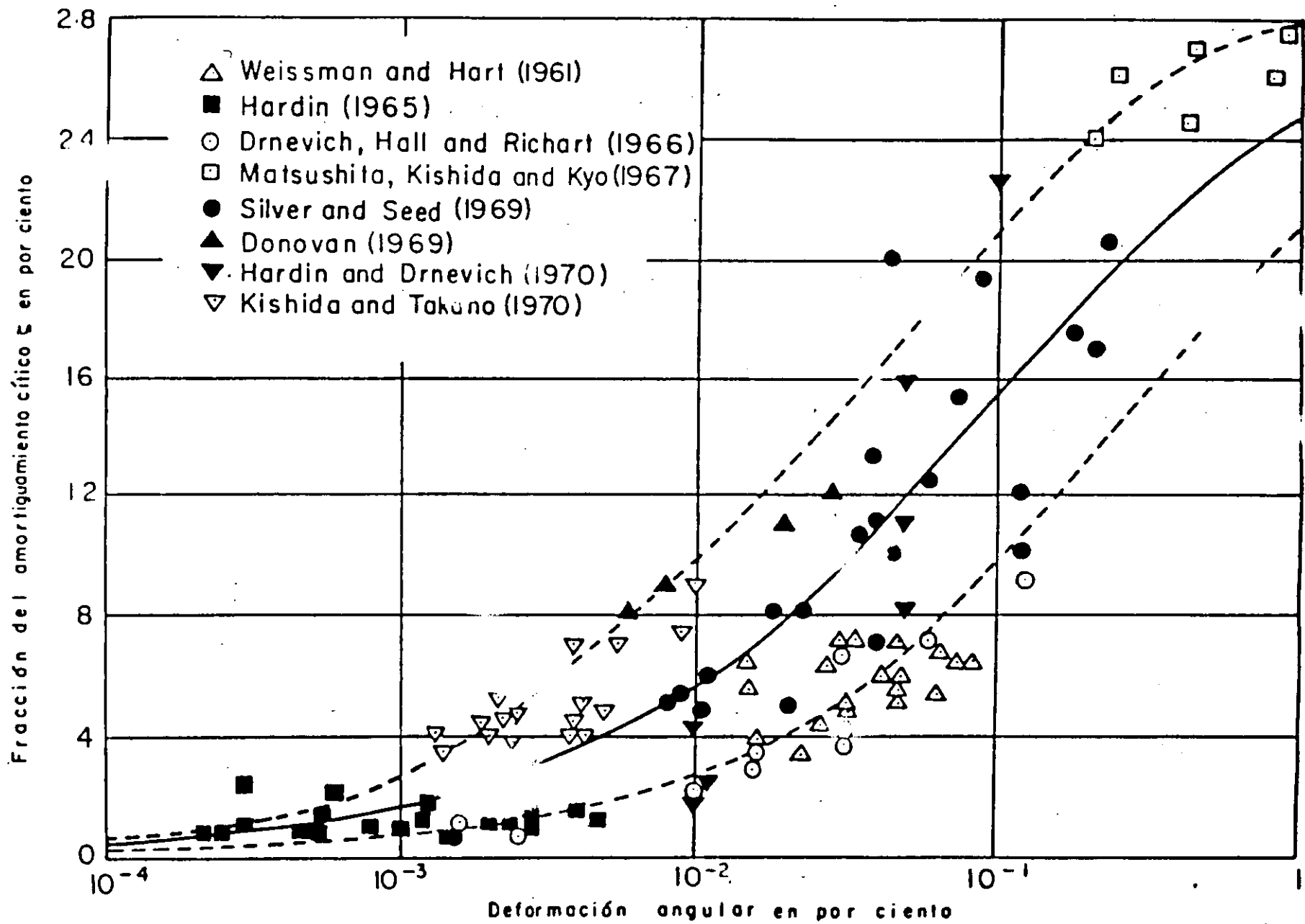


FIG. 31 AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS
(Seed e Iss, 1970)

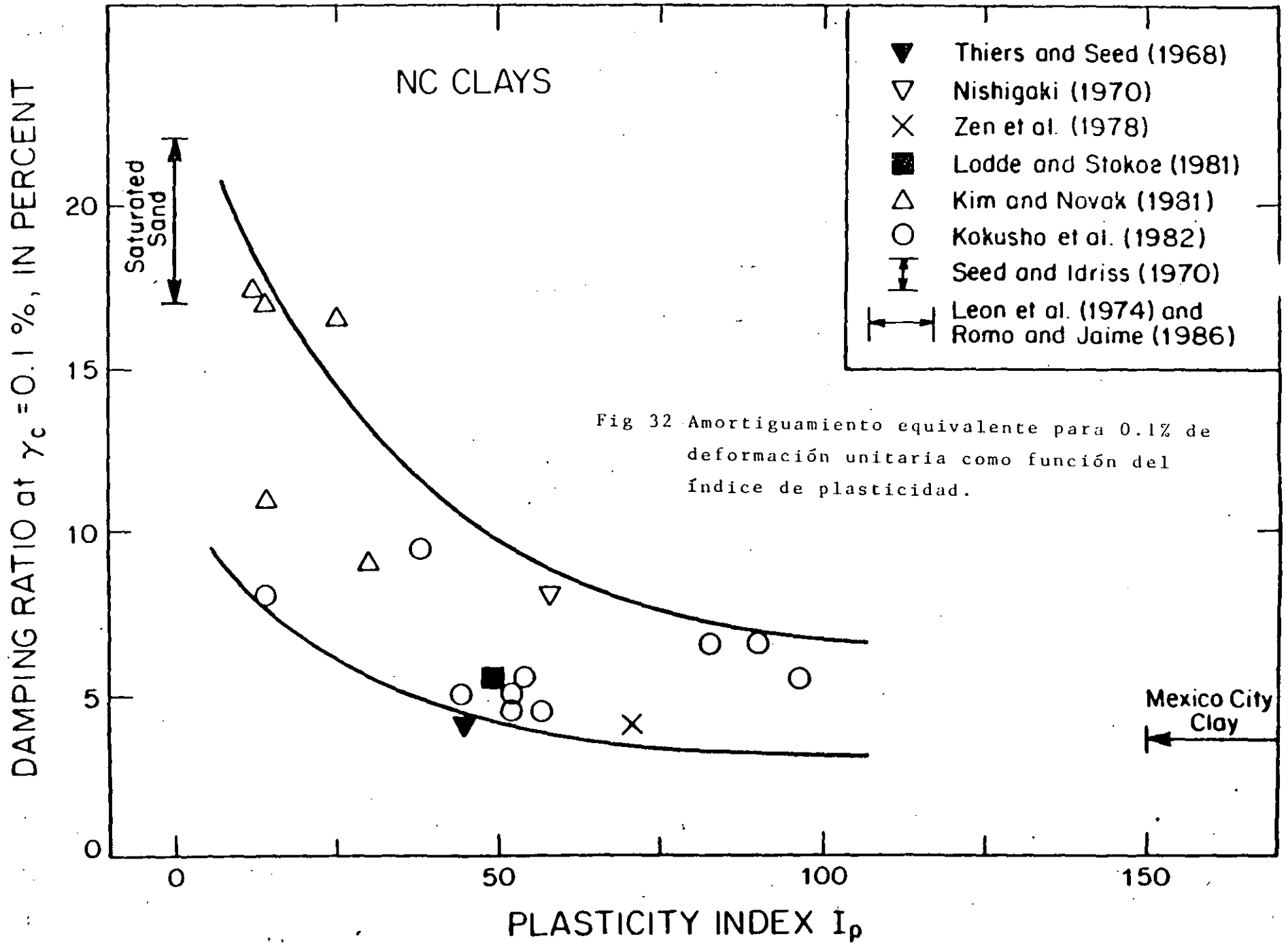
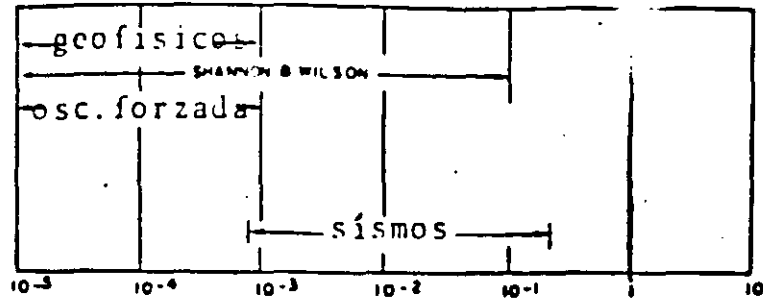
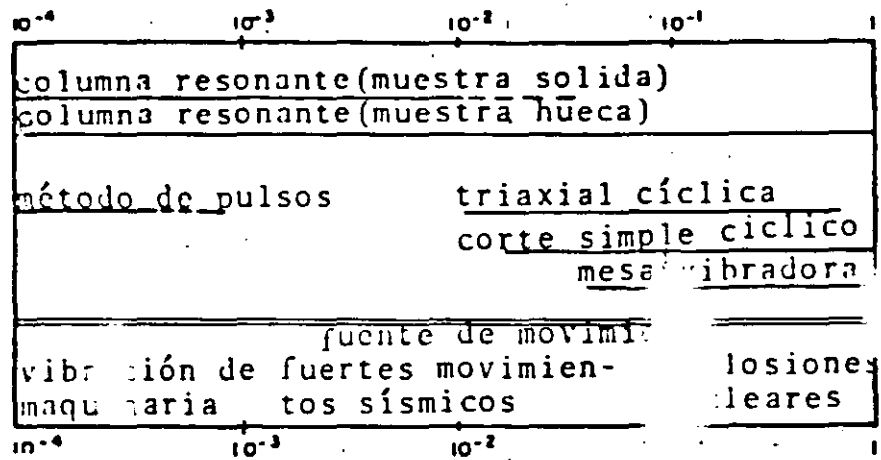


Fig 32 Amortiguamiento equivalente para 0.1% de deformación unitaria como función del índice de plasticidad.



a) métodos de campo



b) Métodos de laboratorio

FIG. 33 . INTERVALOS DE DEFORMACION APROXIMADOS PARA ENSAYES DE CAMPO Y LABORATORIO.

(WOODS, 1978)

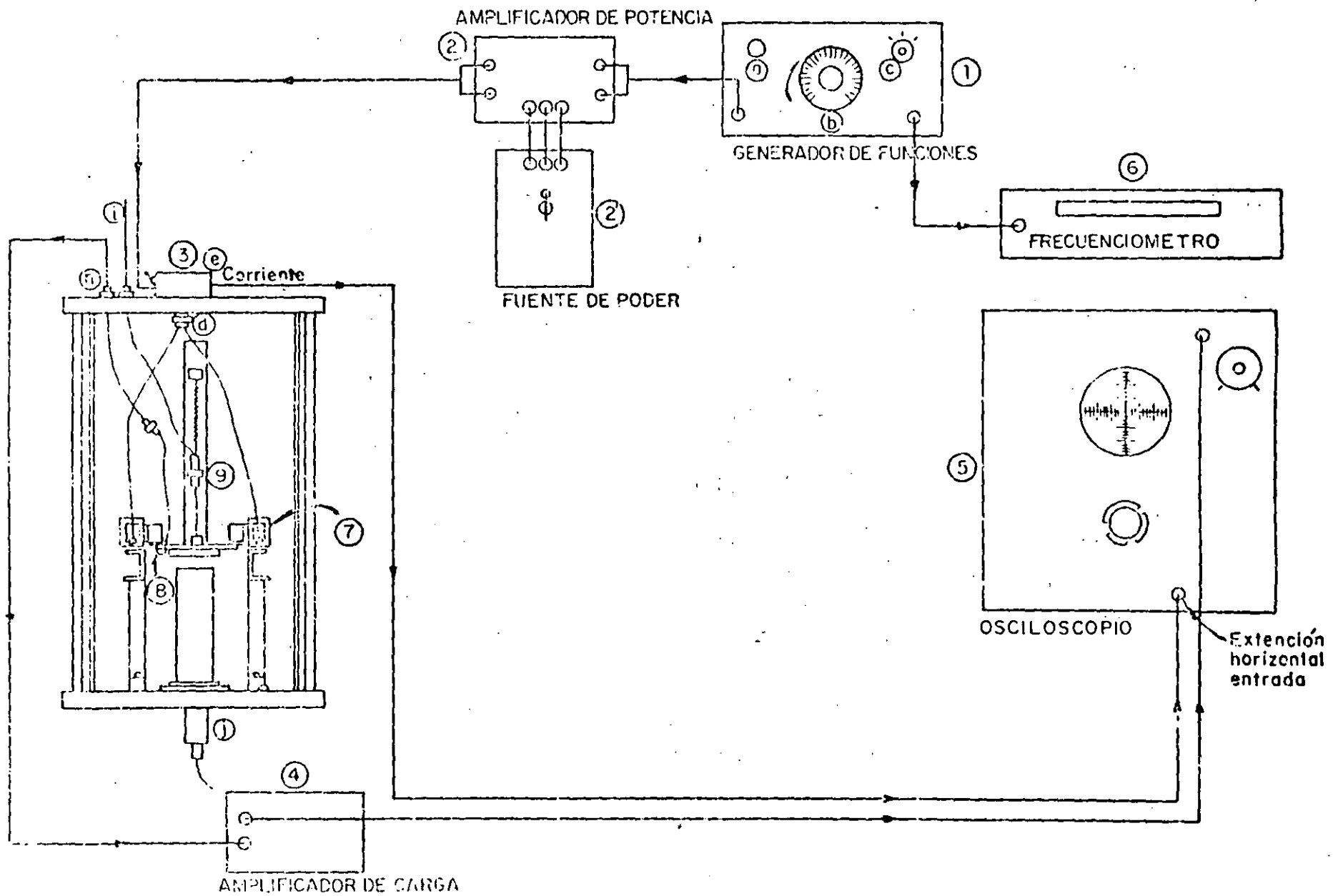


Fig 34 Esquema de dispositivos eléctricos del aparato de columna resonante a torsión

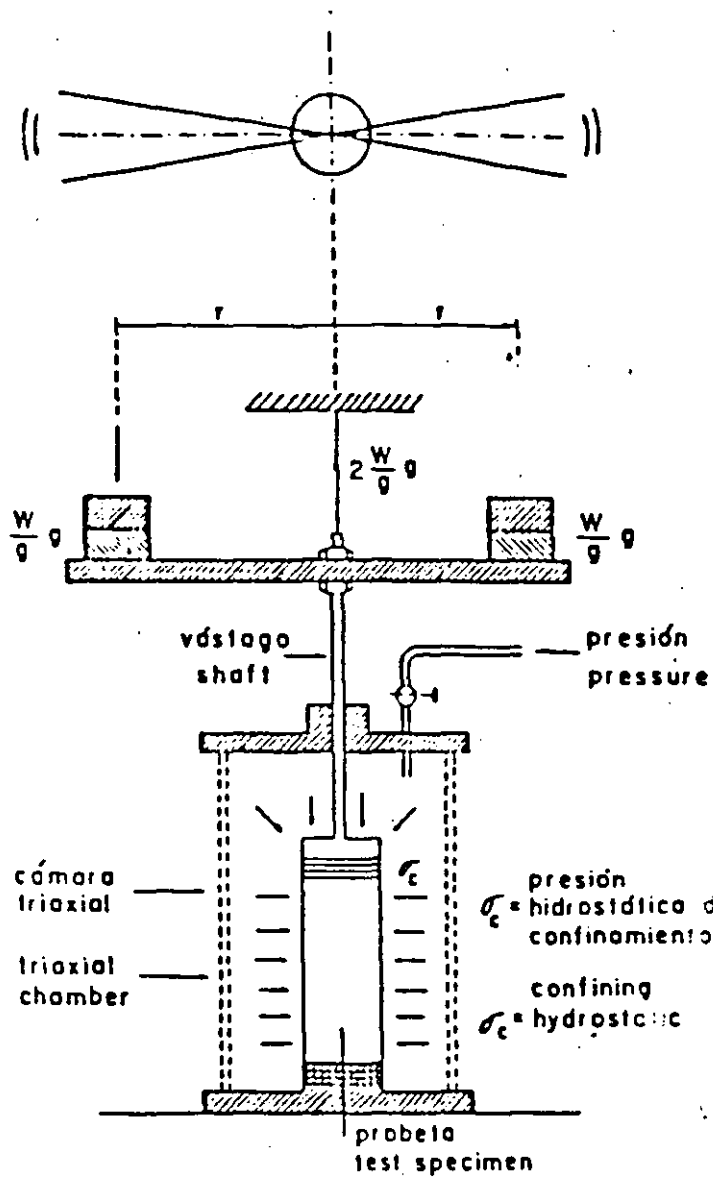
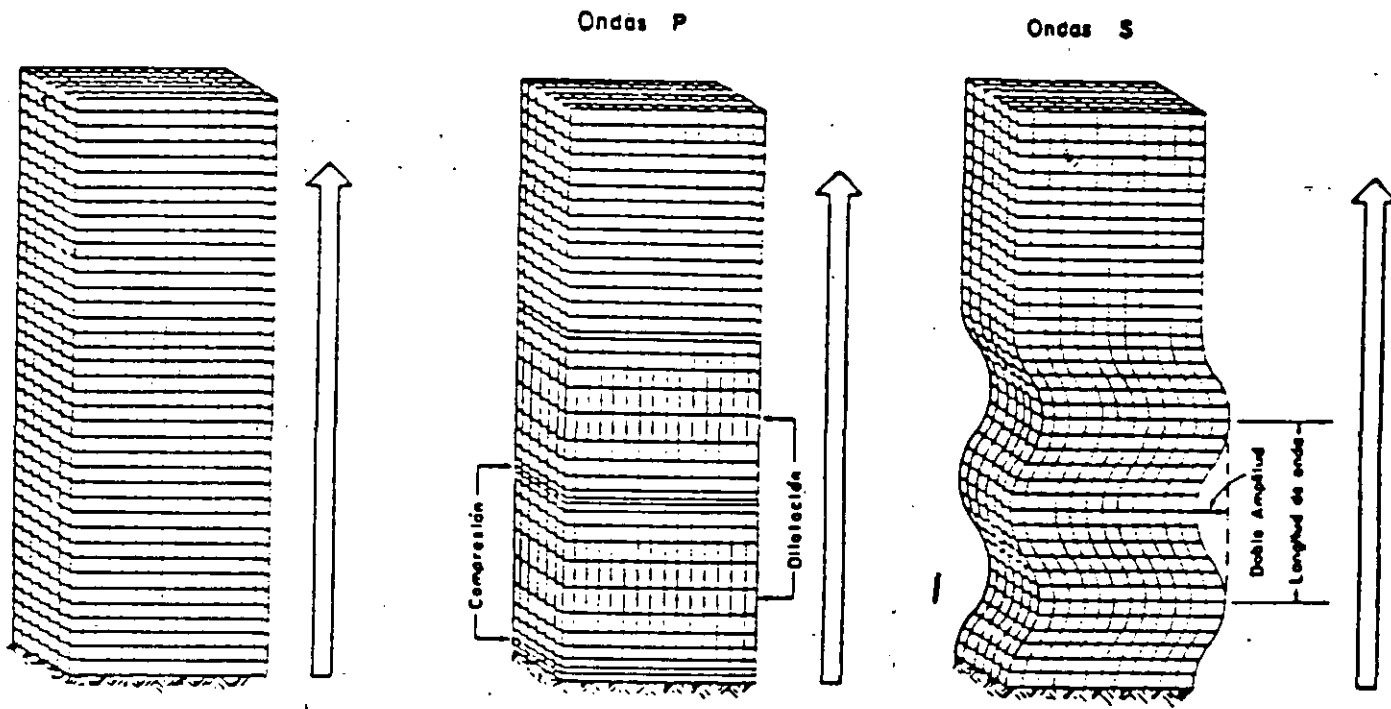


FIG. 35 PRUEBA DE VIBRACION TORSIONAL LIBRE
(ZEEVAERT, 1967)



a. Medio no perturbado

b. Medio perturbado

c. Medio perturbado

FIG. 36 ONDAS DE CUERPO

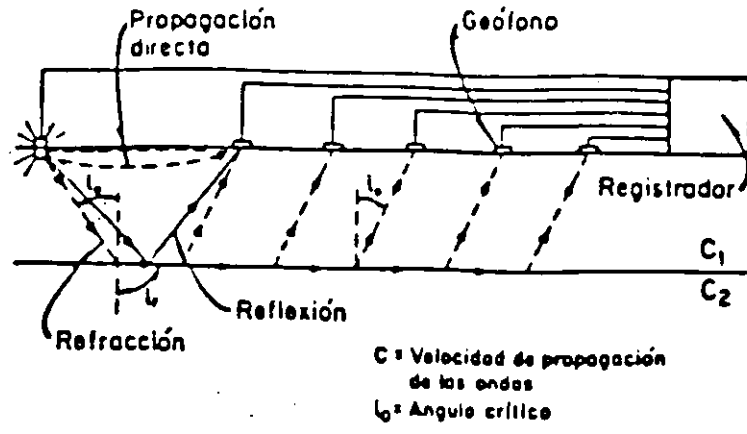


FIG.37.A METODO DE REFRACCION
(JAIME, 1980)

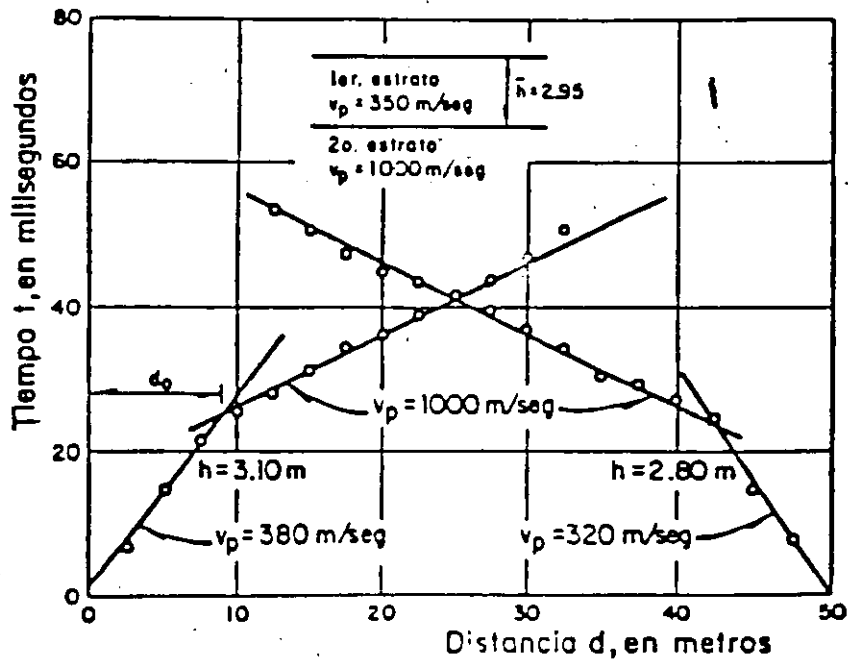


FIG. 37.B CURVAS DOMOCRONICAS DE DOS CAPAS
HORIZONTALES, (RASCON ET AL, 1972)

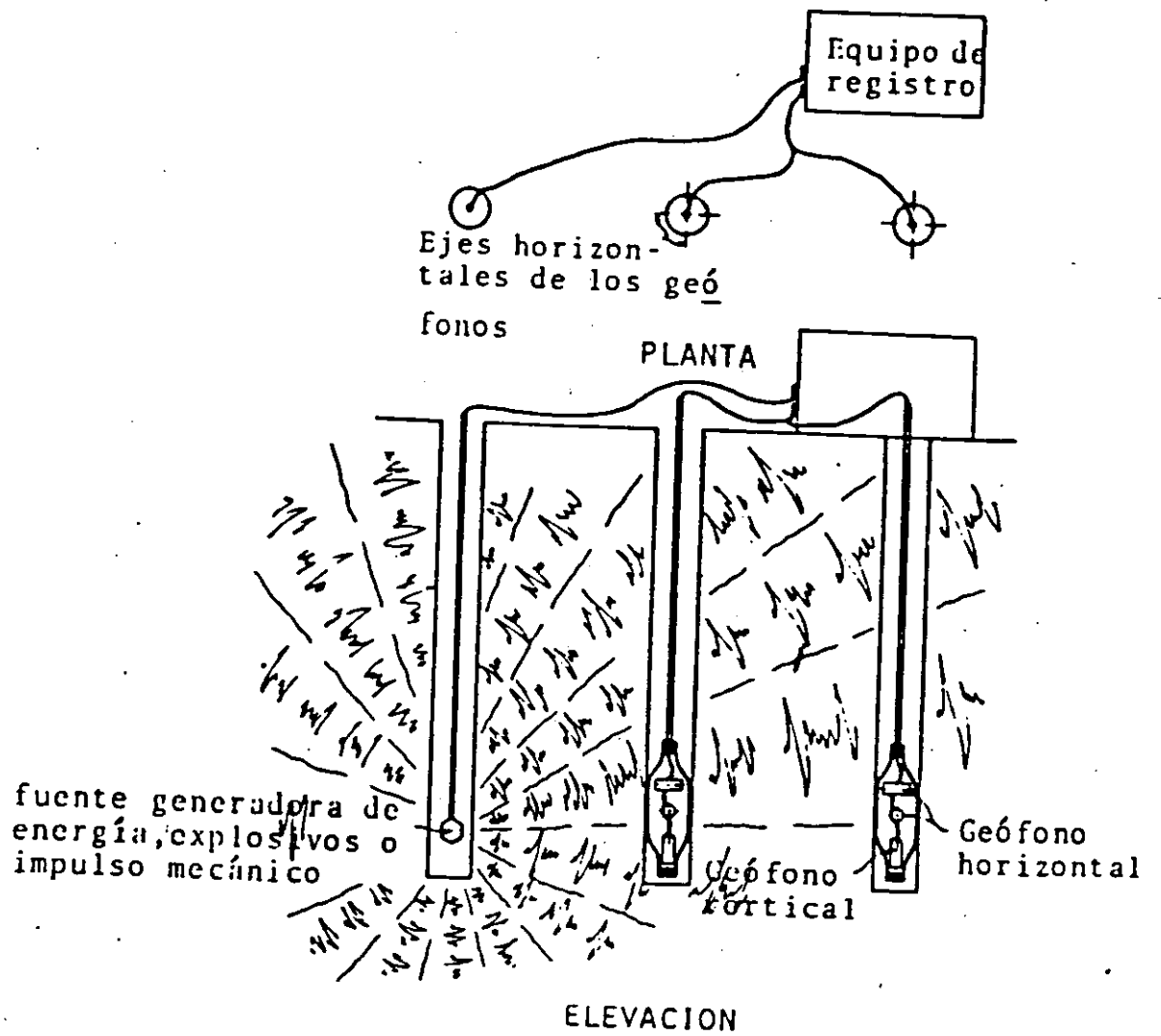


FIG. 38 METODO CROSS-HOLE (ASTM, 1977)

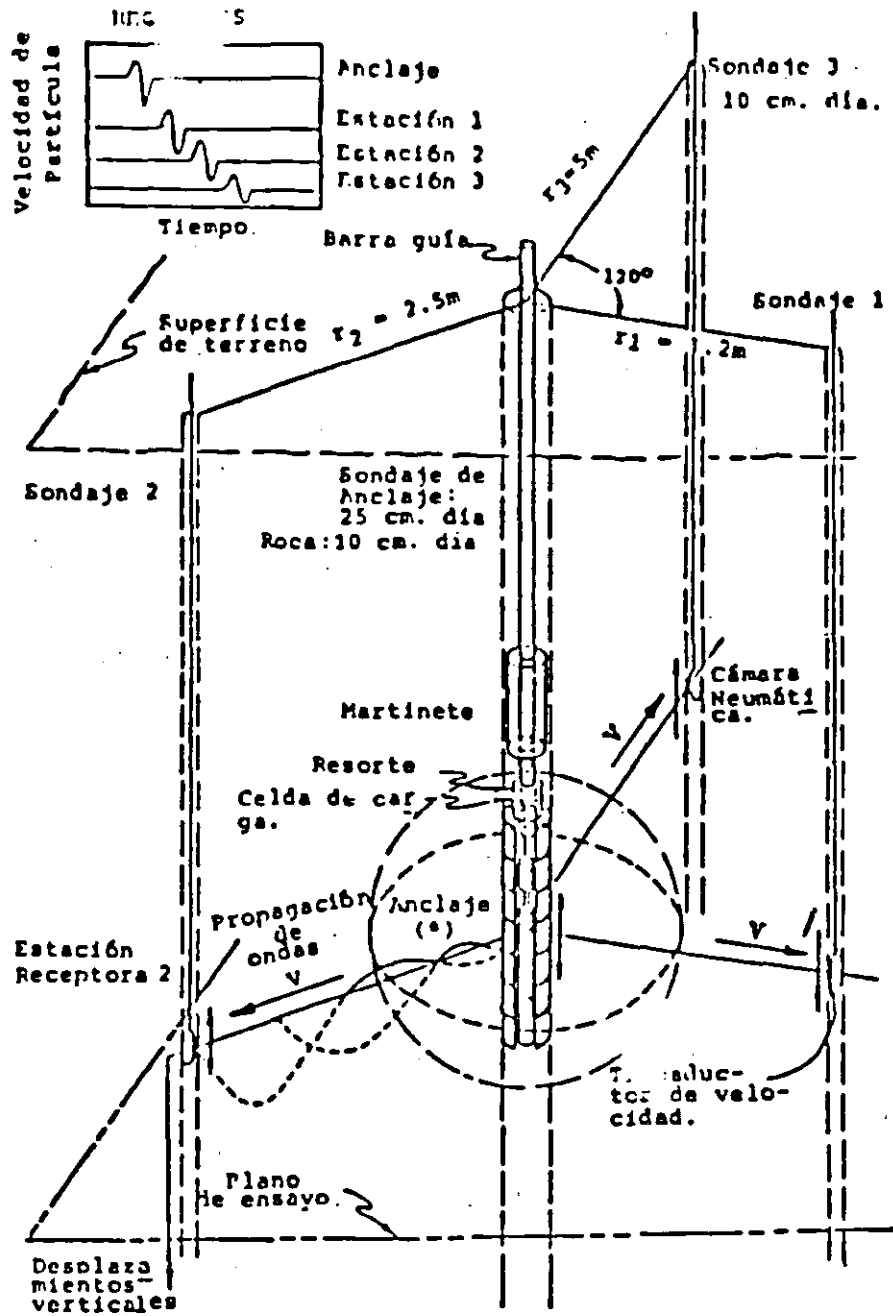


FIG. 39 ENSAYO DE IMPULSO EN SITIO- REPRESENTACION ESQUEMATICA
 (*) **NOTA:** ANCLAJE DE TIPO NEUMATICO REEMPLAZA AL MECANICO PARA ENSAYOS EN ROCAS (Ref.: Miller, Troncoso y Brown, 1975)

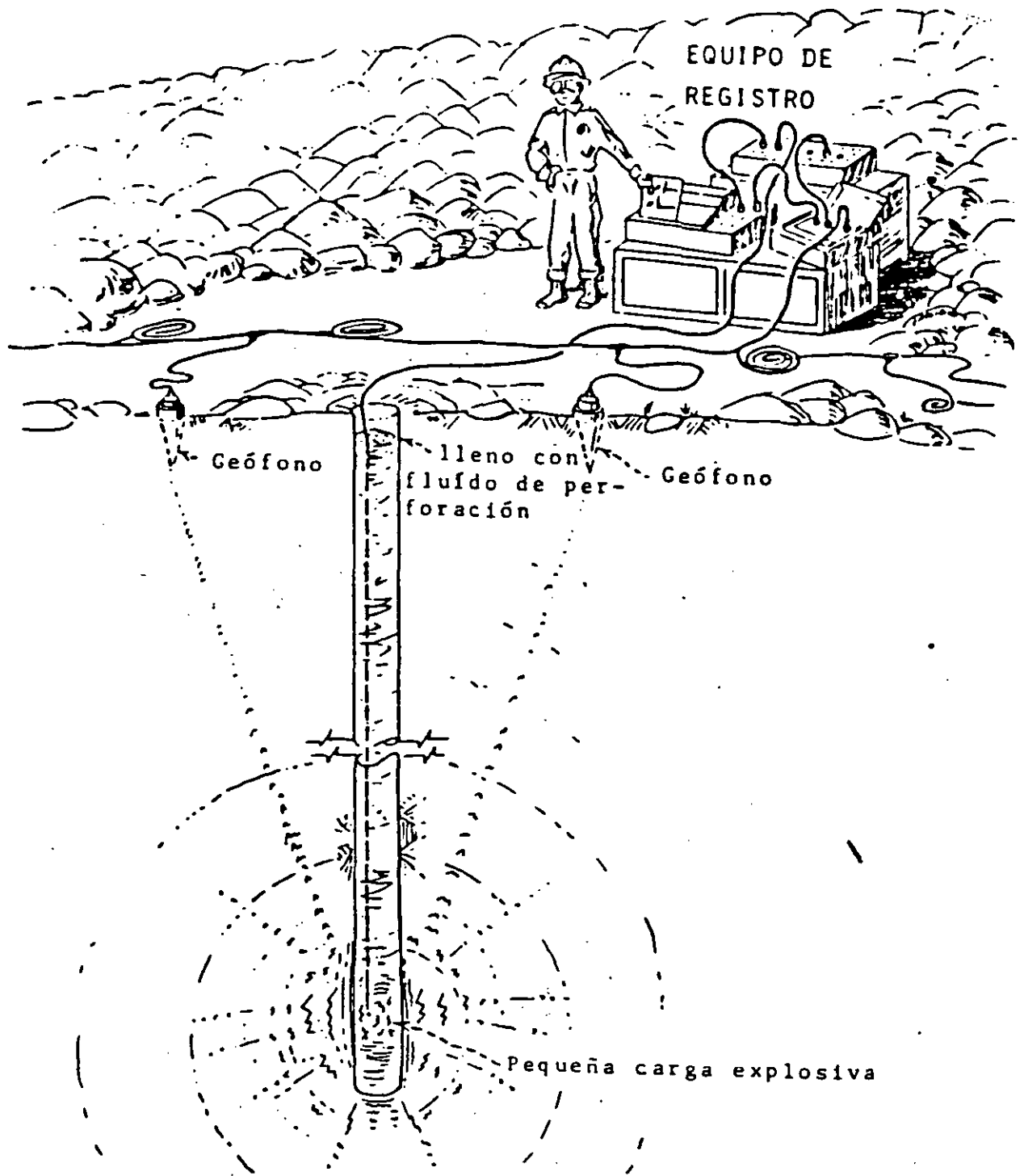


FIG. 40 METODO UP-HOLE (KRAMER ET AL, 1975)

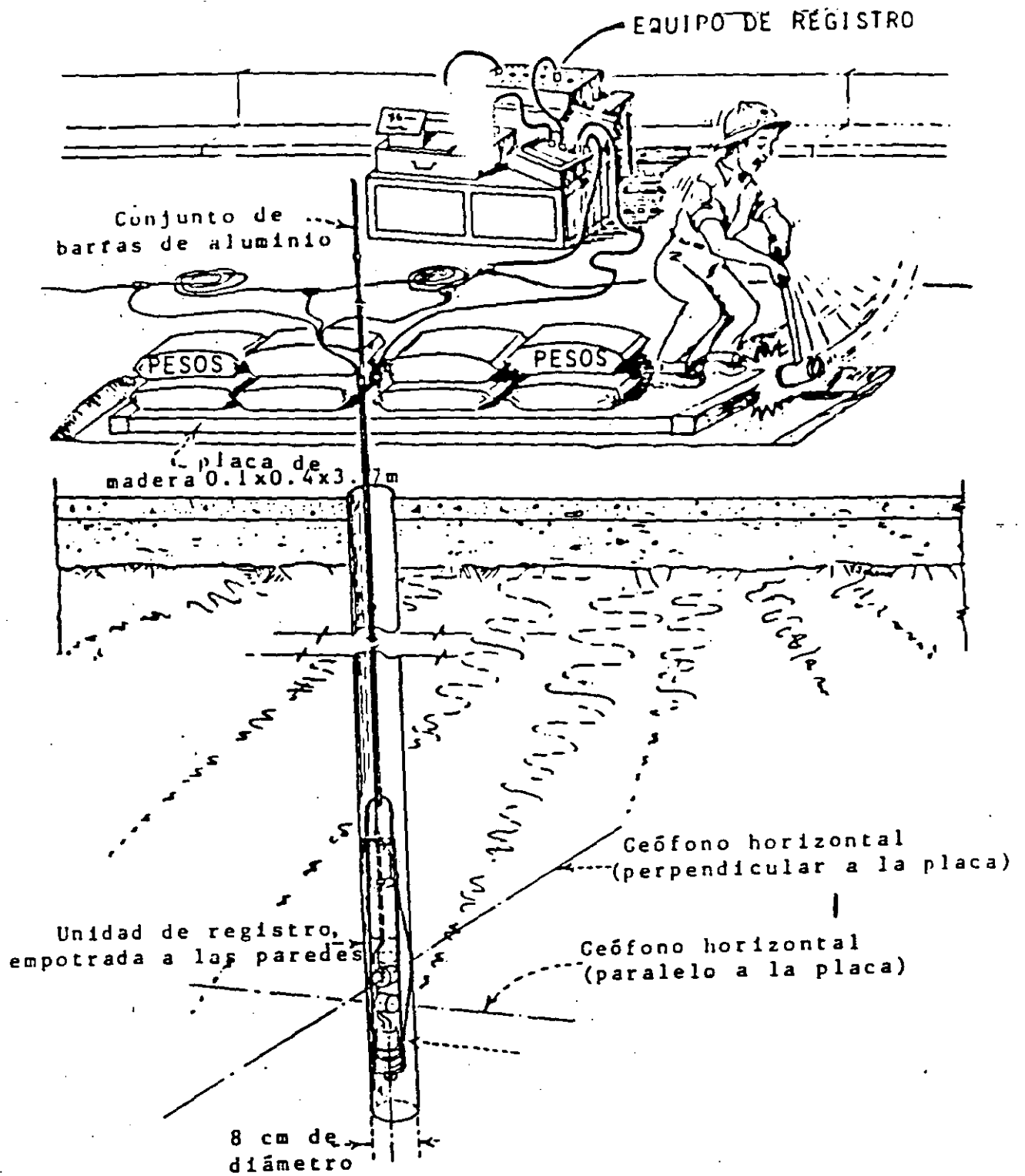


FIG. 41 METODO DOWN-HOLE (KRAMER ET AL, 1975)

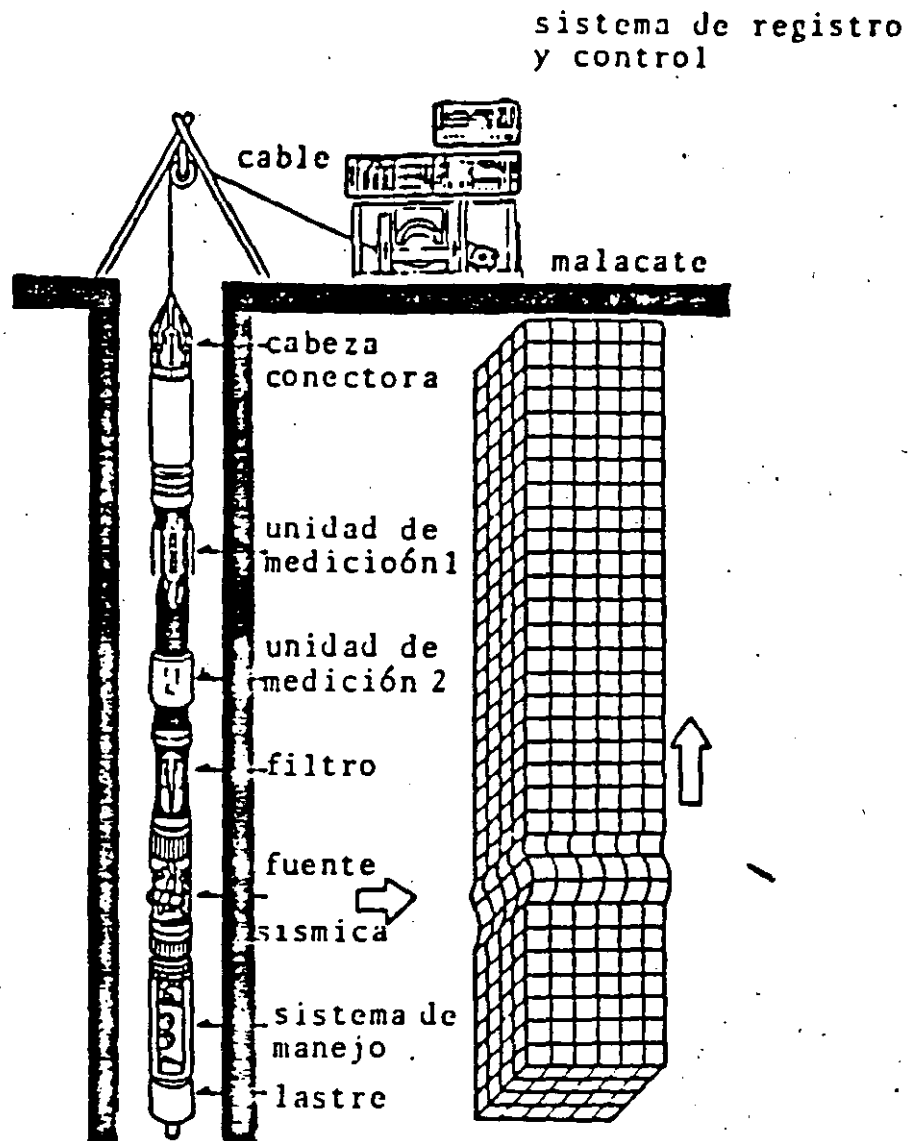


FIG. 42: PRUEBA DE SUSPENSION.
(UCHIYAMA ET AL, 1984)

DEPTH: 044.0m RECORD 100msec PULSE WIDTH 0.8msec
 DELAY 04msec TIME SCALE 2.0msec/line AUTO-STACK 1

CH	U2	F2	H2	U1	R1	H1
GAIN	500	100	100	1 K	200	200
LCF (Hz)	100	100	100	100	100	100
HCF (Hz)	5 K	5 K	5 K	5 K	5 K	5 K

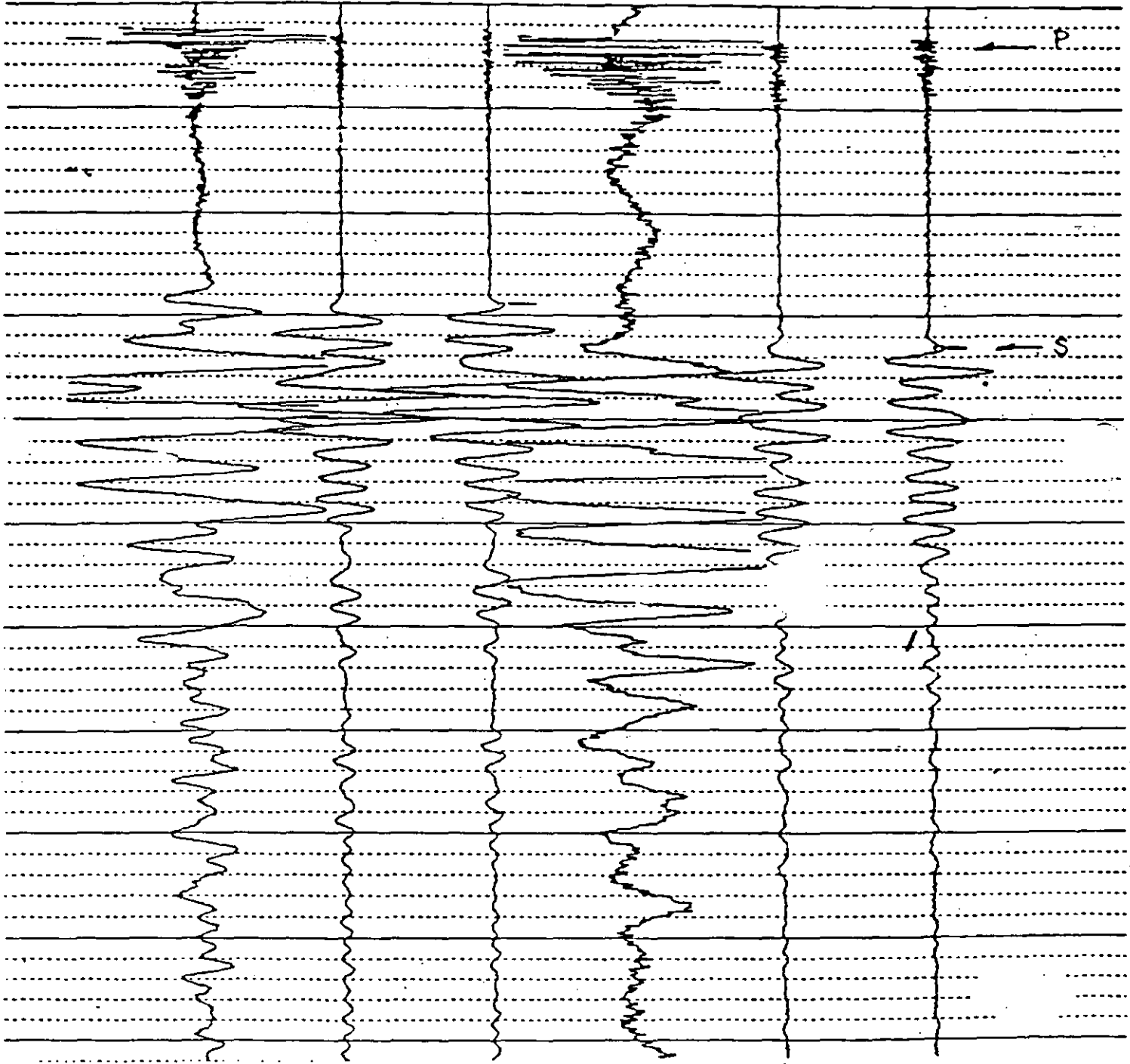


FIG. 43

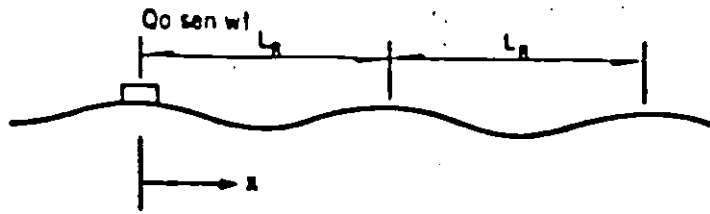


FIG. 44 METODO DE OSCILACION FORZADA
(WOODS,1978)

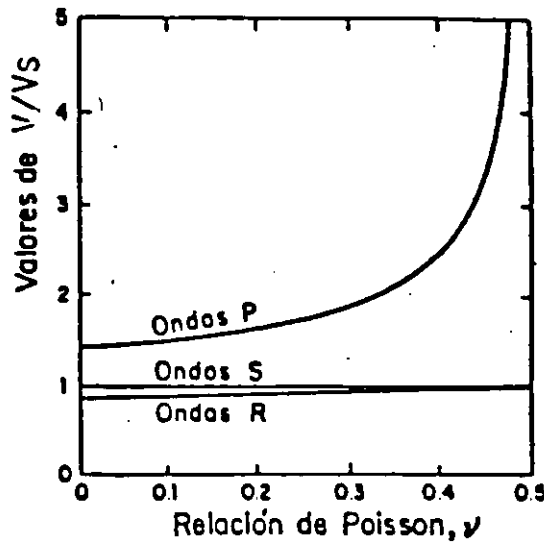
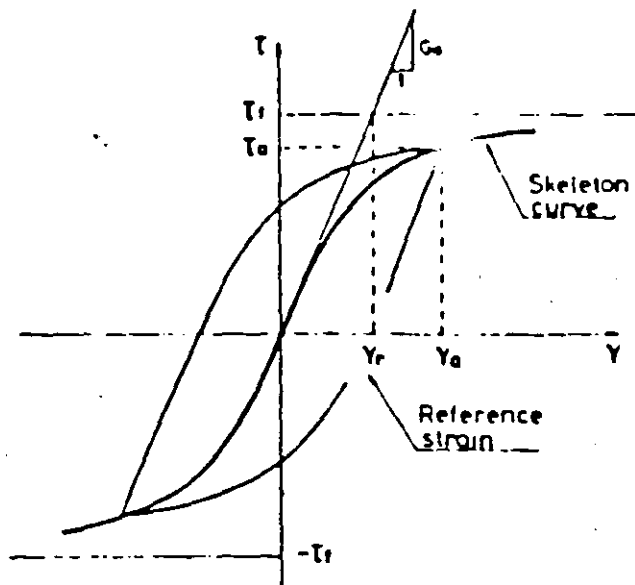


FIG. 45 RELACION ENTRE LAS VELOCIDADES V_P, V_S Y V_R ,
NORMALIZADAS CON RESPECTO A V_S versus RELACION DE POISSON, (RICHART ET AL,1962)



Definition of the reference strain

FIG. 46

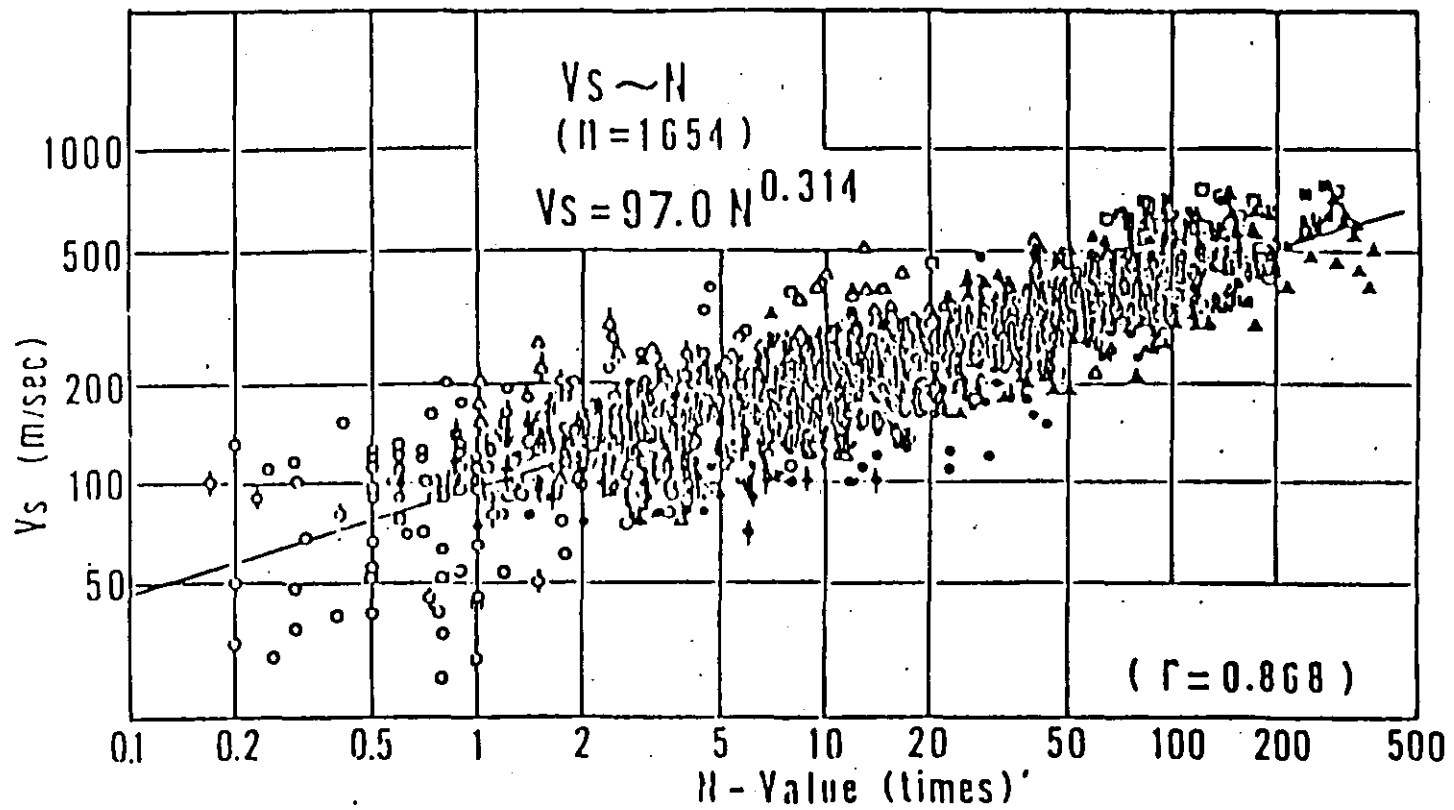


Fig. 47

Shear Wave Velocity, m/s

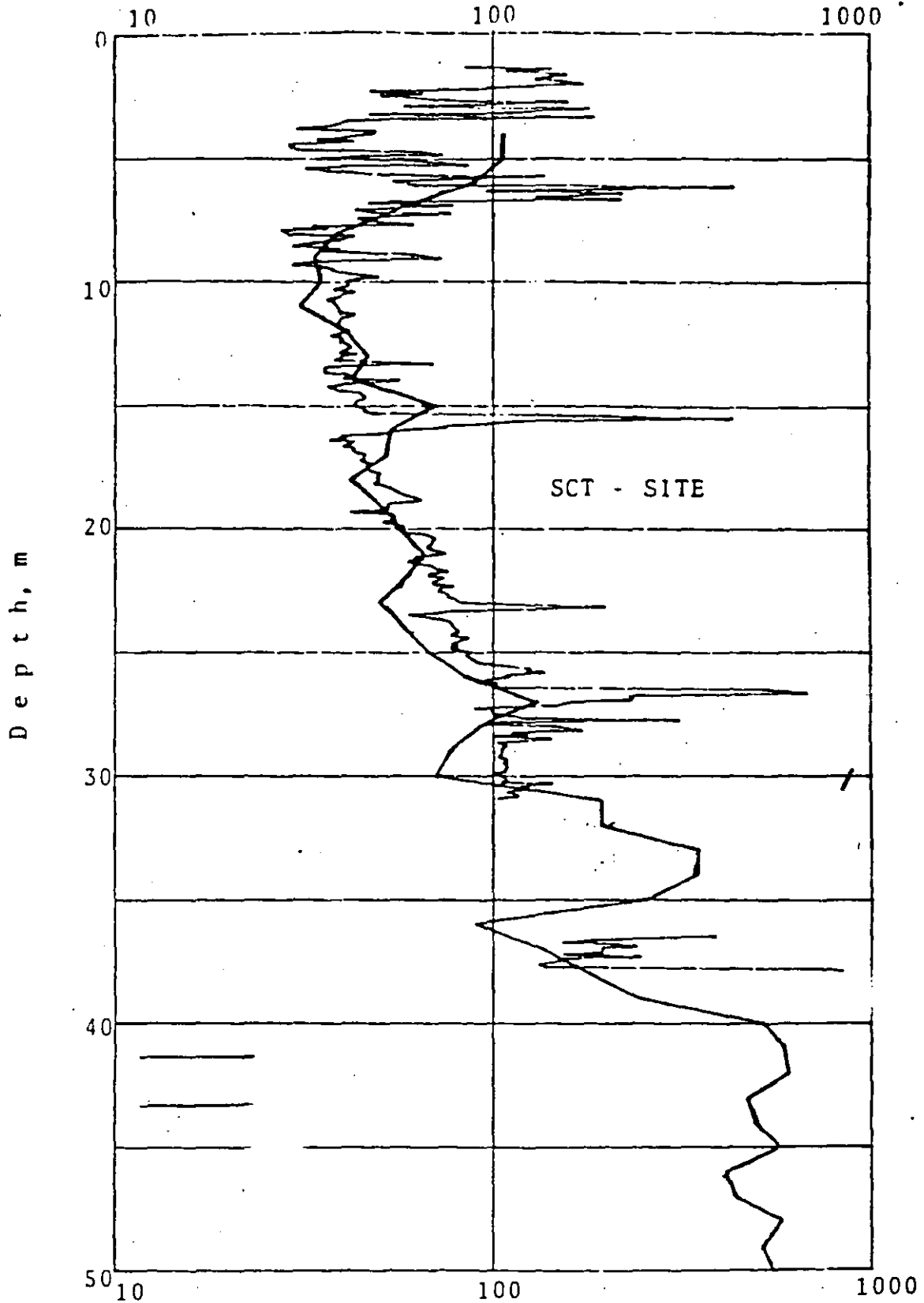


FIG. 48 Cone Penetration Resistance, ton/m²

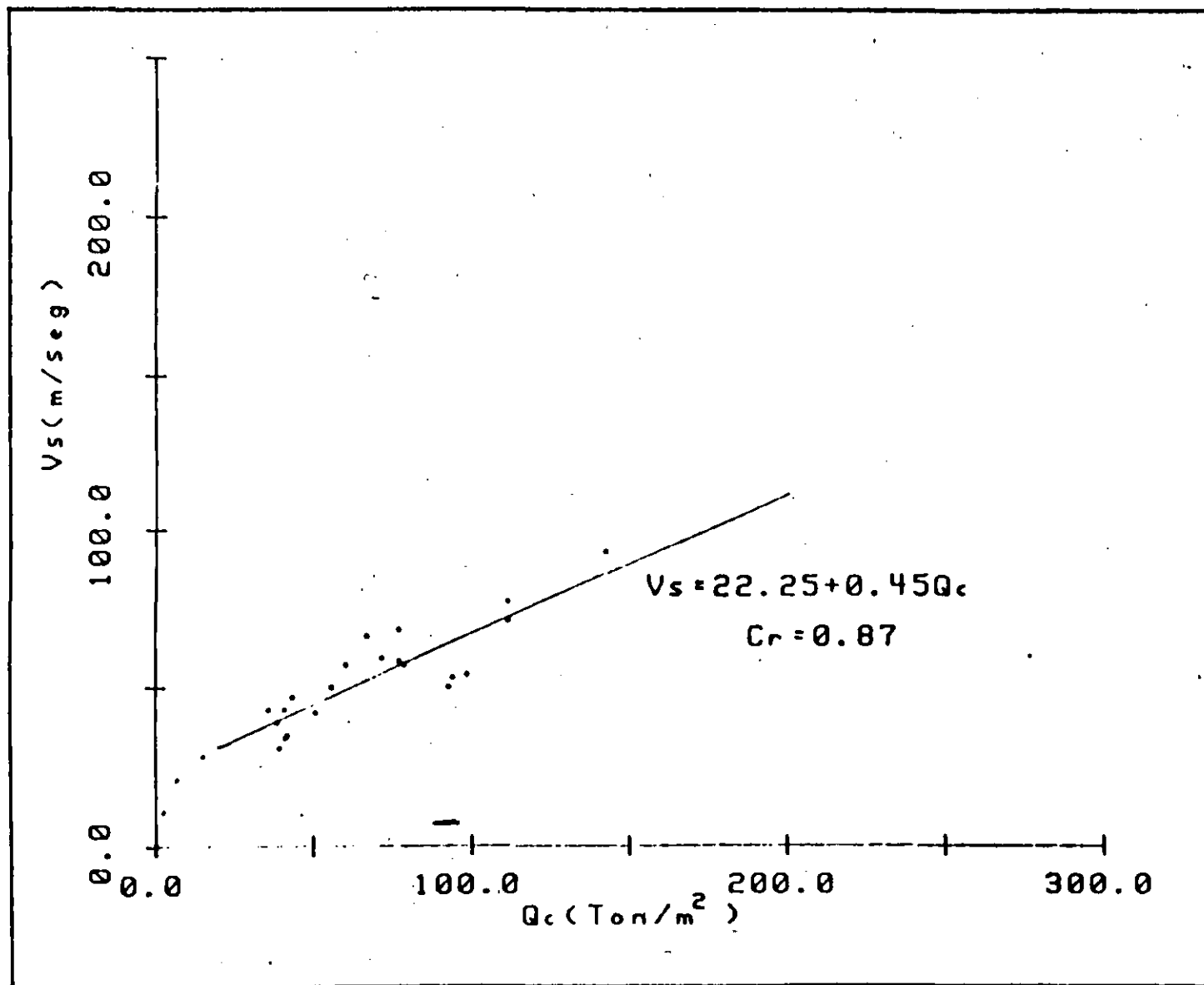


FIG 49 CORRELACION ENTRE LA VELOCIDAD (V_s) Y LA RESISTENCIA DE PUNTA (Q_c). SITIO: SCT

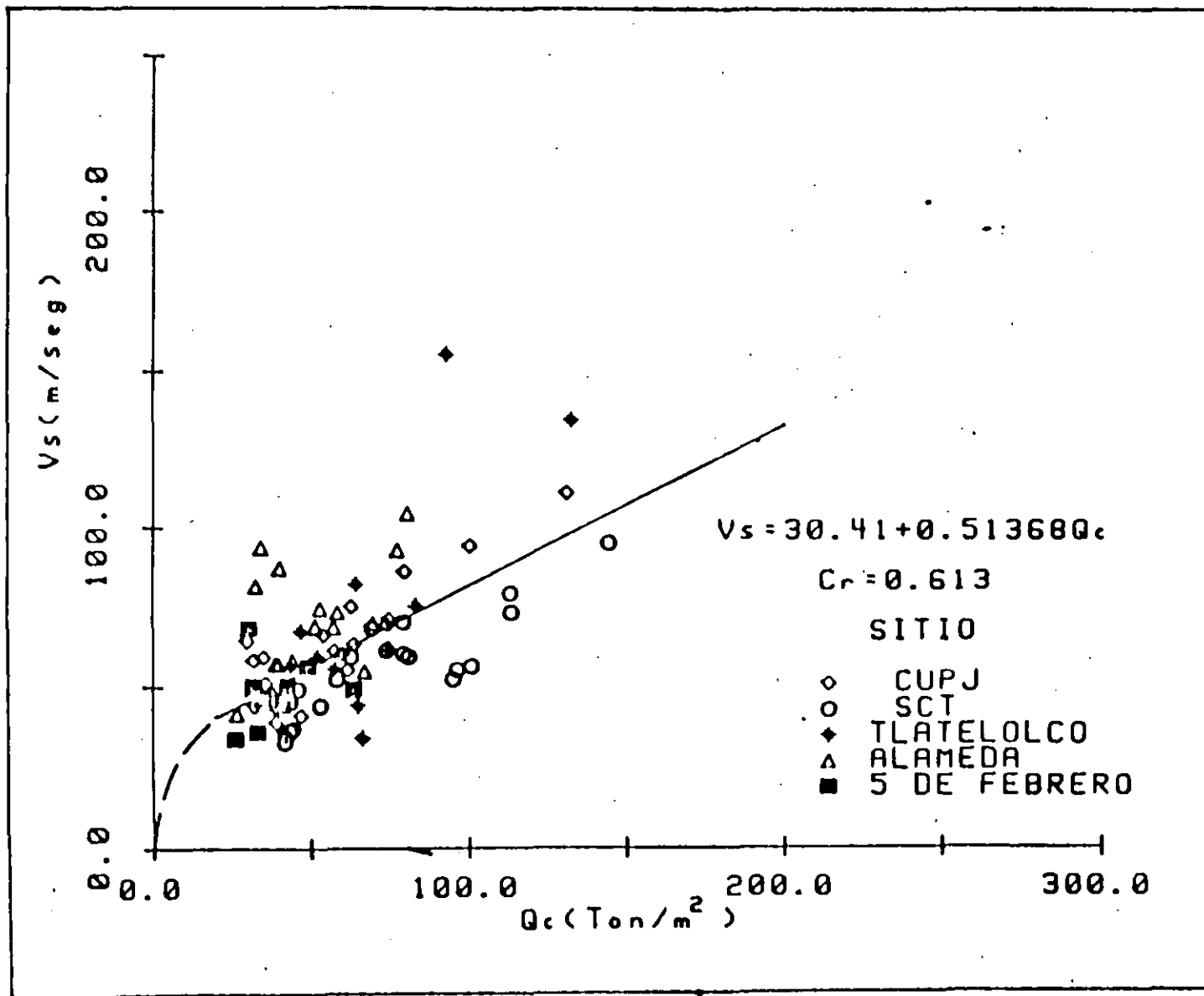


FIG 50 CORRELACION ENTRE LA VELOCIDAD (V_s) Y LA RESISTENCIA DE PUNTA (Q_c). SITIO: LAGO CARGADO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
MODULO IV: DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA

M.I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1387 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

ACCIÓN SÍSMICA TRIDIMENSIONAL EN ESTRUCTURAS CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

N. Rodríguez Cuevas

Instituto de Ingeniería, UNAM

Ciudad Universitaria

A. Sarcos Portillo

División de Estudios de Posgrado

Facultad de Ingeniería, UNAM

RESUMEN

La observación instrumental del movimiento de edificios sometidos a la acción de sismos en el valle de México, indica la existencia de seis componentes simultáneos en su base: tres desplazamientos a lo largo de tres ejes ortogonales y tres rotaciones alrededor de esos ejes. En este escrito se resume el desarrollo de un programa para analizar estructuras tridimensionales bajo la acción de solo dos de los componentes horizontales en su base y tres rotaciones alrededor de ejes centroidales localizados en el centroide de la cimentación; los movimientos se simulan mediante series de tiempo registradas por acelerómetros digitales, durante sismos reales.

El método se aplica a tres estructuras, en las cuales se considera la interacción con el suelo en movimiento, a fin de analizar la importancia relativa de cada componente del movimiento en la respuesta estructural.

ABSTRACT

Instrumental observation of building motions under earthquake excitation at México City Valley, indicate the existance of six simultaneous components at their base: three orthogonal displacements and three rotations around three orthogonal axis located at the base.

This article summarize the development of a computer program for three dimensional analyses of structures under only two horizontal displacements, and simultaneous rotations around three orthogonal axis located at the center of the foundation; those motions are simulated by time series recorded by digital accelerometers at the base, during real earthquakes.

Three structures were selected for application of the method; on each one of them, due consideration of soil-structure interaction with the terrain motion was given, in order to analyse the relative importance of each motion component, on the structural response.

INTRODUCCIÓN

La instrumentación de edificios en el valle de México y los resultados obtenidos de la medición de los movimientos generados por sismos que provienen de la zona de subducción en la costa Sur del país, y la existencia de una red de acelerógrafos digitales, localizados en las formaciones geológicas del valle, han mostrado claramente la existencia de movimientos tridimensionales, con desplazamientos y rotaciones asociadas a tres ejes ortogonales en la base de los edificios; estos movimientos se amplifican con la altura, según datos registrados en un edificio apoyado sobre pilotes de fricción, en suelo blando del valle (ref 1).

Al instrumentar edificios con acelerómetros digitales controlados con un sistema maestro-esclavo en diversos niveles de su superestructura, se obtienen registros simultáneos de las tres componentes ortogonales en dos puntos de cada planta, y la instalación de tres acelerómetros de registro en el sótano, colocados a distancias conocidas, permite conocer a las componentes del movimiento tridimensional en la base, como se logró en el edificio desplantado sobre suelo blando que aparece en la fig 1.

La revisión de la literatura mundial indicó la inexistencia de métodos de análisis que consideren a los componentes del movimiento en la base, por lo que se consideró necesario desarrollar un programa

para el análisis de estructuras tridimensionales, para calcular la amplificación de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos en los diversos niveles que forman a la superestructura.

DESARROLLO DEL PROGRAMA DE ANÁLISIS

El programa solo considera dos componentes horizontales del desplazamiento de la base y tres componentes rotacionales ortogonales. Idealiza la interacción suelo-estructura al colocar dos resortes horizontales con rigidez lineal y tres resortes angulares, como representación de la rigidez angular de la cimentación, (ref 2).

Acepta rigidez infinita del cajón de cimentación y considera que la superestructura esta formada por marcos planos orientados en cualquier dirección (fig 2), unidos en cada nivel por losas de entrepiso infinitamente rígidas a la torsión.

Considera que los marcos se forman por traveses y columnas y permite colocar diagonales equivalentes para simular muros sísmicos.

La masa del i-ésimo nivel, m_i , se concentra en el centroide de cada planta, a una altura h_i sobre la base del edificio. El programa considera que se conocen los momentos de inercia J_{ix} , J_{iy} y J_{iz} respecto a tres ejes centroidales.

Al aplicar el método energético de Lagrange y considerar válido el análisis modal, se plantean y resuelven las ecuaciones del movimiento tridimensional de las masas, en búsqueda de los desplazamientos v_{ix} , v_{iy} y de las rotaciones θ_{ix} , θ_{iy} y θ_{iz} en cada nivel del edificio en estudio (fig 2). Además, el programa considera que existe continuidad con la superestructura.

Mediante la formulación energética, es posible establecer la matriz de masas:

θ_{ix}	v_{ix}	θ_{iy}	v_{iy}	θ_{iz}	v_{iz} ...	v_{ix} ...	θ_{ix} ...
$\sum J_{ix} + \sum m_i h_i^2$	$\sum m_i h_i$	0	0	0	0...0	$m_i h_i$...	0...0
$\sum m_i h_i$	$\sum m_i$	0	0	0	0...0	m_i ...	0...0
0	0	$\sum J_{iy} + \sum m_i h_i^2$	$\sum m_i h_i$	0	$m_i h_i$...	0...0	0...0
0	0	$\sum m_i h_i$	$\sum m_i$	0	m_i ...	0...0	0...0
0	0	0	0	$\sum J_{iz}$	0...0	0...0	J_{iz} ...
0	0	$m_i h_i$	m_i	0	m_i		
0	0	0	m_i	0	m_i		
0	0	0	0	0	0		
$m_i h_i$	m_i	0	0	0	0		m_i
0	0	0	0	0	0		0
0	0	0	0	0	0		0
0	0	0	0	0	0		0
0	0	0	0	0	0	J_{ix}	
0	0	0	0	0	0		J_{iy}
0	0	0	0	0	0		J_{iz}

Al considerar que las traveses y columnas de los marcos se conectan de manera continua y que el material que las forma es elástico lineal, el programa obtiene la matriz de rigideces del sistema suelo-estructura, formada por elementos K_{θ_x} , K_{θ_y} y K_{θ_z} que representan las rigideces angulares que restringen la rotación de la base del edificio; K_{v_x} y K_{v_y} representan la rigidez de los resortes lineales en la base;

$[K_x]$, $[K_y]$ y $[K_e]$ que aparecen en la diagonal principal, representan a submatrices traslacionales y de torsión de la superestructura, mientras que $[K_{xy}]$, $[K_{xe}]$ y $[K_{ye}]$ y sus simétricas respecto a la diagonal principal, son submatrices de la superestructura, que correlacionan desplazamientos o rotaciones con fuerzas, en las direcciones ortogonales indicadas por los subíndices:

$$\begin{bmatrix} K_{ex} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{yo} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{ey} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{xo} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{ez} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & [K_x] & [K_{xy}] & [K_{xe}] \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & [K_{yx}] & [K_y] & [K_{ye}] \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & [K_{xo}] & [K_{yo}] & [K_e] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_x \\ v_{oy} \\ \theta_y \\ v_{ox} \\ \theta_{oz} \\ v_{ix} \\ v_{iy} \\ v_{iz} \end{bmatrix}$$

Con las matrices de masas y rigideces antes mencionadas y al introducir una matriz de amortiguamientos viscosos, entre los entrepisos y en la base del edificio, se calculan las frecuencias y formas modales, al aplicar el método de Jacobi, las cuales se utilizan para calcular la respuesta de la estructura con interacción con el suelo. Para ello, el sistema se excita separadamente con cada una de las series de tiempo representativas de cada componente de movimiento; posteriormente el programa superpone las respuestas resultantes.

APLICACIÓN DEL PROGRAMA A TRES EDIFICIOS

Se seleccionaron tres edificios, de 2, 9 y 17 pisos (ref 3 y 4), cuyas propiedades se conocen y se han publicado sus propiedades dinámicas; en el edificio de 17 niveles existe evidencia experimental que corrobora las propiedades de vibración.

El movimiento de estos edificios se calculó bajo la acción de componentes sísmicas obtenidas por medición en el edificio de la fig 1. El análisis se efectuó con y sin la interacción suelo-estructura, para juzgar las diferencias de comportamiento ante cada una y todas las componentes del movimiento seleccionado.

El programa permite obtener las series de tiempo representativas de la aceleración en cada nivel de los edificios, así como la varianza de ellas, para observar su variación con la altura sobre la base de los edificios; en los cálculos se consideró cinco por ciento de amortiguamiento crítico en la cimentación y en la superestructura. Con subrutinas de integración, se obtuvieron las series de tiempo de desplazamiento y de la rotación respecto al eje vertical, de las losas de cada edificio. Ello permitió conocer también las fuerzas actuantes en cada nivel, así como los momentos torsionantes correspondientes a cada nivel. Se calcularon las fuerzas generadas por el movimiento sísmico en algunos marcos de los edificios.

En la figura tres se muestra una comparación entre la trayectoria de extremo del vector de aceleración en la azotea del edificio de 17 niveles, al superponer las aceleraciones calculadas por el programa y la trayectoria del extremo del vector de aceleraciones registradas durante un sismo, en la azotea del edificio de la fig 1; se observa la posibilidad de reproducir parte del movimiento tridimensional de la estructura.

En las tablas 1 a 11 se condensan algunos de los resultados numéricos que se obtuvieron del análisis estructural de los tres edificios, en los cuales se observa la importancia relativa de cada componente en la respuesta total.

RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS

La aplicación del programa de análisis tridimensional mostró claramente los siguientes resultados al revisar la información obtenida:

- a) Cuando se considera que los edificios se apoyan en terreno blando, resulta imprescindible considerar en el programa el efecto de la interacción suelo-estructura, para obtener una buena estimación de los desplazamientos y rotaciones en los entrepisos de los edificios. En los tres edificios seleccionados siempre se obtuvieron desplazamientos mayores al considerar el sistema suelo-estructura, en comparación con aquellos calculados cuando la superestructura se considera empotrada en la base.
- b) El programa desarrollado permite verificar la posible colisión con edificios vecinos, cuando se considera el efecto de suelos blandos en la base de la cimentación
- c) En los edificios de dos y diez y siete pisos que se analizaron, la interacción suelo-estructura libera parte de la energía del movimiento como movimientos de cuerpo rígido de la superestructura, que produjeron grandes desplazamientos, pero redujeron las aceleraciones en los distintos entrepisos. En el edificio de nueve pisos se obtuvieron aceleraciones y desplazamientos mayores que aquellas que se calcularon cuando se consideró empotramiento en la base del edificio, cuando únicamente se consideró la componente traslacional del sismo en dirección paralela al eje x
- d) Las componentes traslacionales y rotacionales de los sismos producen incremento en desplazamiento y aceleración en los diversos niveles de las estructuras analizadas, en comparación con aquellos que se obtienen al considerar únicamente la componente traslacional del sismo, con la base empotrada. Las componentes rotacionales y torsionales del sismo produjeron desplazamientos y aceleraciones comparables a aquellas que se calcularon al considerar únicamente la componente traslacional en una dirección, con el edificio empotrado en la base
- e) La varianza de las series de tiempo obtenidas para representar las aceleraciones causadas por las distintas componentes del movimiento sísmico, aumentan significativamente con la altura, en los tres edificios que se analizaron
- f) Se obtuvieron las fuerzas horizontales provocadas en el marco A del edificio de nueve niveles, bajo la consideración del efecto de interacción y sin él. Cuando se consideró la interacción, se excitó el edificio con las cinco componentes del movimiento sísmico, mientras que cuando el edificio se empotró en su base, solo se consideró la acción de la componente traslacional paralela al eje x. Los resultados indicaron que las fuerzas y los desplazamientos del marco se incrementaron entre dos y cuatro veces. Esto indica que los incrementos en fuerzas y cortantes basales pueden sobrepasar la capacidad de una estructura diseñada con planteamientos convencionales, que no consideran la acción simultánea de los efectos que se analizaron con el programa
- g) La distribución asimétrica en planta de un edificio puede generar fuerzas importantes, cuando se considera el efecto simultáneo de las cinco componentes del movimiento sísmico. En los tres edificios analizados, cuando se apoyaron sobre terreno blando, siempre se debe considerar los efectos rotacionales y torsionales en la base del edificio.
- h) Al considerar el efecto de la interacción en el edificio de nueve pisos, se obtuvo una respuesta mayor que aquella calculada con la base empotrada; en el edificio de 17 niveles se obtuvieron resultados contrarios. Esto indicó que el efecto de interacción con el suelo en un edificio, puede ser importante, independientemente de la altura del edificio, pero dependiente del contenido de frecuencias del sismo
- i) La aplicación del programa al edificio de dos pisos mostró que la acción de las componentes rotacionales y torsionales en la base del edificio apoyado en terreno blando, provocó la máxima respuesta estructural

COMENTARIOS FINALES

Con el desarrollo del programa que considera la acción simultánea de cinco componentes ortogonales del movimiento sísmico en la base de un edificio, se pueden realizar análisis estructurales más apegados a las características de los movimientos que se registran en edificios instrumentados.

Los análisis efectuados en los tres edificios seleccionados, mostraron la importancia de los efectos que produce el movimiento tridimensional de los edificios cuando existe interacción suelo-estructura. Por ello se considera necesario efectuar análisis similares a los que se presentan en este trabajo, en edificios apoyados en terrenos blandos, a fin de evitar la posible colisión con edificios vecinos, y la aparición de fuerzas que sobrepasen la capacidad resistente de edificios diseñados bajo análisis convencionales.

Es asimismo necesario incrementar la información sobre las características de las componentes sísmicas en la base de los edificios instrumentados, sometidos a la acción de sismos de gran magnitud, en la zona del lago del valle de México

REFERENCIAS

1. Rodríguez Cuevas, N (1993): "Interpretación estadística del movimiento de un edificio localizado en el valle de México". Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. SMIS. Puerto Vallarta, Jalisco, pp 338-345
2. Hadjian, A.H. (1993): "Seismic Soil-Structure Interacción: A full circle". Conferencia Magistral. X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. SMIS. Puerto Vallarta Jalisco
3. Grases, JF; López, O.A. y Hernández, J.J (1972): "Edificaciones sismo resistentes". Manual de aplicación de Normas. Caracas, Venezuela
4. Rodríguez Cuevas, N y González Alcorta, R (1989): "Correlación entre características dinámicas observadas y calculadas en un edificio". Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. SMIS. Querétaro, Qro. pp C-168-C-184

FIGURAS Y TABLAS



Fig 1. Vista general de un edificio instrumentado en la zona del Lago del valle de México

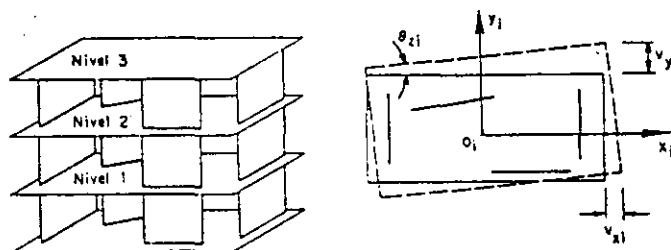


Fig 2. Idealización de los edificios empleada en el programa de análisis.

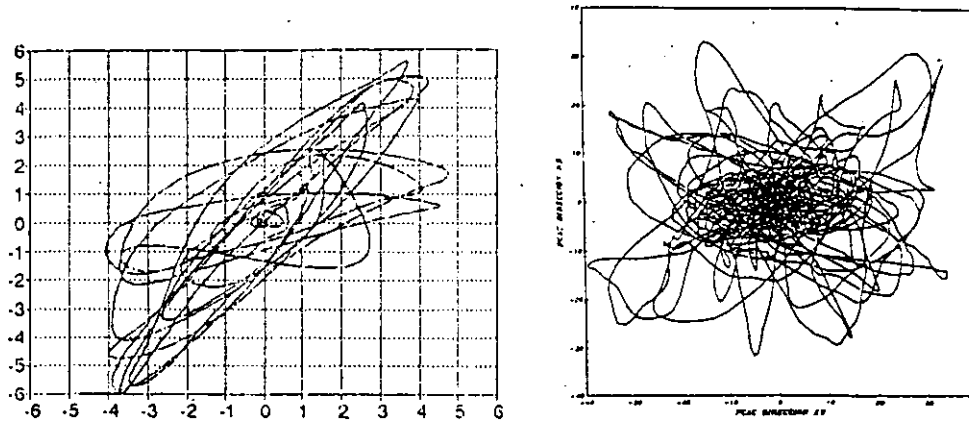


Fig 3. Resultante del vector de aceleración en la azotea del edificio de 17 niveles obtenido mediante el programa y de la medición en la azotea de un edificio instrumentado en la zona del lago del valle de México.

CASOS	SISMO EN DIRECCION X		SISMO EN DIRECCION Y		
	PISO 9	PISO 6	PISO 9	PISO 6	TIEMPO
EMPOTRADO	2.02 cm	1.2 cm	4.0 cm	2.8 cm	47.04 s
I.S.E 1	11.03 cm	8.27 cm	11.6 cm	8.4 cm	48.66 s
ISE1/EMPO.	546%	689.2%	290%	300%	

Tabla 1. Desplazamientos máximos en el edificio de nueve niveles.

CASOS	SISMO EN DIRECCION X			SISMO EN DIRECCION Y		
	PISO 17	PISO 12	TIEMPO	PISO 17	PISO 12	TIEMPO
EMPOTRADO	14.36 cm	10.70 cm	48.48 s	13.60 cm	9.12 cm	47.64 s
I.S.E 1	18.4 cm	14.15 cm	48.87 s	26.2 cm	19.05 cm	50.59 s
I.S.E *	36.8 cm	28.2 cm	76.74 s	45.85 cm	38.05 cm	86.85 s
ISE1/EMPO.	128.1%	132.2%		192.6%	213.8%	
ISE*/EMPO.	256.3%	263.6%		337.1%	417.2%	

Tabla 2. Desplazamientos máximos calculados para el edificio de 17 niveles.

CASOS	SISMO EN DIRECCION X			SISMO EN DIRECCION Y		
	PISO 17	PISO 12	TIEMPO	PISO 17	PISO 12	TIEMPO
EMPOTRADO	3.11	2.23	49.17 S	3.31	2.05	46.50 S
I.S.E1	2.45	1.81	51.09 s	2.13	1.10	47.25 s
I.S.E *	3.32	2.50	76.74 S	3.25	2.26	86.85 S
ISE1/EMPO.	78.80%	81.20%		64.40%	53.70%	
ISE*/EMPO.	106.8%	112.1%		96.00%	110.2%	

Tabla 3. Aceleraciones máximas calculadas para el edificio de 17 niveles, en cm/s^2 .

CASOS	DESPLAZAMIENTOS SISMO EN DIRECCION X		ACELERACIONES SISMO EN DIRECCION X	
	PISO 2	PISO 1	PISOS 2	PISO 1
EMPOTRADO	2.00	1.03	2.80	1.36
I.S.E 1	2.90	1.60	2.70	1.35
ISE1/EMPO.	145.0%	155.0%	96.40%	99.30%

Tabla 4. Desplazamientos y aceleraciones máximas calculadas en el mismo instante en el edificio de dos niveles, sometido a la acción sísmica traslacional paralela a los ejes x y, y separadamente. (Desp. máx) 100; (Acel. máx) 10, en cm y cm/s^2

CASO	SISMO EN DIRECCION X			SISMO EN DIRECCION Y		
	PISO 9	PISO 8	PISO 3	PISO 9	PISO 8	PISO 3
EMPOTRADO	2.61	1.26	0.80	7.41	3.92	1.45
I.S.E1	14.90	8.23	3.62	14.66	8.29	3.52
ISE1/EMPO.	571%	553%	453%	198%	212%	234%

Tabla 5. Amplificación de la varianza de la aceleración calculada con la altura, en el edificio de nueve pisos, en cm^2/s^4

CASOS	SISMO EN DIRECCION X				SISMO EN DIRECCION Y			
	PISO 17	PISO 12	PISO 8	PISO 4	PISO 17	PISO 12	PISO 8	PISO 4
EMPOT.	50.81	23.55	8.10	2.01	38.23	23.16	4.54	2.85
I.S.E 1	20.62	11.52	5.88	2.49	17.25	10.05	5.38	2.47
I.S.E *					41.83	24.12	12.22	
ISE1/EM.	40.6%	48.9%	72.6%	123.9%	45.1%	43.4%	118.5%	86.7%
ISE */EM.					109.4%	104.1%	269.2%	

Tabla 6. Amplificación de la varianza de la aceleración calculada, en el edificio de 17 niveles, en cm^2/s^4

CASO	SISMO EN DIRECCION X		
	PISO 2	PISO 1	PISO 0
EMPOTRADO	1.043	0.960	1.00
I.S.E 1	1.037	0.940	1.00
ISE1/EM.	99.40%	97.90%	100%

Tabla 7. Amplificación de la varianza con la altura en el edificio de dos niveles, en cm^2/s^4

CASO		DIRECCION X DESPLAZAMIENTO PISO 9	%	TIEMPO
EMPOTRADO		2.02 cm	100	47.30 S
1	1 COMP. EN DIR. X	4.82 cm	238.6	47.64 S
S	5 COMP. SIN TORS.	4.42 cm	218.8	47.64 S
E	5 COMP. MAS TORS.	6.94 cm	343.6	48.12 S

Tabla 8. Importancia en los desplazamientos máximos relativos entre el nivel superior e inferior del marco A del edificio de 9 pisos

CASO		DIRECCION X DESPLAZAMEN		TIEMPO
EMPOTRADO		13.6 cm	100	47.40 S
1	1 COMP. EN DIR. X	7.70 cm	56.61	48.87 S
S	5 COMP. SIN TORS.	9.34 cm	68.68	48.99 S
E	5 COMP. MAS TORS.	11.2 cm	82.35	49.05 S

Tabla 9. Importancia en los desplazamientos máximos relativos, entre el nivel superior e inferior del marco tipo 2 del edificio de 17 niveles.

CASO	INTERACCION CON EL SUELO			EMPOTRAMIENTO
	5 COM. MAS. TORS t = 48.12 s	5 COMP. SIN TORS t = 47.64 s	1 COMP. DIR X t = 47.64 s	1 COMP. DIR X t = 47.30 s
9	18000.0	15980.0	17230.0	1190.0
8	14100.0	-1930.0	-1620.0	-699.3
7	3810.0	398.0	-252.0	85.4
6	7510.0	1980.0	2700.0	834.4
5	4680.0	5470.0	5110.0	2312.7
4	1630.0	-704.0	15.9	336.8
3	3790.0	9510.0	10310.0	3591.9
2	-5090.0	-5720.0	-6430.0	-2144.0
1	4490.0	5340.0	-4990.0	-2354.0
V BASAL	40430.0	19554.0	22073.9	9143.9
%	442.2	213.8	241.4	100.

Tabla 10. Fuerzas horizontales, en kg, en el marco A del edificio de 9 pisos

CASO	INTERACCION CON EL SUELO		EMPOTRAMIENTO
	5 COMP. MAS TORS t = 47.64 s	1 COMP. DIR X t = 47.64 s	1 COMP. DIR X t = 47.30 s
9	140090.0	154430.0	61020.0
8	154840.0	202710.0	85760.0
7	164650.0	129960.0	67330.0
6	131550.0	168150.0	53220.0
5	147600.0	135070.0	66200.0
4	84700.0	119130.0	59960.0
3	153190.0	171400.0	50040.0
2	72130.0	81770.0	43300.0
1	87600.0	125080.0	48970.0
V BASAL	1145400.0 kg	1287700.0 kg	535800.0 kg
%	213.8	240.3	100.

Tabla 11. Fuerzas horizontales de entrepiso, en kg, en el edificio de 9 niveles

Nota: En todas las tablas, ISE* indica interacción suelo estructura con las propiedades del suelo usadas en ISE 1, después de cambiar el contenido de frecuencias del sismo empleado en los análisis efectuados con el programa.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV:
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**ANALISIS DE DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES EN EL VALLE
DE MEXICO**

ING. GABRIEL AUVINET

ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES EN EL VALLE DE MEXICO

Gabriel Auvinet
Instituto de Ingeniería y DEFI, UNAM

1. INTRODUCCION

El diseño de cimentaciones en la zona lacustre del valle de México presenta dificultades generalmente muy superiores a las que se encuentran en otras grandes áreas urbanas del mundo. Las cimentaciones superficiales de construcciones pesadas en esta zona pueden inducir asentamientos inaceptables y, en condiciones extremas, provocar la falla por cortante del subsuelo arcilloso. Recurrir a cimentaciones profundas tampoco garantiza en todos los casos un buen comportamiento, debido al fenómeno de hundimiento regional que somete los pilotes o pilas a fricción negativa y puede causar la emersión aparente de la construcción. Importantes esfuerzos de investigación y de desarrollo tecnológico han sido dedicados en las últimas décadas a lograr un mejor conocimiento del subsuelo y al desarrollo de soluciones de cimentación adaptadas a estas difíciles condiciones.

Los sismos de 1985 pusieron en evidencia que, a las condiciones de diseño anteriores, de por sí críticas, es imprescindible agregar las solicitaciones dinámicas originadas por este tipo de eventos. Los casos de grandes deformaciones y de falla del suelo que se presentaron, si bien correspondieron a un porcentaje bajo de las construcciones afectadas, fueron suficientes para que resultara evidente la necesidad de dar al diseño sísmico de las cimentaciones una importancia mucho mayor que la que tenía en el pasado.

Los geotecnistas se enfrentan por tanto al reto de asimilar rápidamente conceptos y técnicas de la sismología y de la dinámica estructural con los que muchos no se encontraban familiarizados. Deben por otra parte obtener datos relativos al comportamiento dinámico de los suelos del valle y establecer métodos de evaluación confiables del comportamiento sísmico de cimentaciones para las condiciones específicas del área. Lo anterior requiere una labor de interpretación de observaciones directas basadas en instrumentación, la realización de pruebas de campo y de laboratorio y el desarrollo de nuevas técnicas de modelación. Estos nuevos conocimientos deben además incorporarse

progresivamente al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a sus Normas Complementarias.

El objetivo de este trabajo es presentar un panorama general de los logros alcanzados en la definición de la información requerida y de la metodología disponible para el análisis y diseño sísmico de cimentaciones en el valle de México y señalar los puntos oscuros todavía existentes, cinco años después del sismo de 1985.

2. COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO

El sismo de México del 19 de septiembre de 1985 (8.1 en la escala de Richter) constituyó una oportunidad dramática pero única de observar el comportamiento de cimentaciones en condiciones extremas (Auvinet y Mendoza, 1986). Fue posible evaluar la vulnerabilidad de los diferentes sistemas de cimentación comunes en la ciudad de México (Fig 1) a este tipo de solicitaciones. Es importante que en el diseño de futuras cimentaciones se tomen muy en cuenta las lecciones aprendidas en esta ocasión.

2.1 Cimentaciones superficiales

Se reportaron pocos casos de comportamiento inadecuado de cimentaciones de construcciones ligeras sobre zapatas. Los daños observados pudieron asociarse a defectos constructivos obvios, a la existencia al nivel de desplante de materiales de relleno sueltos o a la interacción con edificios vecinos mas pesados, generalmente con cimentaciones de otro tipo.

Varias construcciones cimentadas sobre losa general presentaron grandes asentamientos no uniformes que condujeron a un desplome del edificio y, en algunos casos, a una falla por corte incipiente del suelo. Este comportamiento pudo relacionarse en la mayor parte de los casos con problemas previos en condiciones estáticas, atribuibles a una presión de contacto alta al nivel de desplante, a excentricidades de carga, heterogeneidades del subsuelo y, en algunos casos, a obras de excavación con bombeo realizadas a poca distancia.

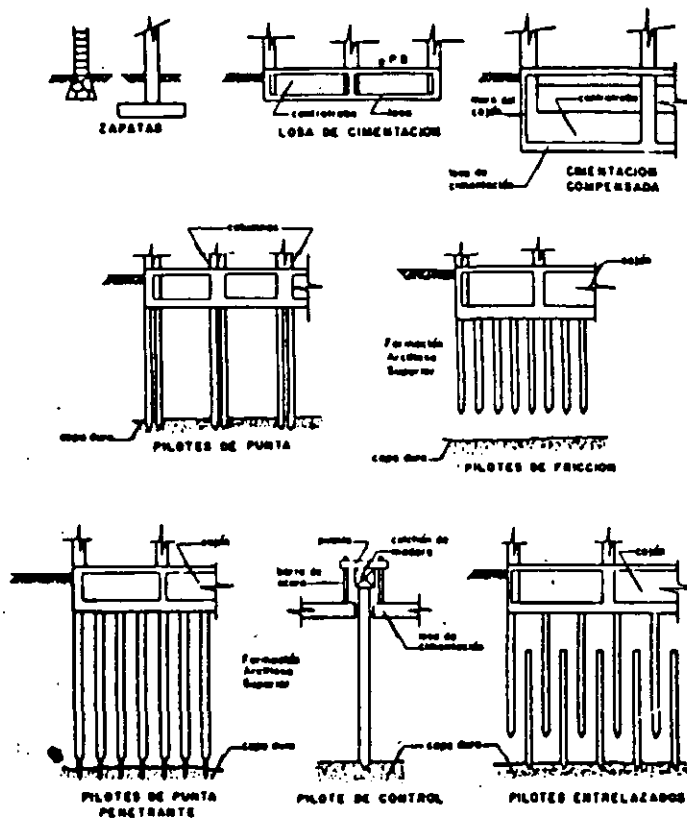


Fig 1. Tipos de cimentaciones empleadas en la zona lacustre de la ciudad de México

En ciertas situaciones, la superposición de esfuerzos de cortante sostenidos altos debajo de la losa con esfuerzos desviadores cíclicos debidos al sismo parece haber conducido a deformaciones permanentes grandes y los desplomes de las edificaciones. Las pruebas de laboratorio que simulan estas condiciones de carga parecen apoyar esta interpretación (2.1.3).

2.2 Cimentaciones compensadas

Son comunes en la ciudad de México las construcciones cimentadas sobre cajones desplantados a varios metros de profundidad. El peso del suelo excavado compensa parcial o totalmente el peso de la edificación lo que reduce o anula la magnitud de los incrementos de esfuerzos inducidos en el subsuelo.

Se observaron asentamientos importantes en varias cimentaciones de este tipo, generalmente con grandes dimensiones en planta y compensación parcial. También en este caso se trataba generalmente de edificios con una historia previa de asentamientos excesivos en condiciones estáticas, debidos a una sobrecarga local o general del terreno. En varias

construcciones, la infiltración de agua en el cajón había reducido en forma importante la eficiencia de la compensación.

El sismo mostró asimismo que la solución de la compensación no es generalmente adecuada para estructuras esbeltas, especialmente si existe una excentricidad de cargas. Varias estructuras de este tipo que ya presentaban un desplome permanente acusaron asentamientos diferenciales adicionales bruscos durante el sismo. Los altos momentos de volteo a los que se encuentran sometidas estas construcciones inducen esfuerzos cíclicos críticos que producen deformaciones permanentes del suelo.

2.3 Cimentaciones sobre pilotes de punta

En el caso de edificios pesados sobre pilotes apoyados en un estrato resistente profundo, el comportamiento sísmico fue generalmente satisfactorio. Sin embargo, el sismo provocó asentamientos del suelo en la periferia de la construcción que se atribuyen a la disipación de la fricción negativa por movimientos relativos entre la estructura y el suelo. También se reportaron casos de posible penetración de la capa dura y de daños estructurales en pilotes de la

periferia de la construcción bajo el efecto de los momentos de volteo (Mendoza y Auvinet 1988; Ovando et al, 1988).

2.4 Cimentaciones sobre pilotes de fricción

Los pilotes de fricción se usan frecuentemente como complemento de cimentaciones compensadas para reducir asentamientos (diseño en términos de deformación). Con menos frecuencia, se usan como sistema de cimentación principal (diseño en términos de capacidad de carga, Auvinet y Mendoza, 1987).

Las cimentaciones del primer tipo fueron las más afectadas por el sismo. Se sabe que 13.5 % de los edificios de 9 a 12 pisos, la mayoría sobre pilotes de fricción sufrieron daños severos en la zona central de la ciudad (Mendoza y Prince, 1986).

Nuevamente, dos tipos de comportamiento inadecuado fueron observados: asentamientos de edificios pesados con grandes dimensiones en planta y desplome permanente de edificios esbeltos o con carga excéntrica., incluyendo un caso de colapso total por volcamiento.

2.5 Sistemas especiales de cimentación

Entre los sistemas especiales de cimentación usados en la ciudad de México, el más común es probablemente el de "pilotes de control". Estos pilotes están equipados con un dispositivo que permite regular la carga tomada por cada pilote y los movimientos de la construcción respecto al área circundante. En varios casos, estos sistemas fueron seriamente dañados o fallaron, generalmente por falta de mantenimiento. Los problemas que presentaron otros tipos de cimentaciones especiales como los pilotes entrelazados, fueron semejantes a los ya discutidos para pilotes de fricción.

3. ELEMENTOS PARA EL ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES EN EL VALLE DE MEXICO

3.1 Comportamiento dinámico de los suelos blandos del valle de México

Para la evaluación de los movimientos sísmicos del subsuelo y los análisis de interacción suelo-estructura, es necesario conocer las características mecánicas dinámicas de los suelos. Las investigaciones realizadas en los últimos años han arrojado resultados experimentales útiles para el diseño de cimentaciones en el valle (Jaime, 1988; Romo, 1990).

3.1.1 Parámetros del modelo viscoelástico lineal equivalente

Es común representar el comportamiento del suelo con un modelo viscoelástico lineal "equivalente", es decir que disipe aproximadamente la misma energía que la disipada por el suelo por amortiguamiento histérico (Rosenbluth y Herrera, 1964;

Lysmer, 1975). Este modelo padece de ciertas limitaciones (no permite obtener directamente las deformaciones permanentes del suelo) pero tiene la virtud de ser simple y de dar valores suficientemente precisos de las aceleraciones y de los esfuerzos en el suelo. Los parámetros de este modelo son el módulo secante al cortante y la relación de amortiguamiento, los cuales presentan variaciones con el nivel de deformaciones y el número de ciclos de cargas aplicados.

Para evaluar estos parámetros es posible utilizar diversos dispositivos experimentales incluyendo el péndulo de torsión libre, la columna resonante, la cámara triaxial cíclica y el aparato de corte simple cíclico (Castillo, 1990). Los ensayos de laboratorio pueden complementarse con mediciones de campo de la velocidad de transmisión de ondas de cortante.

Las pruebas de laboratorio muestran que la respuesta dinámica de las arcillas depende fuertemente del nivel de deformación inducido. Para deformaciones pequeñas, la respuesta es relativamente lineal, la arcilla tiene poca capacidad para disipar energía y la degradación con el número de ciclos es despreciable. Para grandes deformaciones, la respuesta es fuertemente no lineal, el amortiguamiento aumenta notablemente y la degradación de la rigidez puede ser importante.

Se cuenta con información cada vez más completa respecto a estos fenómenos para las arcillas del valle de México (Jaime, 1988). Se ha mostrado (Romo, 1990) que, entre todos los factores que afectan la no linealidad del comportamiento de las arcillas, el más importante parece ser el índice de plasticidad.

3.1.2 Degradación por carga cíclica

Para deformaciones cíclicas de gran amplitud, la estructura de las arcillas se degrada en forma continua, causando variaciones de presión de poro y reducciones de rigidez y resistencia. Aparentemente, para las arcillas del Valle de México es posible usar el modelo de Idris (1978) para representar el decremento del módulo al cortante con el número de ciclos de carga.

3.1.3 Deformaciones residuales inducidas por carga cíclica

Tomando en cuenta el comportamiento ya descrito de algunas cimentaciones, es importante evaluar las deformaciones permanentes del suelo bajo cargas cíclicas.

Cuando se carga dinámicamente una muestra de suelo, se presenta en general una deformación cíclica y una deformación residual. Las deformaciones permanentes son las que conducen a los desplazamientos permanentes inducidos por el sismo en suelos de cimentación y estructuras de tierra.

Se ha mostrado que, para las arcillas del valle de México, la tendencia general de la respuesta de deformación permanente vs esfuerzos cíclicos puede aproximarse por medio de un modelo hiperbólico.

3.1.4 Efecto de la carga cíclica sobre la resistencia no drenada

La resistencia no drenada estática residual del suelo después de la aplicación de cargas cíclicas rige la estabilidad de las cimentaciones inmediatamente después del sismo. Las presiones de poro desarrolladas por carga dinámica pueden conducir a reducciones apreciables de esta resistencia. Los resultados obtenidos en el laboratorio muestran claramente la existencia de un umbral de la amplitud del esfuerzo cortante cíclico (o de la deformación cíclica) arriba del cual este efecto es importante. Para las arcillas del valle de México, el esfuerzo cíclico crítico parece ser aproximadamente $0.85 S_u$, donde S_u es la resistencia no drenada estática antes de la aplicación de los ciclos (Córdoba, 1986; Díaz, 1989). Los estudios realizados sobre arcillas por Pérez García (1988) indican asimismo que los daños causados a una arcilla son principalmente función de la máxima deformación unitaria alcanzada durante la aplicación de la carga cíclica y dependen poco de la frecuencia o del número de ciclos de dicha carga.

3.1.5 Degradación de la adherencia pilote-suelo

En el sismo de 1985, se presentaron algunas evidencias de una posible degradación de la adherencia entre pilotes de fricción y suelo bajo cargas cíclicas. Sorprendió en particular la facilidad con la que algunos pilotes fueron extraídos del suelo sin daños estructurales al fallar una construcción por volteo.

Las pruebas de laboratorio y de campo presentadas por Jaime (1990) en este mismo simposio arrojan luces sobre este fenómeno, que se encuentra muy ligado al discutido en el inciso anterior. El parámetro crítico parece ser la deformación angular cíclica alcanzada por el suelo en la interfase pilote-suelo. Existe sobre este punto una necesidad de investigación adicional, en el laboratorio o en el campo, con aplicación en la interfase suelo-pilote de sollicitaciones alternadas, que son más destructivas que las sollicitaciones repetidas.

3.1.6 Resistencia dinámica

Es necesario evaluar la influencia de la velocidad de aplicación de carga sobre la resistencia del suelo para fines de revisión de estados límites de falla de cimentaciones bajo las propias cargas sísmicas. La resistencia de las arcillas saturadas crece por efectos dinámicos durante la carga cíclica. Se ha observado (Romo, 1990) que la pendiente de la envolvente de resistencia dinámica es mayor que la de la envolvente de

resistencia estática para las arcillas del valle de México en una medida que depende de la trayectoria de esfuerzos de consolidación. Lo anterior muestra que los análisis de estabilidad en condiciones sísmicas realizados con parámetros estáticos del suelo resultan conservadores.

En el caso de pilotes de fricción, se ha podido verificar que la capacidad de carga en condiciones dinámicas puede ser 50% mayor que en condiciones estáticas (Jaime et al., 1990). Lo anterior confirma resultados análogos publicados por Bea (1987).

3.2 Análisis de los efectos de sitio sobre la respuesta de cimentaciones

Existe conciencia desde hace mucho de la importancia de los efectos locales en el valle de México. Rosenblueth (1952) mostró que los depósitos de suelos blandos pueden amplificar apreciablemente los movimientos sísmicos registrados en suelos firmes. Estudios posteriores (Rosenblueth y Elorduy, 1969; Seed e Idriss, 1969; Romo y Jaime, 1986, 1987; Romo y Seed, 1986; Pérez Rocha, 1990) han demostrado que en el valle de México los depósitos de arcilla modifican en forma significativa la intensidad y el contenido de frecuencias de los sismos que afectan la capital. Además, Romo y Jaime (1986) y Romo y Seed (1986) mostraron que los movimientos del terreno en la zona lacustre son esencialmente controlados por las características de la arcilla y que los aspectos principales de los movimientos pueden ser reproducidos por un simple modelo de propagación vertical de onda de cortante. Lo anterior está respaldado por el hecho de que los movimientos de los temblores de Septiembre de 1985 se pudieron correlacionar con las propiedades dinámicas de las arcillas y con los espesores de los depósitos. Además, existe una clara correlación entre la intensidad de daño y el espesor de los depósitos de arcilla.

Los espectros de respuesta de los movimientos registrados en diferentes sitios en las zonas del lago y de transición de la ciudad, durante el sismo de 1985 y eventos más recientes han sido comparados con espectros teóricos calculados usando un modelo unidimensional que considera el ambiente sísmico como un proceso estocástico estacionario definido a partir de los movimientos registrados en la Ciudad Universitaria (Romo et al., 1977). La coincidencia entre los espectros calculados y registrados es satisfactoria. Resultados similares fueron obtenidos para eventos sísmicos más recientes.

Los motivos principales por los cuales los modelos unidimensionales son capaces de reproducir con un alto grado de precisión los espectros de respuesta observados son aparentemente los siguientes: a) la estratigrafía del subsuelo es prácticamente

horizontal b) la extensión de los depósitos arcillosos es mas de dos órdenes de magnitud mayor que su espesor, y c) la fuente de liberación de energía, la zona de subducción, se encuentra a mas de 300 km de la ciudad de México.

Es por tanto posible concluir que los movimientos de campo libre dentro del valle de México pueden predecirse con suficiente precisión para aplicaciones prácticas mediante modelos unidimensionales.

3.3 Análisis de la interacción suelo-estructura

La presencia de una estructura modifica el movimiento sísmico del suelo y reciprocamente. La importancia de esta interacción depende de la naturaleza del suelo, de las características de la construcción y del tipo de cimentación. Para ciertas edificaciones, cimentadas superficialmente, la interacción puede ser prácticamente despreciable. En otros casos, es imprescindible tomar en cuenta que la construcción es parte de un sistema constituido por la propia estructura, el suelo y las estructuras vecinas.

3.3.1 Métodos de análisis

a) Métodos directos. Elemento finito.

La interacción dinámica entre la estructura y el suelo circundante puede evaluarse por simulación numérica directa, recurriendo generalmente al método del elemento finito. Se determinan simultáneamente los movimientos del suelo y de la estructura.

Las ecuaciones del movimiento de un modelo global representando el suelo y la estructura pueden escribirse en forma matricial (Clough y Penzien, 1975) :

$$[M](\ddot{u}) + [C](\dot{u}) + [K](u) = - (M)(\ddot{r})\ddot{y} \quad (1)$$

donde $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento; (u) es el vector de desplazamientos respecto a la base del modelo; \ddot{y} es la aceleración de la base del modelo y (r) un vector unitario. El método directo consiste en resolver globalmente este sistema de ecuaciones. La discretización en elementos finitos permite tomar en cuenta las heterogeneidades del suelo.

En la práctica, para reducir el tiempo y el costo de resolución del problema es usual recurrir a modelos bidimensionales. Un modelo de este tipo ha sido desarrollado por Lysmer (1975) y generalizado por Romo (1977) para tomar en cuenta la incertidumbre sobre la sollicitación sísmica. Este modelo (Fig 2) incluye fronteras viscosas sobre las caras laterales de la rebanada bidimensional estudiada para simular la propagación de energía de onda en la dirección

perpendicular al eje de la rebanada. Las fronteras laterales permiten transmitir energía para simular los efectos dinámicos del sistema semi-infinito compuesto por suelo viscoelástico estratificado horizontalmente, mas alla de la región representada con elementos finitos. La ecuación de equilibrio dinámico del sistema es (Lysmer et al, 1975):

$$[M](\ddot{u}) + [K](u) = - (m)\ddot{y} + (V) + (F) - (T) \quad (2)$$

donde

$[M]$ = Matriz de masa para estado plano de deformación correspondiente a una rebanada de espesor unitario

$[K]$ = Matriz de rigidez compleja de estado plano de deformación para una rebanada de espesor unitario

(u) = Desplazamientos de los puntos nodales respecto a una base rígida

(m) = Vector relacionado con $[M]$ y la dirección de la aceleración de la base rígida \ddot{y}

(V) = Fuerzas debidas a las fronteras viscosas

(F) = Fuerzas actuantes en un plano vertical en el campo libre

(T) = Fuerzas relacionadas con la transmisión de energía en las fronteras laterales

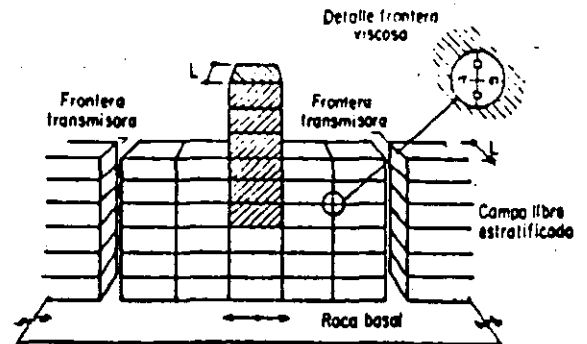


Fig 2. Modelación del sistema suelo-estructura

La ecuación de movimiento se resuelve en el dominio de la frecuencia utilizando el método de la respuesta compleja. Obteniendo la solución del sistema de ecuaciones resultante para un movimiento de entrada unitario de la base, se determina la función de transferencia compleja, $[H]_r$, de los desplazamientos relativos de los nodos:

$$[K]_r(u)_r = (P)_r \ddot{y}_r \quad (4)$$

$$[H]_r = [K]_r^{-1} (P)_r \quad (5)$$

donde $[K]_r$ es una matriz de rigidez dependiente de la frecuencia y $(P)_r$, también función de la frecuencia, es el vector de

cargas correspondiente al movimiento de la base de amplitud unitaria. La respuesta de un sistema como el mostrado en la Fig 2 a una excitación estocástica puede ser obtenida utilizando la siguiente ecuación (Romo et al., 1977):

$$P_j^1(\omega_j) = |H^j(\omega_j)|^2 P_y(\omega_j) \quad (6)$$

donde $H^j(\omega_j)$ es un vector que contiene la función de transferencia compleja del sistema suelo-estructura de la aceleración de la base rígida al desplazamiento del punto nodal j ; $P_y(\omega_j)$ es un vector que contiene las amplitudes del espectro de potencia del movimiento de entrada de la roca basal; y $P_j^1(\omega_j)$ es un vector que contiene las amplitudes del espectro de potencia de las amplitudes de los desplazamientos de respuesta del punto nodal j .

La respuesta máxima esperada puede ser evaluada utilizando las soluciones existentes para el problema del primer cruce que se presentan generalmente en la forma:

$$S_{T,p} = \gamma_{T,p} \sigma \quad (7)$$

donde $S_{T,p}$ es el valor extremo que tiene probabilidad p de no ser excedido en un lapso de duración T .

La función $\gamma_{T,p}$ se llama "factor de pico" y es el parámetro básico a determinar en el problema del primer cruce. En la ec 7, $\gamma_{T,p}$ puede representar el valor de pico de cualquier variable aleatoria (aceleración, esfuerzo, etc.) y σ es la raíz del valor medio cuadrático del espectro de potencia correspondiente.

Utilizando los conceptos de la teoría del valor extremo y la respuesta de sistemas de un solo grado de libertad, un procedimiento puede ser establecido para evaluar el espectro de respuesta a partir del espectro de potencia y viceversa (Romo et al., 1977).

b) Métodos de subestructuras

b.1) Planteamiento (Walter, 1985)

Es posible aprovechar la linealidad del sistema de ecuaciones (1) para descomponer el movimiento (u) y la matriz de masa $[M]$ como sigue:

$$(u) = (u_1) + (u_2) \quad (8)$$

$$[M] = [M_g] + [M_s] \quad (9)$$

donde $[M_g]$ es la matriz de masa del suelo y $[M_s]$ la matriz de masa de la estructura; (u_1) y (u_2) satisfacen las ecuaciones:

$$[M_g](\ddot{u}_1) + [C](\dot{u}_1) + [K](u_1) = - [M_g](r)\ddot{y} \quad (10)$$

$$[M](\ddot{u}_2) + [C](\dot{u}_2) + [K](u_2) = - [M_s](\ddot{u}_1 + (r)\ddot{y}) \quad (11)$$

(u_1) es el vector de movimientos respecto a la base del modelo considerando nula la masa de la estructura; estos movimientos son generalmente diferentes de los de campo libre; esta diferencia se conoce como interacción cinemática.

(u_2) es el vector de movimientos adicionales debidos a las fuerzas de inercia generadas por el movimiento sísmico de la estructura. Es la interacción inercial.

La respuesta total es la suma del movimiento de la base del modelo (y), del movimiento de interacción cinemática (u_1) y del movimiento de interacción inercial (u_2).

La descomposición anterior ilustra el principio de los llamados métodos de subestructuración (Aubry 1986), que consisten en analizar el problema de interacción en varias etapas, cada una de ellas con solución mas cómoda que el problema global. La mayor parte de estos métodos recurren al concepto de impedancia (Aviles, 1990).

b.2) Impedancia de una cimentación rígida

La impedancia de un sistema dinámico lineal es la relación entre la fuerza excitadora, supuesta estacionaria y armónica con frecuencia circular ω , $P(t) = P_0 \exp(i\omega t)$ y el movimiento de respuesta resultante, $U(t) = U_0 \exp(i\omega t)$, también estacionario y de misma frecuencia pero desfasado respecto a $P(t)$. La amplitud y el desfase dependen de la frecuencia. La impedancia es por tanto el número complejo $K(\omega)$, variable con la frecuencia:

$$K(\omega) = P(t)/U(t) \quad (12)$$

Este concepto puede ser aplicado por ejemplo a un oscilador simple cuya ecuación de comportamiento es:

$$M \ddot{U}(t) + C \dot{U}(t) + K_s U(t) = P(t) \quad (13)$$

donde M , C y K_s son respectivamente la masa, el amortiguamiento y la rigidez estática del oscilador. Si $P(t)$ es una excitación armónica, la ecuación anterior se escribe:

$$U(t)[(K_s - M\omega^2) + iC\omega] = P_0 \exp(i\omega t) \quad (14)$$

y la impedancia del sistema está definida por:

$$K(\omega) = (K_0 - M\omega^2) + iC\omega \quad (15)$$

que también puede escribirse:

$$K(\omega) = K_0 (k + i c) \quad (16)$$

donde $k = 1 - \frac{M}{K_0} \omega^2$ y $c = \frac{C}{K_0}$ se conocen respectivamente como coeficientes de rigidez y de amortiguamiento. Para el oscilador simple, k decrece con la frecuencia según una parábola mientras que c permanece constante.

Una cimentación rígida, supuesta sin masa, localizada en la superficie de un medio elástico o viscoelástico y sometida a una sollicitación armónica constituye también un sistema dinámico lineal y por tanto su desplazamiento puede también expresarse como:

$$U(t) = \frac{1}{K(\omega)} P_0 \exp(i\omega t) \quad (17)$$

Por definición, $K(\omega)$ es la impedancia de la cimentación.

En el caso de una cimentación rígida de radio r_0 desplantada en la superficie de un semi-espacio elástico homogéneo e isotrópico, (Fig 3) y sometida a una excitación vertical armónica $P(t)$, la impedancia toma la forma (Heish, 1962):

$$K(\omega) = K_0 (k_1 + ik_2) = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega^0 (k_1 + ik_2) \quad (18)$$

donde G es el módulo al cortante del suelo y ν la relación de Poisson.

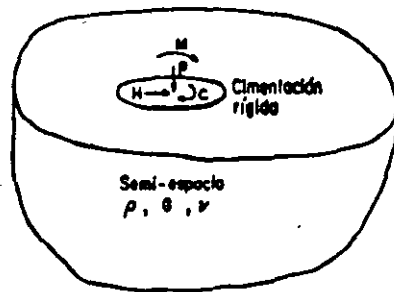


Fig 3. Respuesta de una cimentación superficial a una sollicitación armónica

La reacción del suelo $R(t)$ debajo de la cimentación es igual a la fuerza de excitación puesto que no existen fuerzas de inercia (masa supuesta nula) y:

$$R(t) = K(\omega) U(t) = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega^0 (k_1 + ik_2) U(t) \quad (19)$$

Observando que, para una función armónica, $\dot{U}(t) = i\omega U(t)$, la ecuación anterior puede escribirse:

$$R(t) = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega^0 k_1 \dot{U}(t) + \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega^0 k_2 U(t) \quad (20)$$

Para una cimentación de masa m , el equilibrio dinámico se escribe:

$$m \ddot{U}(t) + \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega^0 k_2 \dot{U}(t) + \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega^0 k_1 U(t) = P(t) \quad (21)$$

y se observa que la ecuación de comportamiento es idéntica a la de un oscilador simple con resorte y amortiguador de características respectivas:

$$K = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} k_1 \quad \text{y} \quad C = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} k_2 \quad (22)$$

Este resorte y este amortiguador representan el semi-espacio subyacente. Estas características, que dependen de la frecuencia, incluyen el efecto de la masa, de la rigidez y eventualmente el amortiguamiento material del semi-espacio. La ec. 22 muestra que, aun en un semi-espacio elástico, existe un término de amortiguamiento C que resulta de la propagación de ondas desde la cimentación hasta el infinito: se trata de un amortiguamiento por irradiación o geométrico, que depende de la frecuencia. A este amortiguamiento puede agregarse un amortiguamiento material independiente de la frecuencia si el material de apoyo tiene propiedades disipativas. Lo anterior puede tomarse en cuenta introduciendo un módulo G complejo.

b.3) Vibración de macizos de cimentación rígidos (Pecker, 1984)

Para un macizo de cimentación rígido que presente dos planos de simetría verticales, los grados de libertad asociados a la traslación vertical y a la torsión alrededor de un eje vertical se encuentran desacoplados, pero los grados de libertad asociados al cabeceo alrededor de un eje horizontal y a la traslación horizontal se encuentran acoplados. Las ecuaciones de equilibrio de un macizo de este tipo son, tomando como origen el centro de gravedad del macizo (Fig 4):

$$m \ddot{z} + R_z(t) = Q_z(t) \quad (23)$$

$$m \ddot{x} + R_x(t) = Q_x(t) \quad (24)$$

$$I_x \ddot{\phi} + R_\phi(t) - R_x(t) z_c = M_x(t) \quad (25)$$

$$I_y \ddot{\theta} + R_\theta(t) = M_y(t) \quad (26)$$

donde:

- m = Masa del macizo
- I_x, I_y = Momentos de inercia alrededor de un eje vertical y horizontal
- z, x = Desplazamientos vertical y horizontal del centro de gravedad
- θ, ϕ = Rotaciones alrededor de un eje vertical y horizontal pasando por el centro de gravedad
- $R(t)$ = Reacción del suelo en el centro de gravedad geométrico de la superficie de contacto
- Q_x, Q_y = Solicitaciones (fuerza, momento) actuando en el centro de gravedad

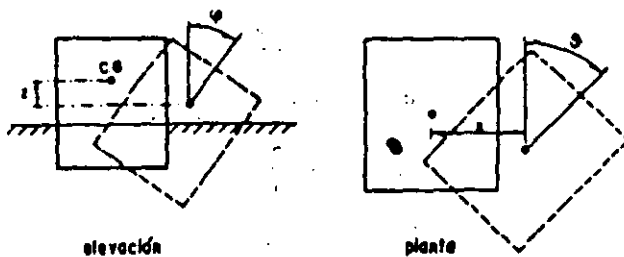


Fig 4. Macizo de cimentación rígido

Por definición del concepto de impedancia, las reacciones (R) se expresan en términos de los desplazamientos (v) del centro de gravedad de la superficie de contacto por:

$$(R) = [K] (v) \quad (27)$$

donde [K] es la matriz de impedancia, formada de términos complejos:

$$[K] = \begin{bmatrix} K_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_x & K_{x\phi} & 0 \\ 0 & K_{x\phi} & K_\phi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix}$$

Tomando como incógnitas los desplazamientos (v) del centro de gravedad:

$$(v) = (v)_b + \begin{bmatrix} z \\ \phi \\ \theta \\ x \\ y \end{bmatrix}$$

se tiene la relación:

$$(R) = [K_1] (v)$$

donde [K₁] es una matriz derivada de la

matriz de impedancia:

$$[K_1] = \begin{bmatrix} K_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_x & K_{x\phi} & -K_x z_c \\ 0 & K_{x\phi} & K_\phi & -K_{x\phi} z_c \\ 0 & 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix} \quad (28)$$

Las ecuaciones del movimiento se escriben entonces en forma matricial:

$$[M] (\ddot{v}) + [K^*] (v) = (Q) \quad (29)$$

donde:

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I_x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I_y \end{bmatrix} \quad (30)$$

y:

$$[K^*] = \begin{bmatrix} K_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_x & K_{x\phi} & -K_x z_c \\ 0 & K_{x\phi} & K_\phi & -K_{x\phi} z_c \\ 0 & 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix} \quad (31)$$

Para una sollicitación armónica (Q₀)exp(iωt), la solución estacionaria satisface la ecuación:

$$[K^* - \omega^2 [M]] (v) = (Q_0) \quad (32)$$

La solución de la ecuación anterior es fácil de obtener. La única dificultad se encuentra en la determinación de la matriz de impedancia [K].

b.4) Determinación de las impedancias

La solución al problema de una fuerza armónica aplicada a la superficie de un semi-espacio elástico fue obtenida por Lamb (1904). Por integración de esta solución sobre una superficie circular, se obtuvieron posteriormente soluciones para el caso de reparticiones de esfuerzos uniformes, parabólicos o elípticos. Las primeras soluciones numéricas para la impedancia vertical de una cimentación rígida fueron obtenidas por Lysmer (1963).

Actualmente se usan diferentes procedimientos para la determinación de la impedancia de cimentaciones de diversas formas sometidas a fuerzas o momentos armónicos. Pueden distinguirse (Gazetas, 1983):

- las soluciones obtenidas a partir de una formulación continua del problema conduciendo a soluciones analíticas o semi-analíticas

- las soluciones obtenidas a partir de una

formulación discretizada del problema: método del elemento finito o de las diferencias finitas.

b.5) Resolución del problema de interacción suelo-estructura en tres etapas

En el caso de una cimentación rígida superficial o enterrada, es posible obtener una solución exacta procediendo en tres etapas (Kausel, 1978):

- Cálculo del movimiento de la cimentación sin masa bajo el efecto de la acción sísmica
- Cálculo de la impedancia de la cimentación
- Cálculo de la respuesta del edificio ligado a la base del modelo por la impedancia calculada en el paso anterior y excitado por el movimiento de traslación y rotación calculado en el primer paso.

Este método es muy potente porque las diferentes etapas pueden ser simplificadas. Un valor aproximado de la impedancia puede frecuentemente encontrarse en la literatura.

Es posible generalizar el método anterior y aplicarlo a cimentaciones flexibles. También existen otros métodos de subestructuración con variantes en la división del problema global (métodos de volumen, métodos híbridos, etc., Pecker, 1984).

3.3.2 Algunos resultados de los estudios de interacción suelo-estructura

a) Principales efectos de la interacción suelo-estructura

Una evaluación de los principales efectos de la interacción suelo-estructura para las condiciones del valle de México ha sido presentada por Reséndiz y Roesset (1986). Se consideran importantes los efectos de interacción tanto cinemática como inercial.

Las dos consecuencias principales de la interacción cinemática sobre cimentaciones superficiales sometidas a ondas incidentes con inclinación arbitraria son un efecto de promedio de los movimientos de traslación (y un decremento de su amplitud) y la aparición de movimientos de rotación. Los movimientos de traslación disminuyen para frecuencias altas (filtrado) pero los componentes de torsión son significativos en un intervalo amplio de frecuencias. Las cimentaciones sobre cajón desplantado a cierta profundidad sufren efectos de interacción cinemática aun para ondas de corte que se transmiten verticalmente (véase inciso siguiente).

Los principales efectos de la interacción inercial pueden evaluarse modelando la cimentación en la forma descrita en 3.3.1.b), pero considerando solamente una impedancia de traslación

horizontal K_x (equivalente a un resorte de constante k_x y un amortiguador de constante c_x) y una impedancia de cabeceo K_ϕ (constantes k_ϕ y c_ϕ); estos nodos se desacoplan haciendo coincidir los ejes de rotación con los ejes principales de la superficie de apoyo de la estructura. Por su parte, el comportamiento de la estructura en su modo fundamental puede representarse con un sistema de un solo grado de libertad consistente en una masa M localizada a una altura h arriba del nivel de cimentación y en un resorte de rigidez k . Si T_0 es el período fundamental de la estructura sobre base rígida y x_1 son los desplazamientos modales al nivel i , asociado a una masa m_i y a una altura h_i , se tiene:

$$M = (\sum m_i x_i)^2 / \sum m_i x_i^2$$

$$k = 4 \pi^2 M / T_0^2$$

$$h = \sum m_i x_i h_i / \sum m_i x_i$$

El período no amortiguado natural del conjunto estructura-suelo es entonces:

$$T = T_0 \sqrt{1 + k/k_x + kh^2/k_\phi} \quad (33)$$

El efecto principal de la interacción inercial es por tanto de alargar el período natural del sistema. Un segundo efecto es la alteración del amortiguamiento (en general un incremento).

b) Influencia de la profundidad de desplante

La mayor parte de las cimentaciones se encuentran enterradas y se sabe que los movimientos del suelo varían con la profundidad. Romo y Hernandez (1989 y 1990) han evaluado los efectos de interacción asociados a la profundidad de desplante de cimentaciones sobre cajón. Se supuso que el espectro de respuesta de los movimientos de la superficie del suelo corresponde al especificado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, identificado en la Fig 5 por el símbolo CL (campo libre). Recurriendo al método de análisis por el elemento finito ya descrito, se calcularon los movimientos sísmicos a diferentes profundidades, obteniéndose los espectros graficados en la Fig 5. Puede observarse que la atenuación del movimiento es notable para profundidades de aproximadamente 10 a 15 m, especialmente para frecuencias mayores de 0.8 Hz. Este resultado tiene implicaciones prácticas importantes ya que en principio bastaría con desplantar la cimentación a cierta profundidad para disminuir la intensidad de la excitación dinámica actuante sobre la estructura, siempre que se use una cimentación suficientemente rígida para que no se amplifiquen los movimientos entre el desplante y la superficie.

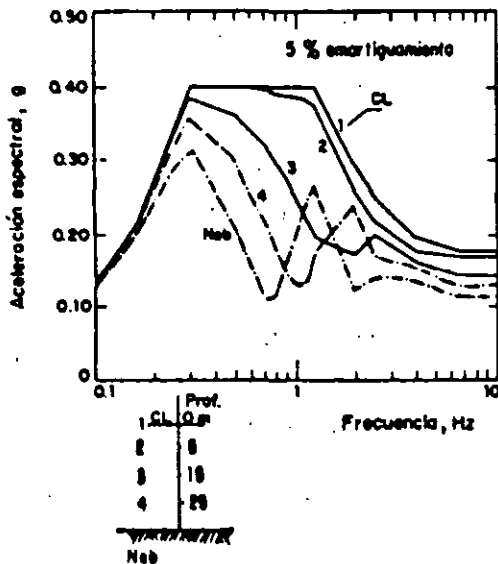


Fig 5. Variación de la aceleración espectral con la profundidad (Romo, 1990)

c) Influencia del tipo de cimentación

Para evaluar el efecto de la rigidez de la cimentación sobre los movimientos sísmicos en la base de la estructura (al nivel del terreno), en la misma referencia se analizó la respuesta de un edificio con frecuencia natural de 1.0 Hz por el método del elemento finito. Se consideraron dos tipos de cimentaciones: una con cajón a 2.5 m de profundidad y pilotes de fricción de 23 m de profundidad, y otra a base de cajón rígido de 14 m de profundidad. Las dos cimentaciones presentan el mismo factor de seguridad contra falla por carga estática. El depósito de suelo tiene 30 m de espesor y una velocidad de onda de corte media de 52 m/s. Como sismo de control (movimiento en la base del depósito de suelo en campo libre) se consideró el espectro medio de las componentes horizontales de los movimientos sísmicos registrados en Ciudad Universitaria durante el sismo de 1985. En la Fig 6, se compara el espectro de aceleraciones de campo libre con los espectros de las respuestas calculadas en ambos sistemas suelo-estructura al nivel de la superficie, debajo de la estructura (Punto A). Estos espectros comúnmente se denominan como espectros de piso y tienen incluido el efecto de las características del suelo, de las propiedades dinámicas del suelo, de la interacción suelo-cimentación y de la estructura en sí. Por tanto son una representación fiel de la excitación a la que está sometida la estructura.

La Fig 6 muestra que la frecuencia dominante del depósito de suelo (0.43 Hz) no se modifica por la presencia de la estructura independientemente del tipo de cimentación y la amplitud espectral correspondiente sólo se atenúa en 5 % para la cimentación a base de pilotes de fricción

y en 12 % para el caso del cajón rígido.

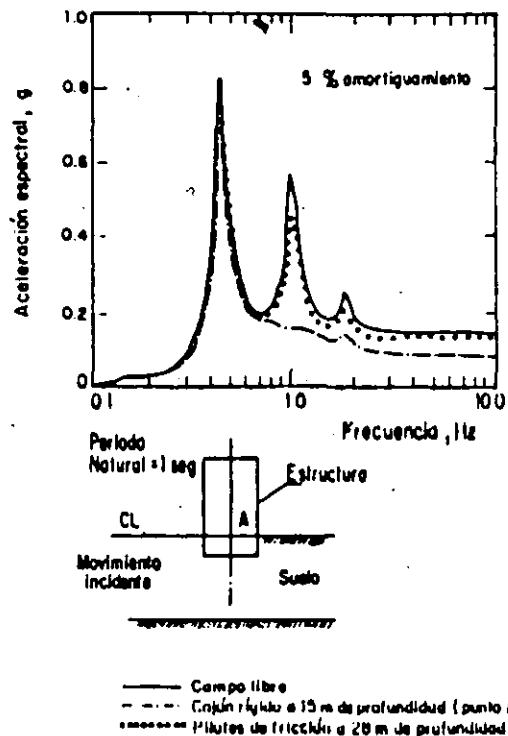


Fig 6. Efecto del tipo de cimentación sobre el espectro de respuesta de piso (Romo, 1990)

Esto indica que la interacción suelo-estructura es despreciable para frecuencias bajas y que para depósitos de suelo blando, la frecuencia predominante de estos no se altera por la presencia de alguna estructura. Sin embargo, para frecuencias mayores, el efecto de la cimentación rígida es significativo y, en particular para la frecuencia natural de la estructura (1 Hz), el pico del espectro de campo libre se atenúa completamente. Por otra parte, el efecto de la cimentación flexible (cajón sonero y pilotes de fricción) es despreciable. Estos resultados e investigaciones más recientes muestran que la interacción entre suelo y cimentación puede afectar significativamente la intensidad de los movimientos en la base de la estructura. Por consiguiente, si se diseñan cimentaciones acordes con los requerimientos del suelo y el medio ambiente sísmico particulares, es factible disminuir los costos de las estructuras sin incrementar el riesgo.

Para estudiar el problema de la interacción entre estructuras vecinas, es posible utilizar el mismo tipo de enfoque. Estudios preliminares parecen indicar que la interacción estructura-suelo-estructura conduce a una atenuación adicional de los movimientos de la base de las construcciones.

3.4 Consideraciones de confiabilidad

El diseño de cimentaciones en suelos blandos como los de la ciudad de México debe basarse en estimaciones precisas de las acciones a las cuales la estructura se encontrará sometida en condiciones estáticas y dinámicas. Como ya se señaló, el comportamiento sísmico indeseable de cimentaciones puede frecuentemente asociarse con la sobrecarga local o general del subsuelo en condiciones estáticas. Lo anterior puede atribuirse en ciertos casos a errores de diseño, pero también a la incertidumbre natural sobre las cargas, a cambios en el uso del edificio, a la inundación de los sótanos, etc. La incertidumbre sobre las cargas sísmicas es todavía mayor, ya que el espectro de diseño se basa generalmente en una información estadística limitada sobre las características de los sismos que se han presentado en el área.

Parece por tanto necesario realizar un estudio de confiabilidad de cualquier diseño de cimentación en este tipo de suelo. Lo anterior puede consistir en un simple estudio de sensibilidad de las previsiones de comportamiento a cambios en las hipótesis de diseño. Sin embargo, es preferible recurrir a un planteamiento formal siguiendo los conceptos de la teoría de la confiabilidad. Puede usarse en particular el concepto de probabilidad de falla, considerando tanto la capacidad del suelo C como la sollicitación D como variables aleatorias. La probabilidad de falla (o de deformación excesiva) se escribe:

$$P[\text{falla}] = P[C < D] = \int_0^{\infty} \int_0^d f_c(c) f_D(d) dc dd \quad (34)$$

donde $f_c(c)$ y $f_D(d)$ son, respectivamente, las densidades de probabilidad de la capacidad y de la sollicitación. El complemento a la unidad de la probabilidad de falla se conoce como confiabilidad.

Cálculos basados en la ecuación anterior (Auvinet y Rossa, 1991), muestran que, en ciertas condiciones, las cimentaciones superficiales, compensadas o sobre pilotes de fricción en la zona lacustre de la ciudad de México pueden presentar una muy baja confiabilidad.

En el caso de construcciones pesadas con grandes dimensiones en planta es fácil mostrar que si se toman en cuenta las incertidumbres normales existentes respecto a las cargas de diseño estáticas, la probabilidad de que se excedan los estados límites de servicio resulta alta. Las construcciones presentan entonces asentamientos y desplomes que las debilitan frente a las acciones sísmicas.

En la misma forma, se muestra que los edificios existentes presentan una baja

confiabilidad frente a las incertidumbres relacionadas con las cargas sísmicas debido a la importancia relativa que toman estas cargas en este caso y a la escasa reserva de capacidad de carga disponible al nivel de la cimentación.

4. DISEÑO Y VERIFICACIÓN SÍSMICA DE CIMENTACIONES

4.1 El proceso de diseño

El diseño de una cimentación para condiciones sísmicas es inseparable del diseño estático. Se mostró en la primera parte de este trabajo que la mayor parte de las cimentaciones que sufrieron daños importantes durante el sismo de 1985, presentaban ya ciertos problemas en condiciones estáticas. Ambos aspectos deben ser evaluados cuidadosamente siguiendo el proceso de análisis, diseño y verificación que se presenta en forma esquemática en la Fig 7. El proceso empieza con la definición cuidadosa de las características geométricas del proyecto, de las cargas previsible y del contorno en el que se construirá. Sigue la etapa de investigación del subsuelo tomando en cuenta la zonificación geotécnica del área. A partir de los resultados obtenidos, es entonces posible elegir el tipo de cimentación y llegar a un dimensionamiento preliminar. Un análisis del comportamiento de la solución considerada permite entonces evaluar la validez de la solución considerada. Eventualmente se llega a un diseño satisfactorio, el cual debe entonces someterse a la verificación prevista por el reglamento de construcciones. Si el proyecto pasa este filtro, el diseño puede considerarse como definitivo. La verificación del comportamiento mediante instrumentación es recomendable para todas las construcciones de alguna importancia.

4.2 Investigación del subsuelo

4.2.1 Criterios generales

La exploración del subsuelo para fines de diseño sísmico de una cimentación no implica esfuerzos adicionales considerables respecto a los requeridos para el diseño estático. Ya existen algunas correlaciones que permiten relacionar propiedades índices y propiedades dinámicas (3.1.1). Sin embargo, es deseable que se generalice la práctica de verificar los resultados obtenidos a través de estas correlaciones mediante un número limitado de pruebas dinámicas sobre especímenes inalterados. Las determinaciones de campo de la velocidad de transmisión de onda pueden complementar en forma muy útil los estudios de laboratorio y de campo tradicionales.

4.2.2 Zonificación e investigación del subsuelo de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D.F. y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de cimentaciones (NTDCC)

El Reglamento vigente (1987) conserva la tradicional zonificación del Distrito Federal en tres zonas desde el punto de vista de la Geotecnia (Marsal, 1957): I (lomas), II (transición), III (lacustre). Los requisitos a seguir para la exploración del subsuelo se definen en las NTCDDC. Las exploraciones mínimas a realizar dependen de la zona geotécnica a la que pertenece el predio y de las características de la obra (profundidad de excavación, presión transmitida al suelo y perímetro).

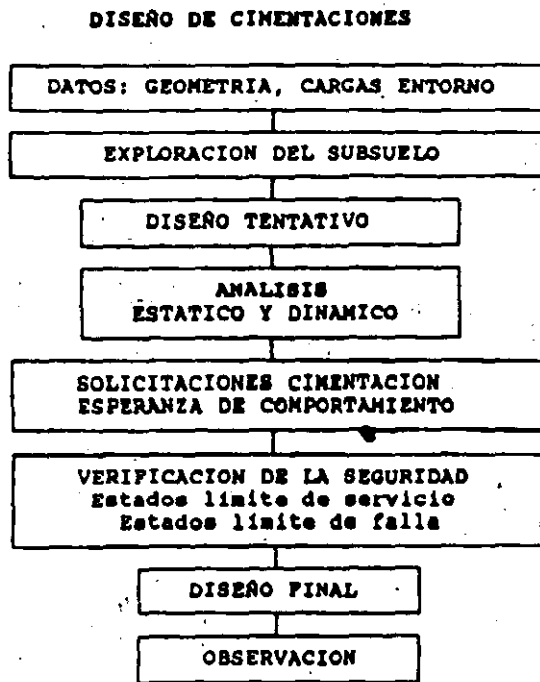


Fig 7. Proceso de diseño de una cimentación

4.3 Selección del tipo de cimentación

La selección del tipo de cimentación, generalmente entre las diversas soluciones presentadas en la Fig 1, debe considerar un gran número de factores entre los que destacan, además de los imperativos tradicionales de estabilidad, la interferencia con el hundimiento regional y la interacción con las construcciones vecinas y los servicios públicos.

Es conveniente tomar muy en cuenta las consideraciones de confiabilidad señaladas en 3.4 al escoger el tipo de cimentación.

La solución de la compensación, por ejemplo, debe usarse con criterio y sentido común. Esta solución se ha llamado en ocasiones "cimentación flotante". Podría ser útil tener presente esta analogía y recordar que en la construcción de barcos resulta esencial que el centro de gravedad de la nave se encuentre localizado debajo del centro de gravedad del agua desplazada para

que el conjunto resulte autoestable (que se enderece solo si alguna perturbación lo inclina). Si bien en el caso de las cimentaciones compensadas en las arcillas del valle se cuenta con un momento resistente de empotramiento en el suelo apreciable que hace no indispensable el respeto estricto de la regla anterior, resulta de todos modos evidente que esta solución no es la más adecuada para estructuras esbeltas.

La solución más controvertida entre las disponibles es probablemente la de pilotes de fricción. Buscando clarificar las posibilidades de aplicación de esta técnica, Auvinet y Mendoza (1987) distinguen dos tipos de diseño de cimentaciones con pilotes de fricción:

Tipo I : Diseño en términos de capacidad de carga

El número y las dimensiones de los pilotes se escogen de tal forma que estos sean por sí solos capaces de soportar la carga de la construcción en condiciones estáticas y sísmicas con un factor de seguridad amplio, generalmente mayor que 1.5. Los pilotes trabajan en las condiciones indicadas en la Fig 8.a. La posición del nivel neutro puede determinarse a partir de la siguiente ecuación (Reséndiz y Auvinet, 1973):

$$W + FN = PP + C_p + U \quad (35)$$

donde

- W = Peso de la construcción
- U = Subpresión actuante sobre la subestructura (en su caso)
- C_p = Capacidad de carga por punta de los pilotes
- FN = Fricción negativa sobre la subestructura y la parte superior de los pilotes
- PP = Fricción positiva sobre la parte inferior de los pilotes

Cuando el nivel neutro se encuentra en posición baja (número grande de pilotes o alta resistencia de los estratos inferiores). La fricción negativa induce compresiones parásitas en los pilotes. Además, con el tiempo, es teóricamente posible que la cabeza de los pilotes emerja progresivamente por consolidación del suelo localizado entre entre la superficie y el nivel neutro. En general, sin embargo, este peligro resulta remoto y en ninguna forma comparable al que se presenta para pilotes de punta.

Con este primer tipo de diseño, las cargas debidas a sismo deben ser absorbidas por los propios pilotes. Los momentos de volteo inducen cargas verticales sobre los pilotes que suelen calcularse por la regla de la escuadría.

Tipo II: Diseño en términos de deformaciones

En este caso, los pilotes se utilizan simplemente como complemento de un sistema de cimentación sobre losa corrida o cajón con objeto de reducir los asentamientos de la construcción. Su capacidad de carga es inferior al peso de la construcción por lo que una parte de este peso se transmite al suelo a través de la losa. Este uso de los pilotes corresponde al concepto de "pilotes de fluencia", también usado en Suecia (Hansbo, 1984). Los pilotes están sometidos exclusivamente a fricción positiva (Fig 8b), por lo que el nivel neutro se encuentra a la profundidad de desplante de la losa de cimentación. La ecuación de equilibrio es:

$$W = QL + FP + C_p + U \quad (36)$$

donde

QL = Fuerza debida a la presión de contacto efectiva entre losa y suelo (la fricción negativa actuando sobre la subestructura puede en este caso despreciarse tomando en cuenta que la parte superior del estrato se encuentra poco afectada por la consolidación regional).

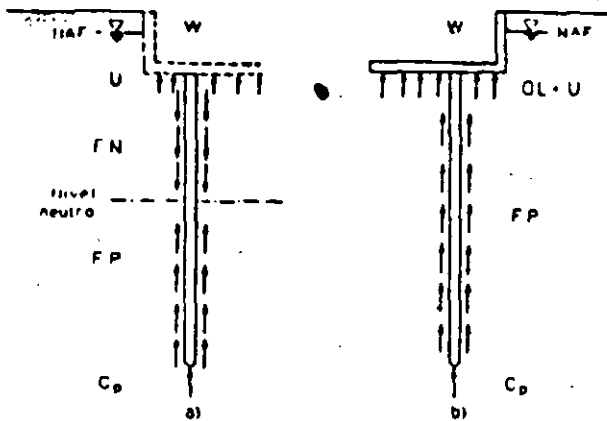


Fig 8. Solicitaciones sobre pilotes de fricción hincados en un estrato en proceso de consolidación

Esta solución es económica, evita los problemas de fricción negativa y de emersión y permite aprovechar el efecto de compensación. Sin embargo, es muy sensible a errores de estimación de cargas, a las excentricidades de las mismas y a las variaciones que puedan presentar durante la vida útil de la construcción (pérdida de subpresión por inundación, cambio de uso del edificio, etc.). En efecto, dado que los pilotes trabajan al límite de su capacidad, cualquier incremento de cargas respecto a las de diseño debe ser absorbido por el suelo en contacto con la losa, con las deformaciones y problemas de estabilidad consecuentes. Además, los pilotes que trabajan al límite son particularmente susceptibles de presentar degradación de

adherencia pilote-suelo bajo carga cíclica (3.1.5).

Al usar pilotes de fricción, es conveniente que se defina claramente su función y el tipo de diseño al que corresponde la solución adoptada. No resulta racional, como se ha hecho en el pasado, "tomar una parte de la carga por compensación y el resto con pilotes de fricción". Seguir ciegamente este criterio puede llevar a diseños con factores de seguridad muy variables.

4.4 Principios constructivos básicos

La experiencia derivada de diversos sismos ha permitido llegar a principios empíricos que deben tomarse muy en cuenta en la concepción de cimentaciones sometidas a solicitaciones sísmicas. (Corte, 1986; Despeyroux, 1985; Reglas PS86). Pueden en particular mencionarse los siguientes:

- . En el diseño de la cimentación, es necesario buscar simetría, regularidad y distribución uniforme de cargas
- . Es recomendable evitar sistemas mixtos de cimentación (combinaciones de diferentes tipos de cimentación)
- . Las zapatas deben ligarse mediante contratraveses que aseguren su trabajo de conjunto y contribuyan a disminuir las deformaciones locales
- . Los pilotes y las pilas deben asimismo estar unidos mediante una red bidimensional de contratraveses
- . La unión entre cimentación y estructura debe hacerse mediante elementos capaces de soportar la fuerza de cortante horizontal y eventualmente los de tracción vertical transmitidos por la estructura. Salvo que se disponga de un mejor criterio, estos elementos deben poder resistir un esfuerzo de tracción vertical al menos igual a 10% de la mayor carga vertical de compresión recibida.
- . La parte superior de los pilotes (en una altura por lo menos igual a 2.5 veces su diámetro) debe considerarse como crítica y reforzarse con un porcentaje de acero transversal mayor que 0.6% para suelos blandos. La separación de estribos no debe ser mayor de 10 cm
- . También deben considerarse como críticos y reforzarse en consecuencia las zonas en las que los pilotes pasan de una capa de suelo a otra de diferente rigidez.

4.4 Definición de las solicitaciones sísmicas para el análisis y diseño sísmico de cimentaciones

4.4.1 Bases para la definición de las acciones sísmicas

Los resultados de análisis de amplificación a través de la capa blanda con modelos unidimensionales muestran que ya se cuenta con elementos para definir en cada sitio de la zona lacustre de la Ciudad de México un espectro de diseño que tome en

cuenta las características específicas de la estratigrafía en el sitio. Esta tendencia ya se empieza a reflejar en el Reglamento de Construcciones para el D.F..

4.4.2 Definición de las acciones sísmicas de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D.F.

a) Estimación de las acciones sísmicas

Los coeficientes sísmicos y espectros de aceleraciones para diseño sísmico se definen en el propio Reglamento (Título Sexto, Cap. VI) y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTCDS). Estas normas señalan asimismo los métodos de análisis aceptables para diferentes tipos de estructura (simplificado, estático, dinámico) y los factores de comportamiento sísmico y de reducción de fuerzas sísmicas que pueden usarse de acuerdo con las características de la construcción y el método de análisis adoptado.

Una innovación importante del Reglamento de 1987 es la introducción explícita de la interacción suelo-estructura en las NTCDS. En unos apéndices a dichas normas (A4 y A7) se sugieren elementos para cuantificar los efectos de interacción en términos de un incremento en el período fundamental de vibración del edificio y mediante una corrección del coeficiente sísmico y de los períodos que marcan los quiebres en los espectros de diseño. Las bases para estas disposiciones se analizan en una publicación de Rosenbluth y Reséndiz (1988). La modelación de la cimentación implícita en dichas disposiciones es básicamente la descrita en el inciso 3.3.2.a. García Rans (1988) evaluó para distintos tipos de edificios las implicaciones de estas consideraciones. Tomar en cuenta la interacción suelo-estructura de acuerdo con las normas parece tener como efectos principales un incremento importante de los desplazamientos laterales de los edificios desplazados en la zona III, y aumentos o decrementos muy significativos de los momentos de volteo y fuerzas de cortante para edificios de período natural largo ($T=2.5$ s) y corto ($T=0.5$ s) respectivamente. Desde el punto de vista estructural, destaca la aparición de efectos P-delta importantes en la zona III.

b) Combinación de las acciones sísmicas con cargas de otro tipo

El Reglamento preve que las acciones accidentales (sismo o viento pero no los dos simultáneamente) deben sumarse a las acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea. Con esta combinación se revisan los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismo, debe incluirse la fuerza de inercia horizontal que obra en el volumen de suelo que se halla

bajo los cimientos y que potencialesmente se desplazaría al fallar el suelo en cortante, estando dicho volumen sujeto a una aceleración horizontal igual a $c/4$ veces la aceleración de la gravedad, donde c es el coeficiente sísmico (inciso 8.9, NTCDS, véase 4.7.4).

Se ha propuesto agregar a lo anterior en forma explícita la obligación de calcular y tomar en cuenta en el diseño la fuerza cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

c) Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga que deben aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones son los indicados en el artículo 194, Cap III del Reglamento. Para estados límite de servicio el factor de carga es unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplican factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica. Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones son los siguientes para todos los estados límite de falla:

1. 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplazadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

2. $0.7(1-s/2)$, en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas

3. 0.7 para los otros casos

Los factores de resistencia se aplican a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Las consideraciones de confiabilidad expuestas en 3.4 han llevado a proponer para futuras versiones del reglamento que la revisión de los estados límite de servicio se realice aplicando a las cargas un factor de 1.1 en vez de la unidad. Asimismo, se ha propuesto tomar en cuenta los resultados de investigaciones recientes sobre adherencia pilote-suelo sustituyendo el factor $0.7(1-s/2)$ por $0.7(1-s/5)$

4.6 Estados límites de servicio para condiciones sísmicas

4.6.1 Bases para la estimación de deformaciones transitorias y permanentes

Los modelos de interacción

suelo-estructura ya discutidos permiten estimar las deformaciones transitorias del suelo bajo sollicitaciones sismicas. La evaluacion de las deformaciones permanentes presenta mayores dificultades. Existen diferentes formas de abordar este problema:

- Incorporar en el modelo de interaccion suelo-estructura una ley de comportamiento elastoplastica que describa la acumulacion de deformaciones no recuperables. Los esfuerzos en esta direccion han sido hasta la fecha limitados y parece estar lejos todavia la posibilidad de llegar a modelaciones satisfactorias.

- Obtener la historia de esfuerzos ciclicos en el medio con un enfoque mas tradicional (modelo elastico o visco-elastico lineal equivalente) y asociar a esta historia unas deformaciones permanentes estimadas con base en los resultados de pruebas de laboratorio. Este enfoque no es riguroso pero tiene antecedentes en mecanica de suelos (calculos de asentamientos por consolidacion basados en esfuerzos estimados a partir de la teoria de la elasticidad). Los calculos de deformaciones permanentes presentados por Jaime et al (1987) en el caso de un edificio afectado por el sismo de 1985 se realizaron de acuerdo con un enfoque de este tipo.

4.6.2 Estimación de deformaciones transitorias y permanentes de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D.F.

El Reglamento pide que se calcule el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sismico cuando proceda (Articulo 203 del Reglamento). Se señala además que la magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales ciclicas podrá estimarse a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenomeno, sin que se recomiende ningun procedimiento especifico.

4.7 Estados límites de falla para condiciones sismicas

4.7.1 Capacidad de carga dinamica

La capacidad de carga en condiciones dinamicas es un problema que, a la fecha, no ha sido estudiado en forma satisfactoria, ni para cimentaciones superficiales ni para cimentaciones profundas. Lo anterior obliga a recurrir a un metodo mixto que consiste en comparar las sollicitaciones maximas, frecuentemente calculadas suponiendo un comportamiento elastico o viscoelastico del suelo, con la resistencia del mismo estimada mediante formulas establecidas para condiciones estaticas. Tomando en cuenta que usualmente el efecto del sismo sobre la cimentacion se considera equivalente a un momento de volteo y a una fuerza cortante horizontal, se toma en cuenta en la

estimacion de la capacidad de carga la excentricidad y la inclinacion de la resultante de estas acciones.

Al proceder en esta forma, se desprecian dos factores fundamentales:

- No se toma en cuenta el aumento de resistencia del suelo bajo carga dinamica (3.1.6) o su disminucion bajo carga ciclica de larga duracion (3.1.4).

- Se ignora que el estado de esfuerzos creado en el suelo por el paso de las ondas sismicas moviliza y una parte importante de la resistencia del mismo.

Debe existir además la conciencia de que existen dos situaciones extremas en las que es necesaria la revision de estabilidad:

- las condiciones de carga dinamicas maximas, en las que se cuenta con un aumento de capacidad de carga por efecto dinamico (3.1.6).

- las condiciones estaticas prevalecientes inmediatamente despues del sismo o en las ultimas etapas del mismo, cuando la reduccion de capacidad de carga por acumulacion de presiones de poro en el suelo es maxima (3.1.4). Estas condiciones pueden ser mas criticas que las anteriores ya que se deja de contar con el efecto dinamico.

Se ha analizado en forma teorica el desarrollo de presiones de poro en el suelo bajo el efecto combinado de ondas sismicas y cargas ciclicas atribuibles a la construccion (Zeevaert, 1988). Sin embargo, puede pensarse que las presiones de poro que tienen influencia en la estabilidad no son las presiones de poro transitorias predichas por la teoria de los medios polifasicos, sino las acumuladas por degradacion progresiva de la estructura del suelo en la cercania de la falla que se observan en pruebas ciclicas en el laboratorio (3.1.2). Para analizar este tipo de fenomeno puede procederse en forma analoga a la ya comentada para deformaciones permanentes, es decir obtener primero la historia de cargas ciclicas del suelo en el medio con un modelo simple y asociar a esta historia las presiones de poro medidas en condiciones analogas en el laboratorio. Conocida en forma aproximada la distribucion de presiones de poro en el medio, puede realizarse un analisis de estabilidad en terminos de esfuerzos efectivos por los metodos tradicionales de analisis limite.

Estos ultimos conceptos no han sido introducidos todavia en la reglamentacion vigente.

4.7.3 Revisión de la capacidad de carga en condiciones sismicas de acuerdo con el RCDP

Las principales disposiciones de las NTCDCC son las siguientes:

a) Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verifica el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum Q F_v / A < c_u N_c F_n + p_v \quad (37)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionalmente:

$$\sum Q F_v / A < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_n + p_v \quad (38)$$

donde

$\sum Q F_v$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

A = área del cimiento, m²

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m²

\bar{p}_v = presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m²

γ = peso volumétrico del suelo, t/m³

c_u = cohesión aparente, t/m², determinada en ensayo triaxial UU

B = ancho de la cimentación, m

N_c = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D/B + 0.25 B/L),$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$, donde D, es la profundidad de desplante en m; en caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se consideran iguales a 2 y a 1 respectivamente.

N_q = coeficiente de capacidad de carga dado por: $N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2)$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplica por $1 + (B/L)\tan\phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan\phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_γ = coeficiente de capacidad de carga dado por: $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

El coeficiente N_γ se multiplica por 1 -

0.4(B/L) para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_n = Factor de resistencia especificado en las normas.

El parámetro ϕ está dado por:

$$\phi = \text{Ang tan}(a \tan \phi^*)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con capacidad relativa menor de 70%, el coeficiente a es igual a 0.67. En cualquier otro caso, es igual a 1.

En el caso de combinaciones de carga (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando en una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento debe considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (39)$$

Un criterio análogo se aplica en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

Se ha propuesto agregar a lo anterior que, para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza de cortante por sismo al nivel de la cimentación se multipliquen los coeficientes N_q y N_γ de las ecs 37 y 38 por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

Las normas señalan por otra parte que, cuando el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no debe ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados.

b) Cimentaciones con pilotes de fricción

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, el reglamento pide verificar, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum Q F_v < R \quad (40)$$

donde

IQ F_v = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones deben incluir el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R = capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considera igual al mayor de los dos valores siguientes:

a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si éste es el valor que rige, la losa o zapatas y las contrarribas deben diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec 41 con $F_n = 1$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calcula como se especifica para cimentaciones someras.

B) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción, que se considera igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales

- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considera igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes calculadas con la ec 42.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se desprecia la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calcula como:

$$C_f = A_L f F_n \quad (41)$$

donde:

$F_n = 0.7 (1-s/2)$, factor de resistencia

s = relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote-

C_f = capacidad por adherencia, t

A_L = área lateral del pilote, m^2

f = adherencia lateral media pilote-suelo, t/m^2

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considera igual a la cohesión media del suelo. La cohesión debe determinarse con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también es aplicable la ec 41, considerando el grupo ó los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

c) Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Se verifica el cumplimiento de la desigualdad 40, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila se calcula como sigue:

- Para suelos cohesivos:

$$C_p = (c_u N_c^* F_n + p_v) A_p \quad (42)$$

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_n + p_v) A_p \quad (43)$$

donde:

C_p = capacidad por punta, t

A_p = área transversal de la pila o del pilote, m^2

\bar{p}_v = presión vertical efectiva total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2

c_u = cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensayo triaxial UU

N_c^* = coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

ϕ	0°	5°	10°
N_q	7	9	13

ϕ = ángulo de fricción aparente, en grados

N_q = coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q = N_{q1a} + L_e (N_{q2a} - N_{q1a}) / [4B \tan (45^\circ + \phi/2)]$$

cuando $L_e/B \leq 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$,

o bien $N_q = N_{q2a}$

cuando $L_e/B > 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{q2a}	12.5	26	55	132	350
N_{q1a}	7	11.5	20	39	78

L_e = longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m

B = ancho o diámetro de los pilotes, m

ϕ = ángulo de fricción interna, en grados

F_{rs} = factor de resistencia igual a 0.35

Se ha propuesto agregar a lo anterior la posibilidad de usar como alternativa a las ecuaciones 42 o 43 una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la penetración estándar o en resultados de pruebas presiométricas.

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5m de diámetro, la capacidad calculada debe corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{rs} = [(B + 0.5)/2B]^n \quad (44)$$

donde

B = diámetro de la base del pilote o pila en metros (> 0.5m)

n = exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y a 3 para suelo denso

- Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplica por el mismo factor de la ec 44 con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplica por:

$$F_{rs} = (B + 1)/(2B + 1) \quad (45)$$

Tomar en cuenta el efecto de escala en la forma anterior conduce a reducciones drásticas de la capacidad de carga que, si bien tienen soporte en evidencias experimentales (Meyerhof, 1983), no parecen justificadas si se considera la experiencia local. Se ha propuesto moderar esta reducción aplicando la ec 45 para todos los tipos de suelos.

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta debe despreciarse en todos los casos.

Para evitar el punzonamiento de la capa de apoyo, se ha propuesto agregar a las normas el criterio indicado a continuación:

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor h de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- si $h > 3.5 B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga

- si $3.5 B > h > 1.5 B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+h$

- si $h < 1.5 B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a $B[1 + \frac{2}{3}(\frac{h}{B})^2]$

Además de la capacidad de carga vertical, el Reglamento pide que se revise la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

El Reglamento no recomienda ningún método específico para llevar a cabo estas revisiones. La capacidad de carga horizontal, estimada por ejemplo con el criterio de Broms (1964), resulta generalmente alta y por tanto no crítica. Para la verificación de la capacidad estructural de los pilotes ante cargas laterales ha sido usual recurrir a los planteamientos de Reese (1975), aun cuando dichos planteamientos no fueron realmente desarrollados para condiciones de carga sísmicas.

d) Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, el Reglamento provee que debe solicitarse la aprobación expresa del Departamento del Distrito Federal. Para ello deben

presentarse los resultados de los estudios y ensayos a que se hayan sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deben proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las normas, en particular ante sollicitaciones sísmicas.

4.7.4 Inclusión de las fuerzas de inercia

Como ya se mencionó, se ha propuesto (Rosenblueth, 1985; Cordary, 1987) y el Reglamento exige (inciso 8.9, NTCDS) incluir entre las acciones a considerar para la evaluación de los mecanismos de falla de cimentaciones, una fuerza horizontal de inercia actuante sobre la masa de suelo potencialmente deslizando debajo de la cimentación. Si se considera una superficie de falla circular, la verificación de la estabilidad puede entonces consistir, para cimentaciones superficiales o compensadas en asegurarse que la condición siguiente se encuentra satisfecha:

$$F_c W_c - W_s = q_1 A_n F_n \left(1 - \frac{0.097 F_c b \gamma}{F_n c \gamma} \right) \quad (46)$$

donde

- F_c = Factor de carga (1.1 para el RCDP)
- F_n = Factor de resistencia (0.7, RCDP)
- W_c = Peso total de la construcción
- W_s = Peso de suelo excavado para construir la cimentación
- A_n = Superficie de la cimentación, a cuyo ancho, d , se resta $2e$, donde e es la excentricidad de carga debida al momento de volteo en la dirección de análisis
- q_1 = Presión de contacto neta de falla bajo carga vertical
- a_0 = Aceleración máxima del terreno
- b = $\min(d, 1.2 h, 20 \text{ m})$
- h = Profundidad desde la cimentación hasta la capa dura
- c = Cohesión media desde la profundidad de desplante hasta esta misma profundidad + b
- γ = Peso volumétrico medio en el mismo intervalo de profundidades

Los cálculos muestran que, para condiciones típicas de la Zona III de la ciudad de México, el cumplimiento con esta desigualdad conduce a una reducción de menos de 10 % de la capacidad de carga útil. Esta reducción queda por tanto ampliamente compensada por el incremento en la resistencia no drenada que se presenta para condiciones de carga dinámicas (3.1.6).

5. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Aubry, D., 1986, "Sur une approche intégrée de l'interaction sismique linéaire sol-structure", Comptes-Rendus, Journales d'étude commune Comité Français de

Mécanique des Sols-Association Française de Génie Parasismique: "Fondations, Propriétés des sols et Impératifs sismiques", Saint-Rémy-les-Chevreuse, France

Auvinet, G. y Mendoza, M. J., 1986, "Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985", Memoria, Simposio: "Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Auvinet, G. y Mendoza, M. J., 1987, "Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas", Memoria, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, p C-239, Querétaro, México.

Auvinet, G. and Rossa, O., 1991, "Reliability of foundations on soft soils", pendiente de publicación, CERRA-ICASP6, México, Junio

Aviles, J. y García Ranz, F., 1990, "Rigideces dinámicas para el problema de interacción suelo-estructura", V Seminario IMP-IIE-ININ, Cuernavaca, México, 16 de mayo

Bea, R. G., 1987, "Dynamic Response of Piles in Offshore Platforms", Dynamic Response of Piles Foundations: Analytical Aspects, ASCE National Convention, Hollywood Fl, pp 80-109.

Broms, B., 1964, "Lateral resistance of piles in cohesive soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, No SM2, New York

Clough and Penzien, 1975, "Dynamics of structures", Mc Graw Hill, New York

Castillo, J.L. "Pruebas de laboratorio para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Córdoba C., G., 1986, "Comportamiento de la arcilla de la ciudad de México ante cargas cíclicas", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Cordary, D. and Nancey, A., 1987, "Charge limite des fondations soumises à des sollicitations sismiques", Comptes-Rendus, Quatrième Congrès International Franco-Polonais de Mécanique des Sols appliquée, Grenoble, France, pp. 135-148

Corte, J.P. et Isnard, A., 1986, "Dispositions intéressant le sol et les fondations dans les nouvelles règles parasismiques PS86", Comptes-Rendus, Journées communes CFMS-APPS: Fondations, Propriétés des Sols et Impératifs sismiques", Saint-Rémy-Les-Chevreuse, France

Despeyroux, J., 1985, "Le projet de construction parasismique", Génie Parasismique, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, Francia

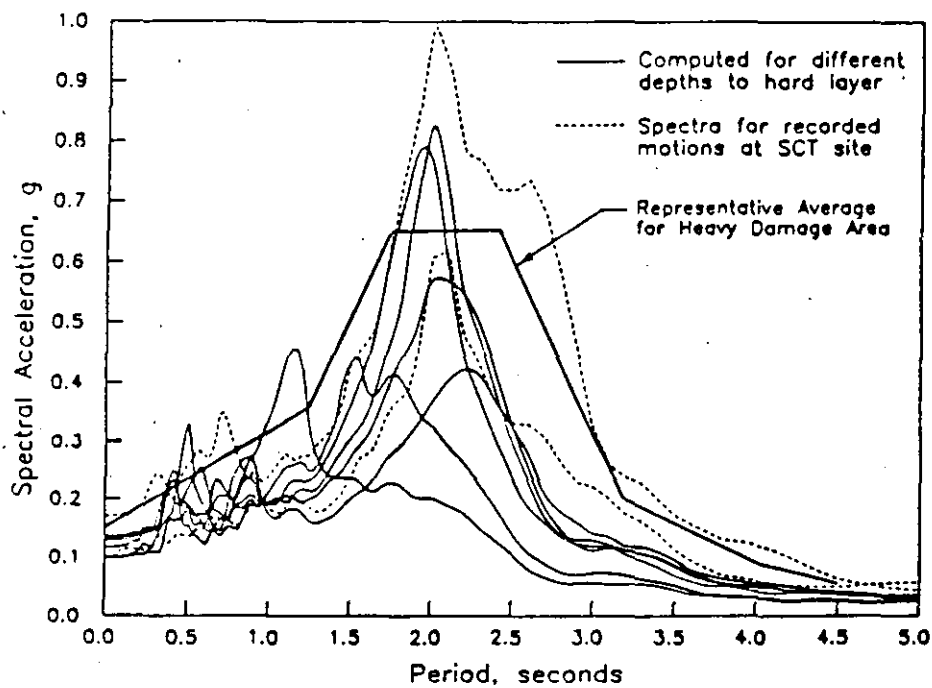
Dias, A., 1989, "Effects of repeated loading on the strength of Mexico City clay", Proc., 4th Int. Conf. on Soil Dyn. and

- Earth. Eng., Vol Soil Dynamics and Liquefaction, pp. 197-208
- García Ranz, F. et al, 1987, "Respuesta sísmica de edificios considerando la interacción suelo-estructura", Memoria, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, p C-239, Querétaro, México.
- Gazetas, G., 1983, "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the art", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No 1, pp. 2-42
- Gazetas, G. and Dobry, R., 1984, "Simple radiation damping model for piles and footings", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 110, No 6, pp. 937-971
- Hansbo, S., 1984, "Foundations on Friction Creep Piles in Soft Clays", Proceedings, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering", St Louis, Mi., pp. 913-922
- Hernandez H., G., 1989, "Efecto de la profundidad de desplante en la respuesta de las estructuras", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Herrera, I. and Rosenblueth, E., 1965, "Earthquake Spectrum Prediction for the Valley of Mexico", Third World Congress of Seismic Engineering, New Zealand
- Hsieh, T.K., 1962, "Foundations vibrations", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol 22, No 211, England
- Idriss, I.M., et al, 1978, "Non linear behavior of soft clays during cyclic loading", JSMPD, ASCE, Vol 104, SM12, pp. 1427-1447
- Iglesias, J., 1987, "Zonificación Sísmica de la Ciudad de México", Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp B-127 a B-141, Querétaro, Mexico
- Jaime, A., 1987 et al, "Seismic induced settlement in a building", VII CPMSIP, Cartagena, Colombia
- Jaime, A. and Romo, M.P., 1988, "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Correlations Between Dynamic and Static Properties of Mexico City Clay", Earthquake Spectra, Vol 4:4, pp. 787-804
- Jaime, A., 1988, "Características dinámicas de los suelos del valle de México", tesis doctoral, DEPEI, Facultad de Ingeniería, UNAM, Mexico
- Jaime, A. et al, 1990, "Behavior of friction piles in Mexico City Clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 116, No 6, June
- Kausel, E., 1978, et al, "The Spring method for Embedded Foundations", Nuclear Engineering and Design, Vol 48
- Lamb, E.H., 1904, "On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid", Philosophical Transactions of the Royal Society, London Serie A, vol. 203.
- Lysmer, J., 1968, "Vertical motions of rigid footings", Ph.D. Thesis, University of Michigan, Ann Harbor
- Lysmer, et al, 1978, "FLUSH, - A computer program for approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems", Report No IERC 78-30, Earthquake Engineering Center, University of California, November
- Marsal, R.J. and Mazari, M., 1957, "El subsuelo de la ciudad de México", 2da ed. (1969), UNAM, México
- Mendoza, M. J. and Prince, J., 1986, "Preliminary Report on the Earthquake of September 19, 1985, and its Effects on Structures and Foundations in Mexico City", Geotechnical News, Vol. 4, No. 1, pp 20-29, Vancouver, Canada
- Mendoza, M. and Auvinet, G., 1988, "The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Behavior of Building Foundations in Mexico City", Earthquake Spectra, November, Vol. 4:4, pp. 835-853
- Meyerhof, G.G., 1983, "Scale effects on ultimate pile capacity", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 109, pp. 797-806
- Ovando, E., Mendoza, M. J. and Romo, M. P., 1988, "Earthquake Induced Settlements in End Bearing Pile Foundations in Mexico City", Earthquake Spectra, November, Vol. 4.4, pp.753-770
- Pecker, A., 1984, "Dynamique des sols", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, Francia
- Pecker, A., 1986, "Comportement des fondations sous sollicitations sismiques", Compte-Rendus, Journées communes CPMS-AFPS : Fondations Propriétés des Sols et Impératif sismiques", Saint-Rémy-Les-Chevreuse, France
- Pérez García, A., 1988, "Contribution à l'étude de l'endommagement des argiles. Application au calcul des pieux battus", Thèse doctorale, Ecole Centrale de Paris, France
- Pérez Rocha, L.E., 1990, "Respuesta sísmica no lineal de depósitos estratificados de suelos blandos", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 6 de Julio de 1987, Gaceta Oficial del D.D.F., México.
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de cimentaciones, 12 de Noviembre de 1987, Gaceta Oficial del D.D.F., México.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1987, Gaceta Oficial del D.D.F., México.
- Règles PS-1986 (Reglas parasísmicas francesas), Compte-Rendus, Journées communes CPMS-AFPS : Fondations, Propriétés des Sols et Impératif sismiques", Saint-Rémy-Les-Chevreuse, Francia
- Reséndiz, D. and Auvinet, G., 1973, "Analysis of Pile Foundations in Consolidating Soils", Proc 8th ICGME, Vol 3, Moscow, pp 211-218.
- Reséndiz, D. and Roesset, J. M., 1987, "soil-structure Interaction in Mexico City during the 1985 Earthquakes", Proc. of the Int. Conf. on the Mexico Earthquake-1988, Mexico City, ASCE, pp 193-203.
- Rodriguez Cuevas, N., 1987, "Interacción

- suelo-estructura", Notas, XIII Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, DECFI, UNAM, México
- Romo, M.P., Chen, J.H., Lysmer, J. and Seed, H. B., 1977, "PLUS: A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure Interaction", Report No. UBC/ EERC 77-01, University of California, Berkeley
- Romo, M.P. and Seed, H.B., 1986, "Analytical Modelling of Dynamic Soil Response in the Mexico Earthquake of September 19, 1985", Proc. International Conference of the Mexico Earthquakes-1985: Factors Involved and Lessons Learned, pp. 148-162, Mexico
- Romo, M.P. and Jaime, A., 1987, "Metodología para generar espectros de diseño deterministas en campo libre", Memoria, VII Congreso Nacional de Ingeniería sísmica, pp. A-3-A-49, Querétaro, México
- Romo, M.P., 1987, "Espectros de diseño considerando la interacción suelo-estructura", Memoria, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp. A-11-A-49, Querétaro, México
- Romo, M.P., Jaime, A. and Reséndiz, D., 1988, "General Soil Conditions and Clay Properties in the Valley of Mexico", Earthquake Spectra, Vol 4, Num 4.
- Romo, M.P., Ovando, E., Jaime, A. and Hernández, G., 1989, "Local site effects on Mexico City Ground Motions", XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, August
- Romo, M.P., et al., 1989, "Cyclic Behavior of Normally Consolidated Mexico City Clay", Instituto de Ingeniería, Research Report/ Pr 9501, October
- Romo, M.P., 1990, "Dynamic Properties of Highly Plastic Clays", Simposio "Subsuelo de la Cuenca del Valle de México", SMMS, México, Septiembre, (en prensa)
- Romo, M.P. and Auvinet, G., 1990, "Seismic Behavior of foundations in cohesive soft soils", Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. Davidovici, ed., Paris, France (in press)
- Rosenblueth, E. and Elorduy, 1969, "Características de temblores en la arcilla de la ciudad de México", Volumen Nabor Carrillo, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México
- Rosenblueth, E., 1952, "Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos", Ediciones ICA, Serie B, 14, pp. 3-12, México
- Rosenblueth, E. and Herrera, I., 1964, "On a kind of hysteretic damping", Journal of Engineering Division, ASCE, Vol. 90, No EM4
- Rosenblueth, E., 1985, Comunicación personal; véanse también Normas de emergencia para la construcción en la ciudad de México, 1985
- Rosenblueth, E. y Reséndiz, D., 1988, "Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura", Publicación No 509, Instituto de Ingeniería, UNAM
- Reese, L.C., and Welch, R.C., 1975, "Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 101, No 101, No GT7, July
- Seed, H.B., and Idriss, I., 1969, "The Influence of Soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM1, pp. 120-137
- Seed, H.B., Ugas, C and Lysmer, J., 1976, "Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design", Report No. EERC 74-12, November
- Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, A., Jaime, A. and Lysmer, J., 1987, "Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions in Mexico City in the Earthquake of September 19, 1985", Report No. UCB/EERC-87/15, October
- Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, A., Jaime, A. and Lysmer, J., 1988, "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions", Earthquake Spectra, November, Vol 4:4, pp. 687-729
- Seed, H. B., 1987, "Influence of Local Soil Conditions on Ground Motions and Building Damage during Earthquake", 8th Nabor Carrillo Lecture, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México
- Walter, J.P., 1985, "Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure", Génie Parasismique, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France
- Zeevaert, L., 1972, "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, New York.
- Zeevaert, L., 1988, "Sismo-Geodinámica de la Superficie del suelo y cimentación de edificios en la ciudad de México", Editora e Impresora Internacional, S.A. de C.V., México
- Zeevaert, L., 1990, "Design of compensated foundations", Ground Engineer's Reference Book, edited by F.G. Bell, Butterworths, England

EARTHQUAKE SPECTRA

The Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute



E E
R I

THE 1985 MEXICO EARTHQUAKE, PART B

10.

The Mexico Earthquake of September 19, 1985— Behavior of Building Foundations in Mexico City

M.J. Mendoza and G. Auvinet

During the 1985 earthquake, a number of building foundations in the lacustrine soft soil area of Mexico City presented an inadequate performance. Previous high static contact stresses between the foundation and the supporting subsoil propitiated the appearance of plastic deformations of the soil under seismic cyclic stresses, which led to settlements and tilting of the buildings. Foundations of all kinds showed different degrees of vulnerability to the earthquake, but constructions on friction piles sustained the most severe damages. This can be attributed in some cases to non compliance with the accepted design criteria and current regulations. The main factor was however the pronounced dynamic magnification of seismic movements associated to the quasi coincidence between the natural period of some structures with moderate height on friction piles, and the long period of the subsoil motions, which led to large overturning moments and shear forces at the foundation level.

INTRODUCTION

The design and construction of foundations in the lacustrine soft soil area of Mexico City pose difficult geotechnical problems, due to the low shear strength of the thick clayey deposits, their very high compressibility, the regional subsidence of the valley, and the frequent occurrence of strong earthquakes. The seismic intensities and the damages caused by the September 19, 1985 earthquake in different parts of the Valley of Mexico were closely related to the subsoil conditions at each specific site. The maximum horizontal accelerations recorded by the nine digital strong-motion accelerographs under operation in different parts of the city at the time of the earthquake are shown in Fig. 1 (Mena et al, 1986). As in the 1957 and 1979 earthquakes, the Western portion of the lake zone was the most affected. As pointed out by Seed (1986) this is one of the most conspicuous examples of dynamic amplification of an earthquake by a soft soil deposit. A discussion of the characteristics of the ground motion in different places of the city, as well as of the local soil conditions effects has been presented by Romo and Seed (1987).

Many lessons can be learned from the 1985 earthquake, mainly from the analysis of those building foundations which presented a poor behavior,

(MJM)(GA) Instituto de Ingenieria, UNAM, APDO. 70-472, Coyoacán 04510, México, D. F.

including total and differential settlements, permanent tilting, structural damages in some elements of the foundation, and, in one case, total collapse. The objective of this paper is precisely to present information on the characteristics and performance of several building foundations. The main factors which may have led to poor behavior are discussed, on the basis, in this first stage, of simple bearing capacity and settlements analyses.

The evaluation of each case consisted mainly of the following: a) compilation of information (structural and architectural drawings, design calculations, soil mechanics studies, stratigraphical and mechanical properties of the subsoil at the site or in its surroundings, and pre-earthquake behavior records); b) complementary shallow geotechnical investigations; c) assessment of settlements, tilting and other damages by inspection and surveying; d) reanalysis of the building (static loads calculations and modal analyses to estimate seismic shear forces and overturning moments at the foundation level); e) settlement and bearing capacity analysis; and f) review of the design according to the standards set by the 1976-Building Code.

After the earthquake, most structural characteristics and damages of the buildings were apparent, but not so for the foundations. Documentation of each case was a difficult and time-consuming task. Most of the data presented here are based on a study carried out at the National University of Mexico (Auvinet and Mendoza, 1986; Mendoza and Auvinet, 1987) with support provided by Departamento del Distrito Federal (Government of Mexico City).

GEOTECHNICAL ZONATION AND FOUNDATIONS SYSTEMS USED IN THE CITY

According to the new 1987-Building Code, the Mexico City area is divided into three geotechnical zones, as shown in Fig. 1. Zone III corresponds to the lacustrine soft soil formation. This division is similar to the original zonation proposed by Marsal and Mazari (1969), but has been updated with recent information, mainly about the growing Southern part of the city, a soft soil area, which lies on the ancient beds of the Chalco and Xochimilco lakes. Moreover, in Zone III, it has been possible to distinguish areas with lightly preconsolidated soils from those with normally consolidated materials, mainly in the Eastern part of the city (Romo et al, 1988).

The strongest intensities were registered in Zone III. Most of the undesirable foundations behavior cases occurred in the Western part of the city. The reason is simple: very few more than 8-story buildings are built in the Eastern part of the city while many vulnerable buildings (with natural period of vibration similar to the period of the supporting subsoil) are built in the West side.

A new seismic zonation has been included in the 1987 Code, in terms of the observed structural damages in the city, as a measure of local intensity (Iglesias, 1987). New sub-zones within Zone III, with highest seismic coefficients, have been introduced; these sub-zones correspond to areas close to firm subsoil deposits.

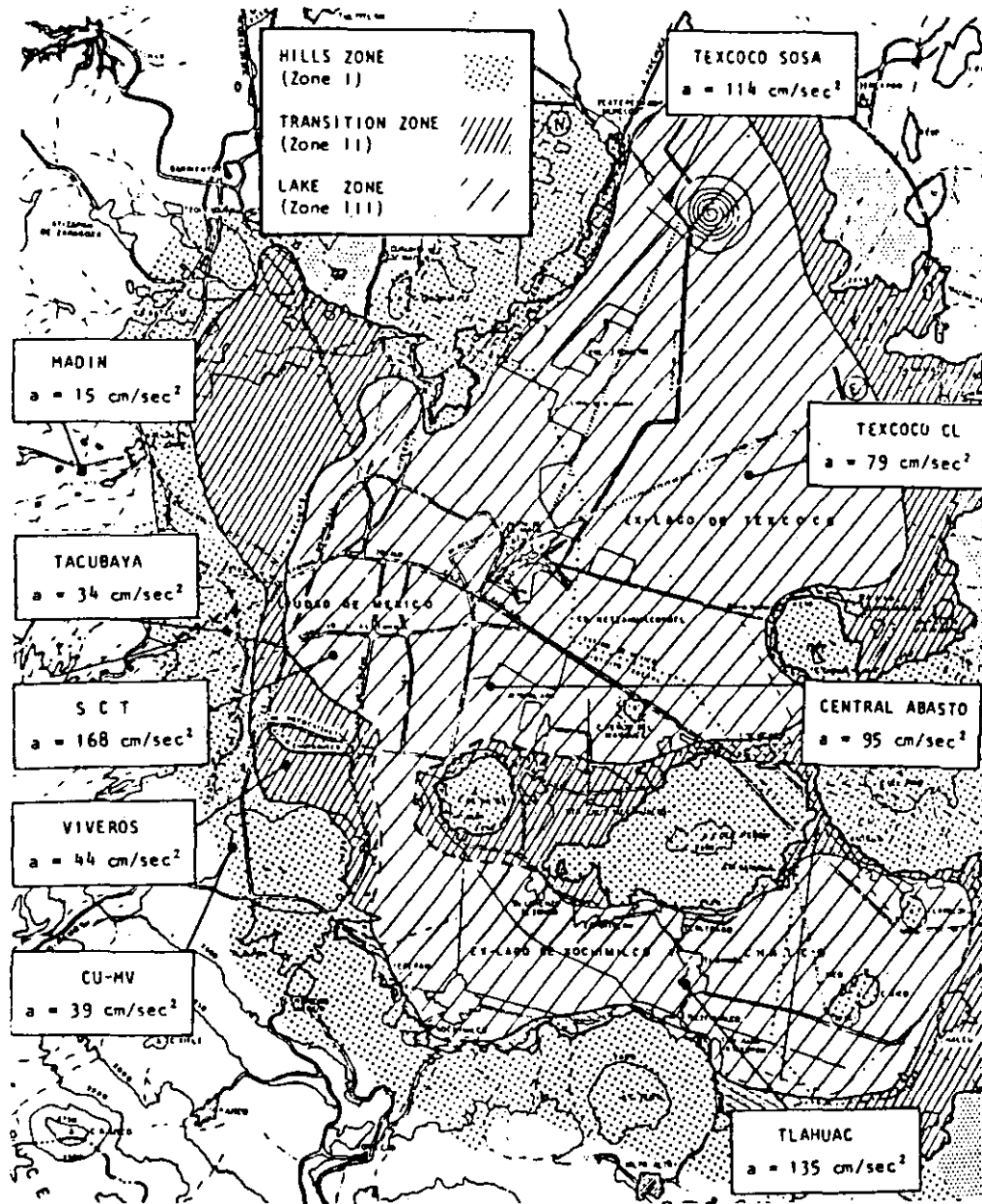


Figure 1 - Geotechnical zonation of Mexico City and maximum recorded accelerations during the earthquake of September 19, 1985.

Depending on weight and dimensions of the buildings and bearing capacity and compressibility of the subsoil, different foundations systems or combination of systems are used in the lacustrine area of the city (Fig 2). Henceforth comments will relate only to buildings founded on Zone III.

GROUND SURFACE MOVEMENTS DURING THE EARTHQUAKE

Significant displacements of the ground surface occurred during the earthquake. From the accelerograms recorded at the parking lot of the office building of the Ministry of Communications and Transportation (Secretaria de Comunicaciones y Transportes, SCT), a maximum displacement amplitude of 21 cm was calculated. These movements led to failures and leakages of public services, such as the primary and secondary water supply pipelines, and the shallow sewerage system. Other signs of the earthquake's violence were the breakage of pavements and sidewalks and the emergence and buckling of old cable-car rails which had been buried for years below the street pavement. These effects should be attributed to incompatibility between the movements of the soft subsoil and those of long and rigid elements.

PERFORMANCE OF BUILDING FOUNDATIONS

FOOTING FOUNDATIONS

The damages to one or two stories old masonry houses founded on shallow footings were generally related to their advanced state of deterioration. In most cases, the earthquake only accentuated a process initiated under the action of permanent loads. From an estimated amount of 38000 houses of this kind in the central sector of the city, fewer than 1% were hit (Mendoza and Prince, 1986). Many of those damages were due to the settlement of a nearby heavy building. Drag movements of these buildings induced severe diagonal cracking in load-bearing walls of contiguous houses. It can be said that the behavior of shallow footings during the 1985 earthquake was generally satisfactory, with the exception, of course, of those cases with obvious constructive deficiencies.

MAT FOUNDATIONS

Several buildings on mat foundations exhibited very large non uniform settlements leading to tilting of the structure, and in some cases, to an advanced mechanism of general shear failure as the bearing capacity of the soil was exceeded. Deficient behavior of foundations of this type was due to high contact pressure on the soil under permanent loads, load eccentricities, soil heterogeneities, and in some cases to pumping sustained for long time intervals in nearby excavations. The case of a set of three buildings, now demolished (Fig. 3), with excessive settlements and very low safety factors with respect to shear failure, is described below.

Building Ia. This was a six stories building, 18.6 m high, which transferred to the soil an average net pressure of 55 kPa. The original load distribution was uniform and did not present any significant eccentricity. The construction was built around 1950. The foundation was solved by means of a raft slab, 0.2 m-thick, lying initially 1.2 m below the sidewalk level

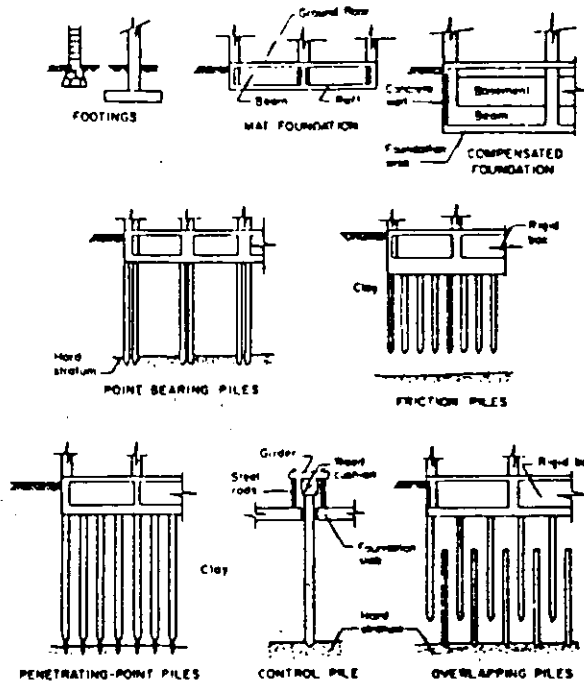


Figure 2 - Types of Foundations used in the soft soil zone of Mexico City.

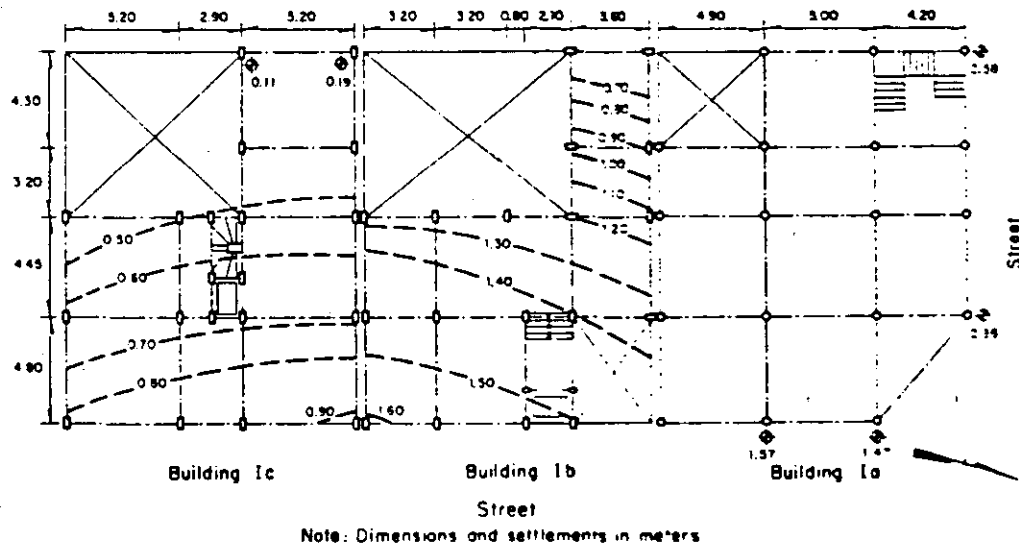


Figure 3 - Plan and outline of settlements in three buildings on mat foundation.

The stratigraphic profile at the site indicates that below a 4 m-thick superficial fill, a soft clay with natural water content varying between 250 and 380 % is found down to 32 m; its average undrained shear strength is 25 kPa.

Unfortunately, no surveying records were available; however, it can be estimated that a maximum settlement of 0.65 m already existed before the earthquake, and according to some neighbors appreciable tilting towards the East was evident. Moreover, in order to build a telephonic register-box, an excavation had been opened near the building corner, about five years before the earthquake; a shallow pumping well was used and the water table lowered about 2.5 m.

The total maximum settlement measured after the earthquake was 1.57 m, 0.92 m due to the seismic events. The total Eastwards tilting was 5.2 % and increased 2 cm with the low intensity after-shocks in April 1986.

The safety factor against shear failure under permanent loads was lower than 2 and the uniform foreseeable settlement was 0.95 m. Both values are obviously considerably larger than those accepted by the building code. Without doubt, the pumping in the nearby excavation contributed to increase the building tilting.

Building 1b. This construction practically presented a general shear failure during the earthquake, due to inadequate performance of its mat foundation. A sudden settlement of 1.02 m and an Eastwards tilting of 6.3 %, caused bulging of the surrounding ground surface. An upward movement of the street pavement of about 0.2 m was measured in front of the structure; 0.08 to 0.1 m openings of the joints of the hydraulic concrete pavement slabs were also measured. As a consequence of these movements, almost half of the ground floor of the building sunk into the ground (Fig. 4).

The structure of this apartment building was formed with reinforced concrete rectangular columns, massive slabs and beams. The foundation consisted of a raft slab resting at a depth of 1.5 m and transmitting a pressure of 99 kPa to the soil, with an eccentricity of 0.2 m to the South. This high pressure led to a previous settlement of 0.58 m.

Through a simple bearing capacity analysis, the safety factor under static loads was found to be 1.1, which means an imminent shear failure condition. Introducing overturning seismic moments, even those underestimated values specified by the previous building code, the resulting safety factor is indeed lower than unity. These values and the forecasted settlement of more than one meter, should have led to reject the adopted foundation system.

Without doubt, this building reached failure under transient loading. The earthquake action ceased when a shear failure condition along the full sliding surface was generating; it is probable that with some additional cyclic loading, a complete collapse would have occurred.



Figure 4 - Settlement of Building 1b.

COMPENSATED FOUNDATIONS

In this kind of foundation, the weight transmitted by the building to the soil, is partially or totally compensated by the weight of the soil excavated to build the substructure, so that no significant stress increments are induced into the soil. The substructure (Zeevaert, 1972) is generally a hollow monolithic box constituted by reinforced concrete top and bottom slabs, a perimetral retaining wall and a two-dimensional stiffening grid of beams (Fig 2). Part of the box is often employed as a basement.

The causes of poor behavior of these foundations were similar to those for mat foundations. Particularly significant were the instances of previous poor performance due to excessive net pressures transmitted to the soil, which led to large settlements. The superposition of excessive vertical stresses, under the bottom of the slab, with high cyclic shear stresses gave rise to substantial permanent strains, which in turn resulted in large settlements and tilting of the building as a whole. An unforeseen concept adding to the problem in most of the cases studied was the infiltration of water into the hollow foundation box eliminating the benefit of the buoyancy effect and reducing the effectiveness of compensation.

Deficient performances were identified for two types of building: a) slender or long buildings with load eccentricity, and b) heavy constructions with large dimensions in plan. Two case histories are discussed here as examples of both conditions.

Building II. The first case is a school building (Fig.5), a long reinforced concrete structure with partially compensated foundation. The supporting soil is a very soft clay; no surficial fill exists in the area. The average applied net pressure was 25 kPa with a uniform distribution along the building, except at the Western end where two cisterns containing 150 kN of water each one, water tanks in the roof and the services area were applying an additional vertical stress of about 30 kPa; this condition was producing transversal as well as longitudinal eccentricities.

No information could be obtained regarding the performance prior to the 1985 earthquake. After this event, significant differential settlements and North-Westwards tilting were appreciated. In the transversal direction, a differential settlement of 0.53 m was measured in the West, and of 0.32 m in the East; in the longitudinal direction, survey leveling gave a differential settlement of 0.26 m. The maximum tilting in the North-Western corner was 0.39 m (2.9%). When the building was demolished, the rotation of the foundation box around the longitudinal axis with respect to the nearby horizontal street, could be clearly seen, as shown in Fig. 6.

Although the safety factor against shear failure under permanent uniform loads was almost 3, the foreseeable settlement of about 0.6 m should have led to reject the kind of foundation adopted. Likewise, the analysis of this case shows that the compensation in terms of global loads is not always convenient, inasmuch as eccentric loads on the slab cannot be considered properly.

Building III. The following case is related to an apartment building which covers an area of 750 m². (Fig. 7). The structure consists of reinforced concrete beams and columns, combined with a system of confined-masonry, load-bearing walls. Its foundation box compensated partially the weight of the building; the net average pressure on the slab was 33 kPa.

The surficial fill in the area is only 1 m thick. The underlying very soft clay was investigated down to 28 m by SPT. N-values were 1 or 2, and at certain depths the SPT sampler penetrated under its own weight.

The building was built in 1971, but two years later an open trench was excavated along the streets on the West and South sides, in order to lay a large diameter sewer. A pumping system was implemented and apparently, operated for a long time interval, lowering the water table down to 3 m.

Through careful inspection, it was determined that the movements prior to the 1985 earthquakes in the South-Western corner were as follows: settlement of 0.4 m and tilting with components of 0.2 m to the West and 0.1 m to the South. Few weeks after the earthquake, additional tilting in the same corner was measured, 0.19 m to the West and 0.1 m to the South. The maximum settlement was 0.93 m of which 0.53 m occurred during the earthquake. Looking to the contours of equal settlement in Fig. 7, it is interesting to note the movement of the foundation and structure as a whole in the same manner as in the Building II case. Considering the compressibility characteristics of the supporting subsoil, a long term

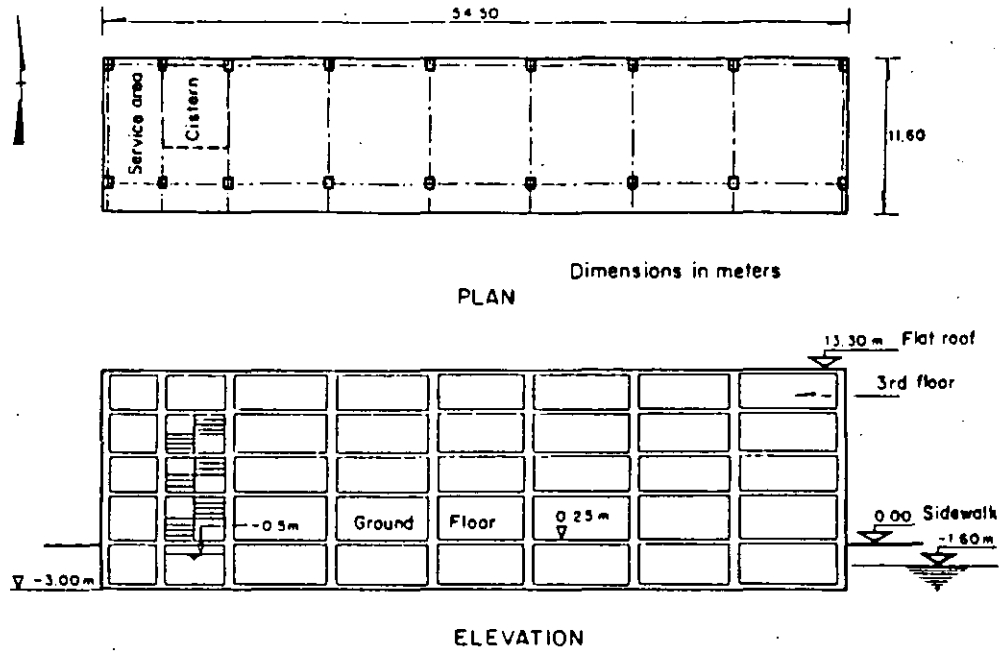


Figure 5 - Plan and elevation of school Building II with a partially compensated foundation



Figure 6 - View of the foundation box of Building II during its demolition

settlement of 0.55 m would be expected; the a posteriori analysis of bearing capacity gives a safety factor of 2.1 under static loads. The above values would not be acceptable by current engineering practice in the city.

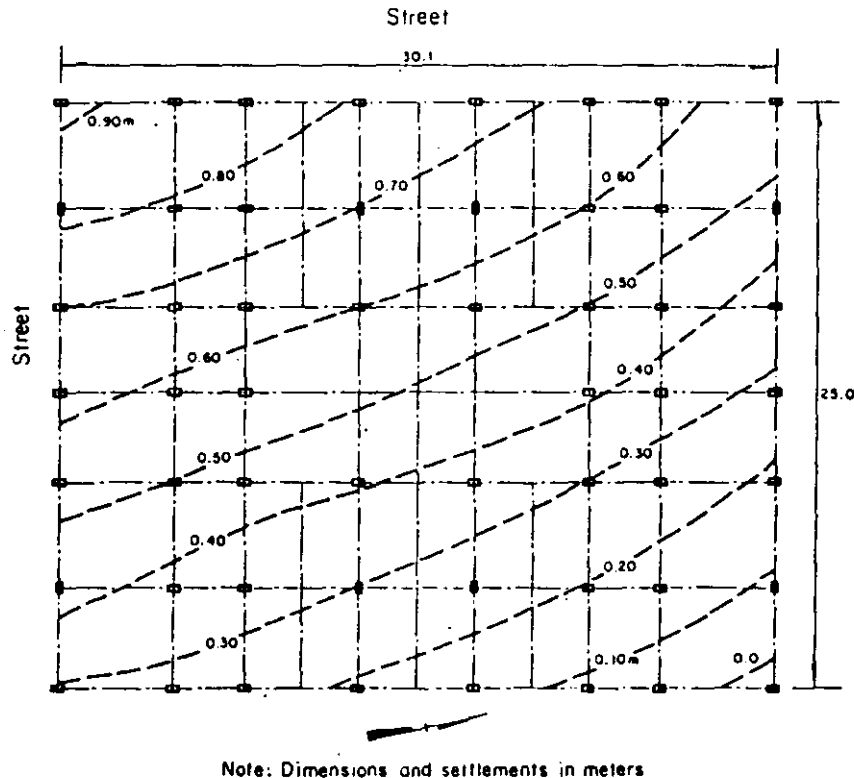


Figure 7 - Plan and outline of settlements of Building III on partially compensated foundation.

The foundation slab applied a high net static pressure on a large area inducing substantial settlements. It is likely that the pumping increased the settlement at the corner of the building and propitiated the tilting. The seismic action produced cyclic stress increments, the highest at the edge of the foundation box, which, added to the permanent ones, led to shear stress levels close to the strength of the supporting subsoil and produced accumulative permanent deformations.

END-BEARING PILES FOUNDATIONS

This kind of foundation has been commonly used for heavy buildings for which spread or compensated foundations are not suitable. Through the time and due to the regional subsidence, an apparent emersion of the building usually occurs. The performance of these building foundations during the 1985 earthquake was in general satisfactory; however, some cases of structural damages to the piles and possible punching of the hard supporting

layer by the piles have been reported (Auvinet and Mendoza, 1986, Ovando et al, 1988).

FOUNDATIONS ON FRICTION PILES

For medium-height (5 to 15 stories) buildings for which compensation effect is not sufficient to carry the construction weight, use of friction piles has become common. The buildings with this type of foundation have been typically long-period frame structures. Foundations on friction piles were the most affected during the 1985 earthquake. Sudden differential settlements with the consequential tilting, and even a general failure were observed.

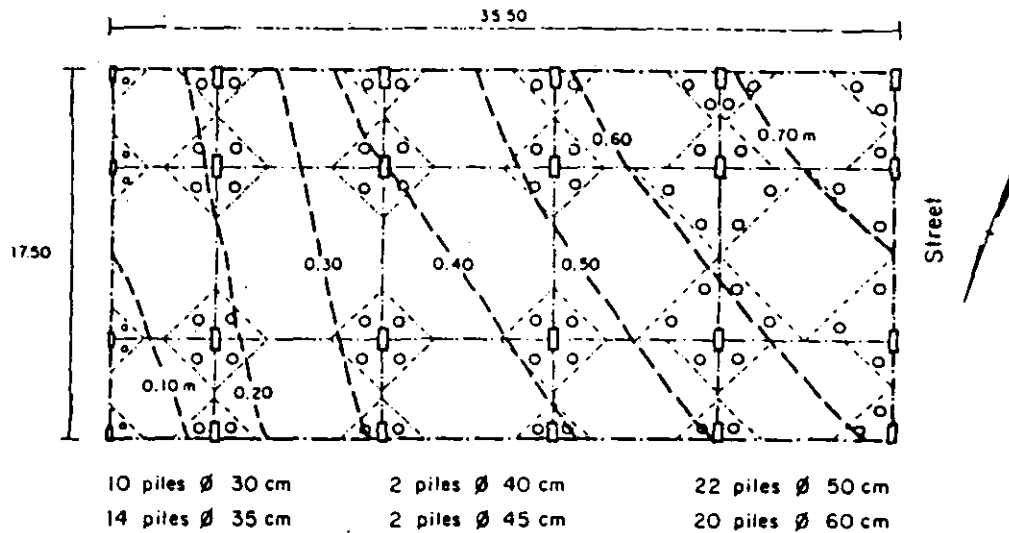
As a matter of fact, many uncertainties about the true performance of these foundations under seismic actions are still debated. Some of the obscure aspects of their behavior are the eventual deterioration of adherence between piles and subsoil under cyclic loading, possibly compensated by an increase in axial capacity of piles under dynamic loading (Bea, 1980), and the load transfer mechanism between piles and foundation slab under seismic conditions, among other factors. As a consequence of this situation, discrepant opinions were expressed, and a conservative criterion had to be adopted in the 1987 Building Code. A review of the present knowledge on the matter, as well as a discussion of design methods for friction pile foundations and their implications have been presented elsewhere (Auvinet and Mendoza, 1987).

As in the case of partially compensated foundations, two forms of deficient behavior can be identified: a) sudden settlement of heavy buildings, with large dimensions in plan, and b) permanent tilting, including one case of rigid body collapse, associated to overturning of slender structure and/or eccentrically loaded foundations. Two case histories exemplifying each condition are documented in what follows.

Building IV. This office building has large dimensions in plan (620 m²) and is a reinforced concrete structure built around 1980, with waffle slabs and rectangular columns. It is founded on a concrete box lying at a depth of 2.3 m (Fig 8) and on 70 circular piles, 28 m long and with different diameters (0.3 to 0.6 m). Rigidity of the foundation slab was increased by a grid of beam casted in open trenches below the slab level.

SPT investigations performed before construction indicate that the upper clayey deposits have a very low shear strength, with the sampler and the drilling bars penetrating under their own weight at depths of 6 and 8.5 m; natural water contents vary from 250 to 350 %. CPT investigations carried out after the earthquake confirmed the low shear strength values (Fig 9).

The sum of permanent and estimated variable (live) loads correspond to an average pressure of 131 kPa, with a maximum value of 176 kPa at the edge of the raft foundation. No precise information on the performance of the building before the earthquake was available, but according to neighbors, it did not show any appreciable tilting. The estimated settlement prior to the 1985 earthquake is 0.25 m, on the street side (facade).



Note: Dimensions and settlements in meters

Figure 8 - Foundation plan and outline of settlements of Building IV.

After the earthquake, tilting components of 0.78 m in the transversal direction and 1.1 m in the longitudinal one were measured, which induced a South-Westernwards tilting of 3.3 %. Lines of equal settlement are presented in Fig 8. The maximum settlement (0.78 m) was measured in the SW-corner; the sudden settlement in that point was 0.5 m. The superstructure suffered very severe damages including failures or large plastic deformations of concrete columns.

Adding the capacity of the slab and the adherence along the total length of the piles, and taking into account the compensation effect due to the soil excavated, a safety factor against shear failure of 2.2 is obtained. The computed long term settlement (Reséndiz and Auvinet, 1973) was 0.48 m.

This case shows that a high average pressure under static loads at the level of the slab foundation, induces a pre-earthquake stress state close to the yielding point of the supporting subsoil; this condition propitiates the occurrence of permanent deformations under seismic cyclic shear stresses. A decisive factor in the performance of buildings, was the presence at the edge of the foundation of a lesser amount of smaller piles. Higher pressures generally occur at the edge of the foundation not only under seismic conditions, but also under permanent loads, due to the stiffness of the box.

Building V. This corner structure covered a small and irregular area of 160 m² (Fig 11); the superstructure consisted of reinforced concrete beams

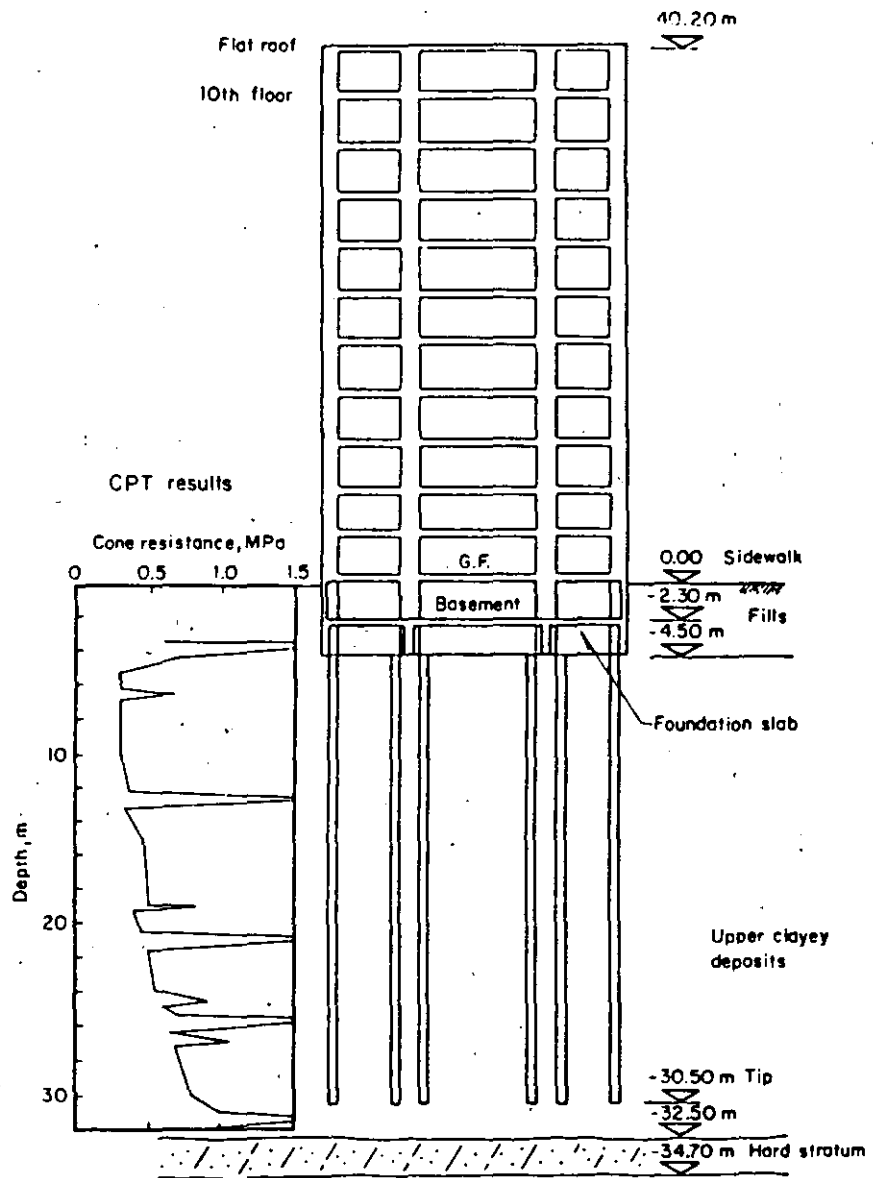


Figure 9 - Elevation of the Building IV including foundation and geotechnical conditions.

and columns, combined with confined-masonry load-bearing walls. Its foundation was of the mixed type, with a partially compensating foundation box and friction piles (Figs 10 and 11). Precast pile segments were jacked into the soil; these ones were linked through a central hole, 0.12 m in diameter, wherein a mortar was casted with 3 # 5 reinforcement bars.

The average pressure at the foundation level was 144 kPa. An eccentricity of 1.4 m existed between the centroid of gravitational loads and that of pile heads. No data on the performance of the building before the earthquake could be obtained. During the earthquake, the superstructure and its foundation as a whole collapsed totally by overturning and fell towards an adjacent street in the North-West direction (Fig 12). Part of the foundation box was displayed over the ground surface, as well as several piles, with their head still connected to the foundation box.

With the same considerations adopted for the analysis of Building IV, a safety factor of 1.7 is obtained for permanent loading. Considering the overturning moment given by a modal analysis and the seismic coefficients of the 1976 Building Code, the safety factor is 1.0. These analyses show that a low or null margin of safety under seismic conditions existed. Moreover, the irregular shape of the building in plan led to the existence of an oblique axis with maximum sensitiveness to overturning moment. Casually, the direction of the maximum horizontal acceleration recorded at SCT, at a distance of 2.5 km, practically coincides with the perpendicular to this axis; this factor may have contributed to the collapse.

It can be considered that the short piles of this foundation were working at their limit capacity under static conditions, and that a significant contact pressure existed at the slab level. The increasing plastic deformations of the soil induced by the seismic cyclic stresses led in turn to higher overturning moments at the base of this slender structure by $p-\delta$ effect, until the bearing capacity of the foundation slab was overcome; the contribution to the overturning capacity of the lateral reactions on the walls of the substructure was probably negligible due to its shallow depth.

It is important to note that it was not necessary to include in the analysis any consideration about a possible degradation of the adherence between piles and soil under cyclic loading to explain the failure. The importance of adherence degradation was probably overemphasized in some evaluations published after the earthquake.

SPECIAL FOUNDATION SYSTEMS

Several special foundation systems are widely used in Mexico City (Fig 2), the most common being probably the "control piles" equipped with a device which allows to regulate the movement of the building with respect to the surrounding area. In several instances, these devices were severely damaged or collapsed. The design of some of these systems should be revised to ensure that they can resist transient vertical loading and shear forces during earthquakes. To be reliable such systems should also be maintenance-free.

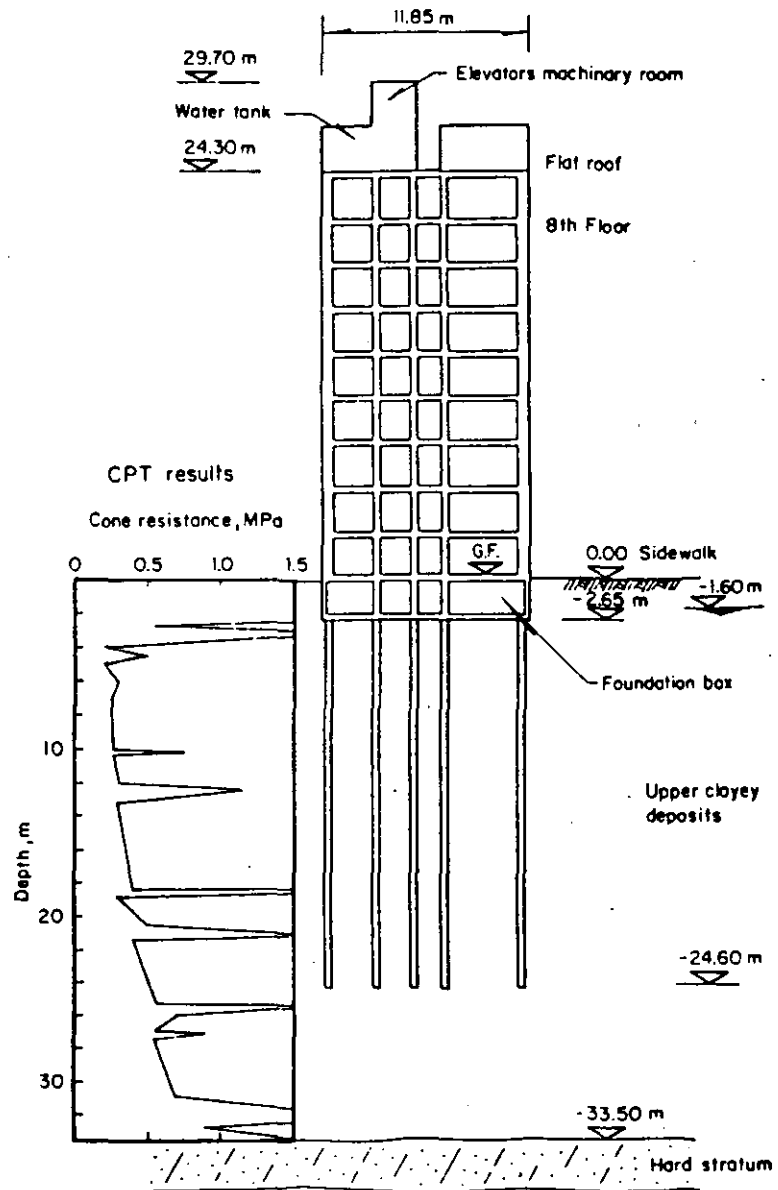


Figure 10 - Elevation of the Building V including foundation and geotechnical conditions.

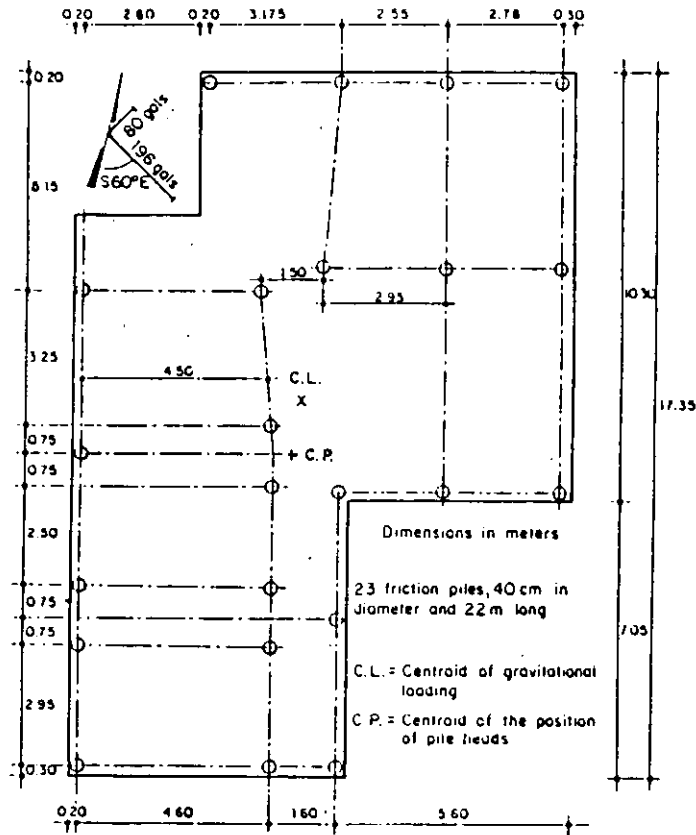


Figure 11 - Foundation plan of Building V.

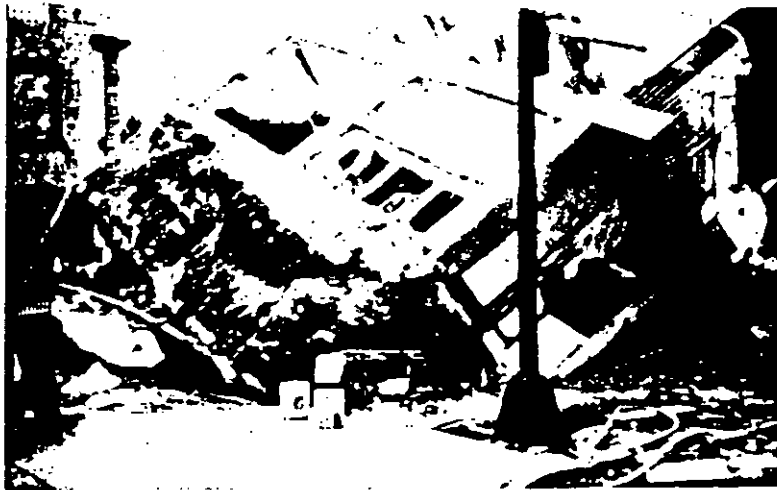


Figure 12 - View of collapsed Building V.

Problems encountered with other kind of special foundations such as penetrating or overlapping piles were similar to those discussed for friction piles.

FINAL REMARKS

From 330 to 757 buildings (according to different sources) were seriously damaged or collapsed during the 1985 earthquake. In regard to the population of damaged constructions surveyed by the Institute of Engineering of the National University of Mexico immediately after the earthquake, 13 % were attributed to unsatisfactory foundation performance; moreover, approximately 13.5 % of all 9 to 12 stories buildings, most of them on friction piles, were severely damaged in the central sector of the city (Mendoza and Prince, 1986) and 40 % of the total of damaged structures involved failure of one or more of their upper stories (in many cases due to pounding between adjacent structures). The contribution of foundation rocking caused by soil-structure interaction to these damages was probably important; the need to study how the deformations of foundations can affect the overall system response is obvious. Preliminary considerations point out (Reséndiz and Roesset, 1987) that soil-structure interaction could influence significantly the dynamic response of buildings, particularly in the range of 7 to 15 stories. The present Building Code emphasizes the assessment of safety conditions and movements of foundations under seismic loading. Existing analytical procedures should be improved, and simple methods based on the analysis of the interaction developed.

CONCLUSIONS

Inappropriate foundation design from the static point of view leads to low safety factors, large deformations, and stress states close to yielding conditions in the supporting soil. Most of the instances of ill behavior of building foundations in Mexico City during the September 19, 1985 earthquake presented this condition, which propitiated the generation of permanent deformations under the earthquake induced high cyclic shear stress increments.

The main factors associated to inadequate behaviour were accordingly: a) high static pressure applied by the bearing foundation slab to the soil; this factor was specially critical for buildings with large dimensions in plan; b) intrinsic or generated eccentricities c) shape in plan of the foundation, which defines axes with less resistance to overturning moments; d) stiffness of box or raft foundations, which leads to stress concentrations in their edges; e) shallow depth of the foundation, which reduces the contribution of substructure walls reactions to the overall capacity of the foundation; and f) reduced number and length of friction piles, which cannot contribute significantly to the bearing capacity of the foundation under dynamic loading.

Foundations applying net static contact pressures higher than 25 kPa at the slab level should be reviewed carefully, considering its area, shape and eccentricities, as well as the compressibility and shear strength properties

of the subsoil. The contact pressures should be estimated conservatively taking into account possible variations of the piezometric conditions, and even in the permanent and live loads. An explicit evaluation of the design reliability should be performed. A common denominator in many cases of poor behavior of building foundations during the 1985 earthquake, was non-compliance with design criteria and regulations generally accepted. Most of them had already shown ill performance under static loads.

The earthquake has shown the need to substantially improve the present knowledge about the behavior of foundations, mainly those including friction piles, subjected to seismic actions. Additional research effort should be dedicated to a) develop analytical procedures to evaluate foundation movements induced by seismic loading, b) study the behavior of soft clay subjected to cyclic stresses; valuable information on this aspect (Jaime, 1988) has recently been published, and c) assess the degradation of adherence in friction piles under seismic loading, but also the increase of capacity due to the high loading rate. Moreover, instrumentation of specific building foundations should also contribute to a better understanding of foundations behavior.

ACKNOWLEDGEMENTS

The study in which this paper is based was supported by DDF (Departamento del Distrito Federal). Some valuable information was provided by Mr. Carlos Aguilar. The authors gratefully acknowledge comments by M. R. Romo and E. Ovando-Shelley.

REFERENCES

- Auvinet, G. and Mendoza, M. J. , 1986, "Comportamiento de Diversos Tipos de Cimentación en la Zona Lacustre de la Ciudad de México Durante el Sismo del 19 de Septiembre de 1985", Proceedings, Symposium " Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Mexico
- Auvinet, G. and Mendoza, M. J. , 1987, "Consideraciones Respecto al Diseño de Cimentaciones sobre Pilotes de Fricción en Zonas Sísmicas", Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp C-239, Querétaro, Mexico
- Bea, R. G. , 1980, "Dynamic Response of Piles in Offshore Platforms", Dynamic Response of Piles Foundations: Analytical Aspects, ASCE National Convention, Hollywood Fl, pp 80-109.
- Building Code and Complementary Technical Norms for the Design and Construction of Foundations, 1976 and 1987, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones" , Official Diary, D.F., Mexico .
- Iglesias, J. , 1987, "Zonificación Sísmica de la Ciudad de México", Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp B-127 a B-141, Querétaro, Mexico

- Jalme, A., 1988, "Comportamiento Dinámico de las Arcillas del Valle de México", Doctoral Thesis, Facultad de Ingeniería-UNAM
- Marsal, R. J. and Mazari, M., 1969, "The Subsoil of Mexico City", Universidad Nacional Autónoma de México, 2nd ed.
- Mena, E., Carmona, C., Delgado, R. et al., 1986, "Catálogo de Acelerogramas Procesados del Sismo del 19 de Septiembre de 1985. Parte I: Ciudad de México", Series del Instituto de Ingeniería-UNAM, No 497, Mexico
- Mendoza, M. J. and Prince, J., 1986, "Preliminary Report on the Earthquake of September 19, 1985, and its Effects on Structures and Foundations in Mexico City", Geotechnical News, Vol. 4, No 1, pp 20-29, Vancouver, Canada
- Mendoza, M. J. and Auvinet, G., 1987, "Comportamiento de Cimentaciones de Edificios en la Ciudad de México durante el Sismo del 19 de Septiembre de 1985", Report from I de I-UNAM to DDF, Mexico
- Ovando, E., Mendoza, M. J. and Romo, M. P., 1988, "Deformability of Mexico City Hard Deposits under Cyclic Loading", Earthquake Spectra, this issue.
- Reséndiz, D. and Auvinet, G., 1973, "Analysis of Pile Foundations in Consolidating Soils", Proc 8th ICSMFE, Vol 3, Moscow, pp 211-218.
- Romo, M. P. and Seed, H. B., 1986, "Analytical Modelling of Dynamic Soil Response in the Mexico Earthquake of Sept. 19, 1985", Proc of the Int Conf on the Mexico Earthquake-1985, Mexico City, ASCE, pp 148-162.
- Romo, M. P., Jalme, A. and Reséndiz, N., 1988, "Soil Characteristics and Clay Properties in the Valley of Mexico", Earthquake Spectra, this issue.
- Seed, H. B., 1987, "Influence of Local Soil Conditions on Ground Motions and Building Damage during Earthquake", 8th Nabor Carrillo Lecture, Sociedad Mexicana de mecanica de Suelos, Mexico
- Zeevaert, L., 1972, "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, New York.

III-4 SEISMIC BEHAVIOR OF FOUNDATIONS ON COHESIVE SOFT SOILS

Miguel P. Romo*, Gabriel Auvinet*

III-4.1 Introduction

In the design of buildings founded on cohesive soft soils, careful attention must be given to the possibility of large deformations and, in some cases, of shear failure of the soil. This problem is still more challenging when occurrence of large earthquakes in the area must also be taken into account.

To ensure construction safety in such areas, knowledge of the static and dynamic behavior of foundations on soft soils must be continuously improved through direct observation, instrumentation, field and laboratory tests, and development of new modelling techniques. In this chapter, a brief review of the present situation on this matter is discussed, based principally on the experience obtained in Mexico City.

III-4.2 Observed seismic behavior of foundations on soft soils

The september 19, 1985 Mexico City earthquake (8.1 on Richter scale) provided a unique opportunity to observe the behavior of foundations on soft soils in extreme conditions [III-4.1]. Design and construction of foundations in the lacustrine soft clays of Mexico City pose extremely difficult geotechnical problems due to the low shear strength and high compressibility of these materials, the regional subsidence of the valley, and the frequent occurrence of strong earthquakes. Depending on weight and dimensions of the buildings, different foundation systems or combination of systems are commonly used (Fig. III-4.1). It was possible to assess the vulnerability of these systems after the 1985 event. Of the surveyed population of damaged constructions, 13% were attributed to unsatisfactory foundation performance.

III-4.2.1 SHALLOW FOUNDATIONS

The behavior of shallow footings during the 1985 earthquake was generally satisfactory, with the exception of those cases with obvious constructive

*Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico

deficiencies and/or strong interaction with contiguous large building foundations.

Several constructions on shallow mat foundations exhibited very large non-uniform settlements leading to tilting of the structure, and in some cases, incipient general shear failure. Deficient behavior of these foundations was related to previous problems due to high contact pressure on the soil under permanent loads, load eccentricities, soil heterogeneities, and, in some cases, to water pumping in nearby excavations. The superposition of high sustained shear stresses under the slab with cyclic shear stresses, induced permanent strains that resulted in large settlements and tilting of the building. Laboratory tests simulating these loading conditions (III-4.3.1.2) support this interpretation. Figure III-4.2 corresponds to a heavy, superficially founded building with an estimated settlement of 0.65 m before the earthquake. The total maximum settlement and tilting measured after the earthquake were respectively 1.57 m and 5.2 %.

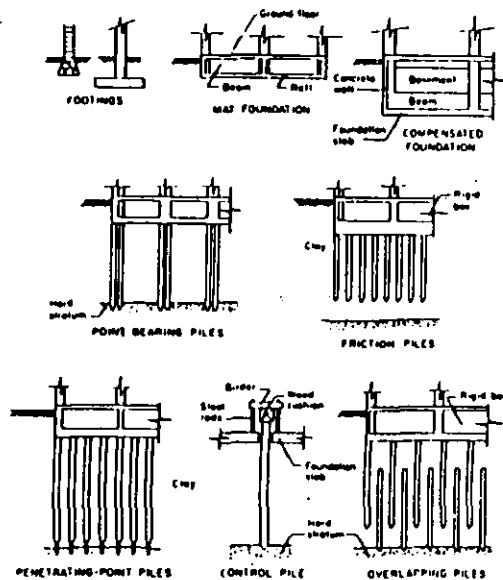


Fig. III-4.1: Foundation systems commonly used in soft soils

III-4.2.2 COMPENSATED FOUNDATIONS

The load transmitted by the building to the foundation can be partially or totally compensated by the weight of the excavated soil, so that no significant stress increments are induced into the soil.

Deficient performances of some of the box-type foundations based on this principle were observed in two types of buildings: heavy constructions, with large dimensions in plan, and slender buildings with load eccentricity. Poor performance could often be traced to partial compensation and excessive net pressures transmitted to the soil, leading to large settlements in static conditions. Infiltration of water into the foundation box eliminated in many cases the benefit of the buoyancy effect, reducing the effectiveness of compensation.

The compensation solution appeared ill-adapted to slender buildings submitted to seismic loading, as illustrated by figure III-4.3. This 9-story building with dimensions of 13 x 40 m in plan rested on a partially compensated foundation at a depth of 3.8 m. Load eccentricity, probably associated to front balconies, led to differential settlements which increased dramatically during the earthquake due to the combined effect of static and dynamic overturning moments. The maximum measured settlement was 1.21 m.



Fig. III-4.2: Earthquake induced tilt and settlement of a building on a mat foundation



Fig. III-4.3: Earthquake induced tilt and settlement of a building on a partially compensated foundation

III-4.2.3 END-BEARING PILE FOUNDATIONS

Heavy buildings are commonly supported by precast or cast-in-place piles anchored in a hard layer at a depth of about 30 m. Due to the regional subsidence, an apparent emersion of the building usually occurs. The seismic performance of these foundations was in general satisfactory; however, cases of structural damage to perimetral piles due to overturning moments (Fig. III-4.4) and possible punching of the hard supporting layer by the piles have been reported [III-4.2, III-4.3]



Fig. III-4.4: Structural damage suffered by end-bearing piles

III-4.2.4 FOUNDATIONS ON FRICTION PILES

Friction piles are frequently used as a complement to compensated foundations to reduce settlements (design in terms of deformations). Not so often, friction piles are used as the primary foundation system (design in terms of bearing capacity; [III-4.4]). Foundations on friction piles designed according to the former philosophy were the most affected during the earthquake. About 13.5 % of all 9 to 12 story buildings, most of them on friction piles, were severely damaged in the central sector of the city [III-4.5].

Again, two forms of deficient behavior could be identified: settlement of heavy buildings, with large dimensions in plan, and permanent tilting, including one case of rigid body collapse, associated to overturning of slender or eccentrically loaded structures.

The latter situation is illustrated in figure III-4.5. This structure covered an irregular area of 160 m². Its foundation consisted of a rigid box and friction piles jacked into the soil. The average pressure at the foundation level was 144 kPa. An eccentricity of 1.4 m existed between the centroid of gravitational loads and that of pile heads. The superstructure and its foundation as a whole collapsed totally by overturning. Part of the foundation box was exposed over the ground surface, as well as several piles still connected to the foundation box. The analyses showed that the irregular shape of the building in plan led to the existence of an oblique axis with minimum capacity to resist overturning moments. Coincidentally, the direction of the maximum horizontal acceleration measured in the nearest station at a distance of 2.5 km, practically coincides with the perpendicular to this axis; this factor may have contributed to the collapse. The increasing plastic deformations of the soil induced by the seismic cyclic stresses led in turn to higher overturning moments at the base of this slender structure by P - δ effect, until the bearing capacity of the foundation slab was overcome; the contribution to the overturning capacity of the lateral reactions on the walls of the substructure was probably negligible due to its shallow depth (2.5 m). Degradation of the soil undrained strength due to cyclic loading (III-4.3.1.4) may have been a factor but it was not necessary to take it into account to explain the foundation collapse.

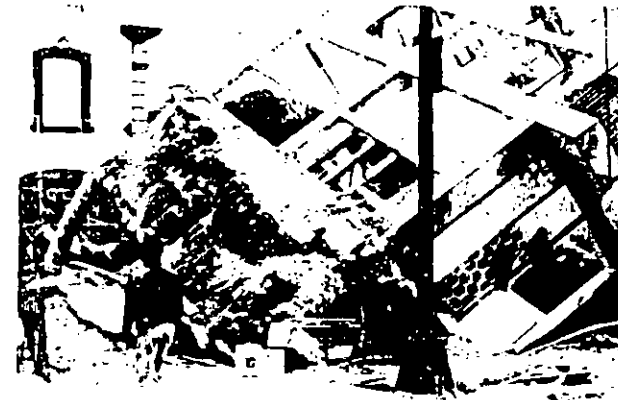


Fig. III-4.5: Collapse of a building on friction piles

III-4.2.5 SPECIAL FOUNDATION SYSTEMS

Several special foundation systems are widely used in Mexico City (Fig. III-4.1), the most common being probably the "control" piles equipped with a device that allows regulation of the building movements with respect to the surrounding area. In several instances, these devices were severely damaged or collapsed. The design of some of these systems should be revised to ensure that they can resist

transient vertical loading and shear forces during earthquakes. To be reliable, such systems should also be maintenance-free. Problems encountered with other kinds of special foundations such as penetrating or overlapping piles were similar to those discussed for friction piles.

III-4.3 Elements for seismic analysis of foundations on cohesive soft soils

III-4.3.1 DYNAMIC BEHAVIOR OF SOFT CLAY

III-4.3.1.1 Shear modulus attenuation curves

Experimental investigations show that the dynamic response of clays strongly depends on the strain level induced. At low deformations, the response is relatively linear, the clay has low capacity to dissipate energy and degradation with the number of stress cycle applications is negligible. For large deformations, the response is strongly non-linear, damping increases notably and stiffness degradation may be important.

The threshold shear strain between linear and non-linear behavior of clays varies from 0.001 to 0.5% depending on clay characteristics. It has been shown [III-4.6] that of all factors that affect the degree of non-linearity of clay behavior, the most important appears to be the plasticity index, PI. The threshold strain increases with PI as shown in figure III-4.6a. Curves of normalized shear modulus versus shear strain corresponding to high values of PI, exhibit a wider range of linear behavior. The upper bound seems to be given by the highly plastic clays of Mexico City (PI > 300 %) and the lower bound by clean sand (PI = 0 %). It is possible to establish the following analytical expressions [III-4.7]:

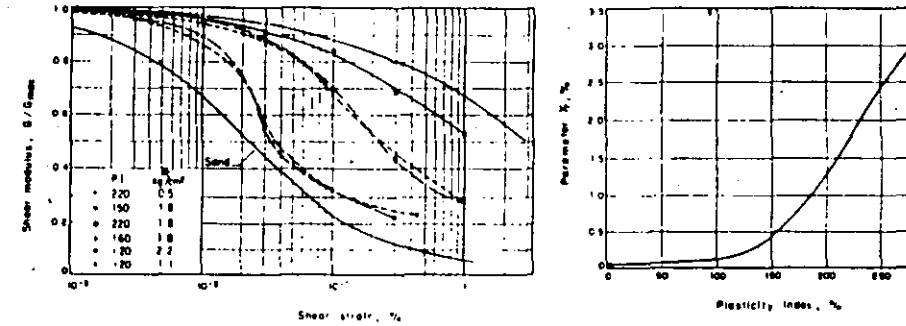
$$G(\gamma) = G_{max} [1 - H(\gamma)] \tag{III-4.1}$$

where

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \tag{III-4.2}$$

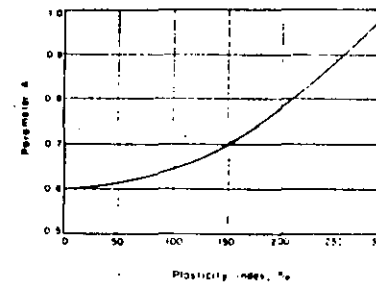
Here $G(\gamma)$ is the secant shear modulus as a function of γ ; γ the shear strain (%); G_{max} the secant shear modulus at low strain levels (10^{-4} %); γ_r a reference strain (%); and A, B are material parameters. In figures III-4.6b-d, experimental values of parameters A and B are expressed in terms of PI.

Similarly, for a given shear strain, damping ratios decrease with increasing values of PI, denoting a more linear behavior of the clay.

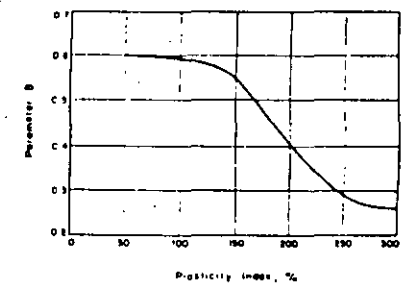


a) Shear modulus curves

b) Model parameter γ_r



c) Model parameter A



d) Model parameter B

Fig. III-4.6: Shear modulus for different PI and model parameters (Eq. III-4.2)

III-4.3.1.2 Residual strains induced by cyclic loading

When a soil sample is dynamically loaded it generally develops a cyclic strain and a residual strain, as depicted in figure III-4.7. Cyclic strains are commonly related to secant shear moduli and damping ratios which are important for response analyses. Permanent strains, on the other hand, allow the determination of earthquake-induced permanent displacements in soil foundations and earth structures.

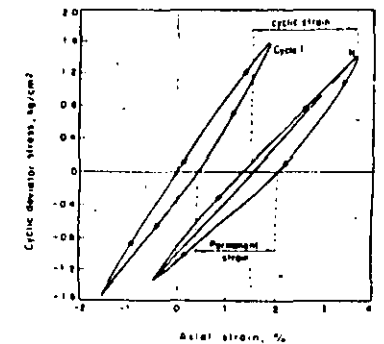


Fig. III-4.7: Strain developed in a clay sample by cyclic loading

Fig. III-4.8: Residual strains induced by cyclic loading

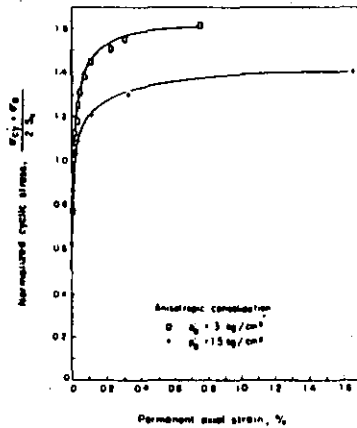


Figure III-4.8 shows the typical variation of permanent axial strains as a function of the total stress ratio (cyclic plus static stress normalized by the undrained strength) for isotropically and anisotropically normally consolidated Mexico City clays. The general trend of the response may be approximated by the hyperbolic model:

$$\frac{\sigma_{cy} + \sigma_{dc}}{2S_u} = \frac{\epsilon_p}{a_1 + b_1 \epsilon_p} \tag{III-4.3}$$

where σ_{cy} is the cyclic deviator stress; σ_{dc} the consolidation deviator stress; S_u the undrained strength; ϵ_p the permanent deformation; and a_1, b_1 are parameters. Typical values of the model parameters for Mexico City clays are $a_1 = 0.000158/S_u$ and $b_1 = 0.362/S_u$ for isotropic consolidation; and $a_1 = 0.000155/S_u$ and $b_1 = 0.597/S_u$ for anisotropic consolidation.

III-4.3.1.3 Degradation due to cyclic loading

For large amplitude cyclic strains the clay structure degrades continuously causing pore water pressure variations and reductions in stiffness and strength. The shear modulus decreases with the number of cycles according to the following equation (III-4.8):

$$G_N = G_1 N^{-t} \tag{III-4.4}$$

where G_N and G_1 are the shear modulus for the Nth and first cycles, and t is the degradation parameter.

Experimental results show that t depends on the overconsolidation ratio (OCR), strain amplitude, plasticity index and consolidation stress path. For the highly plastic clays of Mexico City (III-4.7) t varies according to $t = 0.0122 \epsilon_c$ for isotropic consolidation and $t = 0.0299 \epsilon_c$ for anisotropic consolidation, where ϵ_c is the compressive cyclic strain (axial strain in a cyclic triaxial test).

III-4.3.1.4 Effect of cyclic loading on undrained strength

Pore water pressures developed by dynamic loading may lead to substantial static shear strength reductions. Experimental studies clearly show the existence of a threshold for the cyclic shear stress amplitude (or cyclic shear strain amplitude) below which the effect of cyclic loading on the undrained strength of clays is negligible. For Mexico City clays, the critical cyclic shear stress is about $0.85 S_u$, where S_u is the static undrained strength before stress cycles application (III-4.9).

III-4.3.1.5 Dynamic strength

The static strength of saturated clays increases due to dynamic effects upon cyclic loading. Strength envelopes for static and dynamic loading conditions (1Hz) for Mexico City clay are compared in figure III-4.9. It may be seen that M_{id} is larger than M_{is} depending on consolidation stress path. Thus available shear strength may typically increase by about 30 % for dynamic conditions. These results have practical significance since bearing capacity determinations using static strength parameters may lead to conservative designs for seismic loading.

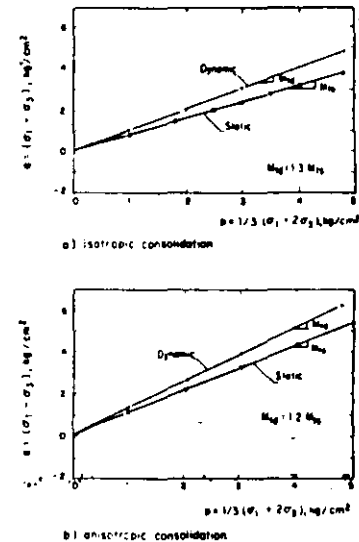


Fig. III-4.9: Failure envelopes for Mexico City clay

III-4.3.2 ANALYSIS OF SITE EFFECTS ON GROUND MOTIONS

The importance of local site effects on ground motion characteristics was demonstrated beyond any doubt during the Mexico City earthquakes. Acceleration response spectra of the motions recorded at different sites throughout the city are compared in figure III-4.10. (These spectra are the average of the two horizontal components recorded at each site.) Profiles of shear wave velocities measured at recording sites are also included to show the differences in stiffness characteristics and thickness of clay deposits. The variability of the ground motions felt throughout Mexico City (Fig. III-4.11) during the seismic event may be readily

seen. Clay deposits (CAO, CAF, SCT) amplified significantly the rock-like motions (CU, VC) and modified appreciably the frequency content of the incoming seismic waves. Within the Texcoco Lake Zone the ground motions were also drastically different highlighting the importance of the effect of small variations in soil profiles on ground motions.

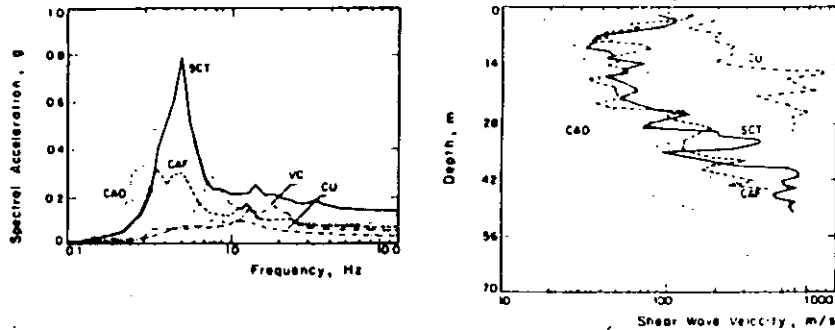


Fig. III-4.10: Response spectra and soil stiffness characteristics at different sites in Mexico City

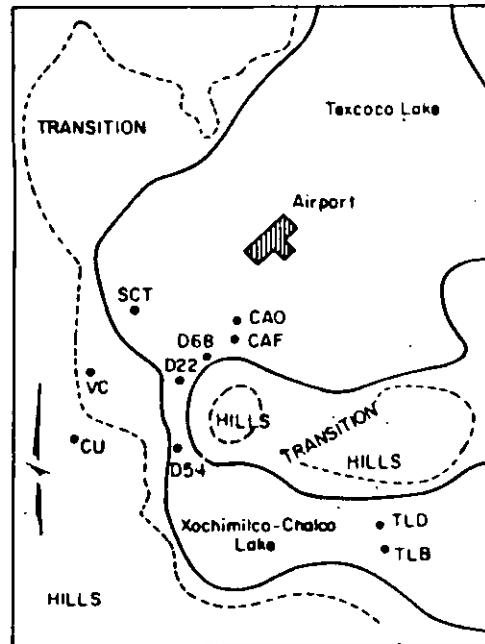


Fig. III-4.11: Geotechnical zoning and strong motion instruments location

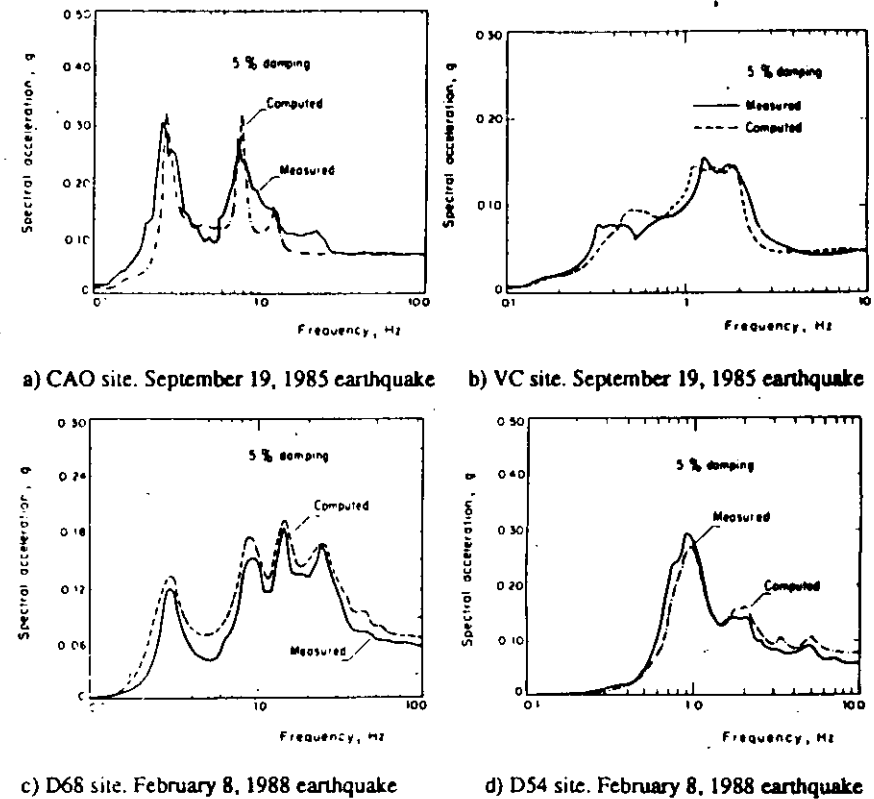


Fig. III-4.12: Observed and theoretical response spectra at various sites in Mexico City

In figure III-4.12, the theoretical acceleration response spectra are compared with the acceleration response spectra of the motions recorded at different sites within the Lake and Transition Zones during the 1985 and more recent seismic events. The theoretical spectra were computed using a one-dimensional model which considers the seismic environment as a stationary random process defined from the motions recorded at CU site [III-4.10]. The correlation between computed and recorded spectra is remarkably good. Similar results were obtained for 67 additional sites for two recent seismic events. The main reasons why one-dimensional models are capable of reproducing, with a high degree of accuracy, the observed response spectra are the following: a) the soil stratigraphy is nearly horizontal, b) the extension of the clay deposits is more than two orders of

magnitude larger than their thickness, and c) the energy release source, the subduction zone, is more than 300 km away from Mexico City.

It can be concluded that free field motions at specific sites throughout the Valley of Mexico can be predicted with a sufficient degree of confidence for practical applications by means of one-dimensional models.

III-4.3.3 SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSES

An important aspect of the seismic analysis of structures is the evaluation of the dynamic interaction between the structure and the surrounding soil. For the analyses presented herein the finite element approach was preferred over the half-space theory.

III-4.3.3.1 Modelling

The model (Fig. III-4.13) includes viscous boundaries on the planar sides of the slice to simulate the propagation of wave energy in the direction perpendicular to the axis of the slice; energy-transmitting boundaries are placed at the lateral boundaries to simulate the dynamic effects of the semi-infinite viscoelastic horizontally layered soil system beyond the finite element region. The equation of motion for the structure system is [III-4.11]:

$$[M](\ddot{u}) + [K](u) = - (m) \ddot{y} - (V) + (F) - (T) \tag{III-4.5}$$

where

- [M] = Plane strain mass matrix of a slice of unit thickness
- [K] = Complex plane strain stiffness matrix of a slice of unit thickness
- {u} = Displacements of nodal points relative to rigid base
- {m} = Vector related to [M] and the direction of the rigid base acceleration $\ddot{y}(t)$
- {V} = Forces due to viscous boundaries
- {F} = Forces acting on a vertical plane in the free field
- {T} = Forces related to the energy transmission at lateral boundaries.

The equation of motion is solved in the frequency domain using the complex response method. Solving the resulting set of linear equations for unitary input motion the complex transfer function, $[H]_r$, of the nodes relative displacements is obtained:

$$\begin{aligned} [K]_r \{U\}_r &= \{P\}_r \ddot{Y}_r \\ [H]_r &= [K]_r^{-1} \{P\}_r \end{aligned} \tag{III-4.6}$$

where $[K]_r$ is a frequency-dependent stiffness matrix and $\{P\}_r$, also frequency-dependent, is the load vector corresponding to unit amplitude of the rigid base motion.

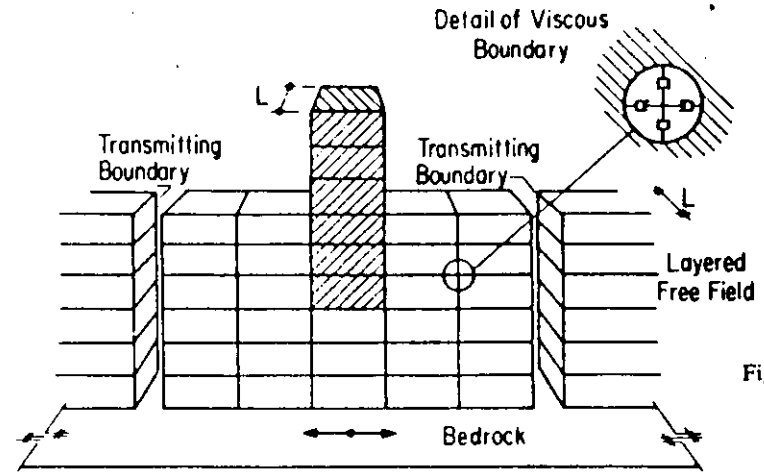


Fig. III-4.13: Soil-structure model

The response of a linear system like the one shown in Fig III-4.13 due to a stationary stochastic excitation can be obtained using the following equation [III-4.10]:

$$P_u^j(\omega_r) = [H]_j(\omega_r) P_y(\omega_r) \tag{III-4.7}$$

where $H_j^i(\omega_r)$ is a vector containing the complex transfer function of the soil-structure system from the rigid base acceleration to nodal point j displacement; $P_y(\omega_r)$ is a vector containing the power spectral amplitudes of the base rock input motion; and $P_u^j(\omega_r)$ is a vector containing the response power spectral amplitudes of displacements at nodal point j .

The expected maximum response may be evaluated using the solutions for the first-passage problem which are usually presented in the form:

$$S_{T,p} = \gamma_{T,p} \sigma \tag{III-4.8}$$

where $S_{T,p}$ is the extreme value which has the probability p of not being exceeded within the duration T . The function $\gamma_{T,p}$ is called the "peak factor" and is the basic parameter which has to be determined in the first passage problem. In Eq. III-4.8, $S_{T,p}$ may represent the peak value of any random variable (i. e. acceleration, stress, etc.) and σ is the root mean square value of the corresponding power spectral function.

Using the concepts of extreme value theory and the response of single degree of freedom systems a procedure can be established to evaluate response spectra from power spectra and vice-versa [III-4.10].

III-4.3.3.2 Effect of foundation depth

Free-field movements are modified by the presence of structures by an amount that depends on the differences existing between the masses, rigidities and damping factors of the excavated soil and those of the foundation structure that substitutes it. Furthermore, most foundations are embedded and the ground motions are known to vary with depth.

To evaluate the depth effect on ground motions, it was assumed that the response spectrum of the movements at ground surface corresponds to the spectrum specified in the Mexico City construction code, identified in figure III-4.14 with the symbol CL (free field). By means of the analytical method presented previously, the seismic movements were calculated for different depths thus producing the spectra plotted in figure III-4.14. It can be observed that the movement attenuation is conspicuous for depths of about 10 to 15 m, particularly for frequencies in excess of 0.8 Hz. This result has important practical implications since in principle it could be sufficient to support the foundation at a certain depth in order to diminish the intensity of the dynamic excitation acting on the structure. A rigid foundation should be used so as not to amplify the movements from the foundation elevation towards the ground surface. In figure III-4.15 the effects of foundation depth on maximum ground surface acceleration are shown. It may be seen that the maximum acceleration decreases for larger foundation embedments and that the effect on free field acceleration is greater for deeper foundations.

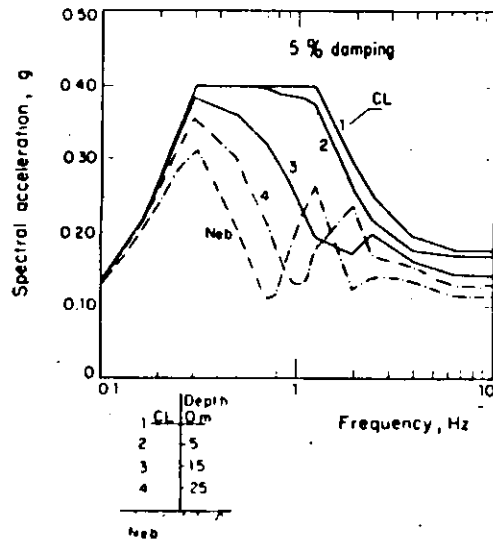


Fig. III-4.14:
Variation
of spectral
acceleration
with depth

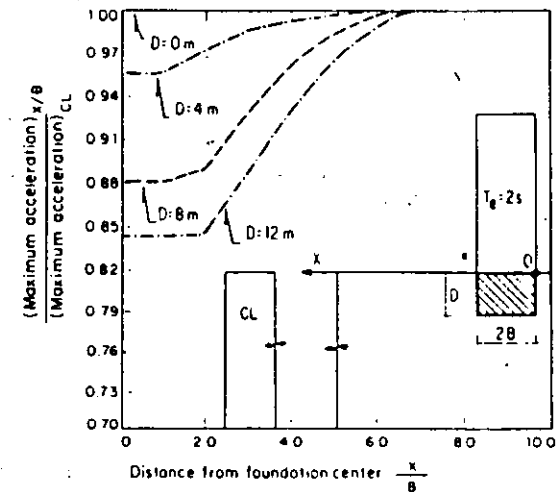


Fig. III-4.15:
Effect of
depth on
ground
surface
maximum
accelerations

III-4.3.3.3 Effect of foundation type

To evaluate the effect of the foundation rigidity on the seismic movements at the base of the structure (at ground surface elevation), the response of a building with a natural frequency of 1 Hz was analyzed by means of the finite element method. Two types of foundations were contemplated: one with a box-type caisson at a depth of 2.5 m with 23-m long friction piles, and the other with a 14-m deep rigid box-type foundation. The safety factors against failure by static loading are the same for both foundations. The soil deposit is 30-m thick and has an average shear wave velocity equal to 52 m/s. The reference earthquake (movements at the base of the soil deposit in the free field) was considered to be equal to the mean spectrum of the horizontal components of the seismic movements recorded at CU site during the 1985 earthquake. A comparison of the free-field acceleration spectrum with the responses calculated in both soil-structure systems at ground surface and below the structure (point A), is presented in figure III-4.16. These floor spectra include the effect of soil characteristics, dynamic soil properties, soil-structure interaction, and of the structure itself.

Figure III-4.16 shows that the dominant frequency of the soil deposit (0.43 Hz) is not modified by the presence of the structure regardless of the type of foundation, and that the corresponding spectral amplitude is only attenuated by 5% for the foundation consisting of friction piles and by 12% for the case of the rigid box. This indicates that the soil-structure interaction is negligible for low frequencies and that for soft soil deposits their dominant frequency is not affected by the presence of a particular structure. However, for higher frequencies the

influence of the rigid foundation is significant, specially for the natural frequency of the structure (1 Hz). The effect of the flexible foundation (shallow box and friction piles) is negligible. These results and further investigations show that the interaction between soil and foundation may affect significantly the intensity of the motions at the structure base. Accordingly, if foundations are designed to suit the particular soil conditions and seismic environment requirements, it is feasible to decrease the cost of the structure without increasing the risk.

In urban zones structure-soil-structure interaction develops during earthquake shaking, modifying the free field seismic environment and the floor spectra of buildings considered as isolated. To study this problem an entirely similar approach has been used. Preliminary studies show that motions at building base will be attenuated further due to structure-soil-structure interaction effects in the high frequency range but that they are likely to be increased in the low frequency range.

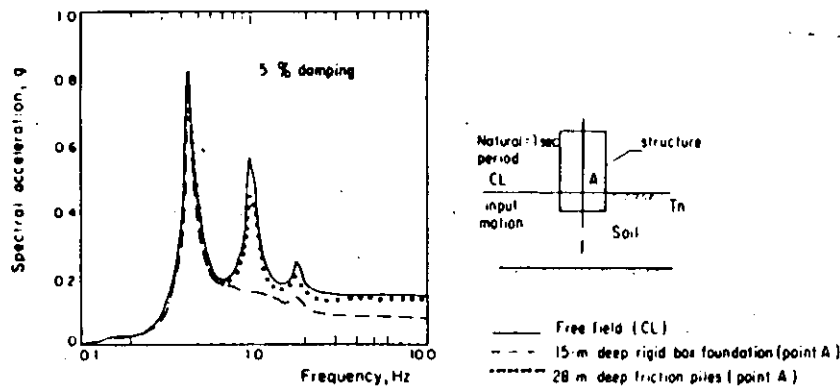


Fig. III-4.16: Effect of foundation type on floor response spectra

III-4.4 Foundation design considerations

III-4.4.1 RELIABILITY

The design of foundations in soft soils must be based on accurate estimations of the actions to which the structure will be submitted in static and dynamic conditions. As already pointed out, the unsatisfactory seismic behavior of foundations on soft soils can frequently be traced to overloading in static conditions as a consequence of inadequate design but also of changes in the building use, flooding of the basement, etc. Design should thus take explicitly into

account the uncertainties regarding the static loads acting on the foundation. Uncertainty on the seismic loading of the foundations is still larger, since the design spectrum is often based mainly on engineering judgment taking into account limited statistical information on strong earthquakes characteristics in the area.

It appears then necessary for any foundation analysis and design in difficult subsoils, to perform a reliability evaluation. This can be achieved by using the concept of failure probability, considering both the soil capacity C and the loading D as random variables. The probability of failure (or of excessive deformation) can then be written as:

$$P[\text{failure}] = P[C < D] = \int_0^{\infty} \int_0^d f_C(c) f_D(d) \delta c \delta d \quad (\text{III-4.9})$$

where $f_C(c)$ and $f_D(d)$ are, respectively, the probability densities of capacity and loading. Complement to unity of probability of failure is known as reliability. Calculations based on the above equation show that, in certain conditions, the compensated and friction piles foundations may present a low reliability [III-4.12].

III-4.4.2 DYNAMIC BEARING CAPACITY

It has been proposed that a horizontal inertia force acting on the potential sliding mass of the soil foundation be considered in seismic bearing capacity analyses. If a simplified circular failure surface is assumed, the stability verification can then consist for superficial or compensated foundations, in checking that the following condition is satisfied:

$$F_C W_t - W_c \leq q_1 A_R F_R \left(1 - \frac{0.097 F_C a_0 b \gamma}{F_R c g} \right) \quad (\text{III-4.10})$$

where

F_C = Load factor (1.1 in Mexico City code)

F_R = Strength factor (0.7, M.C. code)

W_t = Total gravitational load

W_c = Weight of soil removed to build the foundation

A_r = Foundation area, whose width, d , is reduced by $2e$, where e is the load eccentricity due to overturning moment in the analysis direction

q_1 = Net failure contact pressure under vertical load

a_0 = Maximum ground horizontal acceleration

b = Min (d , $1.2 h$, 20 m)

h = Depth from foundation slab to hardpan

c = Average cohesion from slab depth to slab depth + b

γ = Average soil unit weight from slab depth to slab depth + b

Calculations show that, for typical Mexico City conditions, compliance with the above equation leads to a reduction of bearing capacity by less than 10 %. This reduction is overridden by the increase in undrained strength for dynamic conditions [III-4.3.1.5].

Bibliography

- [III-4.1] Auvinet G. and M. J. Mendoza (1986). "Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985", *Proceedings, Symposium: "Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos"*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.
- [III-4.2] Mendoza M. and G. Auvinet (1988). "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Behavior of Building Foundations in Mexico City", *Earthquake Spectra*, 4.4, p. 835-853.
- [III-4.3] Ovando E., M. J. Mendoza and M. P. Romo (1988). "Earthquake Induced Settlements in End Bearing Pile Foundations in Mexico City", *Earthquake Spectra*, 4.4, p. 753-770.
- [III-4.4] Auvinet G. and M. J. Mendoza (1987). "Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas", *Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, pp-239, Querétaro, México.
- [III-4.5] Mendoza M. J. and J. Prince (1986). "Preliminary Report on the Earthquake of September 19, 1985, and its Effects on Structures and Foundations in Mexico City", *Geotechnical News*, 4, n°1, p. 20-29, Vancouver.
- [III-4.6] Romo M. P. *et al* (1989). "Cyclic Behavior of Normally Consolidated Mexico City Clay". Instituto de Ingeniería. *Research Report* Pr 9501.
- [III-4.7] Romo M.P. (1990). "Dynamic Properties of Highly Plastic Clays". *Symposium "Subsuelo de la Cuenca del valle de Mexico"*. SMMS, Mexico, p. 83-94.
- [III-4.8] Idriss I. M. *et al* (1978). "Non Linear Behavior of Soft Clays during Cyclic Loading". *JSMFD, ASCE*, 104, SM12, p. 1427-1447.
- [III-4.9] Díaz A. (1989). "Effects of Repeated Loading on the Strength of Mexico City Clay". *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Dyn. and Earth. Eng., vol Soil Dynamics and Liquefaction*, Mexico City, p. 197-208.
- [III-4.10] Romo M.P. *et al* (1977). "PLUSH: A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure Interaction". *Report N° UBC/EERC 77-01*, University of California, Berkeley.
- [III-4.11] Lysmer J. *et al* (1975). "FLUSH: A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems", *Report N° EERC 75-30*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [III-4.12] Auvinet G. and O. Rossa (1991). "Reliability of Foundations on Soft Soils", *Proceedings, CERRA-ICASP6*, Mexico City, 2, p. 768-775.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS**

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV :
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

M.I. LUIS E. PEREZ ROCHA

3.6 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

3.6.1 Introducción

En el diseño sísmico de estructuras de edificios ubicadas en terrenos tipo II o III se recomienda tener en cuenta los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura. Cuando así se proceda, se aplicarán solamente los métodos estático y dinámico de análisis sísmico que se especifican para este tipo de estructuras junto con las recomendaciones que se estipulan en el presente capítulo.

Estas recomendaciones pueden ser empleadas para incorporar los efectos de la interacción inercial en la determinación de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de diseño de la estructura. Los efectos inerciales considerados son el alargamiento del periodo fundamental de vibración y el aumento del amortiguamiento de la estructura, con respecto a los valores que tendrían suponiendo que la estructura se apoya rígidamente

en su base. En general, el uso de estas recomendaciones reducirá los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo calculados para la estructura supuesta con base indeformable, e incrementará los desplazamientos laterales.

En general, sólo se justificará tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se tenga:

$$\frac{\beta_s T_o}{H_o} < 20 \quad (6.1)$$

donde β_s es la velocidad efectiva de propagación del depósito de suelo en cuestión, en tanto que T_o y H_o son el periodo fundamental de vibración y la altura efectiva, respectivamente, de la estructura de interés supuesta con base rígida.

3.6.2 Caracterización del Sistema Suelo-Estructura

Para estructuras con varios grados de libertad y depósitos de suelo estratificados, el sistema suelo-estructura se puede idealizar adecuadamente como se muestra en la fig. 6.1. Se trata de una estructura con N grados de libertad en traslación horizontal que se apoya sobre una cimentación superficial, circular e infinitamente rígida con dos grados de libertad, uno en traslación horizontal y otro de rotación o cabeceo. La cimentación se desplanta en un depósito de suelo con base indeformable y estratificado horizontalmente con M estratos. Los grados de libertad correspondientes a traslación vertical y torsión de la cimentación se desprecian, a pesar de que pueden ser muy importantes cuando se tengan sistemas de piso flexibles o en estructuras irregulares, respectivamente. Los grados de libertad de la cimentación están referidos a la subrasante, por lo que el momento de inercia de la masa del cimiento se toma con respecto al eje de rotación de la base de la cimentación.

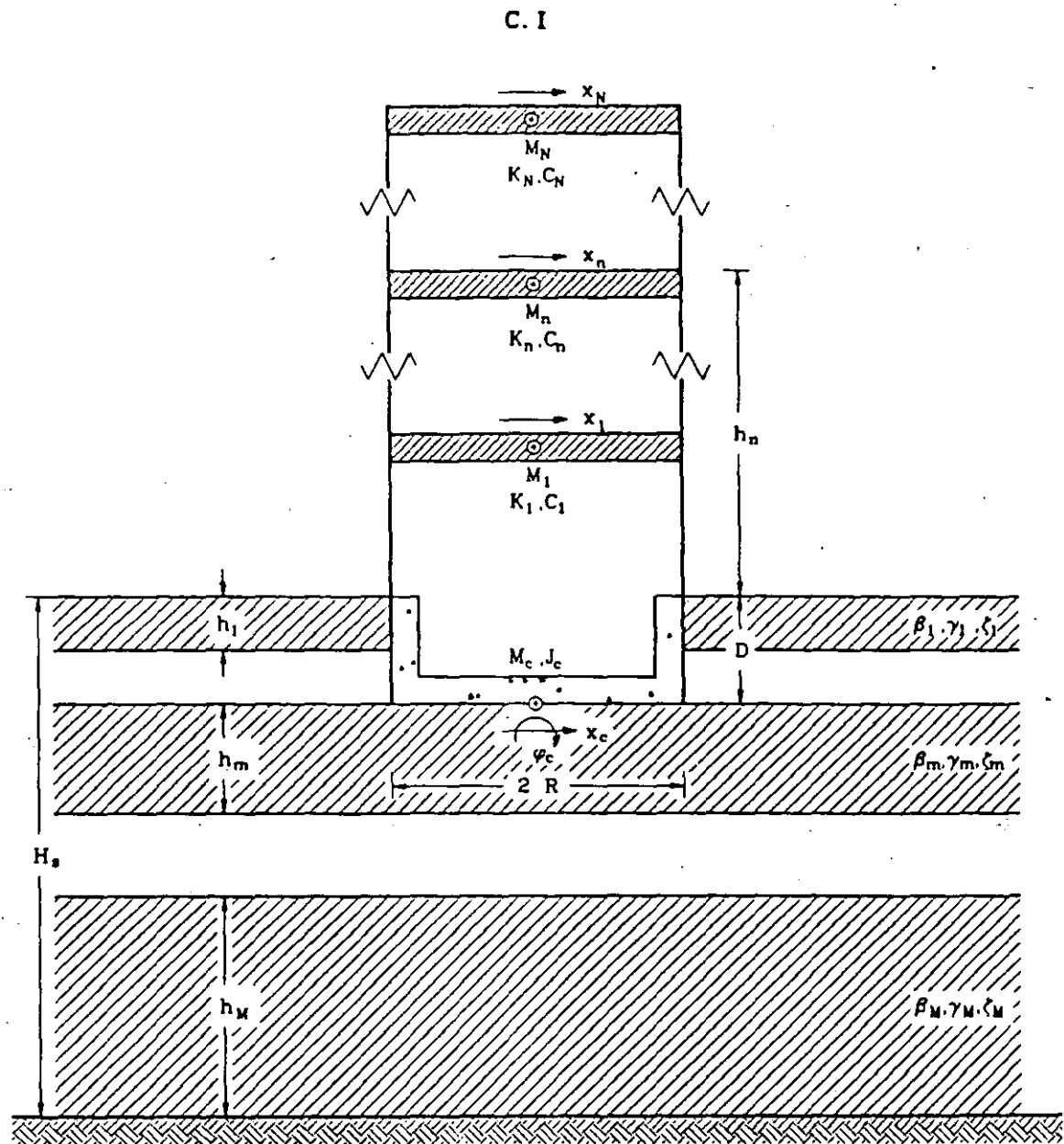


Fig. 6.1 Sistema suelo-estructura completo

Si la estructura con varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador de un grado de libertad en su condición de base rígida y el depósito de suelo estratificado se comporta fundamentalmente como un manto homogéneo, el sistema suelo-estructura se puede reemplazar por el sistema equivalente que se indica en la fig. 6.2, en donde la estructura y el estrato representan elementos equivalentes a la

C.I

estructura con varios grados de libertad y el depósito de suelo estratificado, respectivamente, con los que se obtiene igual respuesta ante una perturbación dada. Para ello, la estructura real se caracterizará mediante el periodo fundamental, la masa y la altura efectivas; mientras que el depósito original se caracterizará a través del periodo dominante y la velocidad efectiva.

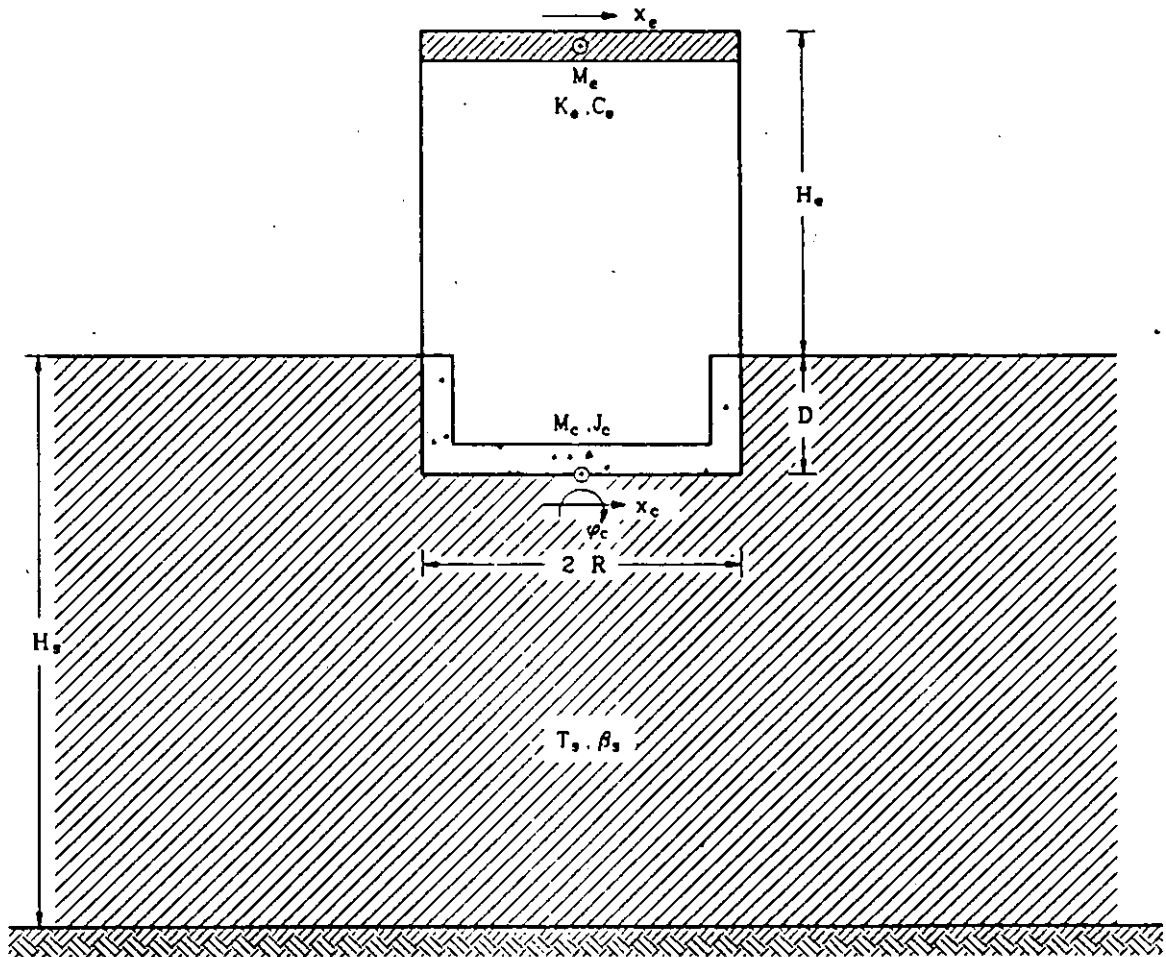


Fig. 6.2 Sistema suelo-estructura equivalente

Este modelo de interacción suelo-estructura se puede aplicar como una aproximación unimodal, reemplazando la masa, la rigidez, el amortiguamiento y la altura del oscilador por parámetros modales

equivalentes de la estructura. En consecuencia, M_e , K_e y C_e se deben interpretar respectivamente como la masa, la rigidez y el amortiguamiento efectivos de la estructura supuesta con base indeformable vibrando en su modo fundamental, y H_e como la altura del centroide de las fuerzas de inercia correspondientes.

Las expresiones que definen los parámetros modales del oscilador elemental se obtienen a partir del periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura e igualando el cortante basal y momento de volteo del modo fundamental de la estructura con el cortante basal y momento de volteo del oscilador, lo que conduce a:

$$M_e = \frac{(Z_1^T M_e J)^2}{Z_1^T M_e Z_1} \quad (6.2)$$

$$K_e = 4\pi^2 \frac{M_e}{T_e^2} \quad (6.3)$$

$$C_e = 4\pi\zeta_e \frac{M_e}{T_e} \quad (6.4)$$

$$H_e = \frac{Z_1^T M_e H}{Z_1^T M_e J} \quad (6.5)$$

donde T_e y ζ_e son el periodo y amortiguamiento, respectivamente, del modo fundamental de la estructura supuesta con base rígida; J es un vector formado por unos y H un vector que tiene como componentes las alturas de desplante de cada nivel, es decir $H = \{h_1, h_2, \dots, h_N\}^T$.

Cuando el análisis sísmico de una estructura se realiza con el método estático no se requiere de su modo fundamental. En este caso, la masa y altura efectivas se pueden aproximar razonablemente de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$M_o = \frac{C.I. (X^T M_o J)^2}{X^T M_o X} \quad (6.6)$$

$$H_o = \frac{X^T M_o H}{X^T M_o J} \quad (6.7)$$

donde X es un vector formado con los desplazamientos de la estructura supuesta con base indeformable correspondientes a las fuerzas sísmicas calculadas según el método estático. La masa y altura efectivas así calculadas en ningún caso se tomarán menores que 0.7 veces la masa y altura de la construcción, respectivamente.

El periodo y amortiguamiento del modo fundamental del sistema equivalente con tres grados de libertad representarán el periodo y amortiguamiento efectivos \bar{T}_o y $\bar{\zeta}_o$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo, los cuales se podrán calcular aproximadamente como se especifica en la sección 3.6.5 o rigurosamente como se estipula en la sección 3.6.6.

Los efectos de interacción en los modos superiores resultan despreciables cuando el modo fundamental que tendría la estructura con base rígida se parece a una recta que pasa por su base. En vista de que esta forma del modo fundamental se presenta en la mayoría de los casos prácticos, vale despreciar los efectos de interacción en los modos superiores cuya contribución se puede determinar mediante procedimientos estándar.

3.6.3 Análisis Estático

Si se opta por el análisis estático, para tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura se procederá como sigue:

1. Si el periodo efectivo \bar{T}_o es menor que el periodo característico T_o ,

el cortante basal de la estructura con base flexible se calculará como el de la estructura con base rígida menos la reducción en el cortante basal que ocurre en el sistema equivalente. Esto es:

$$\bar{V} = \frac{a}{Q'} W - \left[\frac{a}{Q'} - \frac{\bar{a}}{\bar{Q}'} \xi \right] W_0 \quad (6.8)$$

donde a y Q' son la ordenada espectral y el factor reductivo por ductilidad valuados para T_0 , mientras que \bar{a} y \bar{Q}' son los mismos parámetros pero calculados para \bar{T}_0 ; W y W_0 son los pesos total y efectivo, respectivamente. Además, ξ es el factor de amortiguamiento por el que se multiplican las ordenadas del espectro de diseño con amortiguamiento original ζ_0 con objeto de obtener las que corresponden a un amortiguamiento modificado $\bar{\zeta}_0$.

Para movimientos de banda ancha, típicos de terreno firme, las esperanzas de las respuestas espectrales máximas son aproximadamente proporcionales a $\zeta_0^{-0.4}$ (ref. 48). En cambio, las respuestas en resonancia para movimientos armónicos son proporcionales a ζ_0^{-1} (ref. 48). De esta forma, para movimientos de banda estrecha, típicos de terreno blando, que poseen características intermedias entre las correspondientes a los movimientos de banda ancha y armónicos, es consistente suponer que las esperanzas de las respuestas espectrales máximas varíen proporcionalmente a ζ_0^{-k} en donde $0.4 < k < 1$. Esta teoría ya ha sido validada para diferentes tipos de suelo en el Distrito Federal (ref. 60). Con base en estos resultados se propone que para la República Mexicana se adopten los siguientes valores: $k = 0.4$ para terreno firme (tipo I), $k = 0.5$ para terreno intermedio (tipo II), y $k = 0.6$ para terreno blando (tipo III).

Por otra parte, la aceleración de estructuras perfectamente rígidas es en todo instante igual a la del terreno, cualquiera que sea el valor de ζ_0 , y en consecuencia las ordenadas espectrales no se reducen con el amortiguamiento. Entonces, parece razonable

interpolar linealmente el efecto de $\bar{\zeta}_0$ en función del periodo natural entre cero y el periodo característico T_0 .

Con base en estos razonamientos y considerando que el amortiguamiento para los espectros de diseño adoptados es del 5 por ciento, $\zeta_0 = 0.05$, se concluye que las reducciones espectrales adecuadas por efectos de interacción se obtienen mediante los factores de amortiguamiento dados por las expresiones:

$$\xi = 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\bar{\zeta}_0} \right)^k - 1 \right] \frac{\bar{T}_0}{T_0}; \quad \text{si } \bar{T}_0 < T_0 \quad (6.9)$$

$$\xi = \left(\frac{0.05}{\bar{\zeta}_0} \right)^k; \quad \text{si } \bar{T}_0 > T_0 \quad (6.10)$$

Según la ec. 6.8, las fuerzas sísmicas para la estructura interactuando con el suelo estarán dadas por la ec. 4.5 correspondiente a la estructura con base indeformable, pero reemplazando a/Q' por $a/Q' - (a/\bar{Q}' - (\bar{a}/\bar{Q}')\xi)W_0/W$.

2. Si el periodo efectivo \bar{T}_0 es mayor que el periodo característico T_0 , las fuerzas sísmicas se calcularán con la ec. 4.6 pero reemplazando a/Q por $a/Q - [(a - \bar{a}\xi)/Q]W_0/W$.

En general, bastará multiplicar por el cociente \bar{V}/V cualquier respuesta calculada sin interacción para obtener la respuesta con interacción. Este cociente en ningún caso se tomará menor que 0.8. Asimismo, el valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ninguna situación se tomará menor que 0.05.

Los desplazamientos laterales modificados por interacción, incluyendo la rotación de la base pero despreciando su traslación, se pueden determinar como

$$\bar{X}_n = \frac{\bar{V}}{V} \left[X_n + (h_n + D) \frac{M_0^y}{K_r} \right] \quad (6.11)$$

donde M_0^y es el momento de volteo en la base de la cimentación y X_n el desplazamiento lateral del n-ésimo nivel correspondientes a la estructura con base indeformable; K_r es la rigidez de rotación de la cimentación que se determina como se indica en la sección 3.6.7. Estos desplazamientos deberán ser empleados en el cálculo de los efectos P-delta y la revisión del estado límite por choques contra estructuras adyacentes.

3.6.4 Análisis Dinámico

Si se recurre al análisis modal espectral, los desplazamientos laterales de la estructura con base flexible correspondientes al modo fundamental, sin incluir la rotación de la base, se determinarán como los de la estructura con base rígida, según la ec. 4.21, pero reducidos por interacción como

$$\bar{X}_1 = C_1 D(\bar{T}_1) \xi Z_1 \quad (6.12)$$

En los comentarios se demuestra que $D(\bar{T}_1) = A(\bar{T}_1)/\omega_1^2$, siendo \bar{T}_1 el periodo efectivo de la estructura con base flexible y ω_1 la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida; D y A representan los espectros de diseño de desplazamiento y aceleración, respectivamente. Esto conduce a que la respuesta con interacción reducida por ductilidad tome la forma

$$\bar{X}_1 = \frac{C_1}{\omega_1^2} \frac{a(\bar{T}_1)g}{Q'(\bar{T}_1)} \xi Z_1 \quad (6.13)$$

Ahora bien, el cortante basal reducido por interacción se puede expresar en términos de masa y aceleración como

$$\bar{V}_1 = \omega_1^2 J^T M_o \bar{X}_1 \quad (6.14)$$

Sustituyendo en esta expresión la ec. 6.13 y recurriendo a la vez a las ecs. 4.20 y 6.2, el cortante basal reducido por interacción se transforma en

$$\bar{V}_1 = \frac{\bar{a}}{\bar{Q}_1} \xi W_1 \quad (6.15)$$

en donde W_1 es el peso efectivo. Cabe destacar que el cortante basal que se obtiene con el método dinámico, ec. 6.15, es el mismo que se encuentra con el método estático, ec. 6.8, siempre y cuando se reemplace el peso de la estructura por su peso efectivo que participa en el modo fundamental.

Conocidos los desplazamientos de la estructura con base flexible y la matriz de rigidez de la estructura con base rígida, las fuerzas sísmicas reducidas por interacción se calculan mediante la expresión

$$\bar{P}_1 = K_o \bar{X}_1 \quad (6.16)$$

Los efectos de interacción solamente se tendrán en cuenta en el modo fundamental; la contribución de los modos superiores se determinará como en el caso de estructuras con base indeformable.

En general, bastará multiplicar por el cociente \bar{V}_1/V_1 cualquier respuesta calculada sin interacción para obtener la respuesta con interacción. Este cociente en ninguna situación se tomará menor que 0.8. Asimismo, el valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ningún caso se tomará menor que 0.05.

Los desplazamientos laterales modificados por interacción, incluyendo la rotación de la base pero despreciando su traslación, se pueden determinar como

$$\bar{X}_{nl} = \frac{\bar{V}_1}{V_1} \left[X_{nl} + (h_n + D) \frac{M_{01}^V}{K_r} \right] \quad (6.17)$$

donde M_{01}^V es el momento de volteo en la base de la cimentación y X_{nl} el desplazamiento lateral del n-ésimo nivel correspondientes al modo fundamental de la estructura con base indeformable; K_r es la rigidez de rotación de la cimentación que se determina como se indica en la sección 3.6.7. Estos desplazamientos deberán ser empleados en el cálculo de los efectos P-delta y la revisión del estado límite por choques contra estructuras adyacentes.

Las respuestas modales con interacción se combinarán con los mismos criterios que se especifican para estructuras sin interacción a fin de obtener la respuesta total.

Si se opta por el análisis paso a paso, en el dominio del tiempo se debe resolver adecuadamente la ecuación de equilibrio dinámico del sistema equivalente, teniendo en cuenta lo estipulado para estructuras sin interacción.

3.6.5 Determinación Aproximada del Periodo y Amortiguamiento Efectivos de Sistemas Suelo-Estructura

El periodo efectivo \bar{T}_e del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se puede determinar aproximadamente de acuerdo con la siguiente expresión

$$\bar{T}_e = \left[T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right]^{1/2} \quad (6.18)$$

la cual se obtiene al despreciar la masa de la cimentación y su momento de inercia en el sistema equivalente, como se demuestra en los comentarios. En esta ecuación,

$$T_h = 2\pi \left[\frac{M_o}{K_h} \right]^{1/2} \quad (6.19)$$

es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solamente pudiera trasladarse, y

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_o (H_o + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} \quad (6.20)$$

el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solamente pudiera girar. K_h representa la rigidez lateral de la cimentación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de dicha fuerza, y K_r la rigidez de rotación de la cimentación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria en la dirección de dicho momento; estas rigideces se obtienen como se establece en la sección 3.6.7.

Como primera aproximación, el periodo efectivo \bar{T}_o se puede calcular usando las rigideces estáticas. Si en lugar de ellas se emplean las rigideces dinámicas evaluadas para la frecuencia fundamental ω_o de la estructura con base rígida se mejora la aproximación. Es posible obtener una aproximación todavía mejor si la ec. 6.18 se resuelve mediante iteraciones, empezando con la frecuencia fundamental ω_o y terminando con la frecuencia efectiva $\bar{\omega}_o$.

El amortiguamiento efectivo $\bar{\zeta}_o$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se puede determinar aproximadamente de acuerdo con la siguiente expresión

$$\bar{\zeta}_o = \zeta_o \left[\frac{T_o}{\bar{T}_o} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{T_h}{\bar{T}_o} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\bar{T}_o} \right]^2 \quad (6.21)$$

la cual se obtiene al despreciar la masa de la cimentación y su momento de inercia en el sistema equivalente, como se demuestra en los comentarios. En esta ecuación,

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_e C_h}{2 K_h} \quad (6.22)$$

es el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, y

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_e C_r}{2 K_r} \quad (6.23)$$

el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación. Los coeficientes de amortiguamiento ζ_h y ζ_r , que incluyen tanto el amortiguamiento por disipación como el amortiguamiento por radiación, se calculan a partir de los amortiguamientos de la cimentación C_h y C_r en traslación y rotación, respectivamente, cuyos valores se obtienen como se establece en la sección 3.6.7.

En vista de que tanto los resortes como amortiguadores equivalentes del suelo dependen de la frecuencia de excitación, el amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_e$ se debe calcular en rigor usando las funciones de impedancia evaluadas para la frecuencia efectiva $\tilde{\omega}_e$.

3.6.6 Determinación Rigurosa del Periodo y Amortiguamiento Efectivos de Sistemas Suelo-Estructura

El periodo y amortiguamiento efectivos \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se pueden determinar rigurosamente analizando el sistema equivalente mediante el método de la respuesta compleja en la frecuencia. El desarrollo de esta solución se presenta en los comentarios.

El periodo y amortiguamiento efectivos se obtendrán al resolver la ecuación matricial de equilibrio dinámico en el dominio de la frecuencia del sistema equivalente, definida como

$$\left[K_s + i \omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = - \ddot{X}_0 M_0 \quad (6.24)$$

la cual representa un sistema complejo de ecuaciones algebraicas que se resuelve con procedimientos estándar de eliminación gaussiana. En esta ecuación, ω es la frecuencia de excitación, \ddot{X}_0 la amplitud del movimiento de campo libre y $X_s = \{X_s, X_c, \phi_c\}^T$ el vector de amplitudes de las coordenadas generalizadas del sistema equivalente. Además,

$$M_0 = \begin{Bmatrix} M_c \\ M_c + M_c \\ M_c (H_c + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (6.25)$$

es un vector de carga, y

$$M_s = \begin{bmatrix} M_c & M_c & M_c (H_c + D) \\ M_c & M_c + M_c & M_c (H_c + D) + M_c D/2 \\ M_c (H_c + D) & M_c (H_c + D) + M_c D/2 & M_c (H_c + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (6.26)$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C_s & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (6.27)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_s & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (6.28)$$

son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, del sistema equivalente. M_c representa la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de dicha masa con respecto al eje de rotación de la base del cimiento y D la profundidad de desplante de la cimentación. K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en

el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente; estos amortiguamientos y rigideces se calculan como se establece en la sección 3.6.7.

Resolviendo la ec. 6.24 se construyen espectros de respuesta en frecuencia que tengan como abscisas el periodo de excitación normalizado con respecto al periodo de la estructura con base rígida, T/T_0 , y como ordenadas la pseudoaceleración de la estructura interactuando con el suelo normalizada con respecto a la aceleración del terreno, $\omega_0^2 X_0 / \ddot{X}_0$. La posición y magnitud de los picos resonantes de los espectros de respuesta así obtenidos están asociados con el periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente.

El periodo efectivo \bar{T}_0 se determina directamente como el periodo de excitación correspondiente a la posición del pico resonante del espectro de respuesta. En tanto que el amortiguamiento efectivo $\bar{\zeta}_0$ se obtiene a partir de la pseudoaceleración correspondiente a la magnitud del pico resonante del espectro de respuesta mediante

$$\bar{\zeta}_0 = \frac{1}{2} \frac{\ddot{X}_0}{\omega_0^2 X_0^{\max}} \quad (6.29)$$

En las ayudas de diseño se presenta un programa de cómputo para la determinación rigurosa del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema equivalente.

3.6.7 Funciones de Impedancia

Las funciones de impedancia o rigideces dinámicas se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) aplicada y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas

funciones son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo, y la imaginaria, el amortiguamiento material por comportamiento histerético y el amortiguamiento geométrico por radiación de ondas. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

La rigidez dinámica de un sistema suelo-cimentación, para el modo de vibración m de la cimentación, se acostumbra expresar mediante la función compleja

$$\bar{K}_m(\omega) = K_m^0 \left[k_m(\eta_m) + i \eta_m c_m(\eta_m) \right] (1 + i 2 \zeta_m) \quad (6.30)$$

la cual es dependiente de la frecuencia de excitación ω . En esta ecuación, K_m^0 es la rigidez estática, k_m y c_m son respectivamente los coeficientes de rigidez y amortiguamiento dependientes de la frecuencia normalizada η_m y ζ_m es el amortiguamiento efectivo del sitio.

El resorte K_m y el amortiguador C_m equivalentes del suelo se relacionan con los coeficientes de rigidez y amortiguamiento por medio de las expresiones

$$K_m = K_m^0 \left[k_m - 2 \zeta_m \eta_m c_m \right] \quad (6.31)$$

$$\omega C_m = K_m^0 \left[\eta_m c_m + 2 \zeta_m k_m \right] \quad (6.32)$$

Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre cajón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces dinámicas se obtendrán a partir de cimentaciones circulares equivalentes empleando las aproximaciones analíticas que se presentan en esta sección o bien las tablas rigurosas que se encuentran en las ayudas de diseño, para cimentaciones superficiales.

3.6.7.1 Rigideces estáticas

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato elástico con base rígida se pueden obtener mediante las siguientes expresiones (ref. 42):

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left[1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H_s} \right] \left[1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h} \right] \left[1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H_s} \right] \quad (6.33)$$

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1-\nu_s)} \left[1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H_s} \right] \left[1 + 2 \frac{D}{R_r} \right] \left[1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right] \quad (6.34)$$

$$K_{hr}^0 = K_h^0 R_h \left[\frac{2}{5} \frac{D}{R_h} - 0.03 \right] \quad (6.35)$$

donde $G_s = \beta_s^2 \rho_s$ es el módulo de rigidez efectivo del depósito de suelo en cuestión, siendo β_s la velocidad efectiva de propagación y ρ_s la densidad efectiva del sitio; ν_s es el coeficiente de Poisson efectivo del sitio, H_s la profundidad del depósito de suelo y D la profundidad de desplante de la cimentación. Cabe mencionar que si las paredes laterales de la cimentación no se pueden considerar en contacto perfecto con el suelo, es conveniente tomar D menor que su valor aparente. Además, R_h y R_r son los radios de círculos equivalentes a la superficie de desplante con igual área e igual momento de inercia que dicha superficie, respectivamente, es decir:

$$R_h = \left[\frac{A}{\pi} \right]^{1/2} \quad (6.36)$$

$$R_r = \left[\frac{4 I}{\pi} \right]^{1/4} \quad (6.37)$$

en donde A es el área de la superficie neta de cimentación e I el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal de rotación. En términos de estos radios equivalentes, la frecuencia normalizada se define como

$$\eta_{h,r} = \frac{\omega R_{h,r}}{\beta_s} \quad (6.38)$$

Para el modo de traslación horizontal se empleará η_h , en el modo de rotación se usará η_r y para el acoplamiento entre la traslación y rotación se empleará η_{hr} .

3.6.7.2 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento

Los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (ref. 42):

$$k_h = 1 \quad (6.39)$$

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu_s \leq 1/3 \\ 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu_s \geq 0.45 \end{cases} \quad (6.40)$$

$$k_{hr} = k_h \quad (6.41)$$

$$c_h = \begin{cases} \frac{0.65 \zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1 \end{cases} \quad (6.42)$$

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{rp}^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1 \\ \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1 \end{cases} \quad (6.43)$$

$$c_{hr} = c_h \quad (6.44)$$

donde η_h y η_p , que representan las frecuencias fundamentales adimensionales del depósito de suelo en vibración trasversal y vertical, respectivamente, son:

$$\eta_h = \frac{\pi R_h}{2 H_s} \quad (6.45)$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad (6.46)$$

en donde

$$\frac{\alpha_s}{\beta_s} = \left[\frac{2 (1 - \nu_s)}{1 - 2 \nu_s} \right]^{1/2} \quad (6.47)$$

es la relación de velocidades efectivas de propagación de ondas de compresión y cortante del sitio.

Por otra parte, tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza o sobre zapatas aisladas, fig. 6.3, las rigideces estáticas del conjunto se podrán determinar utilizando las ecuaciones

$$K_h^0 = \sum_n K_{hn}^0 \quad (6.48)$$

$$K_r^0 = \sum_n K_{vn}^0 e_n^2 \quad (6.49)$$

las cuales se obtienen al despreciar las rigideces en rotación de las zapatas. El índice n denota valores correspondientes a la n -ésima zapata; e_n es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de rotación de la planta de cimentación y K_{hn}^0 y K_{vn}^0 son las rigideces estáticas horizontal y vertical de la zapata, respectivamente.

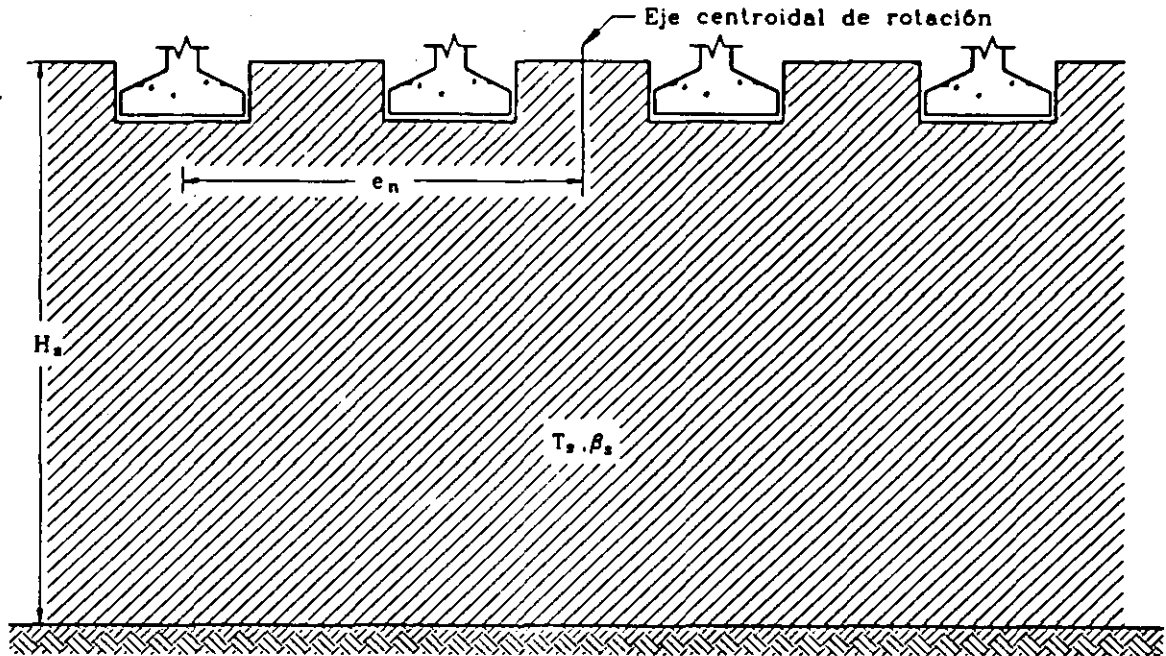


Fig. 6.3 Modelo para cimientos con zapatas

La rigidez estática para el modo de traslación vertical de una cimentación circular enterrada en un estrato elástico con base rígida se puede obtener como (ref. 33)

$$K_v^0 = \frac{4G R_v}{1 - \nu_s} \left[1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right] \left[1 + 0.5 \frac{D}{R_v} \right] \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right] \quad (6.50)$$

en donde $R_v = R_h$ debido a que se trata de un efecto de traslación. Actualmente no se conocen expresiones para los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para el modo de traslación vertical de una cimentación circular enterrada en un estrato viscoelástico con base rígida. En vista de esta situación, se justifica que tales coeficientes de impedancia se tomen como (ref. 33):

$$k_v = 1 \quad (6.51)$$

$$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta_v < \eta_p \\ 0.85 \frac{1 + 1.85 (1 - \nu_s) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v}; & \text{si } \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \quad (6.52)$$

en donde $\eta_v = \eta_h$ por la misma razón de que se trata de un efecto de traslación.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar sencilla y racionalmente los incrementos en las rigideces y los amortiguamientos de la cimentación. En el caso de cimentaciones sobre pilotes flotantes, fig. 6.4, las rigideces estáticas del conjunto se podrán determinar utilizando las ecuaciones

$$K_h^0 = \sum_n K_{hn}^0 \quad (6.53)$$

$$K_r^0 = \sum_n K_{vn}^0 e_n^2 \quad (6.54)$$

las cuales se obtienen al despreciar las rigideces en rotación de los pilotes. El índice n denota valores correspondientes al n -ésimo pilote; e_n es la distancia entre el centroide del pilote y el eje centroidal de rotación de la planta de cimentación y K_{hn}^0 y K_{vn}^0 son las rigideces estáticas horizontal y vertical del pilote, respectivamente.

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal y vertical de un pilote flexible enterrado en un estrato elástico con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (ref. 34):

$$K_h^0 = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} \quad (6.55)$$

C.1

$$K_v^0 = 1.9 d E_s \left[\frac{L_p}{d} \right]^{0.87} \quad (6.56)$$

donde d , E_p y L_p representan el diámetro, el módulo de elasticidad y la longitud del pilote, respectivamente; $E_s = 2(1+\nu_s)G_s$ es el módulo de elasticidad efectivo del depósito de suelo en cuestión.

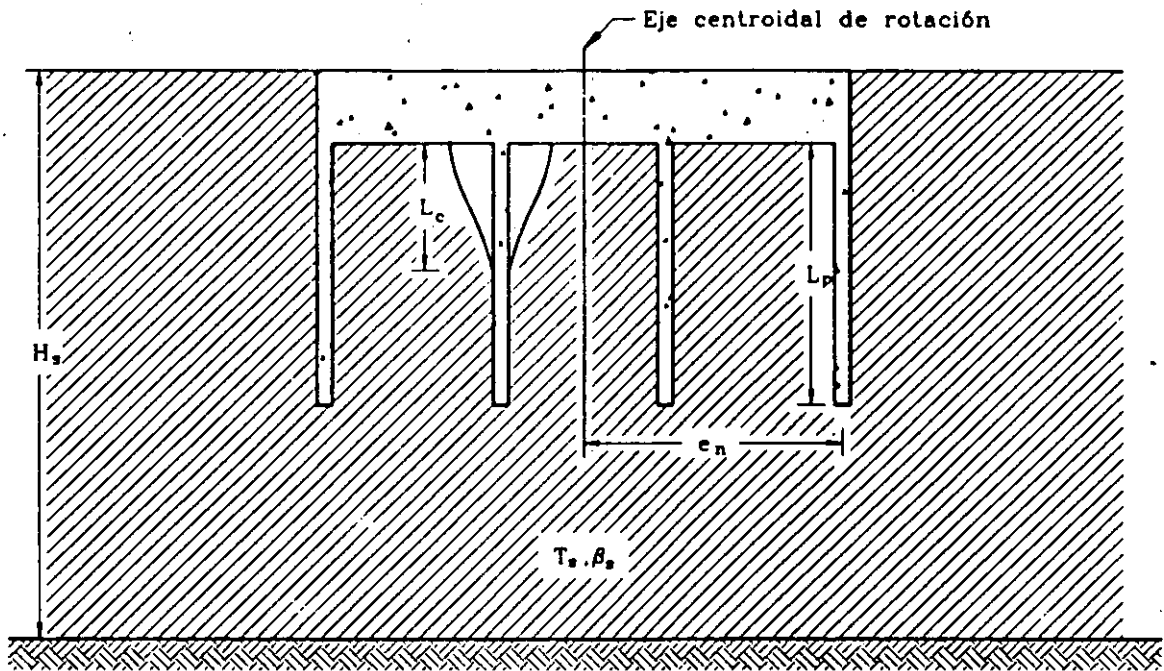


Fig. 6.4 Modelo para cimientos con pilotes

Los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal y vertical de un pilote flexible enterrado en un estrato viscoelástico con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (ref. 34):

$$k_h = 1 \quad (6.57)$$

$$k_v = 1 \quad (6.58)$$

$$c_h = \begin{cases} 0.8 \zeta_s; & \text{si } \eta \leq \eta_s \\ 0.8 \zeta_s + 0.175 (E_p/E_s)^{0.17} \eta; & \text{si } \eta > \eta_s \end{cases} \quad (6.59)$$

$$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta \leq \eta_p \\ 4L_p^2 G_s / \beta_s \left[1 - e^{-(E_p/E_s)(L_p/d)^{-2}} \right] \eta_s \eta^{-0.2}; & \text{si } \eta > \eta_p \end{cases} \quad (6.60)$$

en donde las frecuencias normalizadas η , η_s y η_p se definen de las siguientes formas:

$$\eta = \frac{\omega d}{\beta_s} \quad (6.61)$$

$$\eta_s = \frac{\pi d}{2 H_s} \quad (6.62)$$

$$\eta_p = \frac{\pi d}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad (6.63)$$

Estas funciones de impedancia solamente son aplicables a pilotes flexibles, que se tienen cuando

$$L_p > L_c \quad (6.64)$$

en donde

$$L_c = 2 d \left[\frac{E_p}{E_s} \right]^{0.25} \quad (6.65)$$

es la longitud activa del pilote, es decir la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga al suelo.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV:
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

PROPAGACION DE ONDAS ELASTICAS EN UN MEDIO SEMINFINITO

AUTOR: FRANCISCO SANCHEZ SESMA

PROPAGACION DE ONDAS ELASTICAS EN UN MEDIO SEMINFINITO

por

Francisco J Sánchez-Sesma

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México

1. INTRODUCCION

Las ondas sísmicas se propagan desde la fuente de acuerdo con las propiedades mecánicas del medio en que viajan y, por supuesto, dependen también de las características de la fuente. La descripción del fenómeno ha podido hacerse de forma satisfactoria al recurrir a simplificaciones e hipótesis que llevan a la formulación de modelos que representan los aspectos más importantes de la propagación de ondas en la tierra. Es usual aceptar que la tierra es un medio elástico lineal, homogéneo e isotrópico. En un medio de esta naturaleza con extensión ilimitada se pueden propagar dos tipos de ondas elásticas; las ondas P o de compresión y las ondas S o de cortante. Las primeras se propagan con mayor velocidad y por eso se les suele llamar primarias mientras que las segundas reciben el nombre de secundarias. Existen diversas soluciones para las ecua-

ciones que gobiernan el fenómeno de propagación. Así, para una fuente puntual se podría hablar de ondas esféricas, que a grandes distancias de la fuente se pueden representar como ondas planas. En algunos casos se modela el problema de propagación como bidimensional y las soluciones para una fuente se dan en términos de ondas cilíndricas, que también a grandes distancias son aproximadamente planas. Un buen número de soluciones de las ecuaciones fundamentales puede encontrarse en el excelente texto de Ewing, Jardetzky y Press (1957).

La existencia de una superficie libre introduce reflexiones de las ondas al llegar a esta. Para estudiar la naturaleza de las reflexiones dicha superficie debe considerarse libre de esfuerzos. Dado que a grandes distancias de la fuente las ondas pueden suponerse planas y que para las longitudes de onda de interés la curvatura de la tierra es, comparativamente, pequeña se estudiará el problema de reflexión de ondas planas por la superficie de un medio elástico seminfinito. Dicha superficie se supondrá plana.

A continuación se presentan algunos aspectos de la propagación de ondas en un medio elástico de extensión limitada y se expresan las ecuaciones que gobiernan el fenómeno en términos de potenciales de desplazamiento. Posteriormente se discute la reflexión de ondas planas por la

frontera libre de un semiespacio elástico, homogéneo e isotrópico. La incidencia de ondas P y SV armónicas se estudia con detalle. Finalmente se presentan las ondas superficiales de Rayleigh y de Love, las primeras como caso límite en que la velocidad aparente es menor que las velocidades de propagación de las ondas de cuerpo y las segundas como ejemplo de propagación en el caso más simple de un medio estratificado.

2. PROPAGACION DE ONDAS EN UN MEDIO ELASTICO

Puede demostrarse que en un sólido elástico, homogéneo e isotrópico las ecuaciones de movimiento están dadas por

$$\begin{aligned}
 (\lambda+2\mu)\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \mu\left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right) + (\lambda+\mu)\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x\partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial x\partial z}\right) &= \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\
 (\lambda+2\mu)\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \mu\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right) + (\lambda+\mu)\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x\partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial y\partial z}\right) &= \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \\
 (\lambda+2\mu)\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \mu\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) + (\lambda+\mu)\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x\partial z} + \frac{\partial^2 v}{\partial y\partial z}\right) &= \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}
 \end{aligned} \tag{1}$$

donde u, v, w = desplazamientos en las direcciones x, y, z , respectivamente; λ, μ = constantes de Lamé, ρ = densidad del medio y t = tiempo. Estas ecuaciones pueden escribirse de una manera compacta en notación vectorial, esto es

$$\mu \nabla^2 \bar{u} + (\lambda + \mu) \nabla \nabla \cdot \bar{u} = \rho \ddot{\bar{u}} \tag{2}$$

donde $\bar{u} = (u, v, w)$ = vector desplazamiento, ∇^2 = operador Laplaciano y ∇ = operador gradiente.

Antes de considerar soluciones generales de las ecuaciones de movimiento dos ejemplos simples permitirán ilustrar las principales características de las ondas planas en un sólido elástico de extensión ilimitada.

Supongase que $u \neq 0$, $v = w = 0$ y que u es solo función de x y del tiempo. Las ecs 1 se reducen a la expresión

$$(\lambda+2\mu) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3)$$

una solución de esta ecuación es

$$u = f(t - x/\alpha) + g(t + x/\alpha) \quad (4)$$

donde $\alpha^2 = (\lambda+2\mu)/\rho$ y f, g son funciones de *una sola variable* que pueden describir una forma de onda arbitraria. Un simple análisis de los argumentos de f y g permite establecer que $f(t-x/\alpha)$ representa una onda que viaja en la dirección positiva de x con velocidad α y $g(t+x/\alpha)$ describe una onda que viaja en la dirección negativa. Debe notarse que $f(t-x/\alpha)$ puede representar una onda armónica estacionaria, $\exp[i\omega(t-x/\alpha)]$ donde $i = \sqrt{-1}$ y ω = frecuencia circular del movimiento. Puede demostrarse que la ec 4 representa ondas de compresión o P.

Un segundo ejemplo simple se obtiene si se supone que $u = w = 0$ y que $v = v(x, t)$. De las ecs 1 se obtiene que

$$\mu \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (5)$$

y la solución tiene la misma forma que la ec 4 pero representa ondas que viajan con una velocidad β , donde $\beta^2 = \mu/\rho$. Debe notarse que el movimiento es perpendicular a la dirección de avance. Puede demostrarse que las soluciones de la ec 5 representan ondas de cortante, sin cambio de volumen.

Las ecuaciones de movimiento pueden resolverse de una manera más general por medio de *potenciales de desplazamiento*.

Si el vector desplazamiento se expresa como

$$\bar{u} = \nabla\phi + \nabla_x\bar{\psi}, \text{ con } \nabla \cdot \bar{\psi} = 0 \quad (6)$$

donde ϕ es un potencial escalar y $\bar{\psi}$ es un potencial vectorial, puede demostrarse que la ec 6 representa una solución de la ec 2 (o de la ec 1 en coordenadas rectangulares) si ϕ y $\bar{\psi}$ satisfacen, respectivamente, las ecuaciones de onda:

$$\nabla^2\phi = \frac{1}{\alpha^2} \frac{\partial^2\phi}{\partial t^2} \quad (7)$$

$$\nabla^2 \bar{\psi} = \frac{1}{\beta^2} \frac{\partial^2 \bar{\psi}}{\partial t^2} \quad (8)$$

Así, por ejemplo, una solución de la ec 7 que representa una onda plana de compresión que viaja en una dirección arbitraria está dada por

$$\phi = f \left(t - \frac{x\ell + ym + zn}{\alpha} \right) \quad (9)$$

donde ℓ, m, n = cosenos de los ángulos formados por la dirección de viaje y los tres ejes coordenados, respectivamente. Si $\bar{r} = (x, y, z)$ y $\bar{n} = (\ell, m, n)$ donde \bar{r} = vector de posición y \bar{n} = vector unitario que da la dirección de propagación, la ec 9 puede escribirse como

$$\phi = f(t - \bar{r} \cdot \bar{n} / \alpha) \quad (10)$$

Es evidente que soluciones similares pueden encontrarse para los tres componentes del potencial vectorial y representarían ondas de cortante viajando con una velocidad β .

En coordenadas rectangulares la ec 6 se desarrolla como

$$\begin{aligned} u &= \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi_z}{\partial y} - \frac{\partial \psi_y}{\partial z} \\ v &= \frac{\partial \phi}{\partial y} - \frac{\partial \psi_z}{\partial x} + \frac{\partial \psi_x}{\partial z} \\ w &= \frac{\partial \phi}{\partial z} + \frac{\partial \psi_y}{\partial x} - \frac{\partial \psi_x}{\partial y} \end{aligned} \quad (11)$$

donde $\bar{\psi} = (\psi_x, \psi_y, \psi_z)$.

Los potenciales de desplazamiento ϕ y $\bar{\psi}$ permiten especificar ondas planas de compresión y cortante, respectivamente, que viajen en cualquier dirección y con cualquier forma. Además, dado el carácter lineal de las ecuaciones involucradas, cualquier combinación de soluciones sigue satisfaciendo las ecuaciones de movimiento de un sólido elástico, homogéneo e isotrópico de extensión ilimitada. La utilidad de este hecho se hace evidente cuando se hace necesario seleccionar una combinación particular de ondas planas que satisfaga una cierta condición de frontera o que describa una fuente. Tal es el caso en el problema que se aborda. a continuación. :

3. REFLEXION DE ONDAS PLANAS POR LA FRONTERA LIBRE DE UN SEMIESPACIO ELASTICO

Considérese que la frontera libre es el plano yz como se muestra en la fig 1. Además, sin perder generalidad, supóngase que las direcciones de avance de las ondas están alojadas en el plano xz .

Para describir el movimiento debido a ondas de cortante se introduce el concepto de planos de polarización. Así, se descompone el movimiento en la dirección de la coordenada y (ondas polarizadas horizontalmente o SH) y en la

dirección perpendicular a la dirección de avance en el plano vertical xz (ondas polarizadas verticalmente o SV). En la propagación de ondas P el movimiento es en la dirección de avance de la onda. Esto se ilustra en la fig 2.

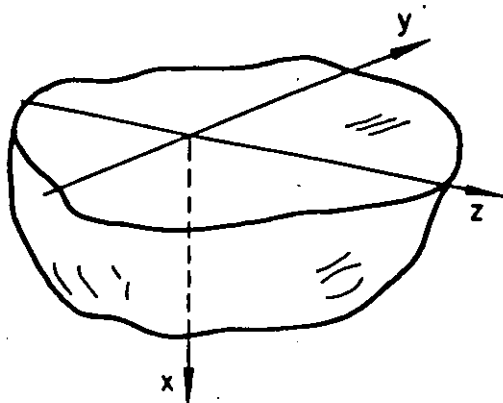


Fig 1. Sistema de coordenadas en el semiespacio elástico

La propagación de ondas SH está gobernada por la ecuación

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = \frac{1}{\beta^2} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (12)$$

Que es precisamente la ecuación de onda en dos dimensiones, en este caso no es necesario recurrir a la formulación del problema en términos de los potenciales de desplazamiento. Puede demostrarse que, en la reflexión de una onda SH plana por una frontera libre, el ángulo de incidencia es igual al ángulo de reflexión y la onda reflejada mantiene la forma de la onda incidente. Si la onda incidente está dada

por

$$v(i) = f\left(t + \frac{x \cos \gamma - z \operatorname{sen} \gamma}{\beta}\right) \quad (13)$$

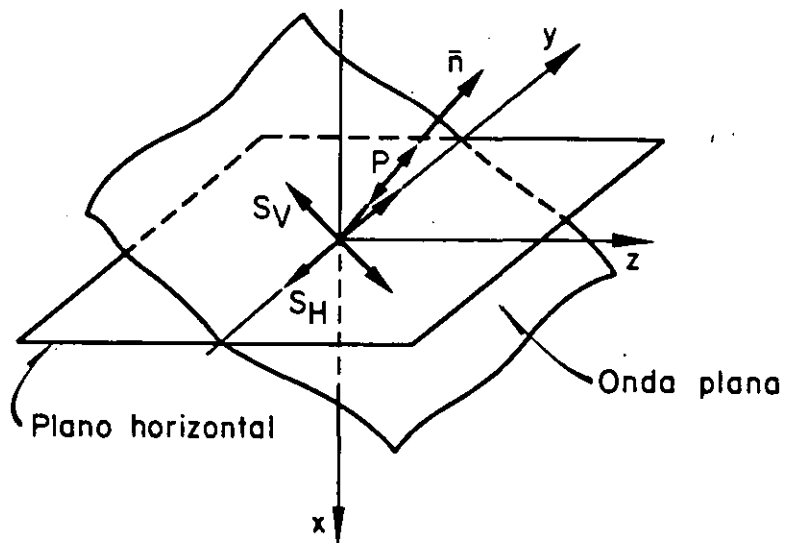


Fig 2. Nomenclatura para ondas planas

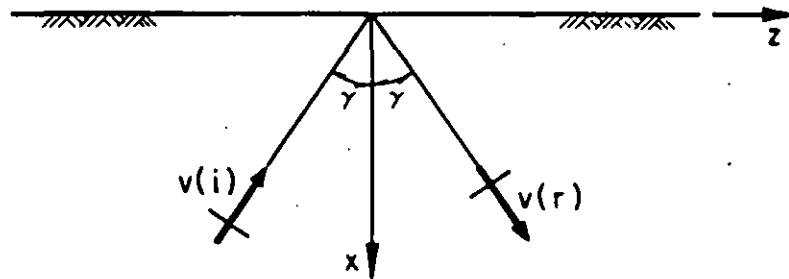


Fig 3. Ondas SH incidente y reflejada

la onda reflejada está dada simplemente por

$$v^{(r)} = f\left(t - \frac{x \cos \gamma + z \operatorname{sen} \gamma}{\beta}\right) \quad (14)$$

aquí γ = ángulo de incidencia. Puede verificarse que $v = v^{(i)} + v^{(r)}$ satisface la ec 12 y la condición de que el plano $x = 0$ esté libre de esfuerzo pues los únicos esfuerzos relevantes están dados por

$$\tau_{xy} = \mu \frac{\partial v}{\partial x}, \quad \tau_{yz} = \mu \frac{\partial v}{\partial z} \quad (15)$$

y combinando las ecs 13, 14 y 15 resulta que $\tau_{xy} = 0$ en $x = 0$. Debe observarse que en estas condiciones el movimiento en $x = 0$, la superficie libre, se puede escribir como

$$v_{x=0} = 2 f\left(t - \frac{z \operatorname{sen} \gamma}{\beta}\right), \quad (16)$$

por lo que el factor de amplificación es dos.

En la propagación de ondas P y SV el movimiento está en el plano xz , es decir $u = u(x, z, t)$, $w = w(x, z, t)$ y $v = 0$. En este caso las ecuaciones de onda que deben satisfacer los potenciales, si $\psi = \psi_y$, son

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = \frac{1}{\alpha^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad (17)$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = \frac{1}{\beta^2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \quad (18)$$

Los desplazamientos quedan como

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} - \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (19)$$

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (20)$$

Los esfuerzos que al valuarse en la superficie deben anularse son

$$\sigma_x = \lambda \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} \right) + 2 \mu \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial z} \right) \quad (21)$$

$$\tau_{xz} = \mu \left(2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} \right) \quad (22)$$

ya que $\tau_{xy} = 0$.

Considérense los casos mostrados en las figs 4 y 5, la incidencia de ondas P y de ondas SV, respectivamente.

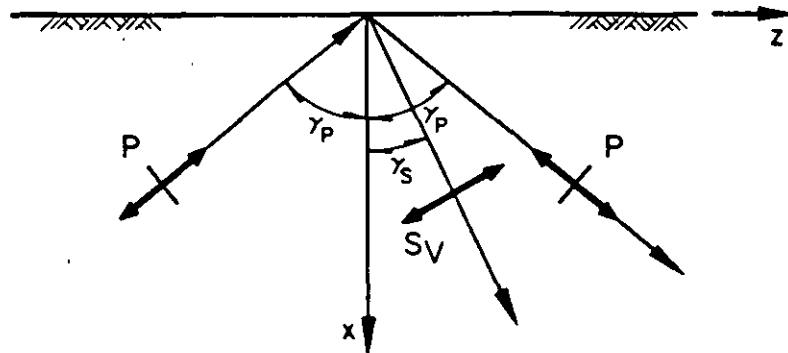


Fig 4. Incidencia de ondas P

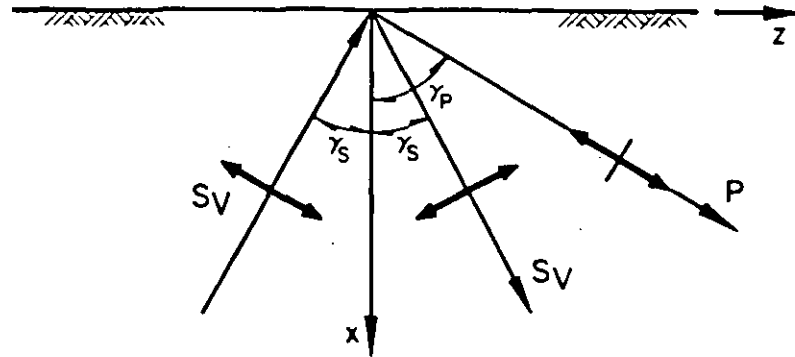


Fig 5. Incidencia de ondas SV

Mediante la técnica de separación de variables se puede demostrar que las soluciones de las ecs 17 y 18 son de la forma

$$\phi = A_0 e^{Mx} e^{Lz} e^{\Omega t} \quad (23)$$

$$\psi = B_0 e^{Kx} e^{Lz} e^{\Omega t} \quad (24)$$

donde

$$M^2 + L^2 = \frac{\Omega^2}{\alpha^2} \quad \text{y} \quad K^2 + L^2 = \frac{\Omega^2}{\beta^2} \quad (25)$$

Hasta ahora K , L , M y Ω con valores complejos son posibles soluciones, pero para los actuales propósitos basta hacer

$$\Omega = i \omega \quad \text{y} \quad L = -i l \quad (26)$$

pues al tener a Ω como número imaginario puro se garantiza

que los potenciales sean finitos. Al definir l como imaginario negativo con $l = \omega/c$ se observa que el producto

$$e^{-i\ell z} e^{i\omega t} = e^{i\omega(t-z/c)} \quad (27)$$

representa una onda armónica que viaja en la dirección positiva de z con una velocidad de fase c ; si c es negativa la dirección de viaje es en la dirección negativa de z . En términos de los ángulos de las figs 4 y 5 se tiene que

$$c = \frac{\alpha}{\text{sen } \gamma_p} = \frac{\beta}{\text{sen } \gamma_s} \quad (28)$$

Con estas definiciones M y K deben ser o reales o imaginarios pues, de las ecs 25 y 26, se tiene que

$$M^2 = \ell^2 - \omega^2/\alpha^2 = \omega^2(1/c^2 - 1/\alpha^2) \quad (29)$$

y

$$K^2 = \ell^2 - \omega^2/\beta^2 = \omega^2(1/c^2 - 1/\beta^2) \quad (30)$$

Así, para $\beta < \alpha < |c|$, M y K son imaginarios; para $\beta < |c| < \alpha$, M es real y K imaginario; para $|c| < \beta < \alpha$, M y K son reales.

Para el primer caso, $\beta < \alpha < |c|$, se tienen los potenciales

$$\phi = (A_1 e^{imx} + A_2 e^{-imx}) e^{-i\ell z} e^{i\omega t} \quad (31)$$

$$\psi = (B_1 e^{ikx} + B_2 e^{-ikx}) e^{-i\ell z} e^{i\omega t} \quad (32)$$

donde $\ell = \omega/c$, $m = \omega(1/\alpha^2 - 1/c^2)^{1/2}$ y $k = \omega(1/\beta^2 - 1/c^2)^{1/2}$.

Si $B_1 = 0$ se tiene el caso mostrado en la fig 4 de incidencia de ondas P. En cambio si $A_1 = 0$ se tendrá incidencia de ondas SV. Sustituyendo las ecs 31 y 32 en las ecs 21 y 22, haciendo que $\sigma_x = \tau_{xz} = 0$ en $x=0$ y resolviendo el sistema de ecuaciones resultante se obtiene que

a) Para $B_1 = 0$

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{4 \cot \gamma_P \cot \gamma_S - (\cot^2 \gamma_S - 1)^2}{4 \cot \gamma_P \cot \gamma_S + (\cot^2 \gamma_S - 1)^2} \quad (33)$$

$$\frac{B_2}{A_1} = \frac{4 \cot \gamma_P (\cot^2 \gamma_S - 1)}{4 \cot \gamma_P \cot \gamma_S + (\cot^2 \gamma_S - 1)^2} \quad (34)$$

donde $\gamma_P =$ ángulo de incidencia y de reflexión de la onda P y $\gamma_S =$ ángulo de reflexión de la onda SV. Debe recordarse que la velocidad aparente está dada por

$$c = \frac{\alpha}{\text{sen } \gamma_P} = \frac{\beta}{\text{sen } \gamma_S} \quad (35)$$

b) Para $A_1 = 0$

$$\frac{A_2}{B_1} = - \frac{4 \cot \gamma_S (\cot^2 \gamma_S - 1)}{4 \cot \gamma_P \cot \gamma_S + (\cot^2 \gamma_S - 1)^2} \quad (36)$$

$$\frac{B_2}{B_1} = \frac{4 \cot \gamma_P \cot \gamma_S - (\cot^2 \gamma_S - 1)^2}{4 \cot \gamma_P \cot \gamma_S + (\cot^2 \gamma_S - 1)^2} \quad (37)$$

La incidencia de una onda P puede variar de vertical (c infinita) a horizontal ($c = \alpha$) y las ecs 33 y 34 permiten calcular las amplitudes de los potenciales de las ondas reflejadas. Para la incidencia de una onda SV se tiene que $0 \leq \gamma_S \leq \text{sen}^{-1}(\beta/\alpha)$.

Si se toma la energía cinética por unidad de volumen como $\frac{1}{2} \rho (\dot{u}^2 + \dot{w}^2)$, puede calcularse el flujo de energía mediante el producto de la energía cinética por la velocidad de propagación y el área del frente de onda considerado. Para incidencia de una onda P puede demostrarse que las fracciones de energía reflejada como ondas P y SV están dadas, respectivamente, por

$$\frac{A_2^2}{A_1^2} \quad \text{y} \quad \frac{B_2^2 \tan \gamma_P}{A_1^2 \tan \gamma_S}$$

y, similarmente, para incidencia de una onda SV se tiene que

$$\frac{A_2^2 \tan \gamma_S}{B_1^2 \tan \gamma_P} \quad \text{y} \quad \frac{B_2^2}{B_1^2}$$

En las figs 6 y 7 se presentan valores de $\sqrt{E/E_{inc}}$ para incidencia de ondas P y SV, respectivamente, en función del ángulo de incidencia y con diferentes relaciones α/β .

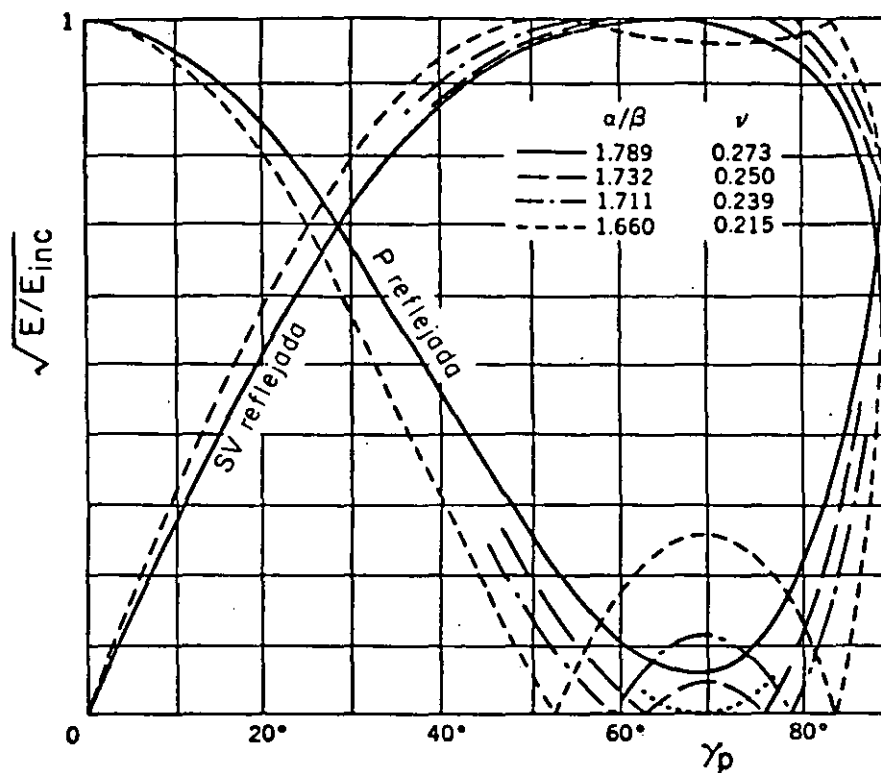


Fig 6. Raíz cuadrada de la relación de energía reflejada a energía incidente para una onda P incidente en una superficie libre

Para el segundo caso, $\beta < |c| < \alpha$, se tienen los potenciales

$$\phi = (A_1 e^{mx} + A_2 e^{-mx}) e^{-ilz} e^{i\omega t} \quad (38)$$

$$\psi = (B_1 e^{ikx} + B_2 e^{-ikx}) e^{ilz} e^{i\omega t} \quad (39)$$

donde $l = \omega/c$, $m = |\omega| (1/c^2 - 1/\alpha^2)^{1/2}$ y $k = \omega (1/\beta^2 - 1/c^2)^{1/2}$.

Para evitar que ϕ crezca indefinidamente al aumentar x se hace que $A_1 = 0$ por lo que no hay onda P incidente en este caso. Mediante un proceso análogo al del caso anterior se obtiene que

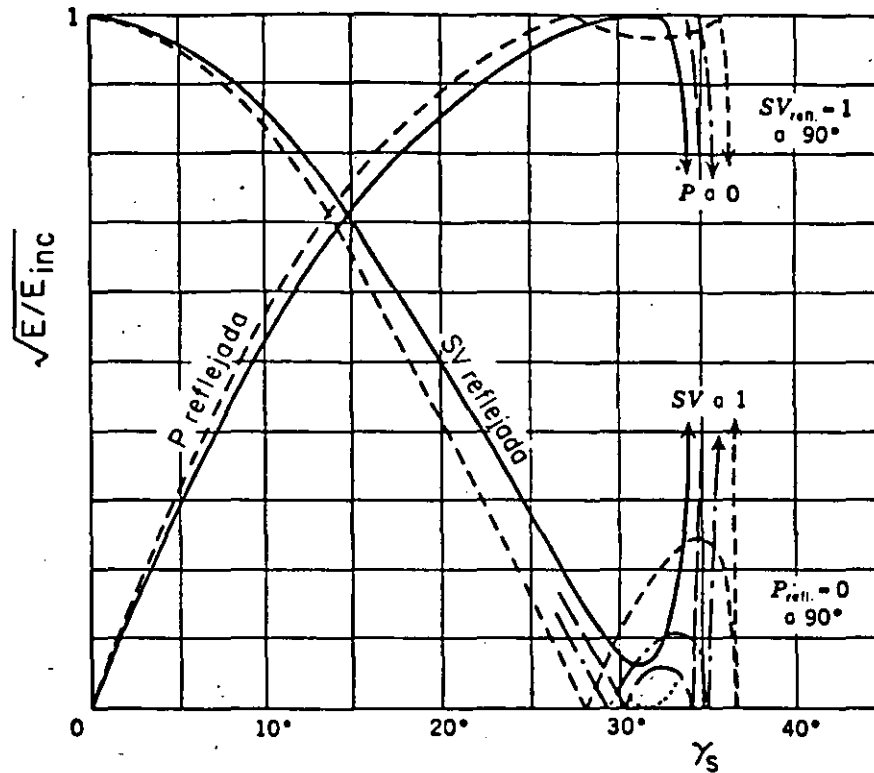


Fig 7. Raíz cuadrada de la relación de energía reflejada a energía incidente para una onda SV incidente en una superficie libre

$$\frac{A_2}{B_1} = - \frac{4 \cot \gamma_S (\cot^2 \gamma_S - 1)}{(\cot^2 \gamma_S - 1)^2 - 4i(1 - c^2/\alpha^2)^{1/2} \cot \gamma_S \operatorname{sgn} \omega} \quad (40)$$

$$\frac{B_2}{B_1} = - \frac{(\cot^2 \gamma_S - 1)^2 + 4i(1 - c^2/\alpha^2)^{1/2} \cot \gamma_S \operatorname{sgn} \omega}{(\cot^2 \gamma_S - 1)^2 - 4i(1 - c^2/\alpha^2)^{1/2} \cot \gamma_S \operatorname{sgn} \omega} \quad (41)$$

donde $\operatorname{sgn} \omega = (-1$ si $\omega < 0$ o 1 si $\omega > 1$). En este caso, la incidencia de ondas SV con ángulos de incidencia γ_S mayores que $\sin^{-1}(\beta/\alpha)$ genera ondas P no homogéneas que se atenúan con la profundidad.

4. ONDAS DE RAYLEIGH

Para el tercer caso, $|c| < \beta < \alpha$, se tiene que

$$\phi = A_2 e^{-mx} e^{-ilz} e^{i\omega t} \quad (42)$$

$$\psi = B_2 e^{-kx} e^{-ilz} e^{i\omega t} \quad (43)$$

donde $m = |\omega| (1/c^2 - 1/\alpha^2)^{1/2}$ y $k = |\omega| (1/c^2 - 1/\beta^2)^{1/2}$. Se han eliminado A_1 y B_1 pues no representan ondas incidentes con potenciales finitos. Las ecuaciones de esfuerzos nulos en $x = 0$ conducen a

$$\frac{A_2}{B_2} = \frac{2i(1-c^2/\beta^2)^{1/2} \operatorname{sgn} \omega}{2 - c^2/\beta^2} \quad (44)$$

$$\frac{A_2}{B_2} = \frac{2 - c^2/\beta^2}{2i(1-c^2/\alpha^2)^{1/2} \operatorname{sgn} \omega} \quad (45)$$

como las ecs 44 y 45 deben ser iguales se obtiene que la velocidad de fase, c , debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\left(2 - \frac{c^2}{\beta^2}\right)^2 - 4\left(1 - \frac{c^2}{\alpha^2}\right)^{1/2} \left(1 - \frac{c^2}{\beta^2}\right)^{1/2} = 0 \quad (46)$$

La raíz real de esta ecuación, c_R , encontrada por vez primera por Rayleigh, da la velocidad de las llamadas ondas de Rayleigh. En la fig 8 se presentan valores de c_R para

distintos valores del módulo de Poisson ν . Las ondas de Rayleigh son ondas *superficiales* y debido a ello sufren

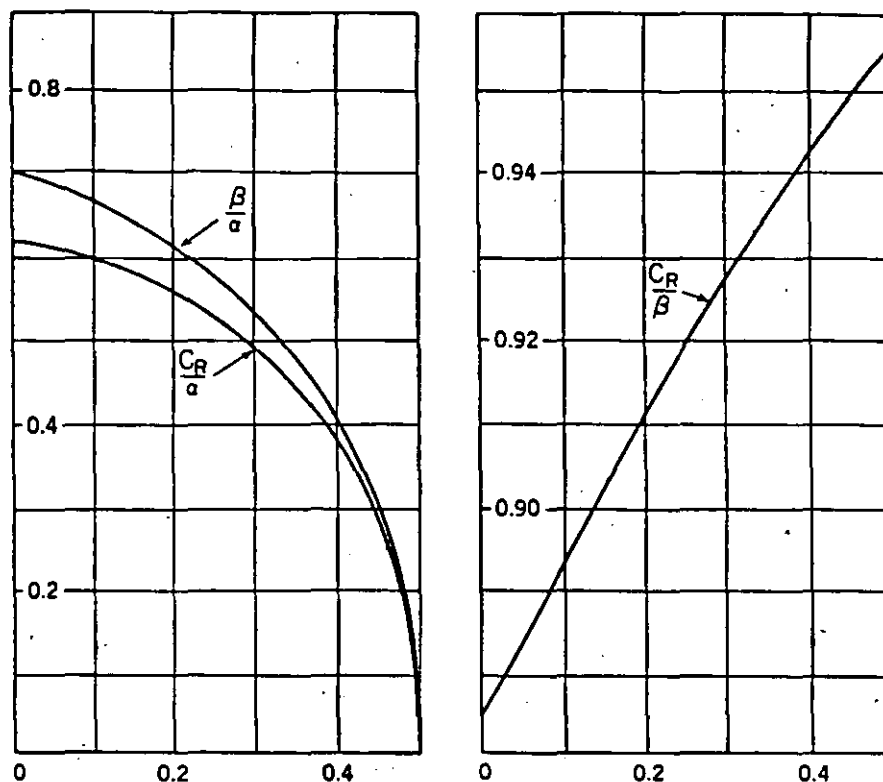


Fig 8. Relaciones B/α , c_R/α y c_R/B como funciones del módulo de Poisson ν

menor atenuación geométrica. Puede demostrarse que el movimiento generado por ondas de Rayleigh hace que las partículas describan trayectorias elípticas con ciclos retrógrados, a diferencia de los ciclos progresivos que se presentan en las ondas superficiales en líquidos. La fig 9 muestra un dibujo esquemático de las ondas superficiales de Rayleigh.

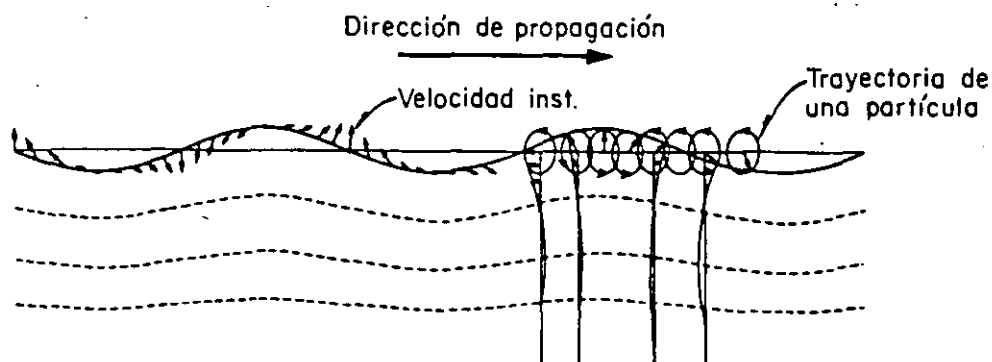


Fig 9. Ondas de Rayleigh

5. ONDAS DE LOVE

Puede demostrarse que la propagación de ondas superficiales (que se atenúen con la profundidad) del tipo SH es imposible en un semiespacio homogéneo. No obstante, las ondas SH superficiales se observan en la superficie de la tierra. Love demostró que una teoría suficiente para explicar las ondas SH superficiales puede desarrollarse si se tiene un estrato homogéneo de espesor uniforme H con propiedades μ_1 y β_1 sobre un semiespacio de propiedades μ_2 y β_2 como se muestra en la fig 10. Supóngase que los desplazamientos son independientes de la coordenada y , y además que la variación con el tiempo está dada por $e^{i\omega t}$. El plano $x = -H$ representa la superficie libre. Las ecuaciones de movimiento (ecs 1) se reducen a

$$\frac{\partial^2 v_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_1}{\partial z^2} + k_{\beta_1}^2 v_1 = 0 \quad (47)$$

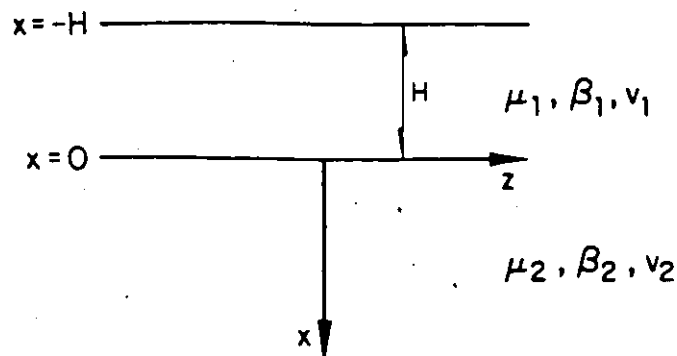


Fig 10. Notación para un estrato sobre un semiespacio elástico

para el estrato y

$$\frac{\partial^2 v_2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_2}{\partial z^2} + k_{\beta_2}^2 v_2 = 0 \quad (48)$$

donde $k_{\beta_i} = \omega/\beta_i$, $i = 1, 2$ para el semiespacio.

Haciendo uso de soluciones del tipo de las ecs 23 y 24 se puede escribir que

$$v_1 = (A e^{-k\gamma_1 x} + B e^{k\gamma_1 x}) e^{ik(z-ct)} \quad (49)$$

$$v_2 = C e^{-k\gamma_2 x} e^{ik(z-ct)} \quad (50)$$

donde $\gamma_1 = (1 - c^2/\beta_1^2)^{1/2}$ y $\gamma_2 = (1 - c^2/\beta_2^2)^{1/2}$. Se observa que si $c < \beta_2$, $v_2 \rightarrow 0$ cuando $x \rightarrow \infty$.

Las condiciones de frontera son que $v_1 = v_2$ y $(\tau_{xy})_1 = (\tau_{xy})_2$ en $x=0$ y que $\tau_{xy} = 0$ en $x = -H$. Estas condiciones conducen a un sistema de ecuaciones homogéneo en A, B y C. Para que se tenga solución diferente de cero el determinante del sistema debe anularse. Así, se tiene que

$$\tan k \gamma_1 H = i \frac{\mu_2 \gamma_2}{\mu_1 \gamma_1} = \frac{\mu_2 (1 - c^2/\beta_2^2)^{1/2}}{\mu_1 (c^2/\beta_1^2 - 1)^{1/2}} \quad (51)$$

es la ecuación para obtener la velocidad de las ondas de Love.

Si $\beta_1 < \beta_2$ la ec 51 da valores reales de c , en el intervalo $\beta_1 < c < \beta_2$, que dependen de k y H . Pueden obtenerse ondas de Love de forma general superponiendo ondas de Love del tipo de la ec 49 con diferentes k .

La dependencia de la velocidad de propagación de la frecuencia ocasiona el fenómeno de *dispersión* y, en general, este es el caso en medios estratificados.

6. BIBLIOGRAFIA

Ewing, W M, Jardetzky, W S y Press, F, *Elastic waves in layered media*, Mc Graw-Hill Book Co, Nueva York, 1957

White, J E, *Seismic waves: radiation transmission and attenuation*, Mc Graw-Hill Book Co., Nueva York, 1965

Fung, Y C, *Foundations of solid mechanics*, Prentice-Hall, Inc, Englewood Cliffs, Nueva Jersey, 1965



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV:
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

RESORTES Y AMORTIGUADORES EQUIVALENTES DEL SUELO

**ING. JAVIER AVILES
ING. EDUARDO PEREZ ROCHA**

RESORTES Y AMORTIGUADORES EQUIVALENTES DEL SUELO

Javier Avilés^{1,2} y Eduardo Pérez-Rocha^{2,3}

SUMMARY

A set of analytical and numerical solutions to compute impedance functions for embedded foundations in a homogeneous stratum equivalent to a layered soil deposit are presented. These solutions are useful for the determination of effective period and damping of structures interacting with the soil, as well as for the analysis of structures supported on springs and dashpots which depend on frequency, and in general, for the soil-structure interaction problem.

The most significant parameters of a stratified site are the dominant period and the mean shear wave velocity. Then, a layered soil deposit can be replaced by an equivalent stratum with rigid base characterized with these site parameters. The dominant period is determined by using equation 4; and the mean shear wave velocity is obtained by using equations 2 or 3, depending whether the average slowness or velocity criterion, respectively, is assumed. Moreover, the site parameters can be computed rigorously beginning with the eigenvalue problem defined by equation 5.

The impedance functions are defined as the steady state ratio between the applied force (moment) and the result displacement (rotation) in the force direction. The foundation is assumed massless and excited harmonically. The dynamic stiffnesses are complex functions depending on the excitation frequency. Mathematically, the foundation stiffness and damping are expressed by the real and imaginary parts, respectively, of these functions. Physically, they represent the equivalent springs and dashpots of the soil.

The impedance functions are commonly written in terms of the static stiffness K_n^0 , and the stiffness and damping coefficients k_n and c_n , respectively, depending on the normalized frequency η_n , as shown in equation 13. Here, m indicates the vibration mode which could be a translation, a rotation and coupled. The normalization factor $(1 + i2\zeta)$ pretends to isolate the effect of the soil material damping ζ . Thus, this representation allows to assume other damping coefficients.

-
- 1 Instituto de Investigaciones Eléctricas
 - 2 Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS
 - 3 Facultad de Ingeniería, UNAM

The static stiffnesses can be computed with equations 17-19, in which H is the deposit depth, D is the foundation depth, and R_h and R_r are the equivalent radii to the real foundation surface with area A and inertial moment I , respectively. The impedance coefficients can be approximated using equations 23-28.

Rigorously, the static stiffness and impedance coefficients can be obtained by means of tables i.j.k for Poisson ratios $\nu = 1/3(i=1)$, $0.45(i=2)$ and $1/2(i=3)$; deposit depths $H/R = 2(j=1)$, $4(j=2)$, $6(j=3)$, $8(j=4)$ and $10(j=5)$; and foundation depths $D/R = 1/4(k=1)$, $1/2(k=2)$ and $3/4(k=3)$. In all cases, a soil damping coefficient $\zeta = 0.05$ was assumed. In spite of this situation, for damping in the range $0.03 \leq \zeta \leq 0.07$ the present impedance coefficients can be still used as a good approximation.

1. INTRODUCCIÓN

En el diseño sísmico de estructuras masivas como las plantas nucleares, o de estructuras de edificios desplantados en depósitos de suelos blandos, se deben tener en cuenta explícitamente los efectos de interacción entre la estructura y el suelo, producto de la flexibilidad de éste. Además, en depósitos estratificados se tienen que considerar los efectos adicionales originados por las formaciones locales.

Es común que el análisis de interacción suelo-estructura se realice sustituyendo el suelo por resortes estáticos así como por amortiguadores viscosos y masas virtuales adheridas a la cimentación, invariantes con la frecuencia de excitación, cuyos valores se definen de modo que la respuesta estacionaria se ajuste a soluciones exactas para un amplio rango de frecuencias (Newmark y Rosenblueth, 1971). Estos parámetros generalmente se calculan para cimentaciones idealizadas como discos apoyados sobre suelo uniforme. Este criterio se puede mejorar al incorporar en la rigidez y amortiguamiento del suelo la influencia de la frecuencia de excitación, así como los efectos de la estratigrafía del sitio y la profundidad de la cimentación. Una manera eficiente de tratar estos aspectos consiste en reemplazar los parámetros mencionados por rigideces dinámicas o funciones de impedancia para cimentaciones embebidas en depósitos de suelo estratificados.

Las soluciones existentes sobre funciones de impedancia están restringidas a modelos viscoelástico lineales. Una forma práctica de tomar en cuenta aproximadamente el comportamiento no lineal del suelo consiste en estimar valores equivalentes de las propiedades mecánicas del suelo con base en las deformaciones causadas por los movimientos sísmicos intensos esperados en el sitio en cuestión.

En este trabajo se presenta un conjunto de soluciones aproximadas y rigurosas para evaluar las rigideces dinámicas de una cimentación enterrada en un estrato equivalente al depósito de suelo original. Estas soluciones son de gran utilidad para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura; lo son también para el análisis sísmico de estructuras cuando se suponen apoyadas sobre resortes y amortiguadores, dependientes de la frecuencia de excitación, en sustitución del suelo.

2. IDEALIZACIÓN DEL SUELO

La rigidez dinámica de una cimentación depende de numerosos factores que tienen que ver con la cimentación misma y con el suelo. Para fines prácticos, esta complejidad se puede reducir si tanto la cimentación como el suelo se idealizan adecuadamente. Los

parámetros dinámicos más relevantes del suelo son el periodo dominante de vibrar del sitio y la velocidad media de propagación del sitio. Como una aproximación, un depósito estratificado horizontalmente se puede reemplazar por un estrato equivalente definido con los parámetros dinámicos del depósito original.

El depósito de suelo considerado se muestra en la Fig. 1. Este yace sobre una base rígida que representa la roca basal cuya profundidad se puede establecer como aquella donde la velocidad de propagación de ondas de cortante β_0 vale al menos 700 m/s. El módulo de rigidez al corte G_0 se relaciona con β_0 mediante la expresión

$$\beta_0 = \sqrt{G_0 / \rho_0} \quad (1)$$

donde $\rho_0 = \gamma_0 / g$ es la densidad, siendo γ_0 el peso volumétrico y g la aceleración de la gravedad. En consecuencia, la condición para la roca basal implica que $G_0 \geq 85\,000 \text{ t/m}^2$, aceptando un valor medio de $\gamma_0 = 1.7 \text{ t/m}^3$.

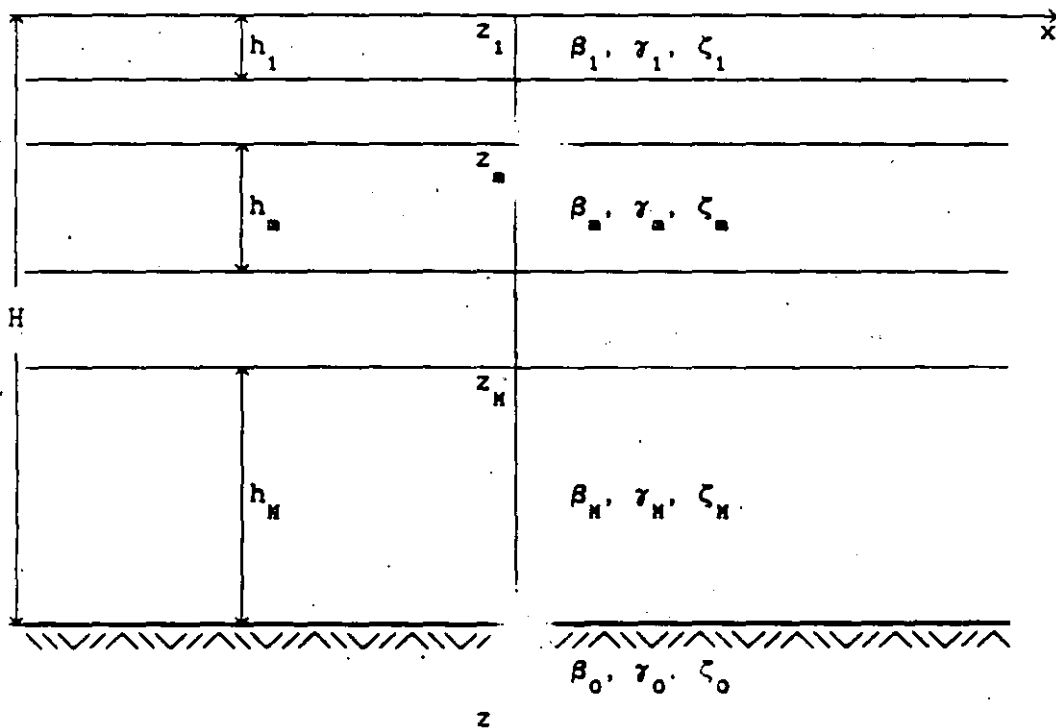


Fig. 1 Depósito estratificado horizontalmente

El estrato equivalente al depósito de suelo se muestra en la Fig. 2. Este se caracteriza con la profundidad H y el periodo fundamental de vibrar T , que son semejantes a los parámetros correspondientes del depósito original, así como con la velocidad de ondas de cortante β , que es función tanto de H como de T , la cual se conoce como la velocidad media de propagación del depósito de suelo y representa la velocidad efectiva de un estrato equivalente con profundidad H y periodo T .

Los valores del peso volumétrico γ y el amortiguamiento ζ del estrato equivalente se pueden fijar como los promedios de los parámetros correspondientes del depósito de suelo. Se estima que esta simplificación es suficiente para el caso de suelos donde el rango de variación de tales parámetros es pequeño, como sucede con la mayoría de suelos que se encuentran en la práctica.

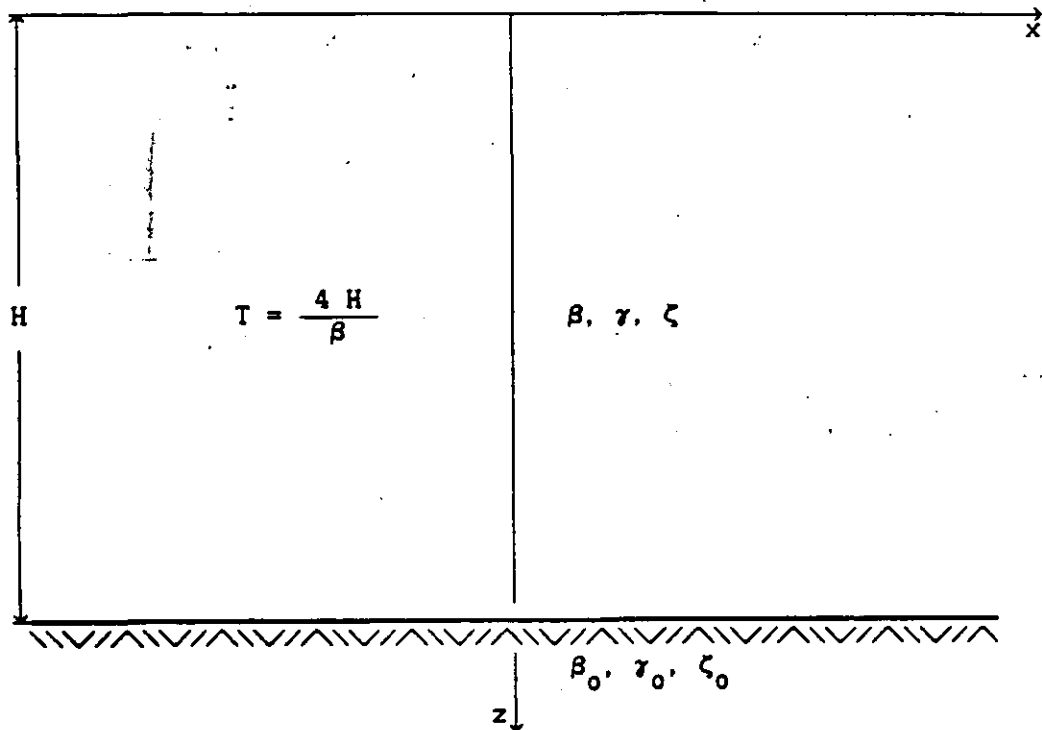


Fig. 2 Estrato equivalente

El periodo dominante de vibración y la velocidad media de propagación del sitio se pueden determinar con técnicas aproximadas. Sin embargo, en sitios especiales donde los contrastes de rigidez entre estratos sean considerablemente grandes se recomienda emplear técnicas rigurosas.

2.1 Determinación aproximada del periodo dominante y la velocidad media del sitio

Una buena aproximación para la velocidad media de propagación del depósito estratificado se puede obtener recurriendo a los conceptos de velocidad y lentitud promedios, entendiéndose como lentitud al recíproco de la velocidad.

Por un lado, la velocidad media de propagación se puede determinar suponiendo que el tiempo que tarda una onda de cortante en recorrer un estrato uniforme de espesor H con una velocidad β es el mismo que necesita para atravesar el depósito estratificado. El tiempo que requiere una onda de cortante para propagarse desde la base hasta la superficie del estrato equivalente es igual a $t_e = H/\beta$, en tanto que el tiempo requerido para atravesar verticalmente el depósito estratificado es igual a $t_d = \sum_{n=1}^N h_n/\beta_n$, siendo h_n y β_n el espesor y la velocidad de propagación del n -ésimo estrato, respectivamente. Igualando los tiempos t_e y t_d se obtiene que la velocidad media de propagación vale

$$\beta = \frac{H}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{\beta_n}} \quad (2)$$

Por otro lado, cuando las variaciones en velocidad no son muy pronunciadas, la velocidad media de propagación también se puede determinar integrando el perfil de velocidades y dividiéndolo entre la profundidad del depósito para tener su valor medio, lo que conduce a

$$\beta = \frac{\sum_{n=1}^N \beta_n h_n}{H} \quad (3)$$

Las Ecs. 2 y 3 definen la velocidad media de propagación en términos del promedio de lentitudes y velocidades del depósito estratificado, respectivamente. Conocida la velocidad media de propagación, el periodo fundamental de vibrar del depósito estratificado se infiere como una buena aproximación mediante la solución de un manto homogéneo dada por la expresión

$$T = \frac{4H}{\beta} \quad (4)$$

La velocidad media de propagación obtenida con base en los conceptos de velocidad o lentitud promedios resulta suficientemente aproximada para la mayoría de los sitios. El grado de aproximación y la mejor solución dependen de las características del perfil estratigráfico. Sólo si los contrastes de velocidad entre estratos son muy marcados se debe preferir el concepto de lentitud promedio.

2.2 Determinación rigurosa del periodo dominante y la velocidad media del sitio

Los modos naturales de vibrar de un depósito de suelo modelado con estratos horizontales se pueden determinar fácilmente mediante la técnica del elemento finito. Para esta situación es posible usar hiperelementos que se discretizan solamente en la dirección vertical.

Lysmer y Drake (1972) han desarrollado un método de elemento finito de aplicación práctica para el problema de modos de propagación de un depósito estratificado. Este consiste en discretizar cada estrato del depósito en substratos cuyos espesores se deben escoger mucho más pequeños que la longitud de onda de cortante en el estrato en cuestión. De esta forma, el número de estratos en el sistema discreto se selecciona generalmente mayor que el número de estratos en el sistema original. Un análisis típico requiere de 10 a 40 estratos. Si el depósito real con M estratos se divide en N substratos ($N > M$), los modos permanentes (modos naturales de vibración) se encuentran resolviendo un problema de valores característicos de orden N definido por la ecuación homogénea

$$\left[K - \omega_n^2 M \right] Z_n = 0 \quad (5)$$

donde ω_n es la frecuencia y Z_n el modo correspondientes a la n-ésima forma natural de vibración del depósito de suelo. Z_n es un eigenvector que tiene como componentes los desplazamientos modales, perpendiculares al plano x-z, de los nodos z_n ($1 \leq n \leq N$). Además, M y K son las matrices de masa y rigidez, respectivamente, del depósito estratificado, las cuales son tridiagonales y tienen la siguiente estructura:

$$K, M = \begin{bmatrix} \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & & & & \\ & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & & & \\ & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & & \\ & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & \\ & & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & \\ & & & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & \\ & & & & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Estas matrices se ensamblan con las matrices de estrato K^n y M^n , que tienen las siguientes formas:

$$K^n = G_n \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$M^n = \rho_n h_n \begin{bmatrix} 3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix} \quad (8)$$

donde G_n , ρ_n y h_n son el módulo de rigidez, la densidad y el espesor del n -ésimo estrato, respectivamente.

Los elementos de las matrices K, M que se traslapan deben sumarse, los que se localizan fuera de los bloques son cero, y los que caen fuera de la matriz no se consideran ya que el desplazamiento de la base rígida del depósito de suelo está prescrito como nulo.

Una vez resuelto el problema de valores característicos, el periodo fundamental de vibrar del depósito estratificado se obtiene con la relación $T = 2\pi/\omega_1$. Y conocido este periodo, la velocidad media de propagación del depósito de suelo se encuentra a partir de la solución de un manto homogéneo como $\beta = 4H/T$.

3. FUNCIONES DE IMPEDANCIA

Las funciones de impedancia se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) aplicada y el desplazamiento (rotación) en la dirección de la fuerza para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas funciones son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo y, la imaginaria, el amortiguamiento material por comportamiento histerético y el geométrico por radiación de ondas. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

Los significados matemático y físico de las rigideces dinámicas se pueden ilustrar empleando una analogía con un sistema discreto de un grado de libertad. Para esto, supóngase la ecuación de movimiento de un oscilador simple

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = p(t) \quad (9)$$

donde M , C y K son la masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, p es la fuerza excitadora y x el desplazamiento. Para una excitación armónica $p(t) = Pe^{i\omega t}$ se tiene en el estado estacionario una respuesta $x(t) = Xe^{i\omega t}$, siendo ω la frecuencia de excitación. Así, la Ec. 9 se reduce a

$$(K + i\omega C - \omega^2 M) X = P \quad (10)$$

Por definición, la rigidez dinámica del oscilador es la relación entre la fuerza excitadora y el desplazamiento en estado estacionario, esto es:

$$\bar{K}(\omega) = \frac{P}{X} = (K - \omega^2 M) + i\omega C \quad (11)$$

Esta expresión muestra que la rigidez dinámica del oscilador es una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación. La parte real expresa la rigidez e inercia del sistema, y la parte imaginaria la energía disipada a través de su amortiguamiento.

La función de impedancia se acostumbra presentar en términos de la rigidez estática y coeficientes de impedancia dependientes de la frecuencia de la siguiente manera:

$$\bar{K}(\omega) = K (k + i \omega c) \quad (12)$$

donde $k = 1 - \omega^2/\omega_0^2$ y $c = 2\zeta_0/\omega_0$, siendo ω_0 la frecuencia natural y ζ_0 el amortiguamiento del oscilador. Los parámetros k y c se conocen como coeficientes de rigidez y de amortiguamiento, respectivamente. Para el oscilador simple, k decrece con la frecuencia y se hace nula para la frecuencia natural, en tanto que c permanece constante. La Ec. 12 implica que la rigidez dinámica \bar{K} se puede expresar como el producto de la rigidez estática K por un factor dinámico complejo $(k + i\omega c)$ que considera las características de inercia y amortiguamiento del sistema; para la frecuencia cero el factor dinámico se reduce a la unidad real y por tanto la rigidez dinámica coincide con la estática.

Con base en la analogía con el sistema discreto de un grado de libertad, la rigidez dinámica de un sistema continuo suelo-cimentación, como el que se muestra en la Fig. 3, se puede expresar mediante una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación, de la forma

$$\bar{K}_m(\omega) = K_m^0 \left[k_m(\eta_m) + i \eta_m c_m(\eta_m) \right] (1 + i 2 \zeta) \quad (13)$$

en que m indica el modo de vibración de la cimentación, K_m^0 es la rigidez estática, k_m y c_m son los coeficientes de impedancia, y η_m es la frecuencia normalizada. El factor de normalización $(1 + i 2 \zeta)$ intenta aislar el efecto del amortiguamiento material en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento, según el principio de correspondencia (Gazetas, 1983).

Los modos de vibración de interés son la traslación horizontal y rotación de la base de la cimentación. En consecuencia, se deben definir impedancias lineales \bar{K}_h a partir de las fuerzas y los desplazamientos a lo largo de los ejes principales de la base, así como impedancias rotacionales \bar{K}_r a partir de los momentos y las rotaciones alrededor de los mismos ejes. Además, como las fuerzas horizontales a lo largo de los ejes principales de la base producen tanto desplazamientos como rotaciones, se deben definir impedancias acopladas \bar{K}_{hr} , las cuales son originadas fundamentalmente por el enterramiento de la cimentación; este acoplamiento entre la traslación y rotación resulta muy pequeño para cimentaciones desplantadas sobre la superficie.

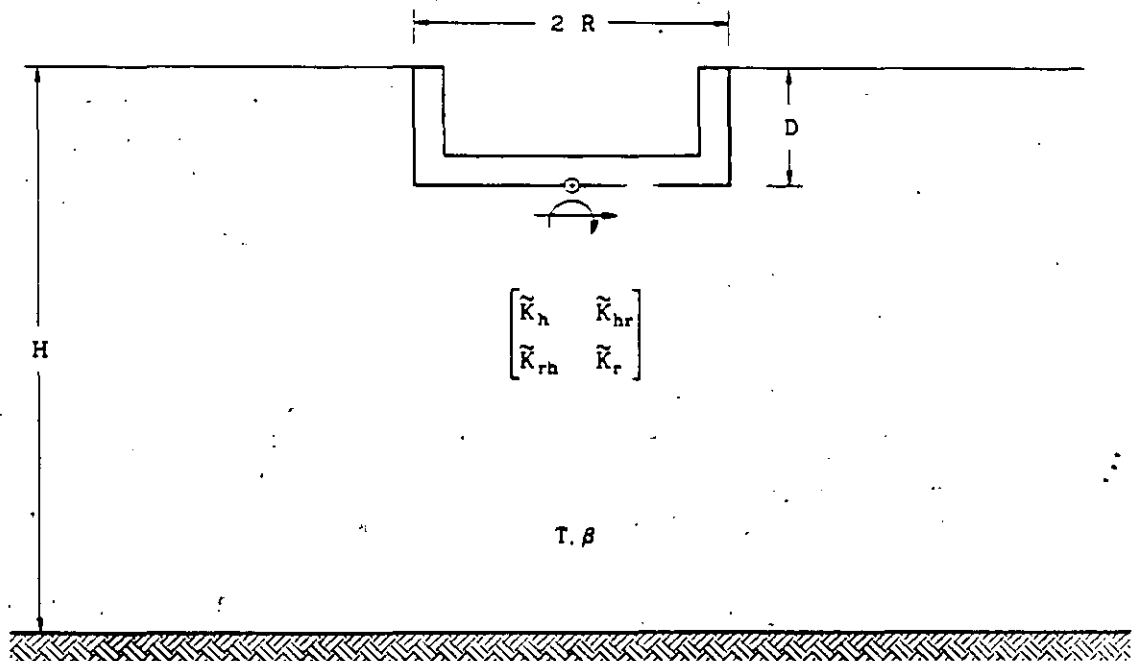


Fig. 3 Sistema suelo-cimentación

Si K_{\square} representa el resorte y C_{\square} el amortiguador equivalentes del suelo, como se ilustra en la Fig. 4, la función de impedancia se define alternativamente mediante la expresión compleja

$$\tilde{K}_{\square}(\omega) = K_{\square}(\omega) + i \omega C_{\square}(\omega) \quad (14)$$

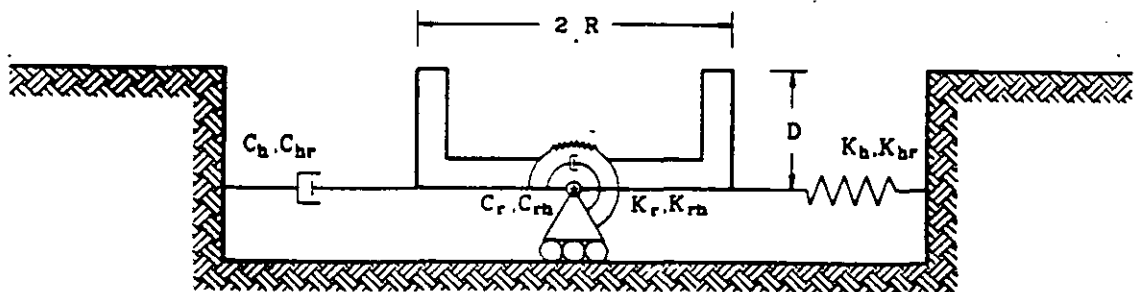


Fig. 4 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo

Por tanto, el resorte y amortiguador se relacionan con los coeficientes de impedancia a través de las expresiones

$$K_m = K_m^0 \left[k_m - 2 \zeta \eta_m c_m \right] \quad (15)$$

$$\omega C_m = K_m^0 \left[\eta_m c_m + 2 \zeta k_m \right] \quad (16)$$

3.1 Rigideces estáticas

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato elástico con base rígida han sido obtenidas por Kausel et al (1978); dichas rigideces están dadas por las siguientes expresiones:

$$K_h^0 = \frac{8GR_h}{2-\nu} \left[1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H} \right] \left[1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h} \right] \left[1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H} \right] \quad (17)$$

$$K_r^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \left[1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H} \right] \left[1 + 2 \frac{D}{R_r} \right] \left[1 + 0.71 \frac{D}{H} \right] \quad (18)$$

$$K_{hr}^0 = K_h^0 R_h \left[\frac{2}{5} \frac{D}{R_h} - 0.03 \right] \quad (19)$$

donde D es la profundidad de desplante de la cimentación. Además, R_h y R_r son los radios de círculos equivalentes a la superficie de desplante con igual área e igual momento de inercia de dicha superficie, respectivamente, es decir:

$$R_h = \left[\frac{A}{\pi} \right]^{1/2} \quad (20)$$

$$R_r = \left[\frac{4 I}{\pi} \right]^{1/4} \quad (21)$$

donde A es el área de la superficie de cimentación e I el momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación. En términos de estos radios equivalentes la frecuencia

normalizada se define como

$$\eta_{h,r} = \frac{\omega R_{h,r}}{\beta} \quad (22)$$

Para las impedancias acopladas se debe emplear la frecuencia normalizada η_h .

3.2 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento

Con fines prácticos, Kausel et al (1978) han desarrollado fórmulas aproximadas para los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida, las cuales están dadas por las siguientes expresiones:

$$k_h = 1 \quad (23)$$

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu \leq 1/3 \\ 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu \geq 0.45 \end{cases} \quad (24)$$

$$k_{hr} = k_h \quad (25)$$

$$c_h = \begin{cases} \frac{0.65 \zeta \eta_{hs}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1 \end{cases} \quad (26)$$

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{rp}^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1 \\ \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1 \end{cases} \quad (27)$$

$$c_{hr} = c_h \quad (28)$$

donde η_s y η_p que representan las frecuencias fundamentales del depósito, adimensionales, en vibración trasversal y vertical, respectivamente, son:

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H} \quad (29)$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_r}{2 H} \frac{\alpha}{\beta} \quad (30)$$

en donde

$$\frac{\alpha}{\beta} = \left[\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \right]^{1/2} \quad (31)$$

es la relación de velocidades medias de propagación de ondas de compresión y cortante del depósito de suelo en cuestión.

4. TABLAS DE RIGIDECEZ DINÁMICAS

Para el cálculo de rigideces dinámicas rigurosas cabe acudir a un eficiente método de elemento finito desarrollado por Tassoulas y Kausel (1983). Con base en este método se elaboró un conjunto de tablas para las rigideces estáticas y los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida, que se presenta al final de este trabajo.

Los resultados están normalizados de suerte que se pueden emplear para situaciones generales. Los parámetros que se variaron son el coeficiente de Poisson ν , la profundidad del depósito H , la profundidad de desplante de la cimentación D , el radio de la cimentación R y la velocidad media del sitio β . El rango de variación establecido para estos parámetros pretende cubrir una gama amplia de casos que se presentan en la práctica. Para valores intermedios vale interpolar linealmente.

En las tablas i.j.k se presentan rigideces estáticas y coeficientes de impedancia para los siguientes valores: a) coeficiente de Poisson $\nu = 1/3(i=1)$, $0.45(i=2)$ y $1/2(i=3)$; b) profundidad del depósito normalizada con el radio de la cimentación $H/R = 2(j=1)$, $4(j=2)$, $6(j=3)$, $8(j=4)$ y $10(j=5)$; y profundidad de desplante de la cimentación normalizada con su radio $D/R = 1/4(k=1)$, $1/2(k=2)$ y $3/4(k=3)$, suponiendo que el

contacto de la pared lateral del cimiento con el suelo es total y nulo. En todos los casos se consideró un amortiguamiento del suelo $\zeta = 0.05$. Para valores de amortiguamiento alrededor del 5 por ciento, digamos $0.03 \leq \zeta \leq 0.07$, se pueden usar estos coeficientes de impedancia con la salvedad de incorporar el amortiguamiento de interés en la rigidez dinámica.

5. RECONOCIMIENTOS

Los autores agradecen a E Kausel y a F Garcia-Ranz el código proporcionado para realizar los cálculos presentados en este trabajo. Asimismo, a E Rosenblueth por la revisión crítica y sus valiosas sugerencias. Este trabajo fue patrocinado por la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

6. REFERENCIAS

Gazetas G (1983), "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 2, No. 1, 2-42.

Kausel E, Whitman R, Morray J y Elsabee F (1978), "The spring method for embedded foundations", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, 377-392.

Lysmer J y Drake L (1972), "A finite element method for seismology", *Methods in Computational Physics*, Volume 11: Surface Waves and Earth Oscillations, Academic Press, Nueva York.

Newmark N y Rosenblueth E (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.

Tassoulas J y Kausel E (1983), "Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata", *Int. Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 19, 1005-1032.

Tabla 1.1.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

$\frac{\eta}{2\pi}$	$\nu = 1/3$		$H/R = 2$		$D/R = 0$	
	$\frac{K^0}{GR} = 6.9$		$\frac{K^0}{GR^3} = 4.563$		$\frac{K^0}{GR^2} = .275$	
	K_H	C_H	K_T	C_T	K_{HT}	C_{HT}
1	1	1	1	1	1	1
0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

Tabla 1.1.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.139$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.701$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .479$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.065$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.058$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.469$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 1.1.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pa: lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 11.573$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.545$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.729$	
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{hr}	C_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.839$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.638$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 0.614$	
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{hr}	C_{hr}
1	1	1	1	1	1	1

Tabla 1.2.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

$\nu = 1/3$ $H/R = 4$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_n^0}{GR} = 5.597$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.376$		$\frac{K_{nr}^0}{GR^2} = -.366$	
	k_n	c_n	k_r	c_r	k_{nr}	c_{nr}
1	1	1	1	1	1	1
2	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
3	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
4	0.994	0.994	0.994	0.994	0.994	0.994
5	0.990	0.990	0.990	0.990	0.990	0.990
6	0.985	0.985	0.985	0.985	0.985	0.985
7	0.979	0.979	0.979	0.979	0.979	0.979
8	0.972	0.972	0.972	0.972	0.972	0.972
9	0.964	0.964	0.964	0.964	0.964	0.964
10	0.955	0.955	0.955	0.955	0.955	0.955
11	0.945	0.945	0.945	0.945	0.945	0.945
12	0.934	0.934	0.934	0.934	0.934	0.934
13	0.922	0.922	0.922	0.922	0.922	0.922
14	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909
15	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895
16	0.880	0.880	0.880	0.880	0.880	0.880
17	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864
18	0.847	0.847	0.847	0.847	0.847	0.847
19	0.829	0.829	0.829	0.829	0.829	0.829
20	0.810	0.810	0.810	0.810	0.810	0.810
21	0.790	0.790	0.790	0.790	0.790	0.790
22	0.769	0.769	0.769	0.769	0.769	0.769
23	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747
24	0.724	0.724	0.724	0.724	0.724	0.724
25	0.700	0.700	0.700	0.700	0.700	0.700
26	0.675	0.675	0.675	0.675	0.675	0.675
27	0.649	0.649	0.649	0.649	0.649	0.649
28	0.622	0.622	0.622	0.622	0.622	0.622
29	0.594	0.594	0.594	0.594	0.594	0.594
30	0.565	0.565	0.565	0.565	0.565	0.565
31	0.535	0.535	0.535	0.535	0.535	0.535
32	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504
33	0.472	0.472	0.472	0.472	0.472	0.472
34	0.439	0.439	0.439	0.439	0.439	0.439
35	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405	0.405
36	0.370	0.370	0.370	0.370	0.370	0.370
37	0.334	0.334	0.334	0.334	0.334	0.334
38	0.297	0.297	0.297	0.297	0.297	0.297
39	0.259	0.259	0.259	0.259	0.259	0.259
40	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
41	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180
42	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139
43	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097
44	0.054	0.054	0.054	0.054	0.054	0.054
45	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010

Tabla 1.2.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total = 1/3 H/R = 4 D/R = 1/4						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{G} = 7.816$		$\frac{K_r^0}{GR^2} = 6.248$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .227$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ H/R = 4 D/R = 1/4						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{G} = 7.012$		$\frac{K_r^0}{GR^2} = 4.736$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.544$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 1.3.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

	$\nu = 1/3$		$H/R = 6$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K^0}{GR} = 5.530$		$\frac{K^0}{GR^3} = 4.543$		$\frac{K^0}{GR^2} = - .368$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 1.3.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 6$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.490$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.387$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .147$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 6$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.956$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.885$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.517$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1

Tabla 1.4.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.751$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.693$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .963$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.347$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.303$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.679$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
2	1	1	1	1	1	1

Tabla 1.5.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

		$\nu = .1/3$		$H/R = 10$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$		$\frac{K_h^0}{GR} = 5.3$		$\frac{K_r^0}{GR^2} = 4.535$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.373$	
		k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1		1	1	1	1	1	1

Tabla 1.5.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_p^0}{GR} = 8.590$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.680$		$\frac{K_{pr}^0}{GR^2} = .931$	
	K_p	C_p	K_r	C_r	K_{pr}	C_{pr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_p^0}{GR} = 7.235$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.300$		$\frac{K_{pr}^0}{GR^2} = -.676$	
	K_p	C_p	K_r	C_r	K_{pr}	C_{pr}
1	1		1		1	

Tabla 2.1.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

	$\nu = 0.45$		$H/R = 2$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.771$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = .5.506$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .081$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	0	1	0	1	0

Tabla 2.1.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 12.366$		$\frac{K_r^0}{GR^2} = 11.152$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 2.433$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.492$		$\frac{K_r^0}{GR^2} = 6.901$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.255$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 2.2.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

$\frac{\eta}{2\pi}$	$\nu = 0.45$		$H/R = 4$		$D/R = 0$	
	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.028$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.194$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.087$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1			

Tabla 2.2.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.369$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.202$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .600$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.517$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.583$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.274$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 2.2.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{CR} = 10.208$		$\frac{K_r^0}{CR^3} = 9.779$		$\frac{K_{rr}^0}{CR^2} = 1.715$	
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{rr}	C_{rr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{CR} = 8.090$		$\frac{K_r^0}{CR^3} = 5.994$		$\frac{K_{rr}^0}{CR^2} = -0.447$	
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{rr}	C_{rr}
1	1		1		1	

Tabla 2.3.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral:		acto total		$\nu = 0.45$		$H/R = 6$		$D/R = 1/4$	
$\frac{\pi}{2\pi}$	$\frac{K_r^0}{GR}$	3.054	$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.518$	$\frac{K_r^0}{GR^2} = .475$					
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{hr}	C_{hr}			
1	1	1	1	1	1	1			
Pared lateral: contacto nulo		$\nu = 0.45$		$H/R = 6$		$D/R = 1/4$			
$\frac{\pi}{2\pi}$	$\frac{K_r^0}{GR}$	7.529	$\frac{K_r^0}{GR}$	5.794	$\frac{K_r^0}{GR^2} = .256$				
	C_h	C_r	K_r	C_r	K_{hr}	C_{hr}			
1	1	1	1	1	1	1			

Tabla 2.3.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 6$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.691$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 10.041$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.476$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 6$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.154$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.246$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.455$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 2.4.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

$\nu = 0.45$		$H/R = 8$		$D/R = 0$		
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_F^0}{GR} = 5.886$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.417$		$\frac{K_{Fr}^0}{GR^2} = -.117$	
	K_F	C_F	K_r	C_r	K_{Fr}	C_{Fr}
1	1		1		1	

Tabla 2.4.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.846$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.493$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .438$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.349$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.780$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.268$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1

Tabla 2.4.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.399$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.987$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.397$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.949$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.226$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.464$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 2.5.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

		$\nu = 0.45$		$H/R = 10$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$		$\frac{K_h^0}{GR} = 5.815$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.414$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.123$	
		k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1	1

Tabla 2.5.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45 \quad H/R = 10 \quad D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.725$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.486$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .420$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
1						
1						
1						
1						
1						

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45 \quad H/R = 10 \quad D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.244$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.777$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.273$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
1						
1						
1						
1						
1						
1						

Tabla 2.5.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.229$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.969$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.355$	
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{hr}	C_{hr}
1	1		1		1	

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.830$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.223$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = - .466$	
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{hr}	C_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 3.1.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

$\nu = 1/2$		$H/R = 2$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.144$	$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.385$	$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .257$		
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{hr}
0.0000	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
0.0005	0.9999	0.0000	0.9999	0.0000	0.0000
0.0010	0.9996	0.0000	0.9996	0.0000	0.0000
0.0015	0.9990	0.0000	0.9990	0.0000	0.0000
0.0020	0.9981	0.0000	0.9981	0.0000	0.0000
0.0025	0.9969	0.0000	0.9969	0.0000	0.0000
0.0030	0.9953	0.0000	0.9953	0.0000	0.0000
0.0035	0.9934	0.0000	0.9934	0.0000	0.0000
0.0040	0.9911	0.0000	0.9911	0.0000	0.0000
0.0045	0.9884	0.0000	0.9884	0.0000	0.0000
0.0050	0.9853	0.0000	0.9853	0.0000	0.0000
0.0055	0.9818	0.0000	0.9818	0.0000	0.0000
0.0060	0.9779	0.0000	0.9779	0.0000	0.0000
0.0065	0.9735	0.0000	0.9735	0.0000	0.0000
0.0070	0.9687	0.0000	0.9687	0.0000	0.0000
0.0075	0.9634	0.0000	0.9634	0.0000	0.0000
0.0080	0.9577	0.0000	0.9577	0.0000	0.0000
0.0085	0.9515	0.0000	0.9515	0.0000	0.0000
0.0090	0.9449	0.0000	0.9449	0.0000	0.0000
0.0095	0.9378	0.0000	0.9378	0.0000	0.0000
0.0100	0.9303	0.0000	0.9303	0.0000	0.0000
0.0105	0.9223	0.0000	0.9223	0.0000	0.0000
0.0110	0.9139	0.0000	0.9139	0.0000	0.0000
0.0115	0.9050	0.0000	0.9050	0.0000	0.0000
0.0120	0.8957	0.0000	0.8957	0.0000	0.0000
0.0125	0.8860	0.0000	0.8860	0.0000	0.0000
0.0130	0.8759	0.0000	0.8759	0.0000	0.0000
0.0135	0.8654	0.0000	0.8654	0.0000	0.0000
0.0140	0.8545	0.0000	0.8545	0.0000	0.0000
0.0145	0.8432	0.0000	0.8432	0.0000	0.0000
0.0150	0.8315	0.0000	0.8315	0.0000	0.0000
0.0155	0.8194	0.0000	0.8194	0.0000	0.0000
0.0160	0.8069	0.0000	0.8069	0.0000	0.0000
0.0165	0.7940	0.0000	0.7940	0.0000	0.0000
0.0170	0.7807	0.0000	0.7807	0.0000	0.0000
0.0175	0.7670	0.0000	0.7670	0.0000	0.0000
0.0180	0.7529	0.0000	0.7529	0.0000	0.0000
0.0185	0.7384	0.0000	0.7384	0.0000	0.0000
0.0190	0.7235	0.0000	0.7235	0.0000	0.0000
0.0195	0.7082	0.0000	0.7082	0.0000	0.0000
0.0200	0.6925	0.0000	0.6925	0.0000	0.0000
0.0205	0.6764	0.0000	0.6764	0.0000	0.0000
0.0210	0.6599	0.0000	0.6599	0.0000	0.0000
0.0215	0.6430	0.0000	0.6430	0.0000	0.0000
0.0220	0.6257	0.0000	0.6257	0.0000	0.0000
0.0225	0.6080	0.0000	0.6080	0.0000	0.0000
0.0230	0.5900	0.0000	0.5900	0.0000	0.0000
0.0235	0.5716	0.0000	0.5716	0.0000	0.0000
0.0240	0.5529	0.0000	0.5529	0.0000	0.0000
0.0245	0.5338	0.0000	0.5338	0.0000	0.0000
0.0250	0.5144	0.0000	0.5144	0.0000	0.0000
0.0255	0.4947	0.0000	0.4947	0.0000	0.0000
0.0260	0.4747	0.0000	0.4747	0.0000	0.0000
0.0265	0.4544	0.0000	0.4544	0.0000	0.0000
0.0270	0.4338	0.0000	0.4338	0.0000	0.0000
0.0275	0.4129	0.0000	0.4129	0.0000	0.0000
0.0280	0.3917	0.0000	0.3917	0.0000	0.0000
0.0285	0.3702	0.0000	0.3702	0.0000	0.0000
0.0290	0.3484	0.0000	0.3484	0.0000	0.0000
0.0295	0.3263	0.0000	0.3263	0.0000	0.0000
0.0300	0.3039	0.0000	0.3039	0.0000	0.0000
0.0305	0.2812	0.0000	0.2812	0.0000	0.0000
0.0310	0.2583	0.0000	0.2583	0.0000	0.0000
0.0315	0.2351	0.0000	0.2351	0.0000	0.0000
0.0320	0.2117	0.0000	0.2117	0.0000	0.0000
0.0325	0.1881	0.0000	0.1881	0.0000	0.0000
0.0330	0.1643	0.0000	0.1643	0.0000	0.0000
0.0335	0.1403	0.0000	0.1403	0.0000	0.0000
0.0340	0.1161	0.0000	0.1161	0.0000	0.0000
0.0345	0.0917	0.0000	0.0917	0.0000	0.0000
0.0350	0.0672	0.0000	0.0672	0.0000	0.0000
0.0355	0.0426	0.0000	0.0426	0.0000	0.0000
0.0360	0.0179	0.0000	0.0179	0.0000	0.0000
0.0365	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Tabla 3.1.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 12.820$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 12.827$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 2.712$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 10.157$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.263$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.054$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1

Tabla 3.2.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

		$\nu = 1/2$		$H/R = 4$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$		$\frac{K_h^0}{GR} = 6.352$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.926$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .040$	
		k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1		1	1	1	1	1	1

Tabla 3.2.2 Ríndices estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_p^0}{GR} =$	C_p	$\frac{K_r^0}{GR^2} =$	C_r	$\frac{K_{pr}^0}{GR^2} =$	C_{pr}
	387		8.199		724	
	k_p		k_r		k_{pr}	
1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1
5	1	1	1	1	1	1
6	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
8	1	1	1	1	1	1
9	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1
11	1	1	1	1	1	1
12	1	1	1	1	1	1
13	1	1	1	1	1	1
14	1	1	1	1	1	1
15	1	1	1	1	1	1
16	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
18	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1
20	1	1	1	1	1	1
21	1	1	1	1	1	1
22	1	1	1	1	1	1
23	1	1	1	1	1	1
24	1	1	1	1	1	1
25	1	1	1	1	1	1
26	1	1	1	1	1	1
27	1	1	1	1	1	1
28	1	1	1	1	1	1
29	1	1	1	1	1	1
30	1	1	1	1	1	1
31	1	1	1	1	1	1
32	1	1	1	1	1	1
33	1	1	1	1	1	1
34	1	1	1	1	1	1
35	1	1	1	1	1	1
36	1	1	1	1	1	1
37	1	1	1	1	1	1
38	1	1	1	1	1	1
39	1	1	1	1	1	1
40	1	1	1	1	1	1
41	1	1	1	1	1	1
42	1	1	1	1	1	1
43	1	1	1	1	1	1
44	1	1	1	1	1	1
45	1	1	1	1	1	1
46	1	1	1	1	1	1
47	1	1	1	1	1	1
48	1	1	1	1	1	1
49	1	1	1	1	1	1
50	1	1	1	1	1	1
51	1	1	1	1	1	1
52	1	1	1	1	1	1
53	1	1	1	1	1	1
54	1	1	1	1	1	1
55	1	1	1	1	1	1
56	1	1	1	1	1	1
57	1	1	1	1	1	1
58	1	1	1	1	1	1
59	1	1	1	1	1	1
60	1	1	1	1	1	1
61	1	1	1	1	1	1
62	1	1	1	1	1	1
63	1	1	1	1	1	1
64	1	1	1	1	1	1
65	1	1	1	1	1	1
66	1	1	1	1	1	1
67	1	1	1	1	1	1
68	1	1	1	1	1	1
69	1	1	1	1	1	1
70	1	1	1	1	1	1
71	1	1	1	1	1	1
72	1	1	1	1	1	1
73	1	1	1	1	1	1
74	1	1	1	1	1	1
75	1	1	1	1	1	1
76	1	1	1	1	1	1
77	1	1	1	1	1	1
78	1	1	1	1	1	1
79	1	1	1	1	1	1
80	1	1	1	1	1	1
81	1	1	1	1	1	1
82	1	1	1	1	1	1
83	1	1	1	1	1	1
84	1	1	1	1	1	1
85	1	1	1	1	1	1
86	1	1	1	1	1	1
87	1	1	1	1	1	1
88	1	1	1	1	1	1
89	1	1	1	1	1	1
90	1	1	1	1	1	1
91	1	1	1	1	1	1
92	1	1	1	1	1	1
93	1	1	1	1	1	1
94	1	1	1	1	1	1
95	1	1	1	1	1	1
96	1	1	1	1	1	1
97	1	1	1	1	1	1
98	1	1	1	1	1	1
99	1	1	1	1	1	1
100	1	1	1	1	1	1

Tabla 3.2.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 4$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 10.574$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 10.927$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.890$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 4$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.618$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.862$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.327$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1

Tabla 3.3.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

	$\nu = 1/2$		$H/R = 6$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_r^0}{GR} = 6.43$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.451$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .025$	
	K_r	C_r	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
0.99	0.99		0.99		0.99	
0.98	0.98		0.98		0.98	
0.97	0.97		0.97		0.97	
0.96	0.96		0.96		0.96	
0.95	0.95		0.95		0.95	
0.94	0.94		0.94		0.94	
0.93	0.93		0.93		0.93	
0.92	0.92		0.92		0.92	
0.91	0.91		0.91		0.91	
0.90	0.90		0.90		0.90	
0.89	0.89		0.89		0.89	
0.88	0.88		0.88		0.88	
0.87	0.87		0.87		0.87	
0.86	0.86		0.86		0.86	
0.85	0.85		0.85		0.85	
0.84	0.84		0.84		0.84	
0.83	0.83		0.83		0.83	
0.82	0.82		0.82		0.82	
0.81	0.81		0.81		0.81	
0.80	0.80		0.80		0.80	
0.79	0.79		0.79		0.79	
0.78	0.78		0.78		0.78	
0.77	0.77		0.77		0.77	
0.76	0.76		0.76		0.76	
0.75	0.75		0.75		0.75	
0.74	0.74		0.74		0.74	
0.73	0.73		0.73		0.73	
0.72	0.72		0.72		0.72	
0.71	0.71		0.71		0.71	
0.70	0.70		0.70		0.70	
0.69	0.69		0.69		0.69	
0.68	0.68		0.68		0.68	
0.67	0.67		0.67		0.67	
0.66	0.66		0.66		0.66	
0.65	0.65		0.65		0.65	
0.64	0.64		0.64		0.64	
0.63	0.63		0.63		0.63	
0.62	0.62		0.62		0.62	
0.61	0.61		0.61		0.61	
0.60	0.60		0.60		0.60	
0.59	0.59		0.59		0.59	
0.58	0.58		0.58		0.58	
0.57	0.57		0.57		0.57	
0.56	0.56		0.56		0.56	
0.55	0.55		0.55		0.55	
0.54	0.54		0.54		0.54	
0.53	0.53		0.53		0.53	
0.52	0.52		0.52		0.52	
0.51	0.51		0.51		0.51	
0.50	0.50		0.50		0.50	
0.49	0.49		0.49		0.49	
0.48	0.48		0.48		0.48	
0.47	0.47		0.47		0.47	
0.46	0.46		0.46		0.46	
0.45	0.45		0.45		0.45	
0.44	0.44		0.44		0.44	
0.43	0.43		0.43		0.43	
0.42	0.42		0.42		0.42	
0.41	0.41		0.41		0.41	
0.40	0.40		0.40		0.40	
0.39	0.39		0.39		0.39	
0.38	0.38		0.38		0.38	
0.37	0.37		0.37		0.37	
0.36	0.36		0.36		0.36	
0.35	0.35		0.35		0.35	
0.34	0.34		0.34		0.34	
0.33	0.33		0.33		0.33	
0.32	0.32		0.32		0.32	
0.31	0.31		0.31		0.31	
0.30	0.30		0.30		0.30	
0.29	0.29		0.29		0.29	
0.28	0.28		0.28		0.28	
0.27	0.27		0.27		0.27	
0.26	0.26		0.26		0.26	
0.25	0.25		0.25		0.25	
0.24	0.24		0.24		0.24	
0.23	0.23		0.23		0.23	
0.22	0.22		0.22		0.22	
0.21	0.21		0.21		0.21	
0.20	0.20		0.20		0.20	
0.19	0.19		0.19		0.19	
0.18	0.18		0.18		0.18	
0.17	0.17		0.17		0.17	
0.16	0.16		0.16		0.16	
0.15	0.15		0.15		0.15	
0.14	0.14		0.14		0.14	
0.13	0.13		0.13		0.13	
0.12	0.12		0.12		0.12	
0.11	0.11		0.11		0.11	
0.10	0.10		0.10		0.10	
0.09	0.09		0.09		0.09	
0.08	0.08		0.08		0.08	
0.07	0.07		0.07		0.07	
0.06	0.06		0.06		0.06	
0.05	0.05		0.05		0.05	
0.04	0.04		0.04		0.04	
0.03	0.03		0.03		0.03	
0.02	0.02		0.02		0.02	
0.01	0.01		0.01		0.01	

Tabla 3.4.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

	$\nu = 1/2$		$H/R = 8$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.302$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.435$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .006$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 3.4.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.230$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.949$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .531$	
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{hr}	C_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.820$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.863$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.097$	
	K_h	C_h	K_r		K_{hr}	C_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 3.4.3. Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_p^0}{GR} = 9.804$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 11.706$		$\frac{K_{pr}^0}{GR^2} = 1.492$	
	k_p	c_p	k_r	c_r	k_{pr}	c_{pr}
1	1	1	1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_p^0}{GR} = 8.563$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.339$		$\frac{K_{pr}^0}{GR^2} = -0.337$	
	k_p	c_p	k_r	c_r	k_{pr}	c_{pr}
1	1		1		1	

Tabla 3.5.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

	$\nu = 1/2$		$H/R = 10$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_r^0}{CR} = 6.225$		$\frac{K_r^0}{CR^3} = 6.435$		$\frac{K_r^0}{CR^2} = -0.002$	
	k_r	c_r	k_r	c_r	k_r	c_r
0.0000	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0025	0.9998	0.0000	0.9998	0.0000	0.0000	0.0000
0.0050	0.9994	0.0000	0.9994	0.0000	0.0000	0.0000
0.0075	0.9988	0.0000	0.9988	0.0000	0.0000	0.0000
0.0100	0.9980	0.0000	0.9980	0.0000	0.0000	0.0000
0.0125	0.9970	0.0000	0.9970	0.0000	0.0000	0.0000
0.0150	0.9958	0.0000	0.9958	0.0000	0.0000	0.0000
0.0175	0.9944	0.0000	0.9944	0.0000	0.0000	0.0000
0.0200	0.9928	0.0000	0.9928	0.0000	0.0000	0.0000
0.0225	0.9910	0.0000	0.9910	0.0000	0.0000	0.0000
0.0250	0.9890	0.0000	0.9890	0.0000	0.0000	0.0000
0.0275	0.9868	0.0000	0.9868	0.0000	0.0000	0.0000
0.0300	0.9844	0.0000	0.9844	0.0000	0.0000	0.0000
0.0325	0.9818	0.0000	0.9818	0.0000	0.0000	0.0000
0.0350	0.9790	0.0000	0.9790	0.0000	0.0000	0.0000
0.0375	0.9760	0.0000	0.9760	0.0000	0.0000	0.0000
0.0400	0.9728	0.0000	0.9728	0.0000	0.0000	0.0000
0.0425	0.9694	0.0000	0.9694	0.0000	0.0000	0.0000
0.0450	0.9658	0.0000	0.9658	0.0000	0.0000	0.0000
0.0475	0.9620	0.0000	0.9620	0.0000	0.0000	0.0000
0.0500	0.9580	0.0000	0.9580	0.0000	0.0000	0.0000
0.0525	0.9538	0.0000	0.9538	0.0000	0.0000	0.0000
0.0550	0.9494	0.0000	0.9494	0.0000	0.0000	0.0000
0.0575	0.9448	0.0000	0.9448	0.0000	0.0000	0.0000
0.0600	0.9400	0.0000	0.9400	0.0000	0.0000	0.0000
0.0625	0.9350	0.0000	0.9350	0.0000	0.0000	0.0000
0.0650	0.9298	0.0000	0.9298	0.0000	0.0000	0.0000
0.0675	0.9244	0.0000	0.9244	0.0000	0.0000	0.0000
0.0700	0.9188	0.0000	0.9188	0.0000	0.0000	0.0000
0.0725	0.9130	0.0000	0.9130	0.0000	0.0000	0.0000
0.0750	0.9070	0.0000	0.9070	0.0000	0.0000	0.0000
0.0775	0.9008	0.0000	0.9008	0.0000	0.0000	0.0000
0.0800	0.8944	0.0000	0.8944	0.0000	0.0000	0.0000
0.0825	0.8878	0.0000	0.8878	0.0000	0.0000	0.0000
0.0850	0.8810	0.0000	0.8810	0.0000	0.0000	0.0000
0.0875	0.8740	0.0000	0.8740	0.0000	0.0000	0.0000
0.0900	0.8668	0.0000	0.8668	0.0000	0.0000	0.0000
0.0925	0.8594	0.0000	0.8594	0.0000	0.0000	0.0000
0.0950	0.8518	0.0000	0.8518	0.0000	0.0000	0.0000
0.0975	0.8440	0.0000	0.8440	0.0000	0.0000	0.0000
0.1000	0.8360	0.0000	0.8360	0.0000	0.0000	0.0000

Tabla 3.5.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.629$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 11.694$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.446$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.432$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.345$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.343$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV:
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO-ESTRUCTURA

**ING. JAVIER AVILES
ING. EDUARDO PEREZ ROCHA
ING. RAUL AGUILAR**

PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO-ESTRUCTURA

Javier Avilés^{1,2}, Eduardo Pérez-Rocha^{2,3} y Raúl Aguilar²

RESUMEN

Usualmente, los efectos de la interacción suelo-estructura considerados en el diseño son los debidos únicamente a la interacción inercial, esto es, el alargamiento del periodo y la modificación del amortiguamiento correspondientes al modo fundamental de vibración de la estructura supuesta con base rígida; el efecto de interacción en la ductilidad suele despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre sus implicaciones en la respuesta estructural. Entonces, para fines de aplicación práctica es necesario conocer sólo el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible, teniendo en cuenta los parámetros característicos que controlan el fenómeno de interacción.

La mayoría de las soluciones disponibles para determinar el periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura no toman en cuenta el efecto de las formaciones locales y la influencia del enterramiento del cimiento, de modo que ellas son aplicables sólo para suelos homogéneos y cimentaciones superficiales. En adición a estas limitaciones, generalmente se utilizan funciones de impedancia aproximadas en sustitución del suelo, lo cual trae consigo que en estructuras esbeltas se reduzca el amortiguamiento de la estructura supuesta con base rígida; esta situación no llega a ser evidente cuando las rigideces dinámicas se evalúan rigurosamente.

En este trabajo se presentan una solución aproximada así como una rigurosa para obtener el periodo y amortiguamiento efectivos de estructuras desplantadas en depósitos de suelo estratificados, considerando la profundidad de desplante de la cimentación y el grado de

¹Instituto de Investigaciones Eléctricas

²Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS

³Facultad de Ingeniería, UNAM

contacto entre el terreno y el cimiento. El suelo se reemplaza por funciones de impedancia exactas, de manera que se utilizan resortes y amortiguadores equivalentes dependientes de la frecuencia de excitación. Aplicando la solución rigurosa se elaboró un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura, el cual cubre la mayor parte de situaciones que se encuentran en las aplicaciones prácticas. Estos parámetros efectivos son de gran utilidad cuando se recurre a los métodos estático y dinámico de análisis sísmico para evaluar los efectos de la interacción inercial en el modo fundamental de vibración.

ABSTRACT

Usually, the effects of the soil-structure interaction considered in design are those due to the inertial interaction solely, that is, the period lengthening and the damping modification corresponding to the fundamental mode of vibration of the structure assumed with rigid base; the interaction effect on the ductility is often neglected since its implications on the structural response are not known with certainty. Thus, for purposes of practical application it is necessary to know only the effective period and damping of the structure with flexible base, taking into account the characteristic parameters that control the interaction phenomenon.

Most of the available solutions to determine the effective period and damping of soil-structure systems do not take into account the effect of the local formations and the influence of the foundation embedment, so that they are only applicable to homogeneous soils and surface foundations. In addition to these limitations, approximate impedance functions in replacement of the soil are generally used, which gives as a result that in slender structures the damping of the structure assumed with rigid base is reduced; this situation does not become evident when the dynamic stiffnesses are evaluated rigorously.

In this work an approximated solution as well as a rigorous one are presented for obtaining the effective period and damping of structures rested on layered soil deposits; in both solutions the foundation depth and the degree of contact between the ground and the foundation are considered. The soil is replaced with exact impedance functions, so that equivalent springs and dashpots are used dependent on the excitation frequency. A compendium of effective periods and dampings of soil-structure systems was computed by applying the rigorous solution, which covers most of the situations that are encountered in practical applications. These effective parameters are very useful when used with the static and dynamic methods of seismic analysis to evaluate the effects of the inertial interaction on the fundamental mode of vibration.

1. INTRODUCCION

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El fenómeno de interacción suelo-estructura se puede descomponer en una parte inercial y otra cinemática. El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el aumento en amortiguamiento y la reducción en ductilidad de la estructura supuesta con apoyo indeformable son producto de la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema suelo-estructura. Por su parte, la interacción cinemática reduce el movimiento de la cimentación e induce torsión y cabeceo en ella por su efecto promediador, a la vez que filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

Para la mayoría de las estructuras resulta conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los efectos de amplificación de sitio sean considerados al determinar el movimiento sísmico en la superficie del terreno el cual se asigna como la excitación de diseño en la vecindad de la cimentación. En general, esta excitación resulta ser más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

El periodo fundamental de un sistema suelo-estructura siempre se incrementa porque el conjunto tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura desplantada sobre suelo indeformable. El amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo. Sin embargo, como la interacción causa aparentemente una pérdida

del amortiguamiento estructural, es posible que se presente una reducción del amortiguamiento del sistema cuando la disipación adicional de energía por el suelo no compense tal pérdida. Por último, se estima que la ductilidad del sistema se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico (Rosenblueth y Reséndiz, 1988) cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción.

Estas modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad. Usualmente, los criterios de interacción suelo-estructura para fines de diseño consideran los efectos de interacción sólo en el periodo fundamental y el amortiguamiento. A pesar de que se introducen errores del lado de la inseguridad, los efectos de interacción en la ductilidad suelen despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre las implicaciones que tienen en la respuesta estructural.

En este trabajo se presentan dos soluciones, una aproximada y otra rigurosa, para calcular el periodo y amortiguamiento efectivos de un sistema suelo-estructura formado por un oscilador equivalente a la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental y por un estrato equivalente al depósito de suelo estratificado. Estas soluciones son de gran utilidad para evaluar los efectos de la interacción inercial en el modo fundamental de la estructura, considerando explícitamente aspectos importantes tales como el enterramiento de la cimentación, la profundidad del depósito de suelo y la variación con la frecuencia de la rigidez dinámica de la cimentación, entre otros. Asimismo, aplicando la solución rigurosa se elaboró un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura, el cual cubre la mayor parte de situaciones que se presentan en la práctica.

2. SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA

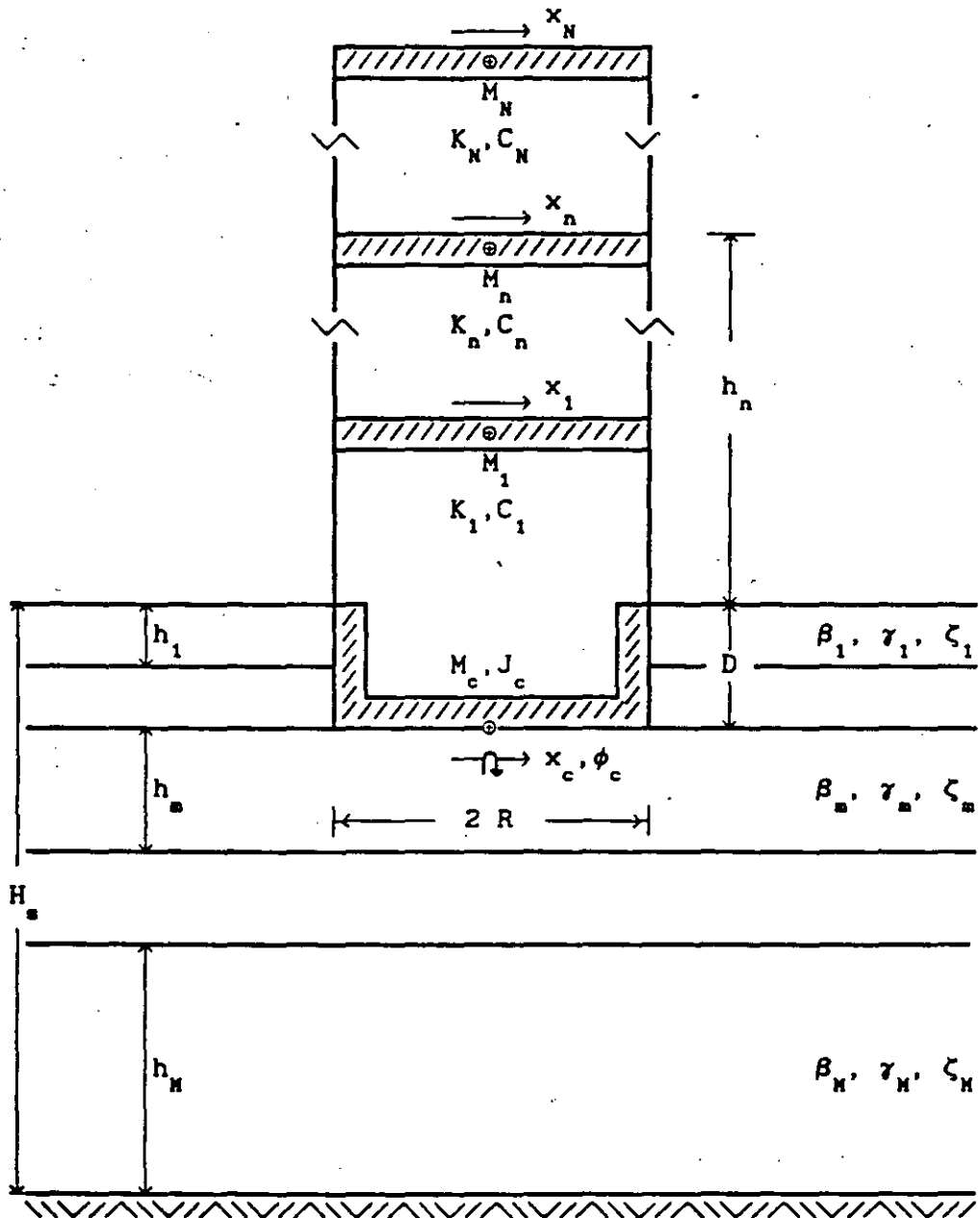


Fig.1 Sistema suelo-estructura

Para estructuras con varios grados de libertad y depósitos de suelo estratificados, el sistema suelo-estructura se puede idealizar adecuadamente como se muestra en la fig.1. Se trata de una estructura

con N grados de libertad en traslación horizontal, apoyada sobre una cimentación superficial infinitamente rígida con dos grados de libertad, uno en traslación horizontal y otro de rotación o cabeceo. La cimentación se desplanta en un depósito de suelo estratificado horizontalmente con M estratos.

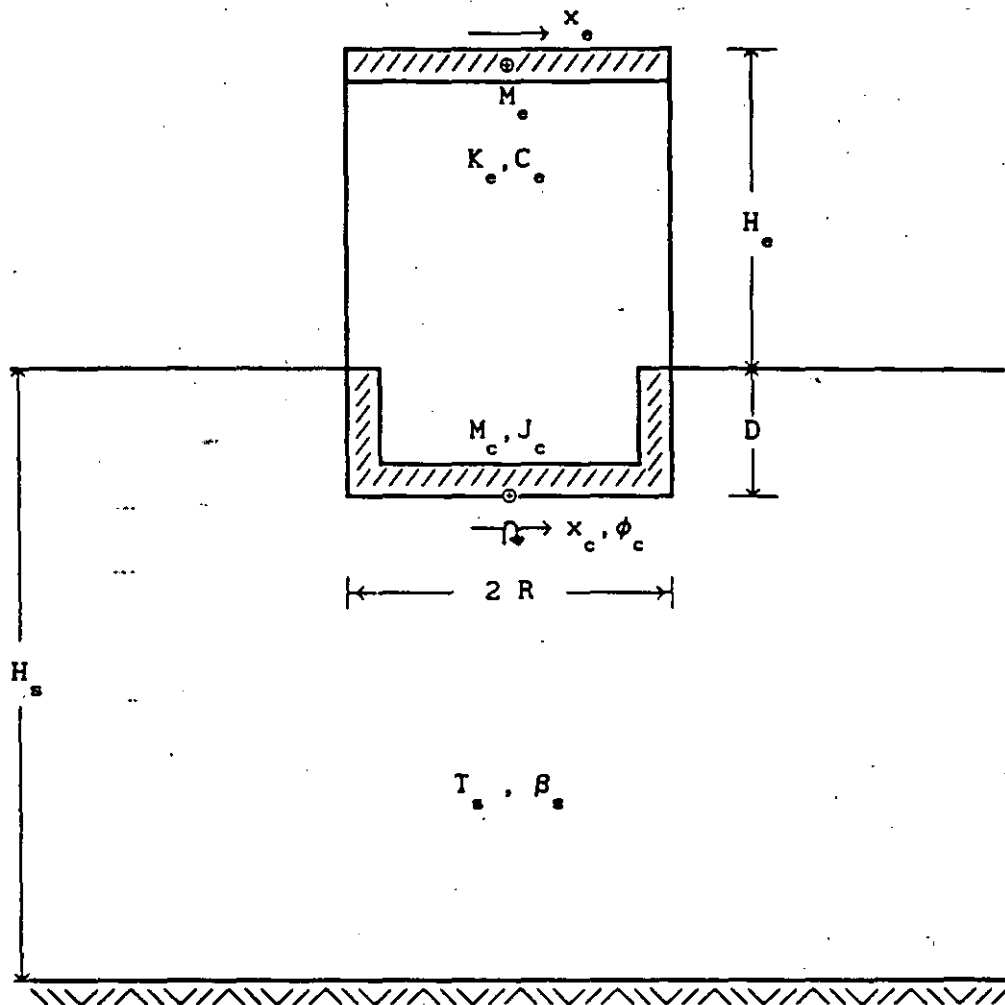


Fig.2 Sistema suelo-estructura equivalente

Si la estructura con varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador elemental en su condición de base rígida y el depósito de suelo estratificado se comporta fundamentalmente como un manto simple, el sistema suelo-estructura se puede reemplazar por el sistema

equivalente que se muestra en la fig.2.

En el sistema equivalente, la estructura y el estrato se deben interpretar como elementos equivalentes a la estructura con varios grados de libertad y el depósito de suelo estratificado, respectivamente, con los que se obtiene igual respuesta ante una perturbación dada. Para ello, la estructura real se caracterizará mediante el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de vibración, así como la masa y altura efectivas; en tanto que el depósito original se caracterizará a través del periodo dominante de vibración v la velocidad media de propagación del sitio (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

Los parámetros modales del oscilador elemental se obtienen a partir del periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura con base rígida, e igualando el cortante basal y momento de volteo en dicho modo con el cortante basal y momento de volteo del oscilador, lo que conduce a los siguientes parámetros efectivos:

$$M_e = \frac{(Z_1^T M_e J)^2}{Z_1^T M_e Z_1} \quad (1)$$

$$v = 4\pi^2 \frac{M_e}{T_e^2} \quad (2)$$

$$C_e = 4\pi\zeta_e \frac{M_e}{T_e} \quad (3)$$

$$H_e = \frac{Z_1^T M_e H}{Z_1^T M_e J} \quad (4)$$

donde T_e y ζ_e son el periodo y amortiguamiento, respectivamente, del modo fundamental Z_1 de la estructura supuesta con base indeformable, cuya matriz de masa es M_e ; J es un vector formado por unos y H un vector que tiene como componentes las alturas de desplante de cada nivel, es

decir, $H = \{h_1, h_2, \dots, h_N\}^T$. En estas condiciones, M_e se debe interpretar como la masa efectiva de la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental y H_e como la altura del centroide de las fuerzas de inercia correspondientes.

El periodo y amortiguamiento del modo fundamental del sistema equivalente con tres grados de libertad representarán el periodo y amortiguamiento efectivos, \bar{T}_e y $\bar{\zeta}_e$, del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo. Estos parámetros efectivos se pueden determinar resolviendo aproximada o rigurosamente la ecuación matricial de equilibrio dinámico del sistema equivalente, la cual resulta ser

$$M_s \ddot{x}_s + C_s \dot{x}_s + K_s x_s = -\ddot{x}_0(t) M_0 \quad (5)$$

donde $x_s = \{x_e, x_c, \phi_c\}^T$ es el vector de coordenadas generalizadas del sistema equivalente, siendo x_e la deformación de la estructura, x_c el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento de campo libre x_0 y ϕ_c la rotación de la cimentación; t significa tiempo. Además,

$$M_0 = \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e (H_e + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

es un vector de carga, mientras que

$$M_s = \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e (H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D) + M_c D/2 & M_e (H_e + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$K_e = \begin{bmatrix} K_o & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (9)$$

son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, del sistema equivalente; M_c es la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de dicha masa con respecto al eje de rotación de la base del cimiento y D la profundidad de desplante de la cimentación, K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados. Estos amortiguamientos y rigideces definen las funciones de impedancia de la cimentación, las cuales dependen de la frecuencia de excitación y representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

Por las características de su amortiguamiento, el sistema equivalente no posee modos naturales clásicos de vibración sino modos no clásicos, es decir, sus modos naturales de vibración no necesariamente existen en el dominio real sino en el complejo. Por ello y en vista de que las rigideces dinámicas de la cimentación dependen de la frecuencia de excitación, los modos y frecuencias naturales del sistema equivalente no se pueden tratar como un problema estándar de valores característicos lineal.

2.1 Periodos y amortiguamientos efectivos aproximados

Una solución suficientemente aproximada del sistema equivalente se puede obtener al desprestigiar la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento en la rigidez dinámica de la cimentación. Si se considera que el movimiento de campo libre es armónico, $\ddot{x}_o(t) = \ddot{X}_o e^{i\omega t}$, en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como $x_o(t) = X_o e^{i\omega t}$, $x_c(t) = X_c e^{i\omega t}$ y $\phi_c(t) = \Phi_c e^{i\omega t}$. En estas condiciones, la ec.5 se reduce a

$$\begin{bmatrix} \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_r \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_r \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e(H_e+D) \\ M_e & M_e & M_e(H_e+D) \\ M_e(H_e+D) & M_e(H_e+D) & M_e(H_e+D)^2 \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ \phi_c \end{Bmatrix} = -\ddot{X}_0 \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e \\ M_e(H_e+D) \end{Bmatrix} \quad (10)$$

donde ω es la frecuencia de excitación. Dividiendo el primero y segundo renglones de esta ecuación entre $\omega^2 M_e$ y el tercero entre $\omega^2 M_e (H_e+D)$, se llega a

$$\begin{bmatrix} \omega_e^2/\omega^2(1+i2\zeta'_e) - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \omega_h^2/\omega^2(1+i2\zeta'_h) - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \omega_r^2/\omega^2(1+i2\zeta'_r) - 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ (H_e+D)\phi_c \end{Bmatrix} = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (11)$$

en donde $\zeta'_e = (\omega/\omega_e)\zeta_e$. Además, ω_e es la frecuencia natural de vibración de la estructura supuesta con base indeformable y ω_h y ω_r son las frecuencias naturales de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente; dichas frecuencias están dadas por las siguientes expresiones:

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{M_e} \quad (12)$$

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e} \quad (13)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e(H_e+D)^2} \quad (14)$$

Asimismo, ζ_e es el amortiguamiento viscoso de la estructura con base rígida y ζ_h y ζ_r son los amortiguamientos viscosos del suelo en el modo de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente; dichos amortiguamientos están dados por las siguientes expresiones:

$$\zeta_e = \frac{\omega_e C_e}{2 K_e} \quad (15)$$

$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2 K_h} \quad (16)$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2 K_r} \quad (17)$$

Ahora bien, resolviendo el sistema de ecuaciones algebraicas dado por la ec.11 se encuentra que la deformación de la estructura puede expresarse de la siguiente forma:

$$\left[1 + 12\zeta_e' - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 12\zeta_h'}{1 + 12\zeta_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 12\zeta_r'}{1 + 12\zeta_r} \right] \omega_e^2 X_e = - \ddot{X}_0 \quad (18)$$

La frecuencia y el amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible se pueden obtener igualando las partes real e imaginaria de la pseudoaceleración en resonancia del sistema equivalente con las correspondientes de un oscilador de reemplazo cuya frecuencia natural y amortiguamiento son iguales a la frecuencia y el amortiguamiento efectivos (Wolf, 1985).

La pseudoaceleración del oscilador de reemplazo, sujeto al mismo movimiento del terreno \ddot{X}_0 del sistema equivalente, está dada por la expresión (Clough y Penzien, 1975)

$$\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e = - \ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_e^2} + 12 \tilde{\zeta}_e \frac{\omega}{\tilde{\omega}_e} \right]^{-1} \quad (19)$$

De acuerdo con la ec.18, si se desprecian los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudoaceleración del sistema equivalente se reduce a

$$\omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + 12 \left[\zeta_e' + (\zeta_h - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_h^2} + (\zeta_r - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right] \right]^{-1} \quad (20)$$

Para la condición de resonancia, $\omega = \tilde{\omega}_e$, la igualación de las partes reales de las ecs.19 y 20 conduce a que la frecuencia efectiva de la estructura con base flexible sea

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad (21)$$

De la misma forma, la igualación de las partes imaginarias conduce a que el amortiguamiento efectivo de la estructura con base flexible sea

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right]^3 + \zeta_h \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right]^2 + \zeta_r \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right]^2 \quad (22)$$

Los amortiguamientos del suelo para los distintos modos de vibración de la cimentación son más elevados que el amortiguamiento de la estructura, en especial el amortiguamiento en traslación. En consecuencia, el despreciar los términos de amortiguamiento de segundo orden introduce errores significativos en el amortiguamiento, mas no en el periodo del sistema que resulta ser adecuado. Estos errores se traducen en una sobrestimación del amortiguamiento efectivo, la cual crece conforme la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo aumenta.

Considerando los términos de amortiguamiento de segundo orden, excepto los correspondientes al amortiguamiento estructural, la pseudoaceleración

del sistema equivalente es entonces igual a

$$\omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_r^2} + \right. \\ \left. 12 \left[\zeta_e' + \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{\zeta_h - \zeta_e'}{1 + 4\zeta_h^2} + \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{\zeta_r - \zeta_e'}{1 + 4\zeta_r^2} \right] \right]^{-1} \quad (23)$$

Procediendo de manera similar a cuando se desprecian los términos de amortiguamiento de segundo orden, se tiene que la frecuencia efectiva de la estructura con base flexible es

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_r^2} \quad (24)$$

mientras que el amortiguamiento efectivo de la estructura con base flexible es

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 4\zeta_h^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 4\zeta_r^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right]^2 \quad (25)$$

Al considerar los términos de amortiguamiento de segundo orden, el periodo del sistema ya no resulta ser adecuado y el amortiguamiento efectivo se subestima drásticamente; el error que se comete tanto en el periodo como en el amortiguamiento crece con la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo.

En vista de lo anterior, a partir de la forma del amortiguamiento efectivo se sugirieron expresiones alternativas a fin de encontrar una aproximación satisfactoria, las cuales fueron calibradas con la solución rigurosa que se presenta en el siguiente inciso. De esta manera, la expresión seleccionada fue

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right]^2 \quad (26)$$

la cual es suficientemente aproximada para el rango de rigideces relativas de la estructura respecto al suelo que cubre la mayor parte de situaciones de interés práctico.

Cabe destacar que el periodo efectivo del sistema suelo-estructura definido mediante

$$\tilde{T}_e = \left[T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right]^{1/2} \quad (27)$$

donde $T_h = 2\pi/\omega_h$ y $T_r = 2\pi/\omega_r$, se debe determinar vía aproximaciones sucesivas. Como primera aproximación, el periodo efectivo se puede estimar usando las rigideces estáticas. Si en lugar de éstas se emplean las rigideces dinámicas evaluadas para la frecuencia fundamental ω se mejora la aproximación. Es posible obtener una aproximación aún mejor si el periodo efectivo se calcula mediante iteraciones, empezando con ω y terminando con la frecuencia efectiva $\tilde{\omega}_e$.

En cambio, el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura definido como

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2 \quad (28)$$

se determina directamente considerando que $\omega = \tilde{\omega}_e$ al calcular los amortiguamientos del suelo ζ_h y ζ_r .

2.2 Periodos y amortiguamientos efectivos rigurosos

Si se considera que el movimiento de campo libre es armónico, $\ddot{x}_0(t) = \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$, en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como $x_e(t) = X_e e^{i\omega t}$. En consecuencia, la ec.5 se reduce a

$$\left[K_s + i \omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = - \ddot{X}_0 M_0 \quad (29)$$

En vista de que el sistema equivalente carece de modos naturales clásicos de vibración y las matrices de rigidez y amortiguamiento dependen de la frecuencia de excitación, el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura pueden obtenerse resolviendo directamente la ec.29 a fin de calcular espectros de respuesta en frecuencia como el que se muestra en la fig.3, los cuales tienen como abscisas el periodo de excitación normalizado con respecto al periodo de la estructura con base rígida, T/T_0 , y como ordenadas la pseudoaceleración de la estructura con base flexible normalizada con respecto a la aceleración del terreno, $\omega_s^2 X_s / \ddot{X}_0$. Los espectros de respuesta así obtenidos son realmente las funciones de transferencia del sistema equivalente, definidas por la aceleración total de la estructura con base flexible entre la aceleración del terreno. Las frecuencias y amplificaciones resonantes de estas funciones de transferencia están asociadas con el periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente, de la estructura interactuando con el suelo.

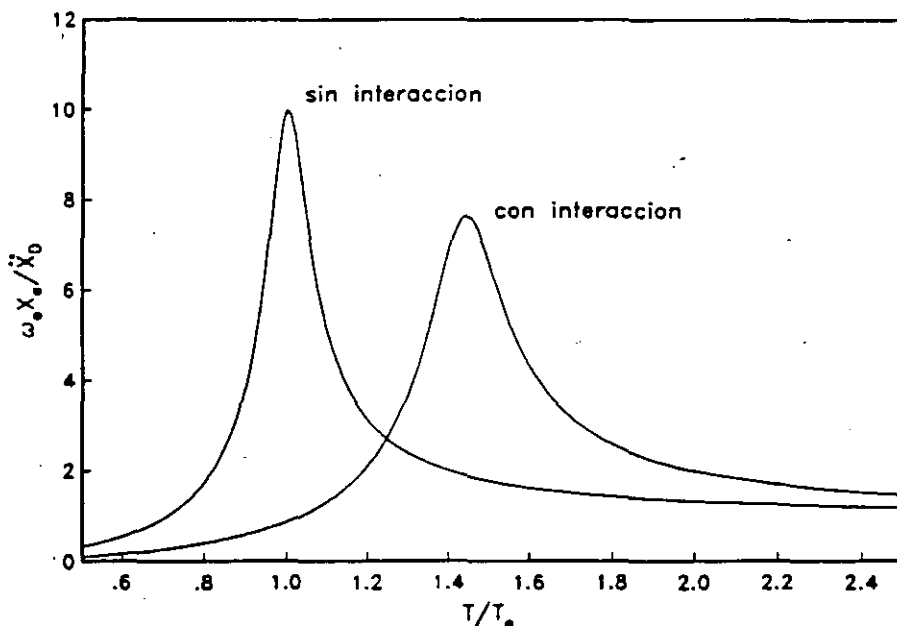


Fig.3 Espectros de respuesta del sistema equivalente con y sin interacción

El periodo y amortiguamiento efectivos pueden interpretarse como los parámetros dinámicos de un oscilador de reemplazo cuyo cortante basal resonante es igual al que se desarrolla en la estructura del sistema equivalente, para la misma excitación armónica estacionaria de la base. Este razonamiento conduce a igualar las pseudoaceleraciones máximas y las frecuencias naturales asociadas del sistema y el oscilador.

Según la ec.19, la magnitud del valor resonante de la pseudoaceleración del oscilador de reemplazo normalizada con respecto a la aceleración del terreno es igual a

$$\frac{\omega_e^2 \bar{X}_e^{\max}}{\ddot{X}_0} = \frac{1}{2\bar{\zeta}_e} \quad (30)$$

Igualando esta magnitud con la de la pseudoaceleración correspondiente al pico resonante del espectro de respuesta del sistema equivalente, el amortiguamiento efectivo se determina como

$$\bar{\zeta}_e = \frac{1}{2} \frac{\ddot{X}_0}{\omega_e^2 \bar{X}_e^{\max}} \quad (31)$$

Mientras que el periodo efectivo simplemente es igual al periodo de excitación correspondiente a la posición del pico resonante del espectro de respuesta.

Con este enfoque (Veletsos, 1977), los espectros de respuesta en frecuencia para el sistema equivalente y el oscilador de reemplazo concuerdan en un amplio rango de frecuencias de excitación en ambos lados del periodo de resonancia. Esto sugiere que para movimiento sísmico las respuestas máximas del sistema y del oscilador serán parecidas, ya que la excitación transitoria se puede tratar como una combinación lineal de movimientos estacionarios con diferentes periodos y amplitudes, y porque los componentes de excitación con periodo

semejante al resonante son los que producen la mayor respuesta.

2.3 Calibración de la solución aproximada con respecto a la rigurosa

Con objeto de calibrar la solución aproximada con respecto a la rigurosa, en las figs.4 y 5 se muestran variaciones del periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente, calculados con las técnicas rigurosa (línea continua) y aproximada (línea discontinua) para sistemas suelo-estructura cuyos parámetros característicos son: $\bar{m} = 0.2$, $\bar{j} = 0.05$, $\bar{\rho} = 0.15$, $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $\bar{h}_s = 5$, $\bar{d} = 0.25$ y $\bar{h}_e = 1$ y 5; el significado de cada una de estas cantidades se presenta en el siguiente inciso. Estos resultados se calcularon empleando funciones de impedancia aproximadas (Avilés y Pérez-Rocha, 1992), sin que por ello se pierda generalidad en las conclusiones.

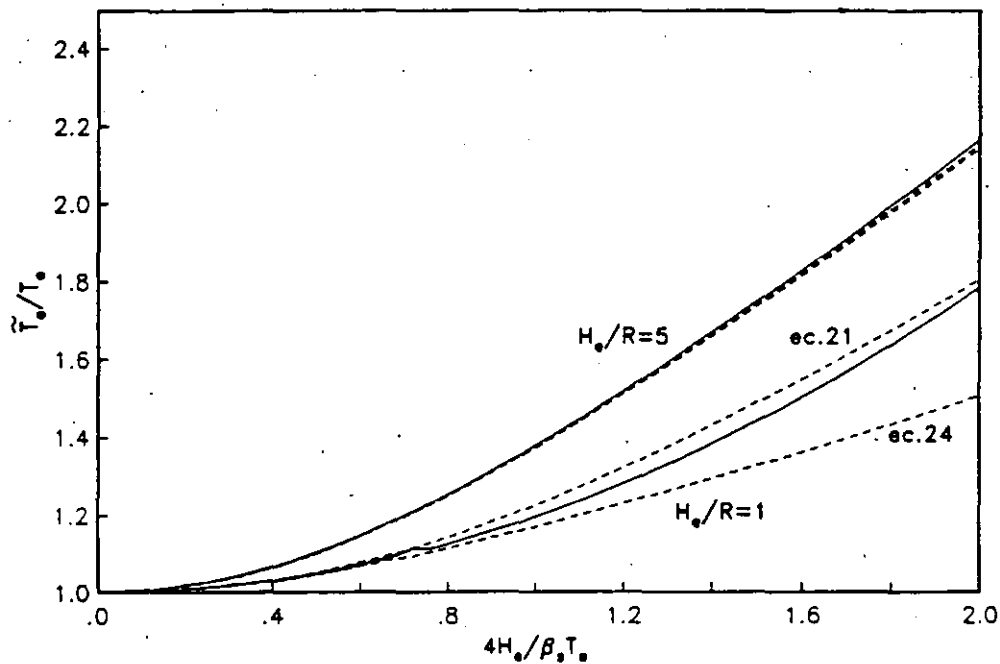


Fig.4 Periodos efectivos aproximados (---) y rigurosos (—) para un sistema suelo-estructura típico

Con base en resultados similares se llegó a la conclusión de que las aproximaciones para el periodo y amortiguamiento efectivos resultan ser

adecuadas para aquellos sistemas suelo-estructura cuya rigidez relativa de la estructura respecto al suelo es $4H_s/\beta_s T_s < 2$. Asimismo, se encontró que los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento son despreciables cuando el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo es $4H_s/\beta_s T_s < 0.2$.

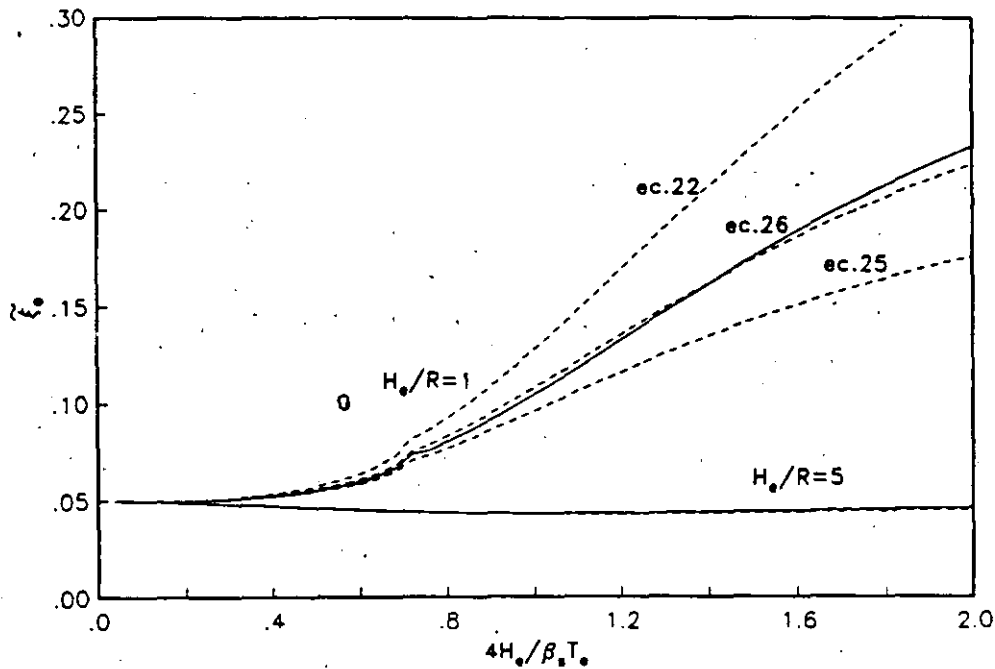


Fig.5 Amortiguamientos efectivos aproximados (---) y rigurosos (—) para un sistema suelo-estructura típico

3. PARAMETROS CARACTERISTICOS DE LA INTERACCION

La interacción inercial depende de numerosos parámetros tanto del suelo como de la estructura. Para fines de aplicación práctica es conveniente identificar los parámetros adimensionales que son característicos de los sistemas suelo-estructura, así como conocer la importancia y los rangos de variación de cada uno de ellos. En lo que sigue se especifican tales parámetros y se fijan los valores adecuados a fin de determinar periodos y amortiguamientos efectivos de utilidad en el diseño.

Los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento

se encuentran controlados por los parámetros característicos que se indican a continuación:

1. Relación de masas entre la cimentación y la estructura, definida como

$$\bar{m} = \frac{M_c}{M_e} \quad (32)$$

la cual generalmente varía entre 0.1 y 0.3. Este parámetro prácticamente no influye en la respuesta de sistemas suelo-estructura, como se observa en la fig.6, de suerte que al despreciarlo se introducen errores insignificantes; sin embargo, se considerará el valor intermedio $\bar{m} = 0.2$.

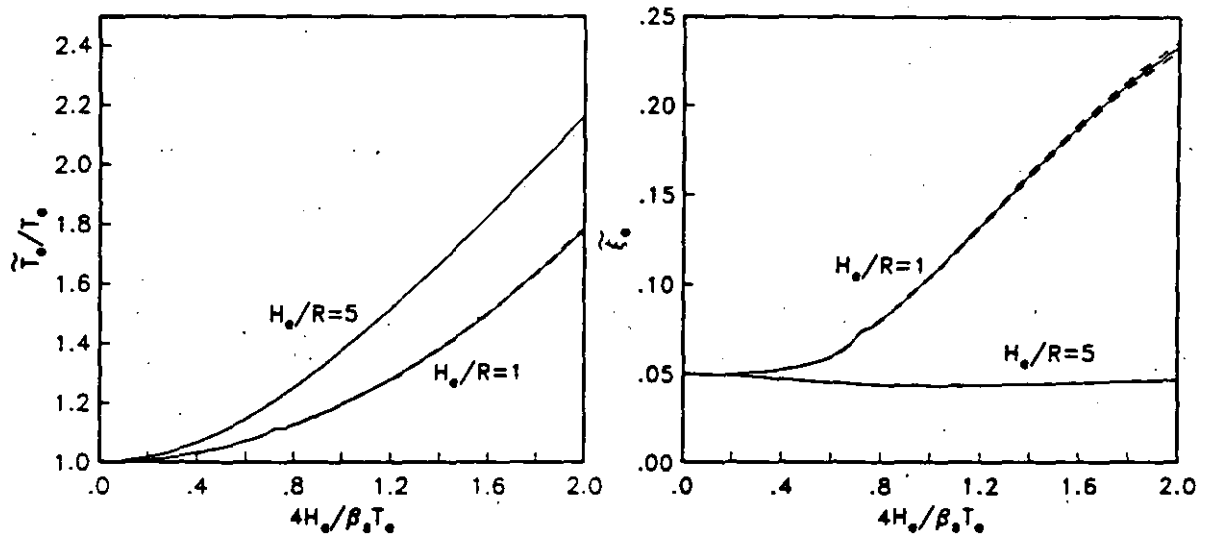


Fig.6 Influencia de la relación de masas en el periodo y amortiguamiento efectivos; $\bar{m} = 0$ (---), 0.2 (—) y 0.4 (- - -)

2. Relación de momentos de inercia de masa entre la cimentación y la estructura, definida por

$$\bar{j} = \frac{J_c}{M_e (H_e + D)^2} \quad (33)$$

cuyos valores son en general menores que 0.1. Ya que este parámetro tampoco influye significativamente en la respuesta de sistemas suelo-estructura, como se observa en la fig.7, se considerará el valor $\bar{j} = 0.05$.

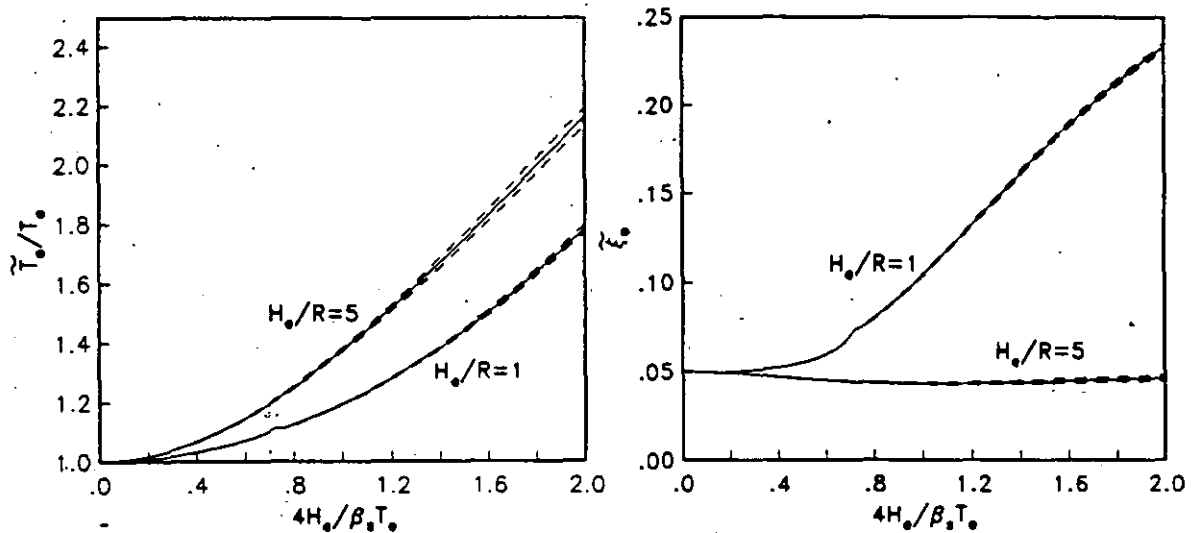


Fig.7 Influencia de la relación de momentos de inercia en el periodo y amortiguamiento efectivos; $\bar{j} = 0$ (---), 0.05 (—) y 0.1 (- - -)

3. Densidad relativa de la estructura respecto al suelo, definida como

$$\tilde{\rho} = \frac{M_e}{\rho_s \pi R^2 H_e} \quad (34)$$

la cual generalmente varía entre 0.1 y 0.2. La variación de este parámetro tiene poca influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura, como se observa en la fig.8, por lo que se considerará el valor intermedio $\tilde{\rho} = 0.15$.

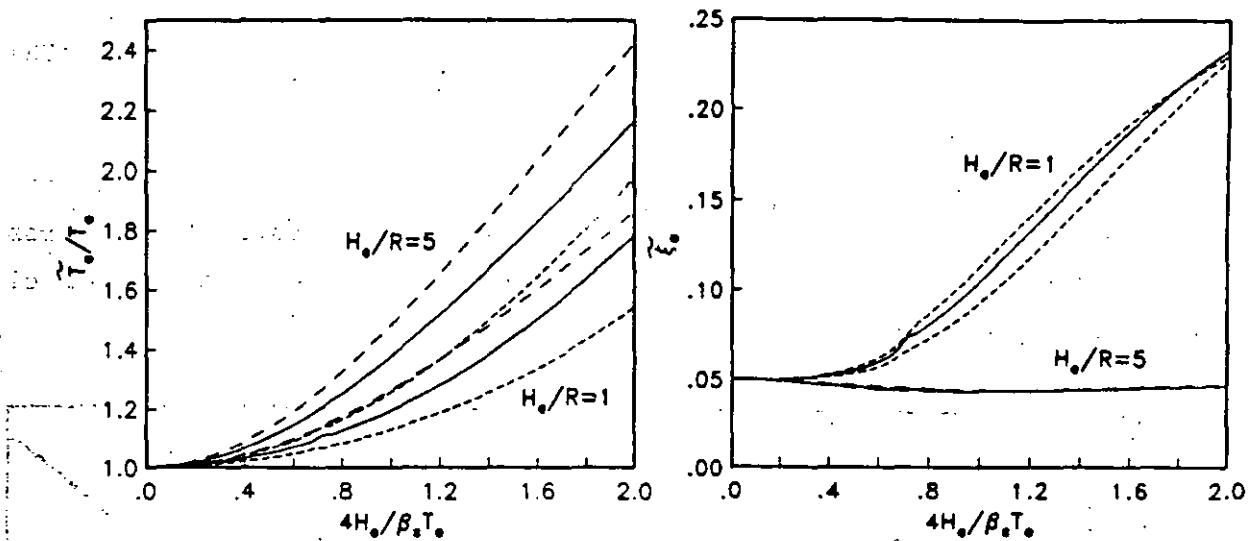


Fig.8 Influencia de la densidad relativa en el periodo y amortiguamiento efectivos; $\tilde{\rho} = 0.1$ (---), 0.15 (—) y 0.2 (- - -)

4. Coeficientes de amortiguamiento del suelo y la estructura, ζ_s y ζ_e . La influencia del amortiguamiento en la respuesta de sistemas suelo-estructura es determinante. Aunque su rango de variación está comprendido normalmente entre el 2 y 10 por ciento, tanto para el suelo como para la estructura usualmente se utiliza en la práctica un valor típico de 5 por ciento.
5. Relación de Poisson del suelo, ν_s . La respuesta de sistemas suelo-estructura depende significativamente de este parámetro. Los valores típicos que comúnmente se emplean en la práctica son $1/3$ para suelos granulares, 0.45 para suelos plásticos y $1/2$ para arcillas saturadas.
6. Profundidad relativa del depósito de suelo, dada por

$$\tilde{h}_s = \frac{H_s}{R} \quad (35)$$

Los efectos de sitio en la interacción inercial son parcialmente

función de este parámetro. Por su importancia, se considerarán los valores $\tilde{h}_e = 2, 3, 4, 5, 6, 8$ y 10 .

7. Profundidad de desplante relativa de la cimentación, dada por

$$\tilde{d} = \frac{D}{R} \quad (36)$$

El alargamiento del periodo y el aumento del amortiguamiento de estructuras con base flexible son función decreciente de este parámetro. Por su importancia, se considerarán los valores $\tilde{d} = 0, 1/4, 1/2, 3/4$ y 1 .

8. Relación de esbeltez de la estructura, definida como

$$\tilde{h}_e = \frac{H_e}{R} \quad (37)$$

cuya influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura es fundamental. El periodo efectivo es función creciente de este parámetro, mientras que el amortiguamiento efectivo es función decreciente. En virtud de su importancia, se considerarán los valores $\tilde{h}_e = 1, 2, 3, 4$ y 5 .

9. Rigidez relativa de la estructura respecto al suelo, definida como

$$\tilde{r} = \frac{4 H_e}{\beta_s T_e} \quad (38)$$

Con este parámetro se mide la importancia de la interacción inercial. Por ello, se presentarán resultados que cubren el intervalo $0 \leq \tilde{r} \leq 2$ en el que caen la mayor parte de los sistemas suelo-estructura reales.

4. COMPENDIO DE PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS

Aplicando la solución rigurosa para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de estructuras con base flexible y utilizando las tablas de rigideces dinámicas de cimentaciones que se reportan en el trabajo de Avilés y Pérez-Rocha (1992), se elaboró un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura que son de gran utilidad cuando se recurre a los métodos estático y dinámico de análisis sísmico para evaluar los efectos de la interacción inercial en el modo fundamental.

Los resultados que se presentan están en función de los parámetros adimensionales que se identificaron como los característicos de los sistemas suelo-estructura. Los valores considerados pretenden cubrir el intervalo de interés en las aplicaciones prácticas. Para valores intermedios vale interpolar linealmente.

Considerando que $\bar{m} = 0.2$, $\bar{j} = 0.05$, $\bar{\rho} = 0.15$ y $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, en las figs. 1.j ($i = 1-3$; $j = 1-7$) se presentan periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para los siguientes valores: $\nu_s = 1/3$ ($i=1$), 0.45 ($i=2$) y $1/2$ ($i=3$) y $\bar{h}_s = 2$ ($j=1$), 3 ($j=2$), 4 ($j=3$), 5 ($j=4$), 6 ($j=5$), 8 ($j=6$) y 10 ($j=7$). En cada figura se muestran resultados para $\bar{d} = 0, 1/4, 1/2, 3/4$ y 1 y $\bar{h}_e = 1, 2, 3, 4$ y 5 , así como para las dos condiciones de frontera extremas que se pueden presentar en la interfaz suelo-cimentación: contacto de la pared lateral del cimiento con el suelo total y nulo. Los periodos efectivos de la estructura con base flexible están normalizados con el periodo fundamental de la estructura con base rígida en cuestión. En los amortiguamientos efectivos, la curva inferior corresponde a $\bar{h}_e = 5$ mientras que la superior a $\bar{h}_e = 1$; lo contrario sucede con los periodos efectivos.

5. RECONOCIMIENTOS

Se agradece a E Rosenblueth la revisión crítica del manuscrito y sus valiosas sugerencias. Este trabajo fue patrocinado parcialmente por el

Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología y la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

6. REFERENCIAS

Avilés J y Pérez-Rocha E (1992), "Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra*, Vol. 2, No. 1.

Clough R W y Penzien J (1975), *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., Nueva York.

Rosenblueth E y Reséndiz D (1988), "Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura", *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 509.

Veletsos A S (1977), "Dynamics of structure-foundation systems", *Structural and Geotechnical Mechanics*, Ed. W J Hall, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

Wolf J P (1985), *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

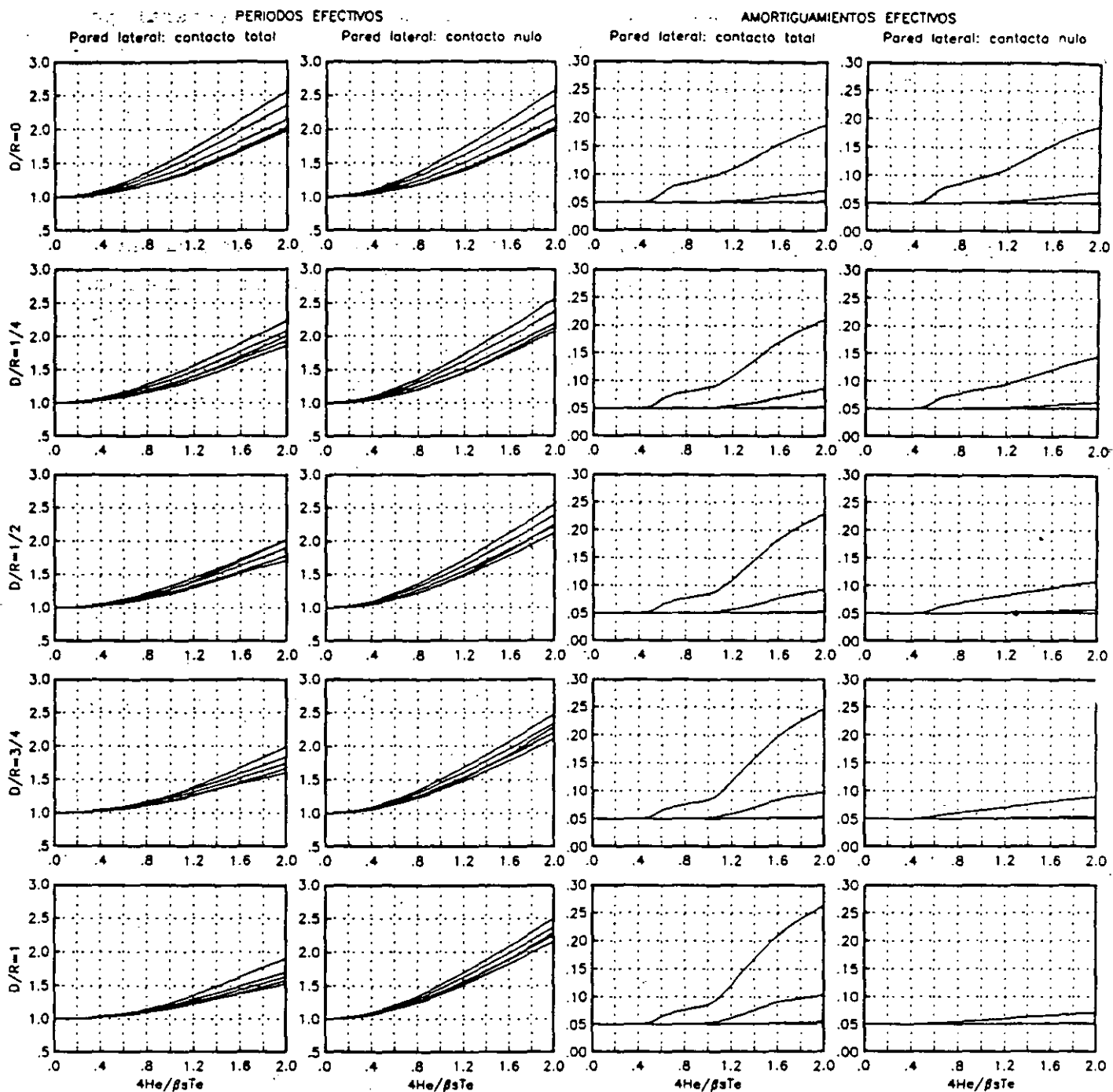


FIG.1.1 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA.

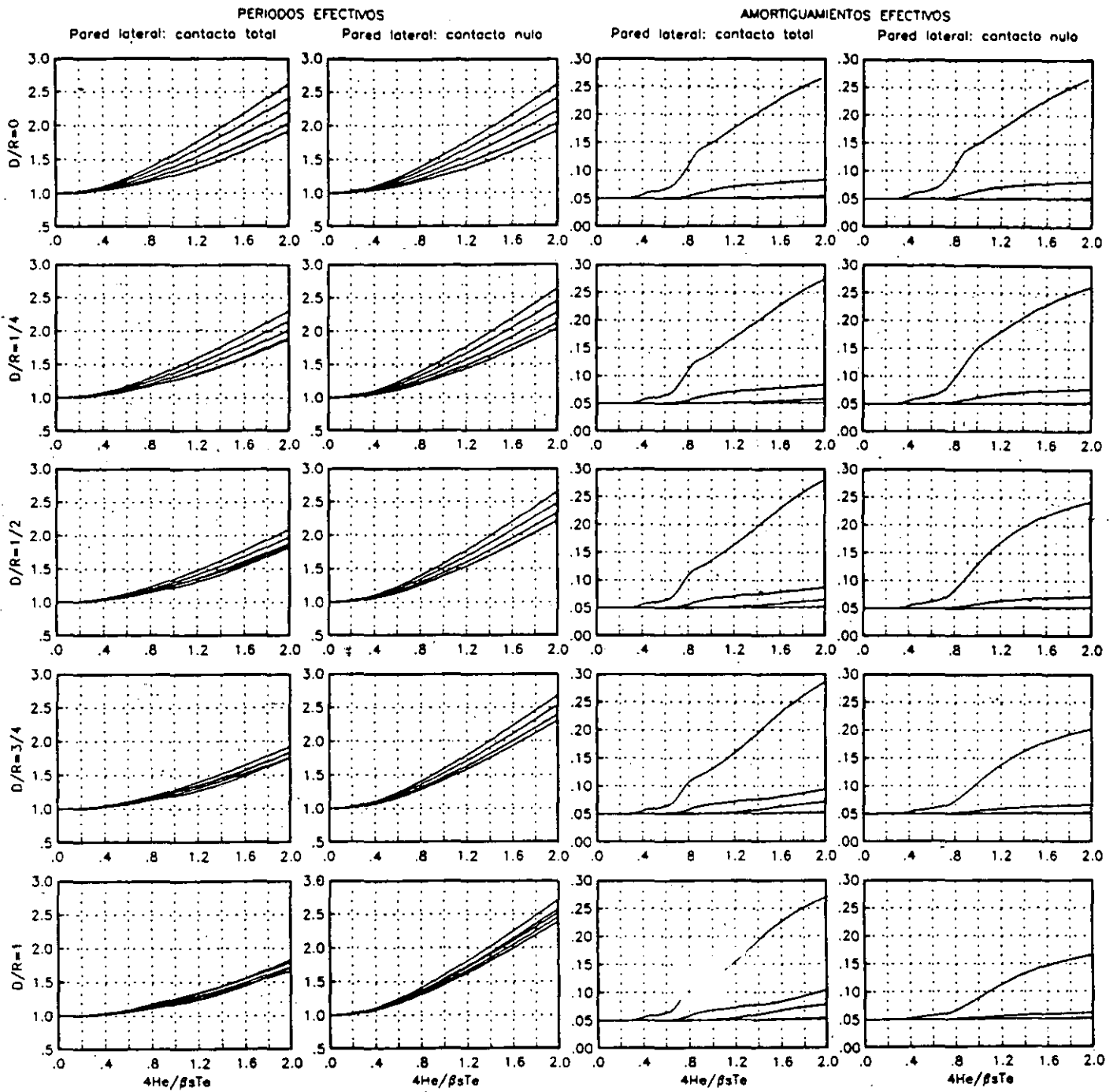


FIG.1.2 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

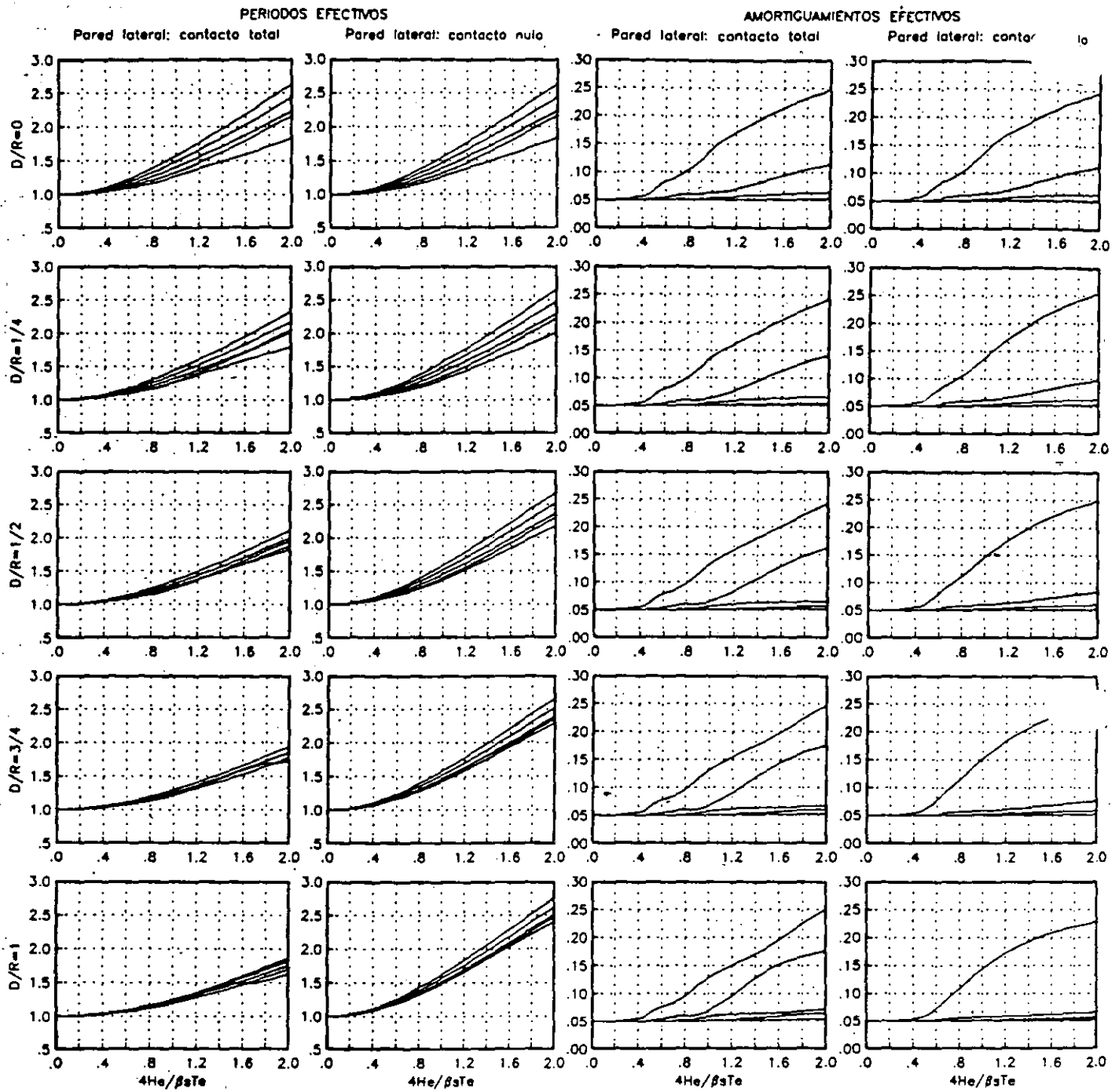


FIG. 1.3 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

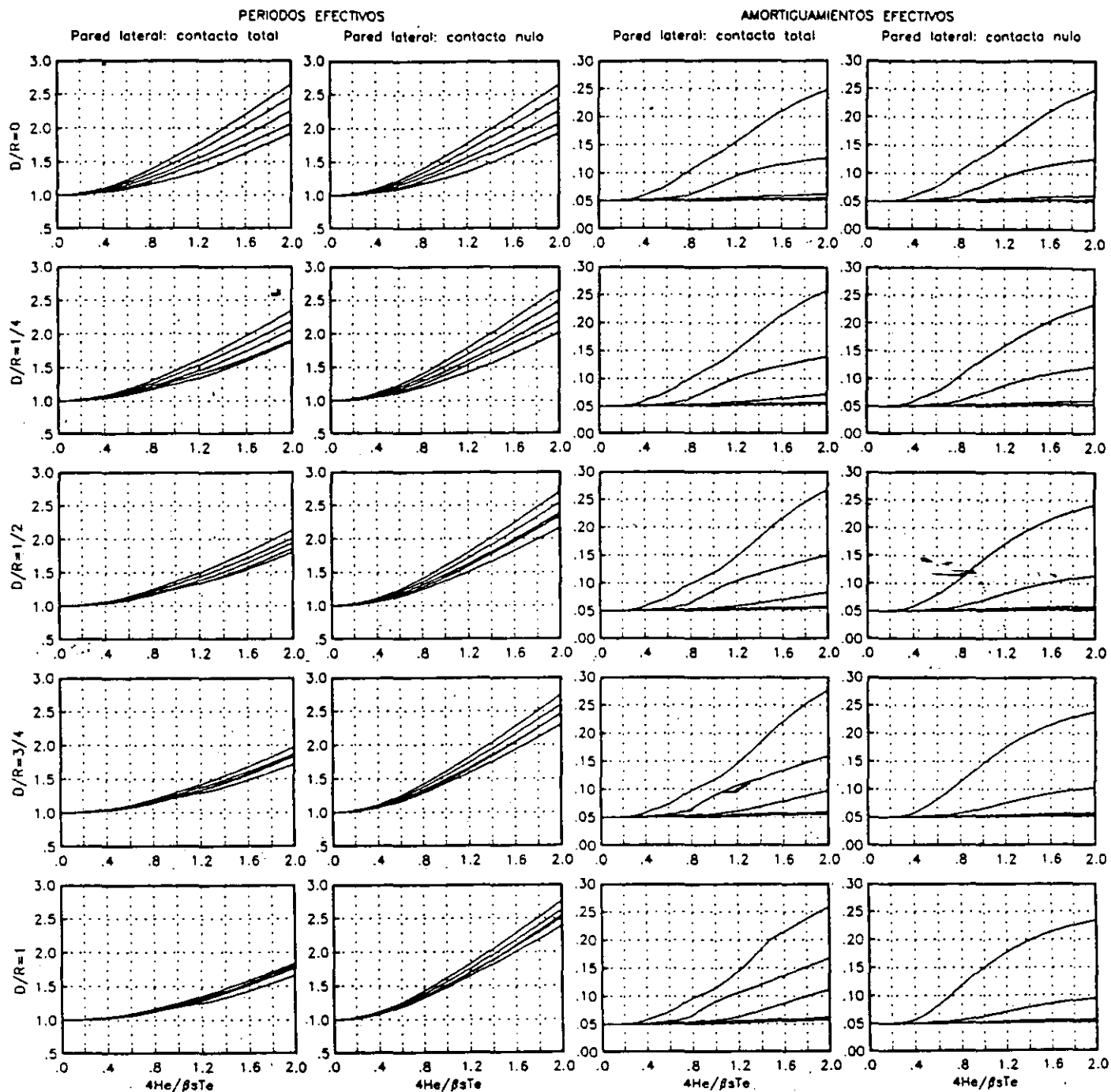


FIG.1.4 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

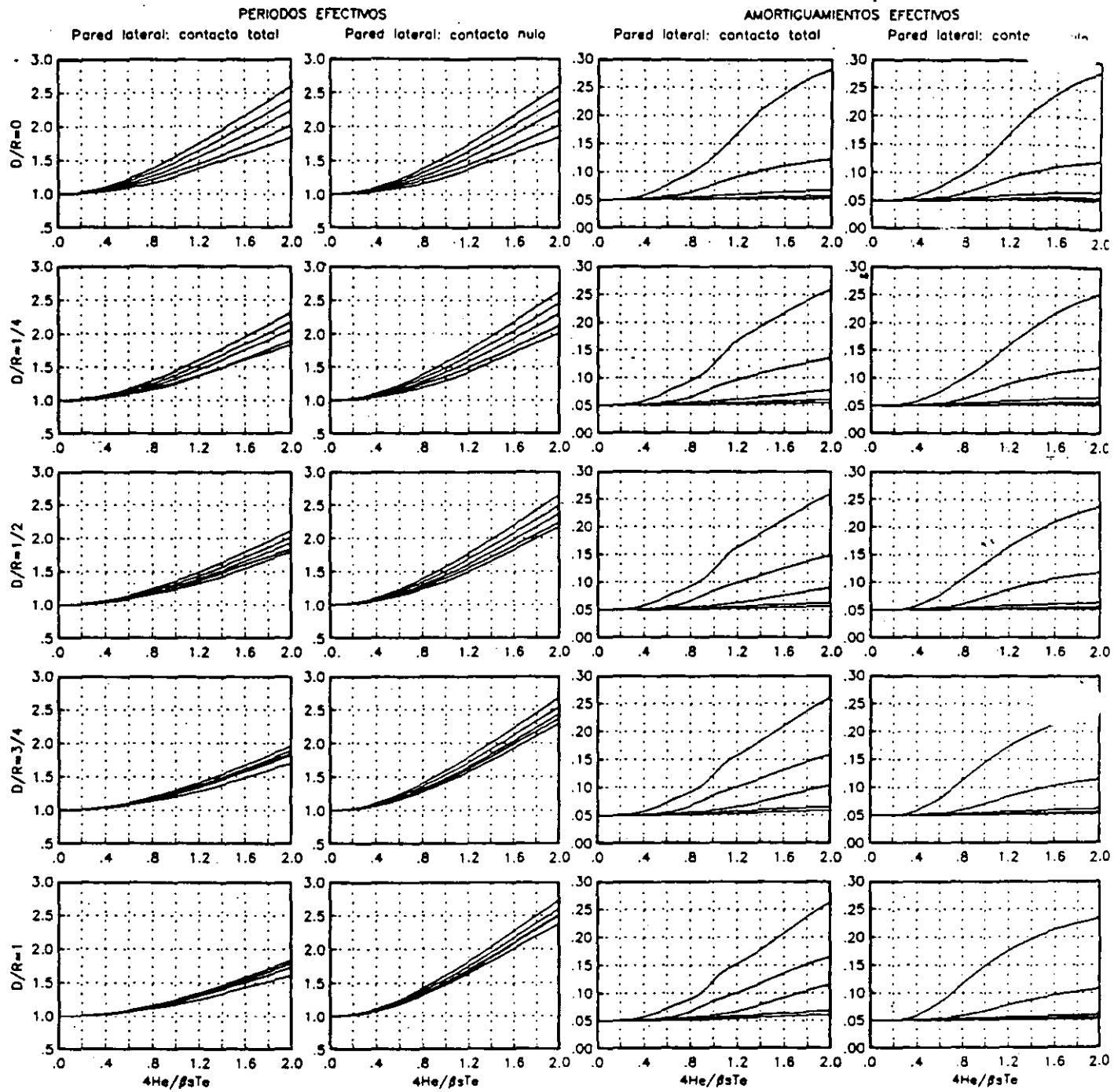


FIG. 1.5 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

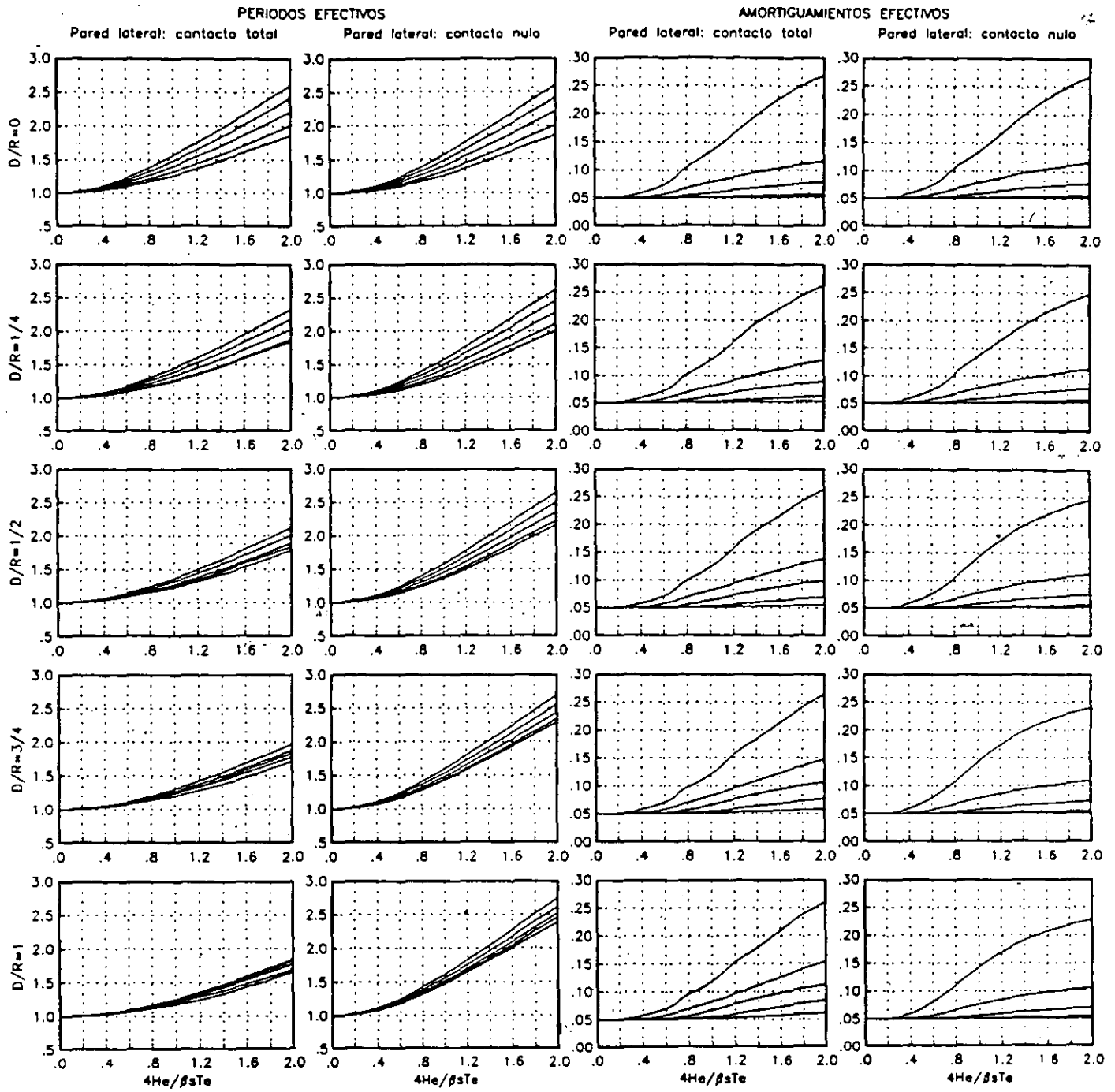


FIG. 1.6. PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

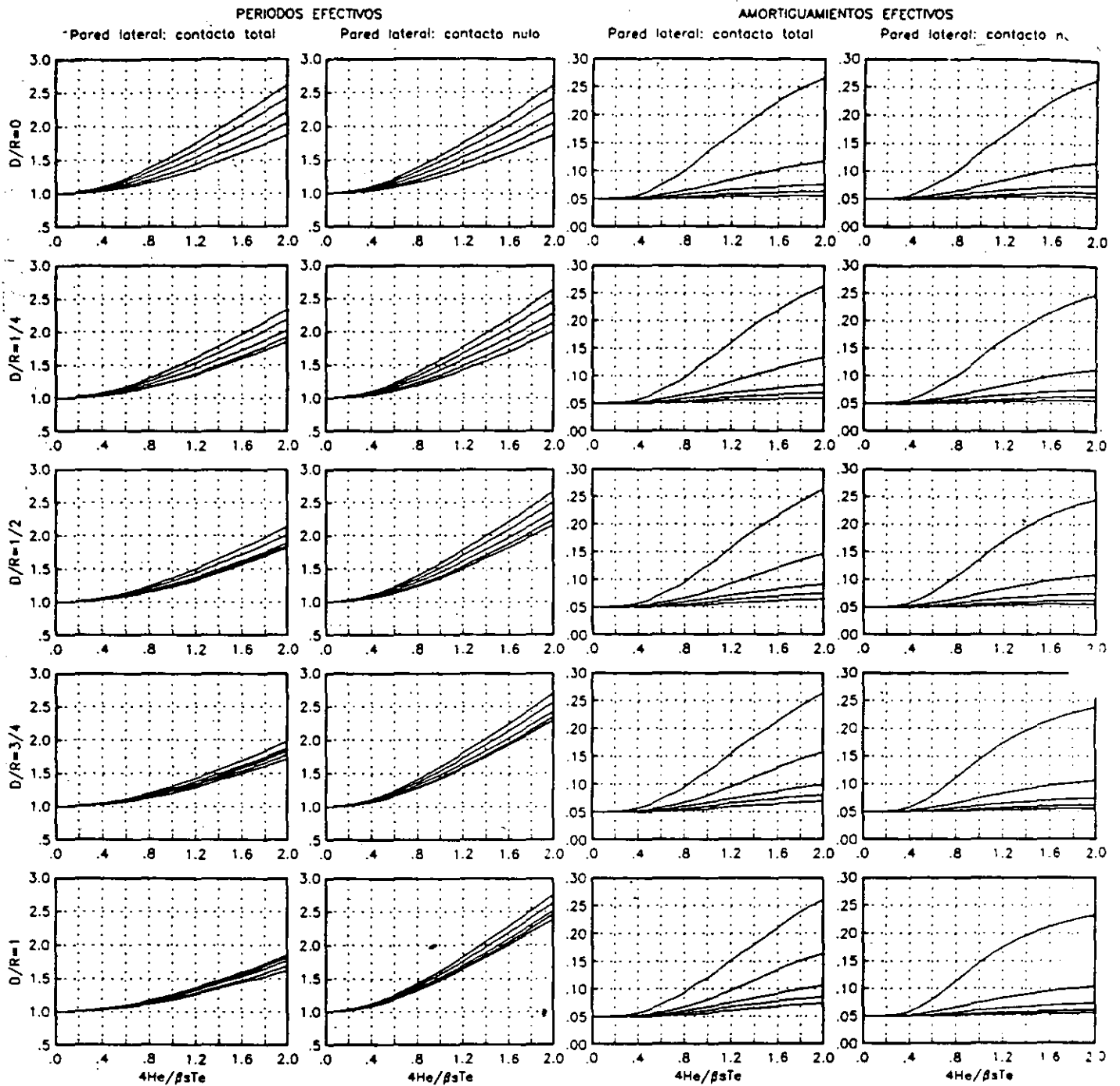


FIG.1.7 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

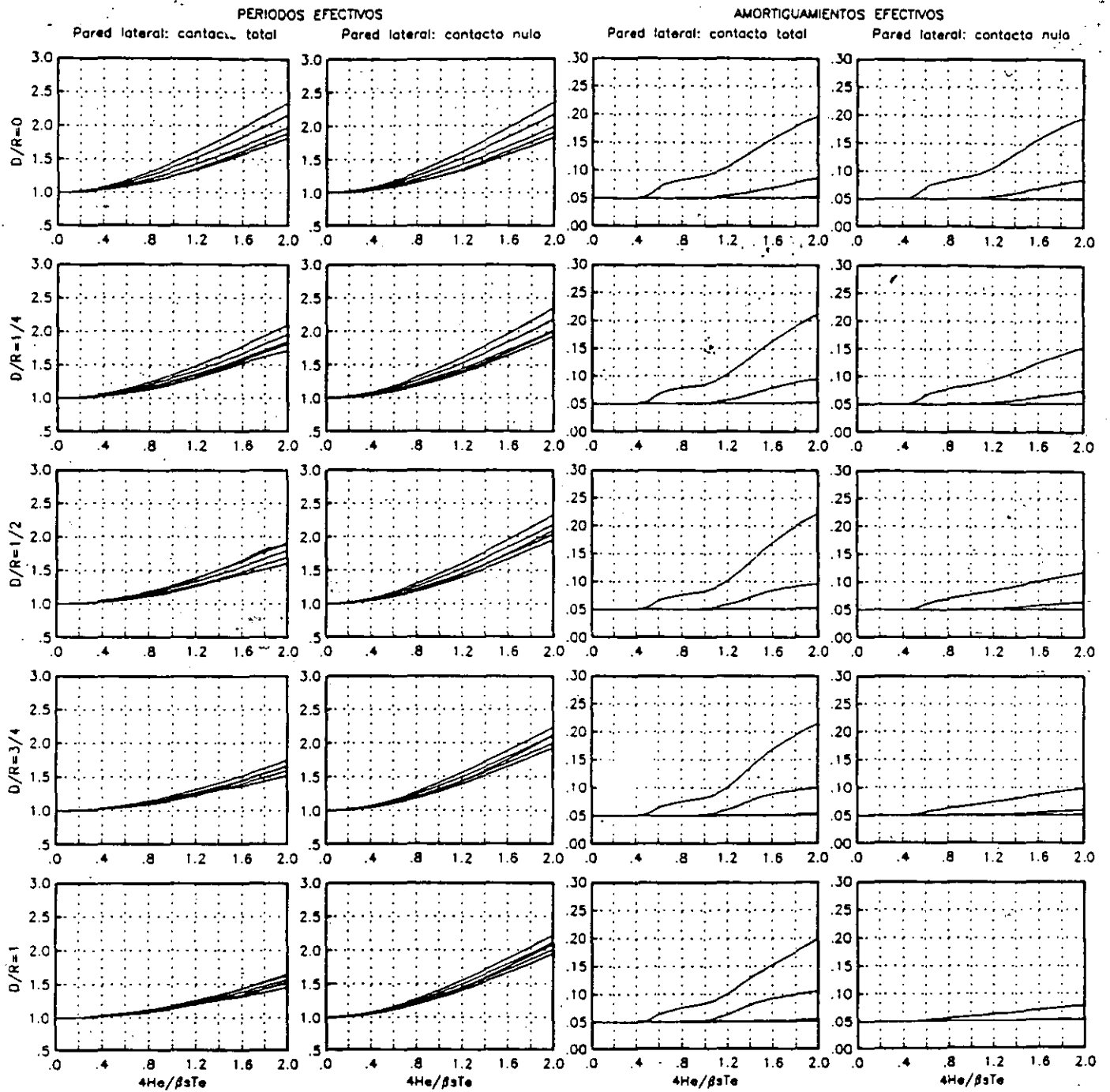


FIG. 2.1 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

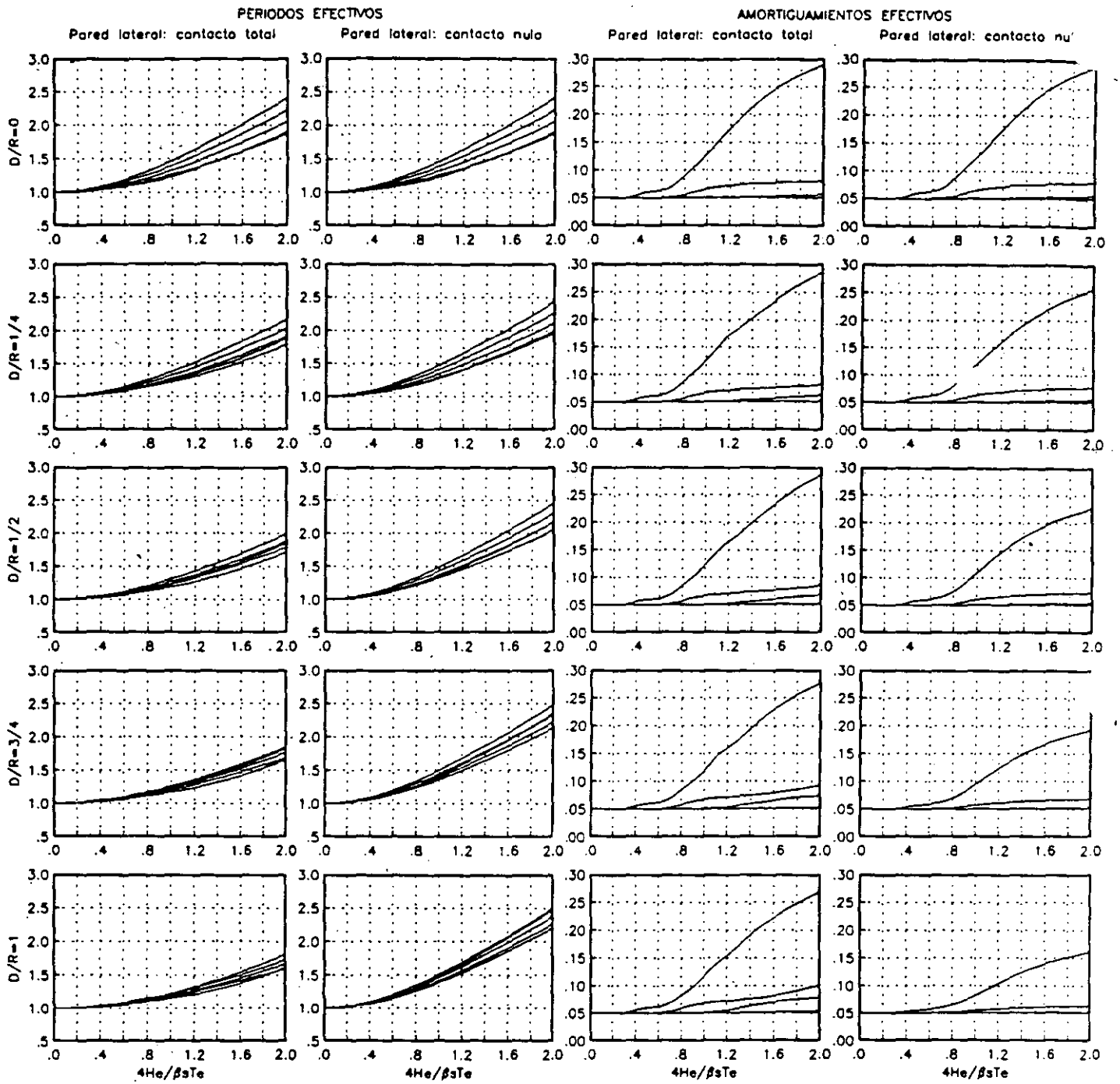
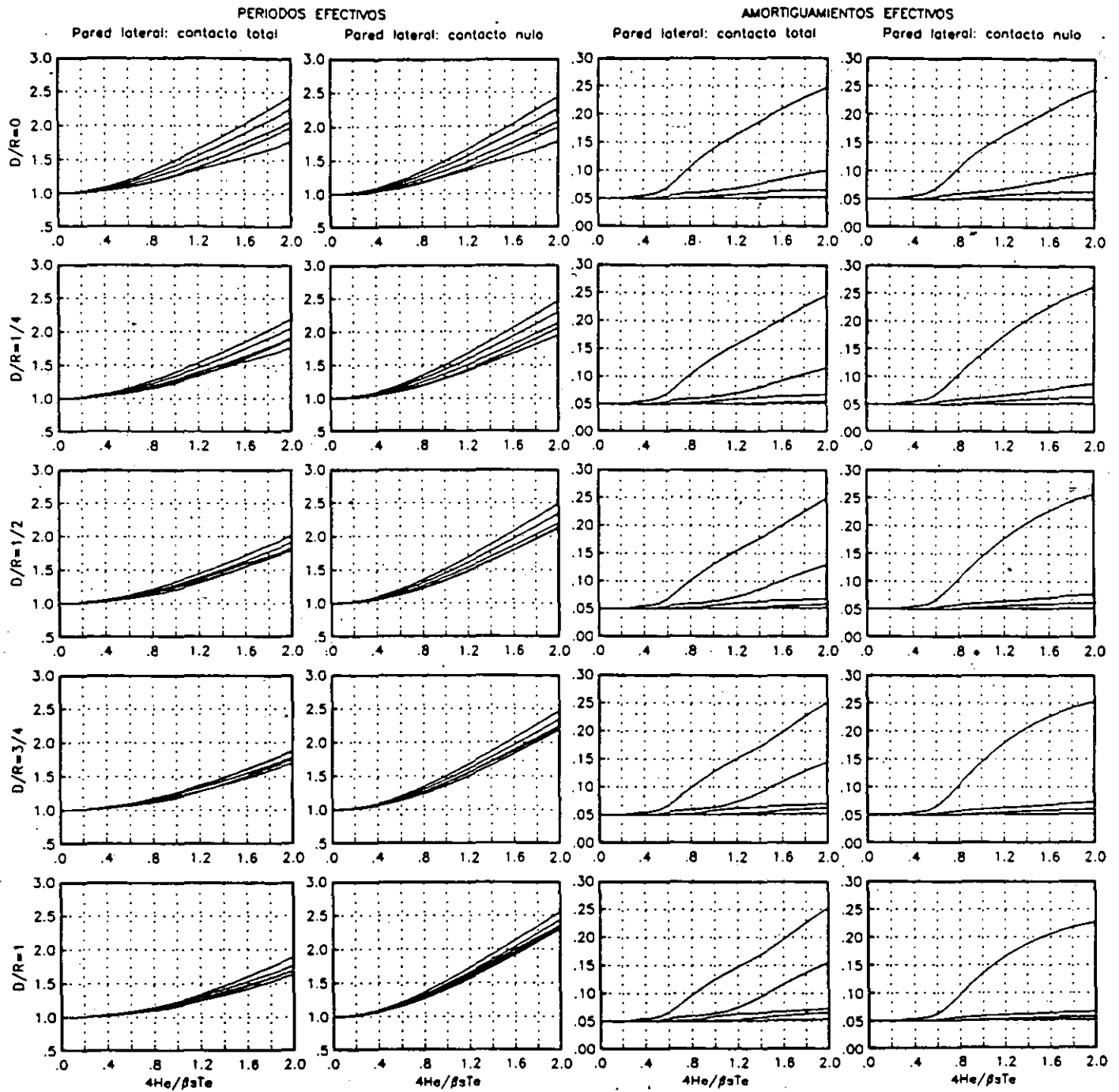


FIG. 2.2 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA



**FIG. 2.3 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE
SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**

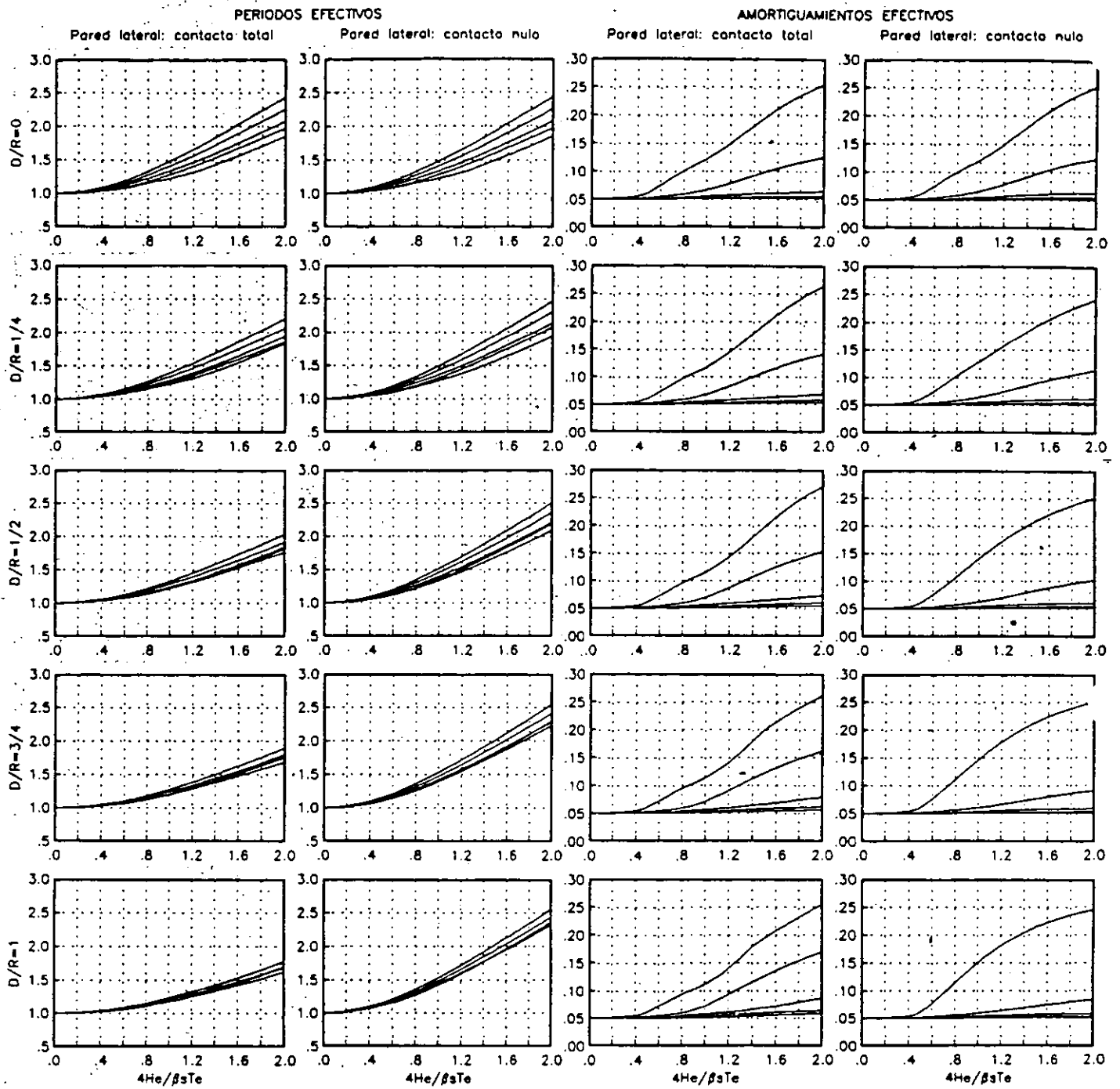


FIG. 2.4 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

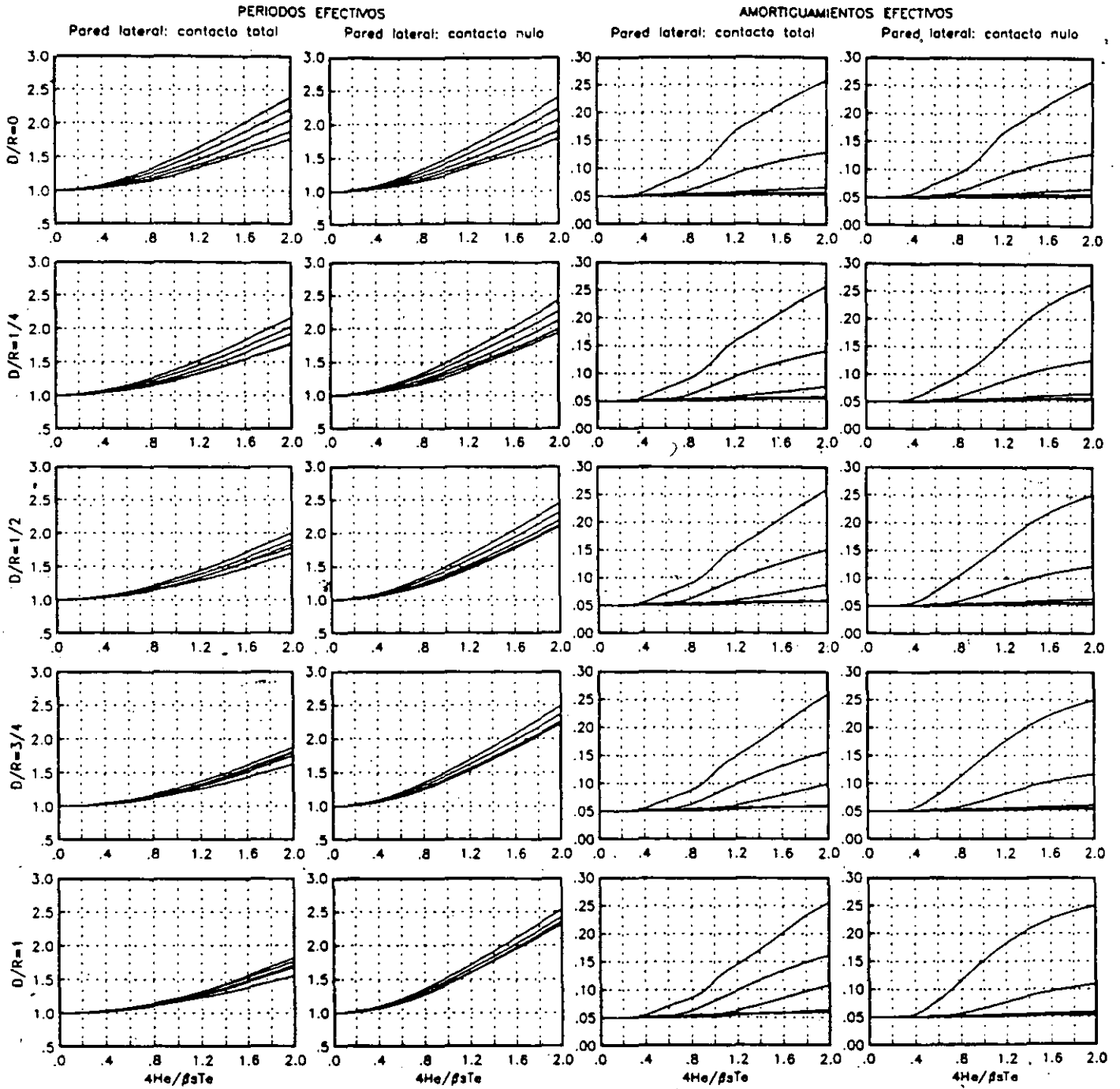


FIG.2.5 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

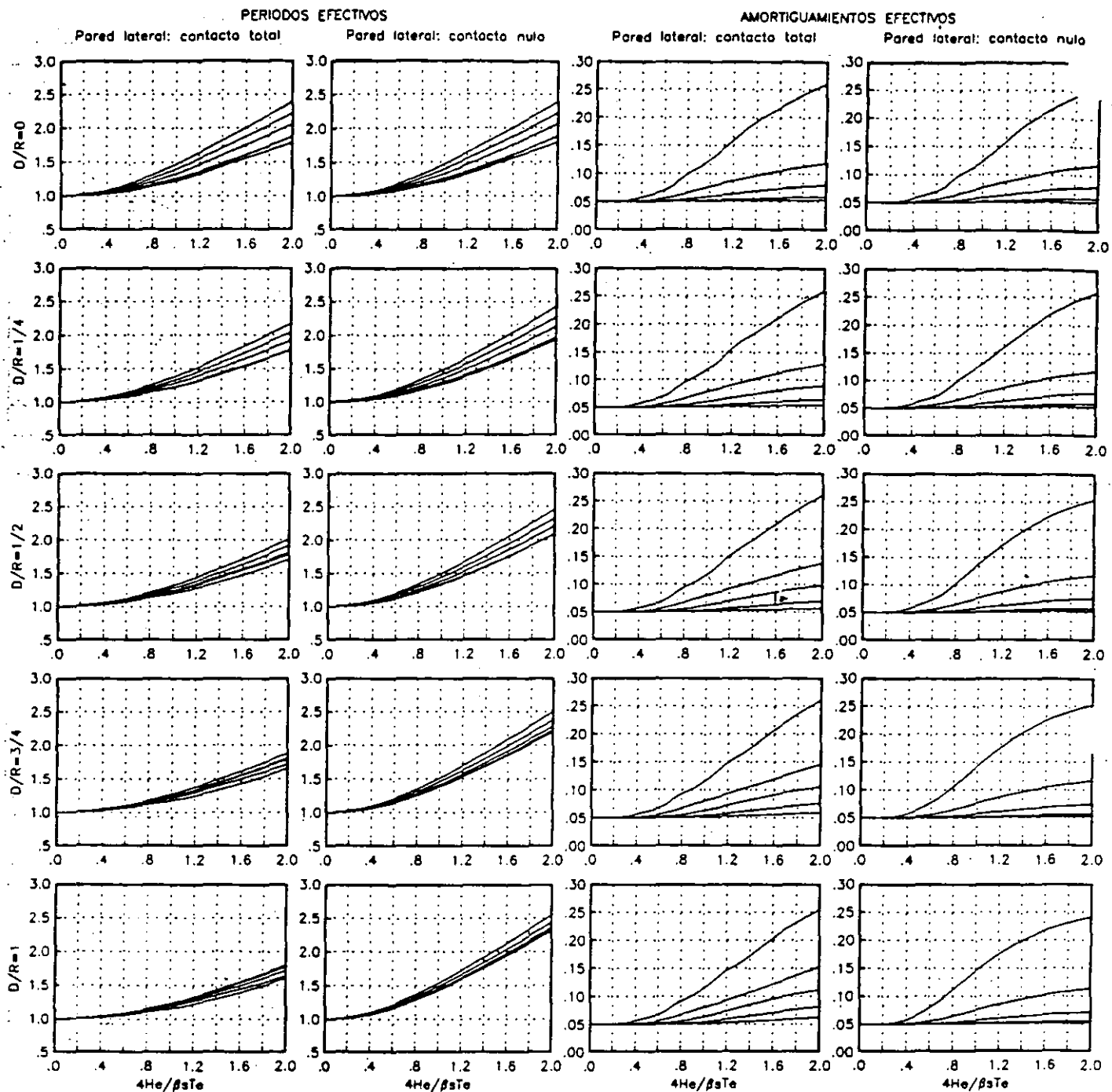


FIG. 2.6 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

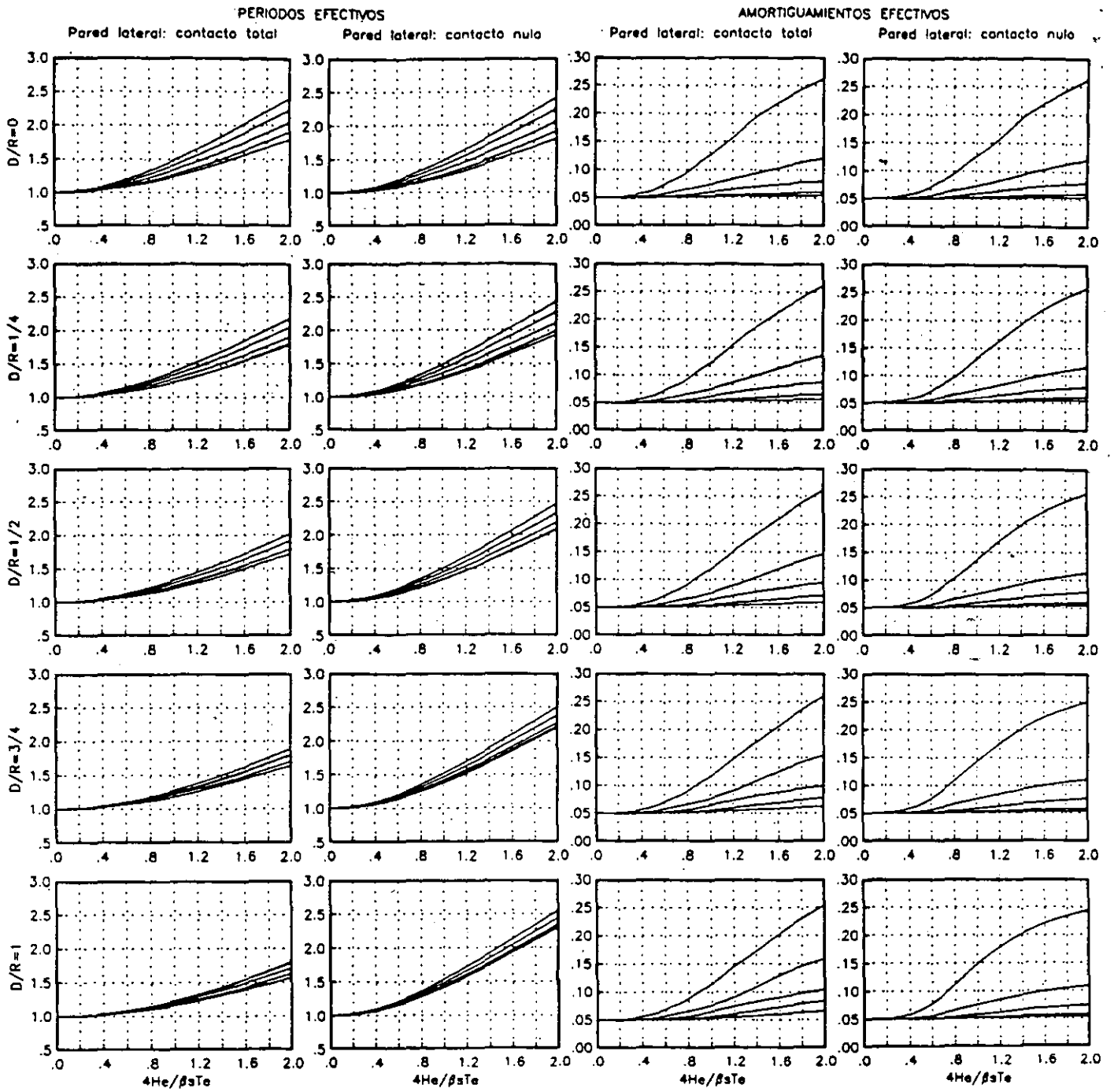


FIG. 2.7 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

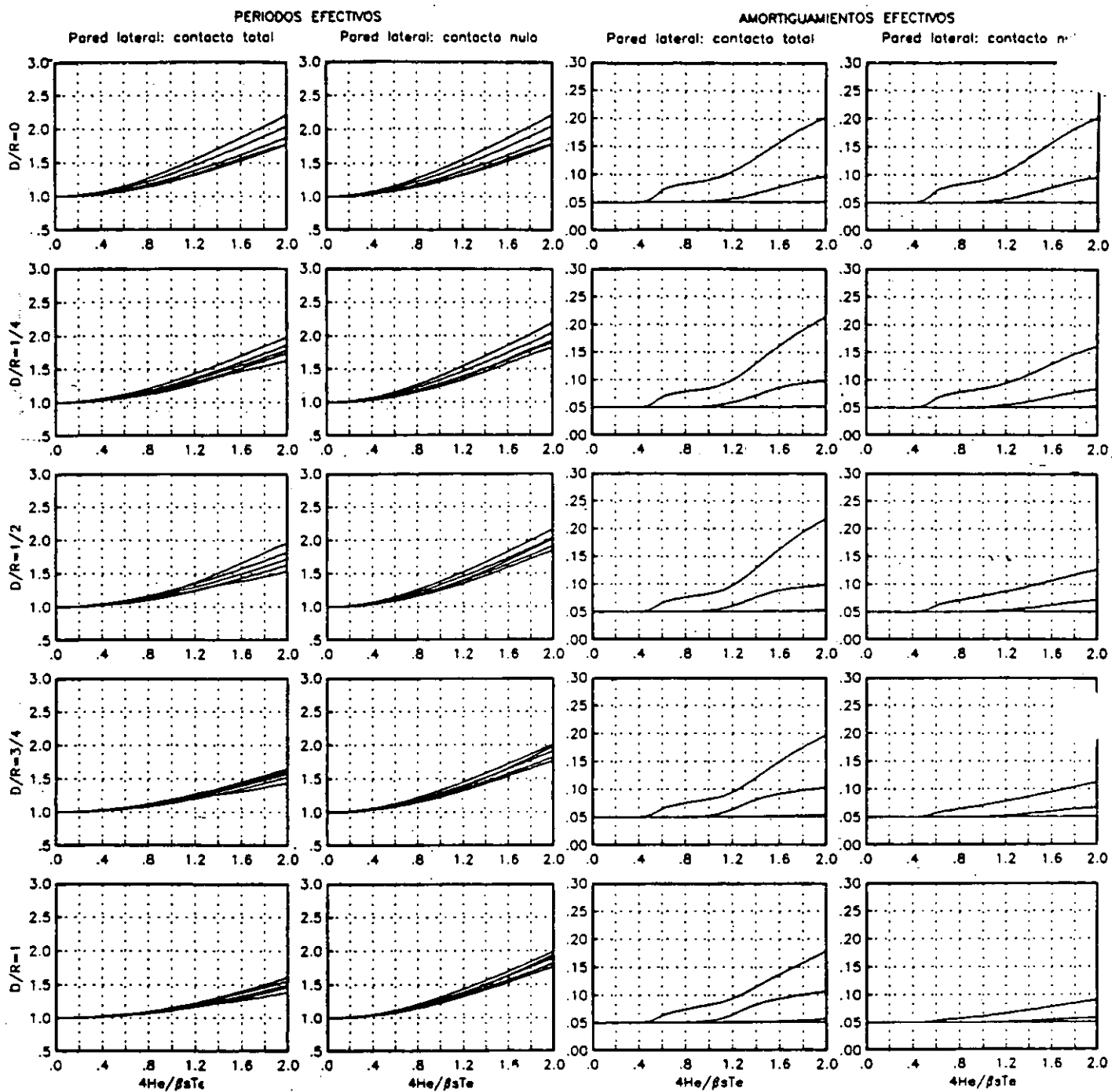


FIG. 3.1 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

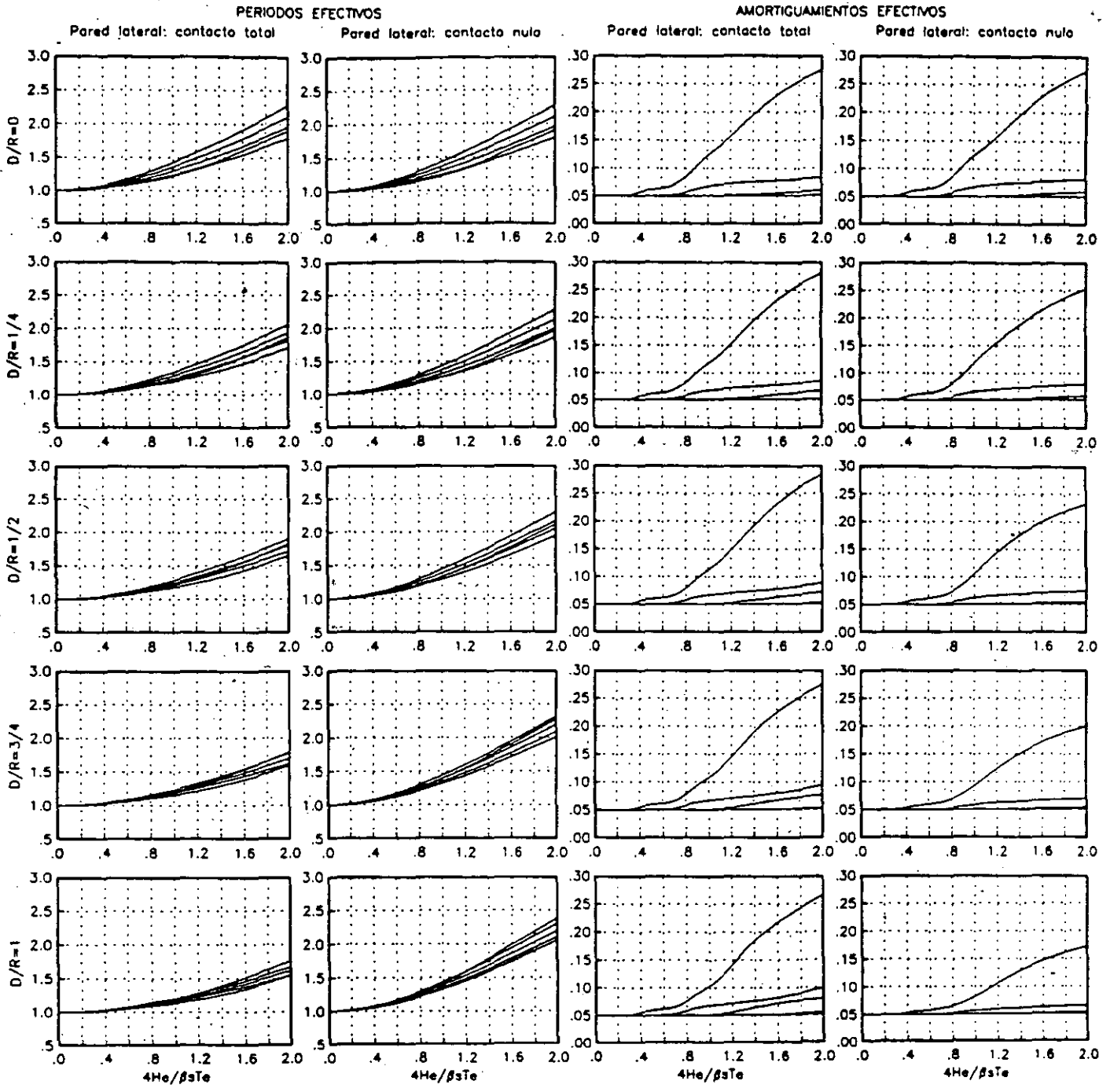


FIG. 3.2 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

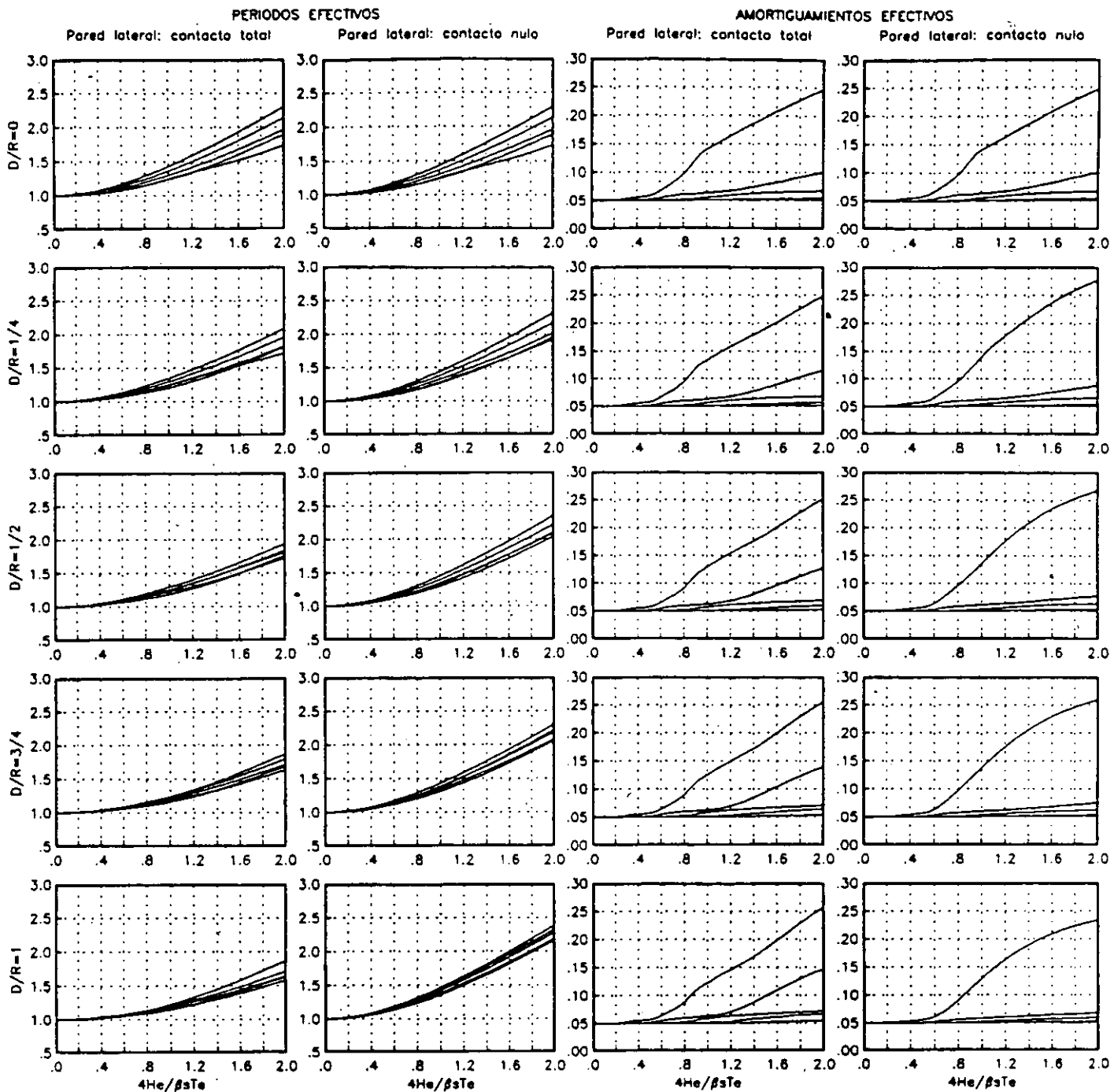


FIG. 3.3 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

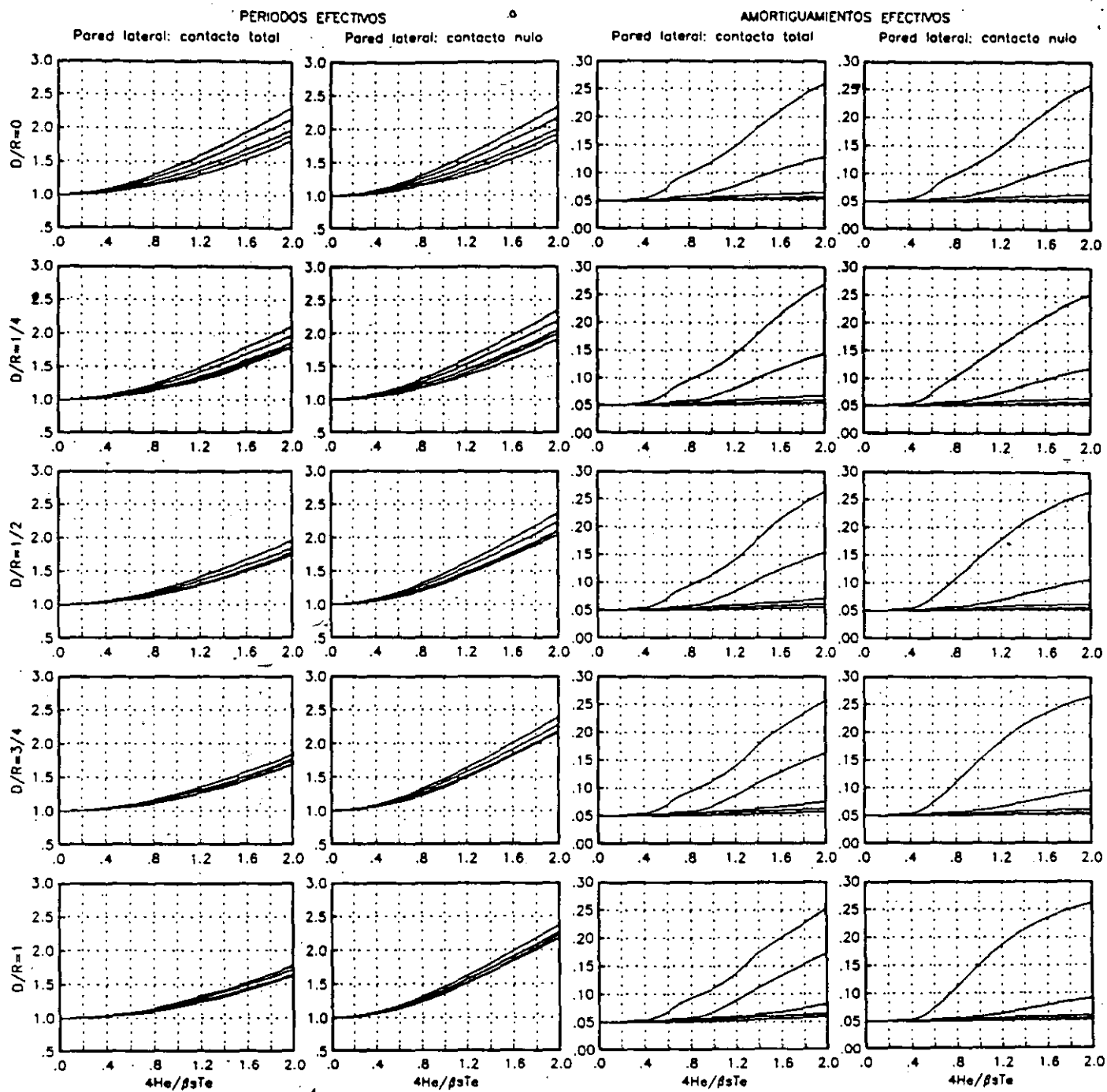


FIG.3.4 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

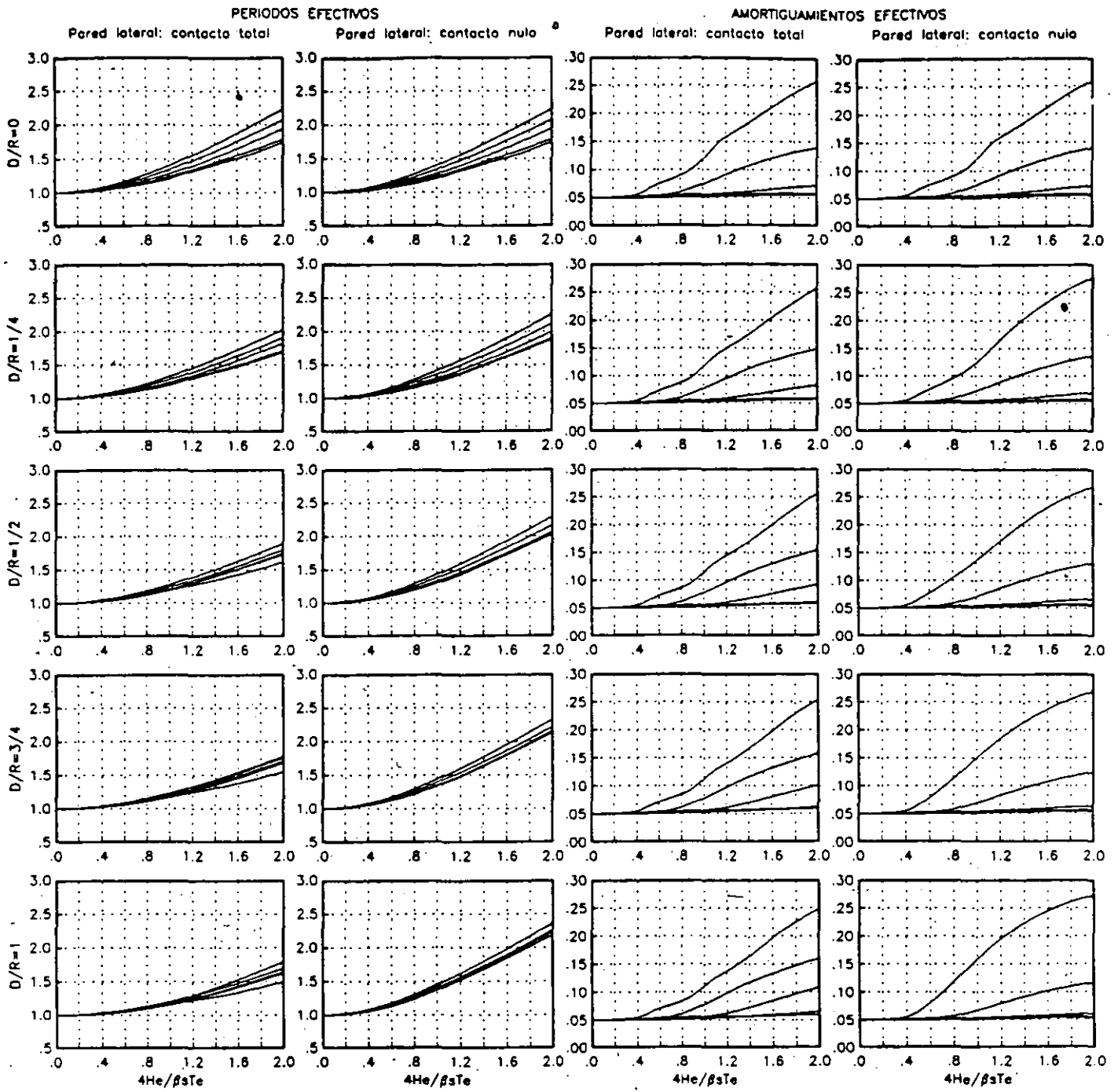


FIG. 3.5 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

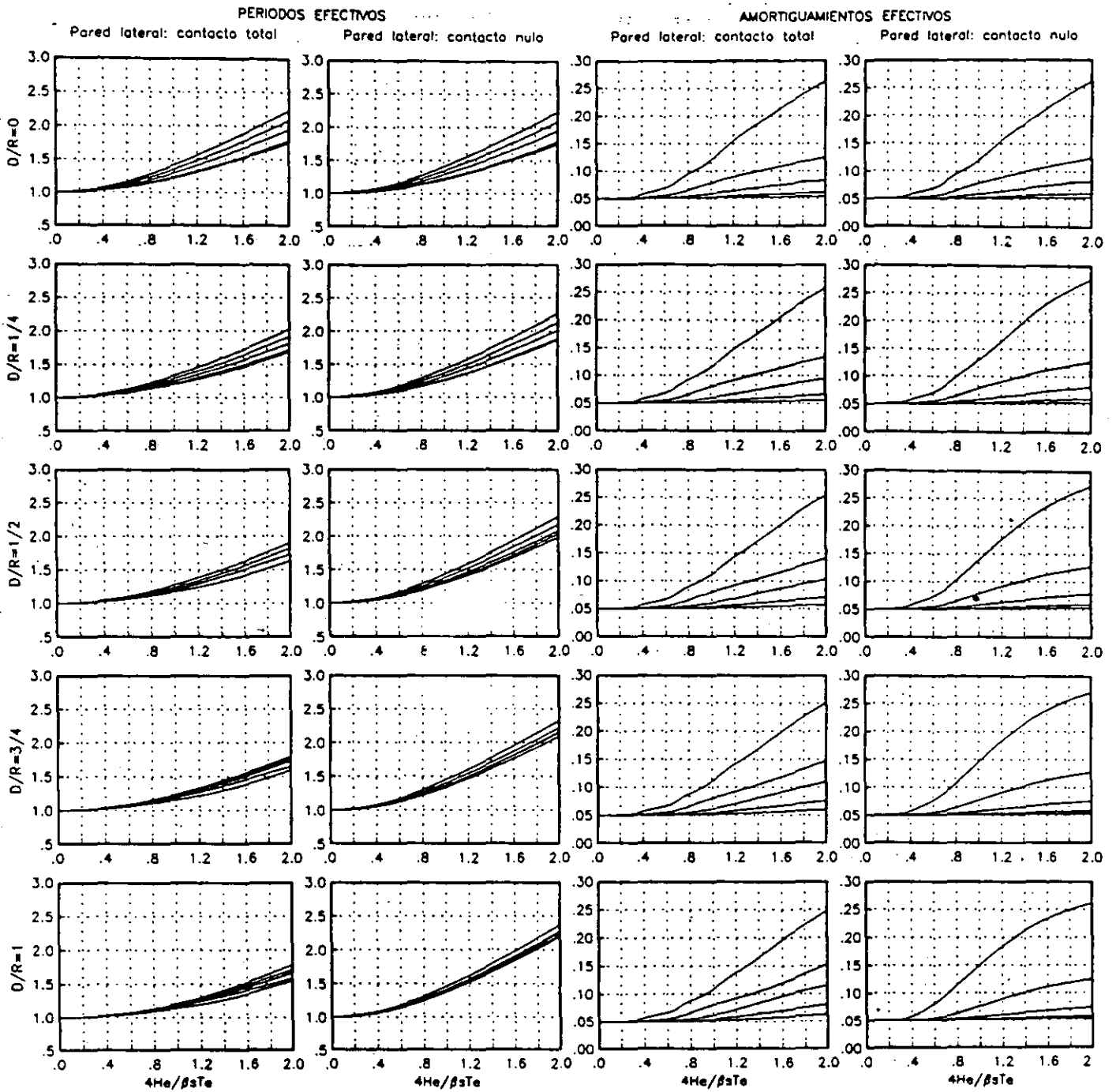


FIG. 3.6 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

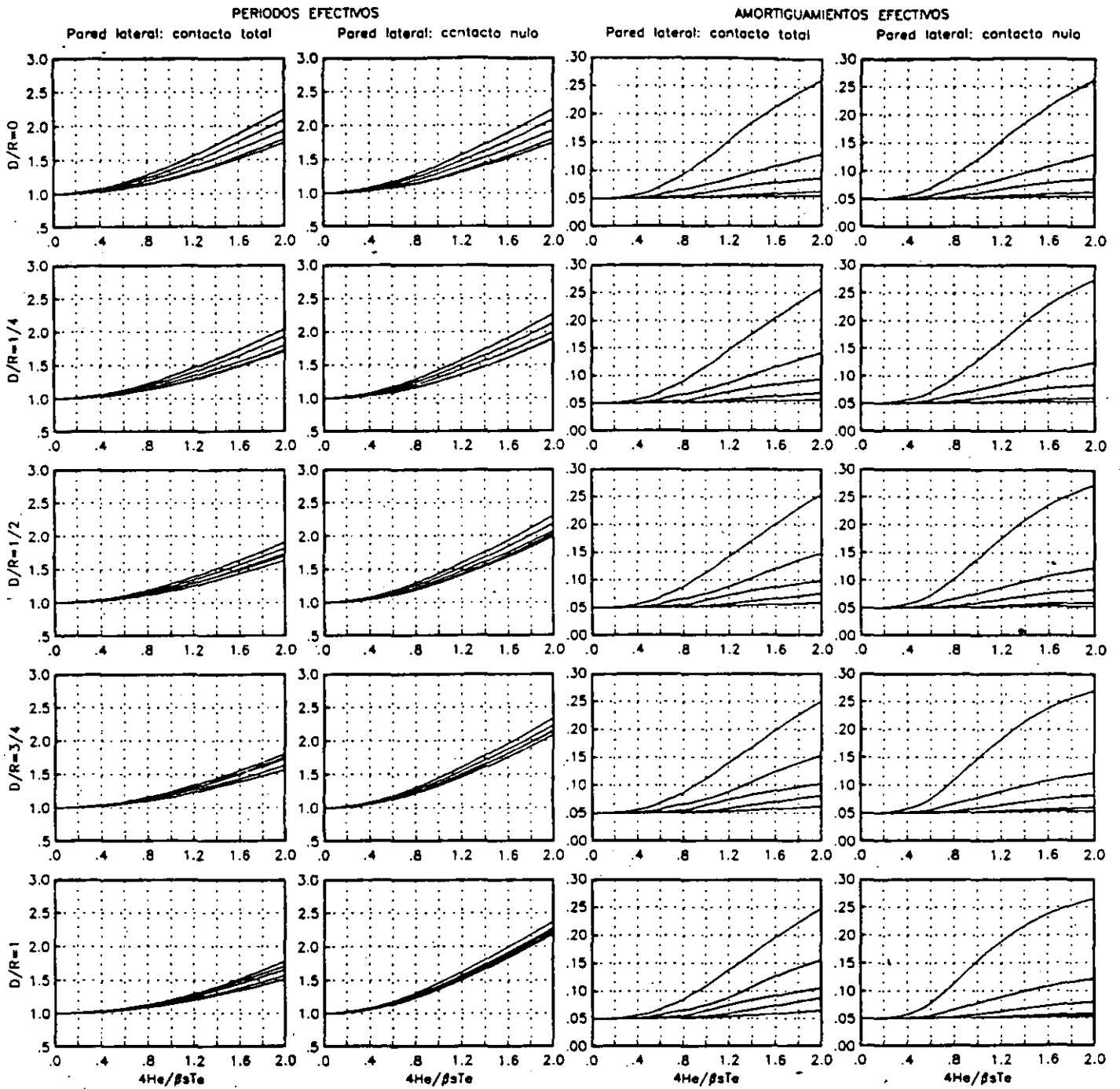


FIG.3.7 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV:
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

ESPECTROS DE RESPUESTA CON EFECTOS DE SITIO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

**ING. JAVIER AVILES
ING. LUIS E. PEREZ ROCHA
ING. HÉCTOR RAUL AGUILAR**

**ESPECTROS DE RESPUESTA CON EFECTOS DE SITIO
E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

Javier Avilés^{1,2}, Luis Eduardo Pérez-Rocha^{2,3} y Héctor Raúl Aguilar²

RESUMEN

Se presenta un procedimiento de aplicación práctica para representar los efectos de la interacción suelo-estructura en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de vibración, teniendo en cuenta los efectos de las condiciones de sitio. Se plantea el concepto de contornos de respuesta con interacción a fin de expresar los efectos de sitio e interacción simultáneamente, en términos del periodo dominante del sitio y el periodo fundamental de la estructura. Se muestra que a partir de estos contornos pueden conocerse los espectros de sitio con interacción.

Para diferentes configuraciones de sitio y estructura típicas del valle de México, se calculan contornos de respuesta con interacción mediante los cuales puede predecirse el escenario de interacción que tendría lugar en el valle de México ante un temblor característico postulado en terreno firme. Con base en los resultados numéricos, se evalúan los efectos de interacción en la respuesta estructural debidos a la influencia de los parámetros más importantes del problema de interacción, tales como la profundidad del depósito de suelo, el enterramiento de la cimentación y la esbeltez de la estructura.

ABSTRACT

A procedure of practical application is presented for representing the effects of the soil-structure interaction on the period and damping of

¹Instituto de Investigaciones Eléctricas

²Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS

³Facultad de Ingeniería, UNAM

the fundamental mode of vibration, taking into account the effects of the site conditions. The concept of response contours with interaction is stated in order to express the site and interaction effects simultaneously, in terms of the dominant period of the site and the fundamental period of the structure. It is shown that beginning with these contours the site spectra with interaction can be known.

For different configurations of site and structure typical of the valley of Mexico, response contours with interaction are calculated by means of which it can be predicted the interaction stage that would take place in the valley of Mexico in the presence of a characteristic earthquake postulated at firm ground. Based on the numerical results, it is evaluated the interaction effects on the structural response due to the influence of the most important parameters of the interaction problem, such as the depth of the soil deposit, the foundation depth and the slenderness of the structure.

1. INTRODUCCION

Para el análisis sísmico de estructuras desplantadas en depósitos de suelo blando es necesario considerar dos fenómenos debidos a la flexibilidad del suelo respecto a la roca basal, conocidos como: a) efectos de sitio y b) interacción suelo-estructura.

Con respecto a terreno firme, las condiciones de sitio amplifican la intensidad, reducen el contenido de frecuencias y alargan la duración del movimiento sísmico, mientras que la interacción suelo-estructura modifica las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación (interacción cinemática) así como los parámetros dinámicos de la estructura (interacción inercial). Para fines de diseño, los efectos de interacción más importantes son los inerciales, esto es, el alargamiento del periodo y el aumento o la reducción del amortiguamiento de la estructura respecto a los valores correspondientes a la condición de base rígida.

Los efectos de sitio se traducen generalmente en incrementos de la respuesta estructural. En cambio, las modificaciones por interacción del periodo y amortiguamiento pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición del periodo resonante del espectro de respuesta y el nivel de amortiguamiento.

En general, los efectos de sitio e interacción suelo-estructura se tienen en cuenta mediante el espectro de respuesta aplicable al sitio de interés utilizando el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura en cuestión. El espectro de sitio es la curva de respuestas máximas de un oscilador elemental con frecuencia natural variable, sometido al movimiento sísmico en el sitio de interés; en tanto que el periodo y amortiguamiento efectivos son los parámetros dinámicos de un oscilador de reemplazo cuyo cortante basal resonante es igual al que se desarrolla en el sistema suelo-estructura, para excitación armónica estacionaria de la base (Avilés y col, 1992).

El objetivo de este trabajo es presentar un procedimiento de aplicación práctica para representar los efectos de la interacción suelo-estructura

en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de vibración, teniendo en cuenta los efectos de las condiciones de sitio, así como aplicarlo a diferentes configuraciones de sitio y estructura típicas del valle de México, a fin de conocer la influencia de los parámetros característicos dominantes.

Primeramente, se describe un enfoque ingenieril para representar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura simultáneamente, en términos del periodo fundamental de la estructura y el periodo dominante del sitio. Para ello, se recurre a una forma de expresar la respuesta estructural mediante contornos de respuesta con interacción, los cuales son aplicables a configuraciones de sitio y estructura con periodos naturales de vibración variables. La estructura se modela como un oscilador simple definido por el periodo y amortiguamiento así como la masa y altura efectivas correspondientes a su modo fundamental, lo cual es apropiado para estructuras con varios grados de libertad que en su condición de base rígida responden esencialmente como un oscilador elemental. El suelo se idealiza como un estrato homogéneo sobre un semiespacio caracterizado con el periodo dominante y la velocidad efectiva, en ondas de cortante, del sitio. Considerando que el valle de México mide cerca de 30x70 km y el espesor de las formaciones de arcilla alrededor de 100 m, el modelo de propagación de ondas unidimensional resulta adecuado para tomar en cuenta los efectos de sitio en la ciudad de México (Seed y col, 1988), puesto que la extensión del valle con respecto a su profundidad es extremadamente grande. Los efectos de interacción se tienen en cuenta al analizar de manera exacta el sistema acoplado, utilizando funciones de impedancia rigurosas (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

Finalmente, postulando como movimiento de control al temblor de Michoacán de 1985 registrado en una estación representativa de los sitios de terreno firme en la ciudad de México, se calcula una gama amplia de contornos de respuesta con interacción que cubre la mayor parte de casos de interés práctico; los parámetros característicos considerados son la profundidad del depósito de suelo, el enterramiento de la cimentación y la esbeltez de la estructura, los cuales controlan los efectos de interacción suelo-estructura. A partir de estos contornos

se determinan espectros de respuesta con interacción para algunos sitios representativos de las zonas de transición y blanda en el valle de México, a fin de evaluar la variación del cortante basal en estructuras con diferentes condiciones de interacción.

2. REPRESENTACION DE LOS EFECTOS DE SITIO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

En la fig 1 se muestra el modelo adoptado para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura. Se supone que el movimiento de control tiene lugar en el afloramiento de la roca basal, a la vez que se desprecia la difracción de ondas que ocurre por la frontera lateral del depósito de suelo. Los parámetros del oscilador elemental deben interpretarse como los parámetros modales de la estructura de varios grados de libertad con base rígida vibrando en su modo fundamental, es decir: T_e y ζ_e son el periodo y amortiguamiento mientras que M_e y H_e son la masa y altura efectivas correspondientes al modo fundamental (Avilés y col, 1992). En tanto que los parámetros del estrato homogéneo, T_s y β_s , deben interpretarse como el periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación, en ondas de cortante, del depósito de suelo estratificado (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

Si el suelo se reemplaza por funciones de impedancia, el sistema suelo-estructura por analizar se reduce al oscilador simple apoyado sobre resortes y amortiguadores dependientes de la frecuencia de excitación que se muestra en la fig 2. Como se desprecian los efectos de la interacción cinemática, este oscilador con base flexible se somete al movimiento de campo libre que tiene lugar en la superficie del depósito de suelo.

Dado un temblor característico de diseño en terreno firme, los efectos de sitio e interacción suelo-estructura que se presentan en terreno blando pueden considerarse mediante espectros de sitio con interacción obtenidos a partir del oscilador con base flexible. Sin embargo, como sería necesario conocer tantos espectros como sitios se tengan, parece conveniente representar tales efectos considerando simultáneamente el

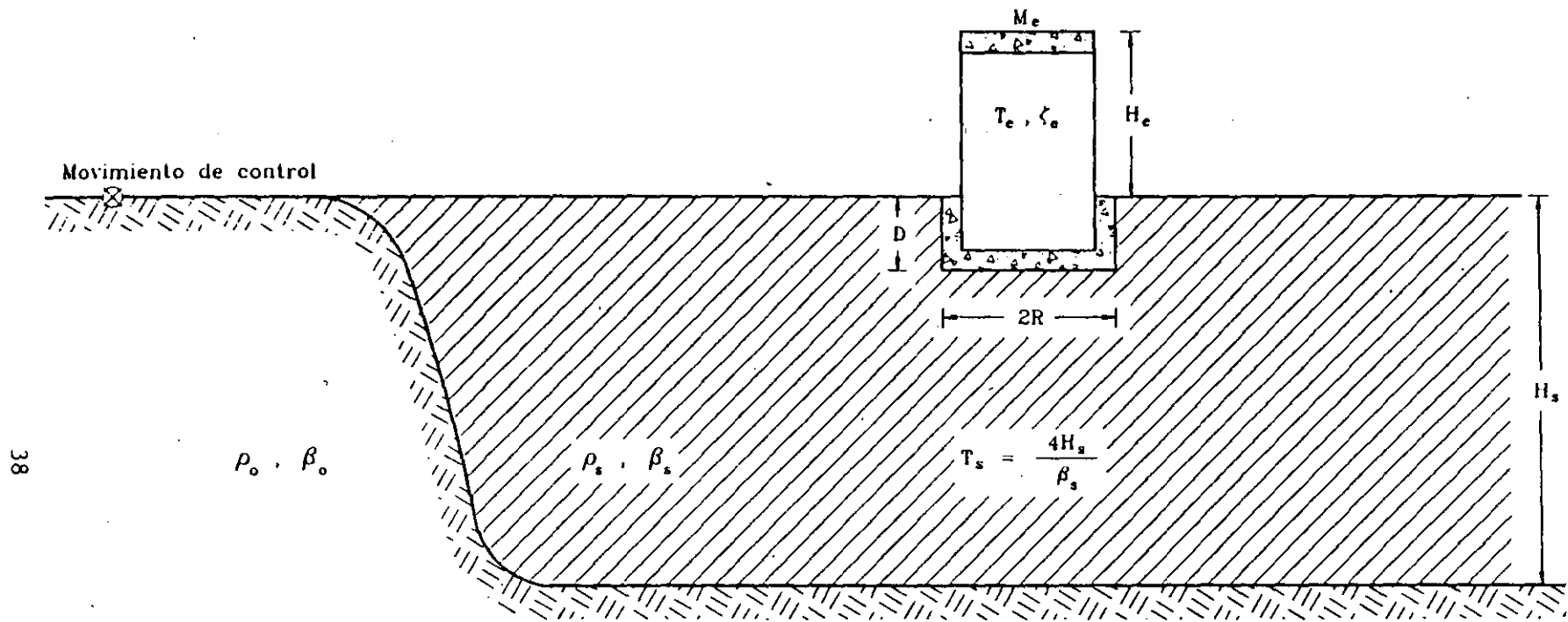


Fig. 1 Modelo para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura

periodo fundamental de la estructura y el periodo dominante del sitio, de modo que se cubra cualquier configuración de sitio y estructura dentro de un rango establecido.

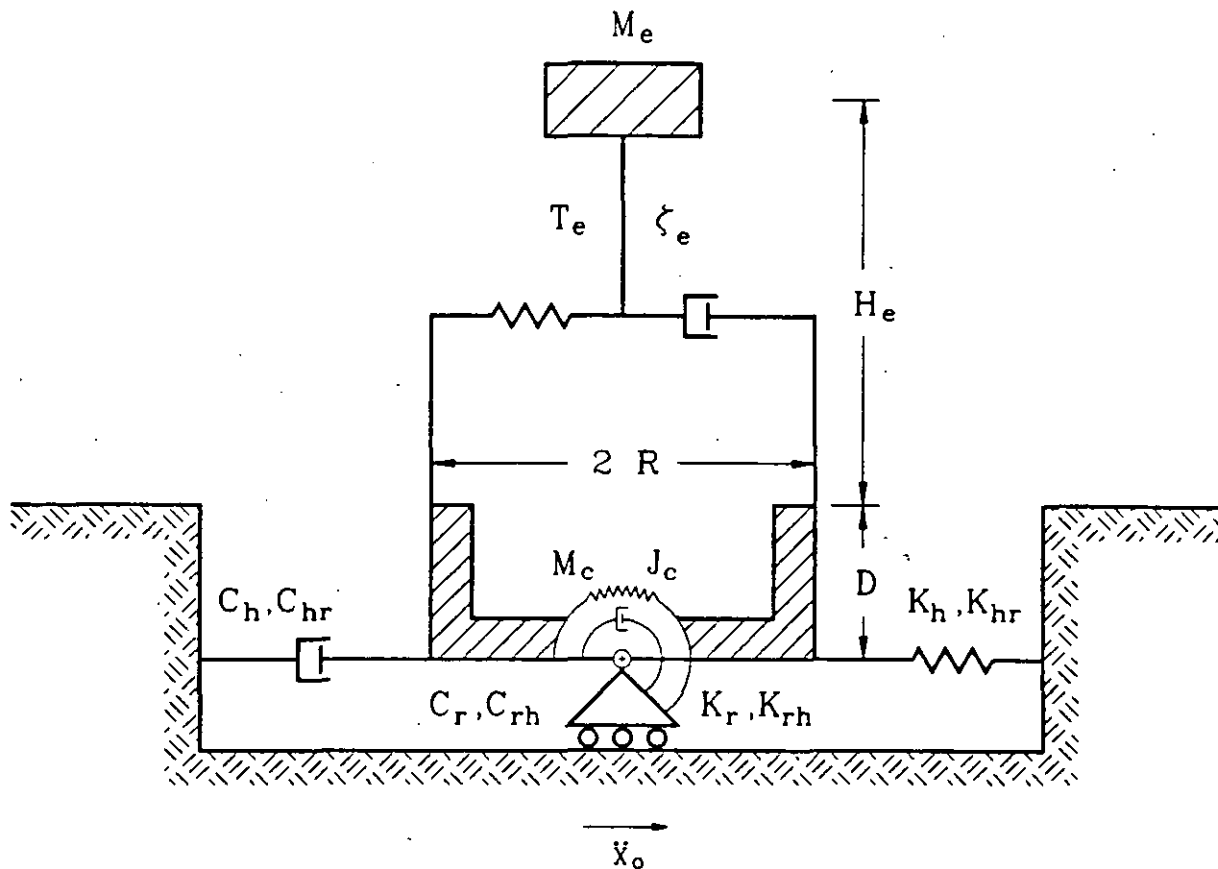


Fig. 2 Sistema suelo-estructura

Para llevar a cabo lo anterior, se encontró que una forma adecuada de representar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura simultáneamente consiste en la determinación de curvas de isoaceleración referidas a dos ejes ortogonales correspondientes a los periodos naturales de vibración de la estructura y el sitio. A estas curvas de respuestas máximas de un oscilador elemental sobre un estrato homogéneo, en función del periodo fundamental de la estructura y el periodo dominante del sitio, se les ha definido como contornos de respuesta con interacción.

Este enfoque ingenieril para evaluar los efectos debidos a las condiciones de sitio y la interacción suelo-estructura consta de los siguientes pasos:

2.1 Movimiento de control

Como movimiento de control se toma un temblor característico en el afloramiento de la roca basal, el cual se caracteriza por su espectro de amplitudes de Fourier $|F_t(\omega)|$. La excitación considerada corresponde al componente EW del temblor de Michoacán de 1985 registrado en la estación de Ciudad Universitaria (CU), representativa de los sitios de terreno firme en la ciudad de México. En la fig 3 se muestran los espectros de respuesta y de amplitudes de Fourier correspondientes al movimiento de control considerado.

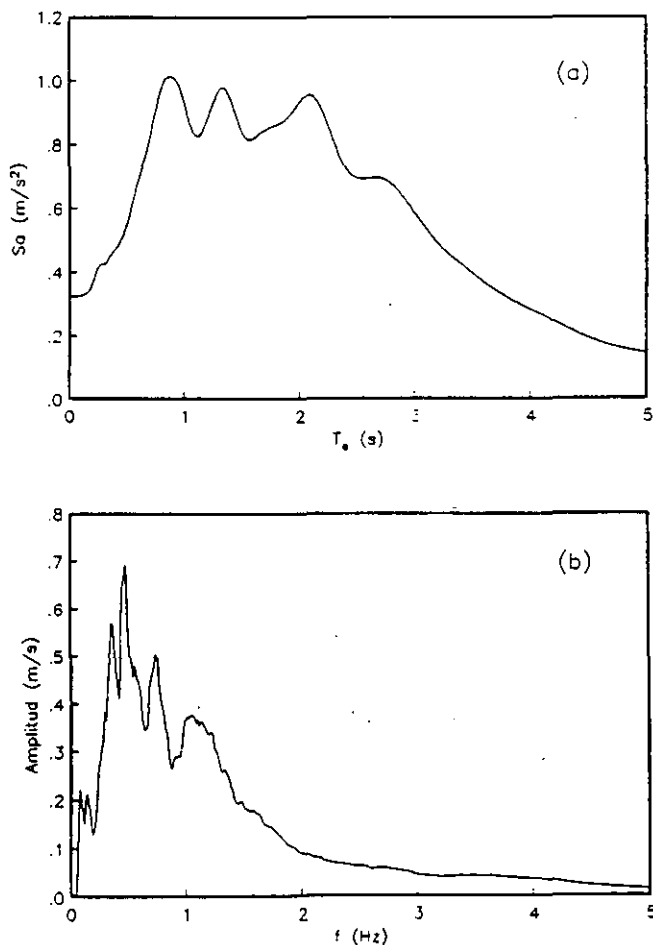


Fig. 3 Espectros de respuesta (a) y de amplitudes de Fourier (b) para el componente EW del temblor de Michoacán de 1985 registrado en la estación CU de la ciudad de México

2.2 Condiciones de sitio

A partir de las propiedades del estrato homogéneo con base deformable, se determina la función de transferencia para la aceleración del terreno en la superficie del depósito de suelo ante la incidencia vertical de ondas de cortante, de acuerdo con la expresión (Newmark y Rosenblueth, 1971)

$$H_s(\omega) = \frac{1}{\cos(k_s H_s) + i p \sin(k_s H_s)} \quad (1)$$

en donde

$$p = \frac{\rho_s \beta_s}{\rho_o \beta_o} \quad (2)$$

es la relación de impedancias entre el estrato y la roca basal, la cual representa al amortiguamiento geométrico por radiación de ondas; $k_s = \omega/\beta_s$ es el número de onda de cortante del estrato mientras que $\rho_{o,s}$ y $\beta_{o,s}$ son la densidad y la velocidad de ondas de cortante del suelo, respectivamente. El amortiguamiento material por comportamiento histerético se introduce reemplazando a $\beta_{o,s}$ por $\beta_{o,s}(1+i\zeta_{o,s})$, siendo $\zeta_{o,s}$ el coeficiente de amortiguamiento del suelo. Los índices s y o indican el estrato y la roca basal, respectivamente.

2.3 Interacción suelo-estructura

En el dominio de la frecuencia, se plantea la ecuación de movimiento del oscilador con base flexible de tres grados de libertad, la cual resulta ser (Avilés y col, 1992)

$$\left[K_s + i \omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = - \ddot{X}_o M_o \quad (3)$$

donde ω es la frecuencia de excitación y $X_s = \{X_s, X_c, \phi_c\}^T$ el vector de coordenadas generalizadas del sistema suelo-estructura, siendo X_o la deformación de la estructura, X_c el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento de campo libre X_o y ϕ_c la rotación de

la cimentación. El vector de cargas, M_o , la matriz de masa, M_s , la de amortiguamiento, C_s , y la de rigidez, K_s , del sistema acoplado tienen las siguientes formas:

$$M_o = \begin{Bmatrix} M_o \\ M_o + M_c \\ M_o (H_o + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$M_s = \begin{bmatrix} M_o & M_o & M_o (H_o + D) \\ M_o & M_o + M_c & M_o (H_o + D) + M_c D/2 \\ M_o (H_o + D) & M_o (H_o + D) + M_c D/2 & M_o (H_o + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C_o & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_o & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (7)$$

donde M_c es la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de la masa del cimiento con respecto al eje de rotación de su base y D la profundidad de desplante de la cimentación; mientras que K_o y C_o son la rigidez y el amortiguamiento, respectivamente, de la estructura con base rígida. A su vez, K_h y C_h representan la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados; estos resortes lineales y amortiguadores viscosos se obtienen a partir de una base de datos para rigideces dinámicas rigurosas (Avilés y Pérez-Rocha, 1992), usando una cimentación circular equivalente de radio R .

Resolviendo la ec 3, se determina la función de transferencia para la pseudoaceleración de la estructura interactuando con el suelo como $H_o(\omega) = \omega_o^2 X_o / \ddot{X}_o$, siendo ω_o la frecuencia fundamental de la estructura supuesta con base indeformable.

2.4 Contornos de respuesta

Conocidos el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación así como las funciones de transferencia del suelo y la estructura, se obtiene el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural mediante el producto

$$|F_o(\omega)| = |F_t(\omega)| |H_s(\omega)| |H_o(\omega)| \quad (8)$$

Finalmente, con base en el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural y la duración estimada de la excitación en terreno blando, se calculan los valores esperados de las respuestas máximas mediante la teoría de vibraciones aleatorias (Boore, 1983; Boore y Joyner, 1984), los cuales representan las magnitudes de los contornos de respuesta con interacción para las coordenadas (T_o, T_s) en el plano de periodos naturales de vibración.

3. CONTORNOS DE RESPUESTA CON INTERACCION

Los contornos de respuesta con interacción pueden expresarse en términos de parámetros adimensionales que son característicos de los sistemas suelo-estructura, los cuales se definen como sigue:

a) Relación de masas de la cimentación entre la estructura: $\tilde{m} = \frac{M_c}{M_o}$

b) Relación de momentos de inercia de masa de la cimentación entre la estructura: $\tilde{j} = \frac{J_c}{M_o (H_o + D)^2}$

c) Densidad relativa de la estructura respecto al suelo: $\tilde{\rho} = \frac{M_o}{\rho_s \pi R^2 H_o}$

d) Coeficientes de amortiguamiento del suelo y la estructura: ζ_s y ζ_o

e) Relación de Poisson del suelo: ν_s

f) Profundidad relativa del depósito de suelo: $\bar{h}_s = \frac{H_s}{R}$

g) Profundidad de desplante relativa de la cimentación: $\bar{d} = \frac{D}{R}$

h) Relación de esbeltez de la estructura: $\bar{h}_e = \frac{H_e}{R}$

Para estructuras de edificios, las variaciones de \bar{m} , \bar{j} y $\bar{\rho}$ no influyen significativamente en la respuesta estructural (Avilés y col, 1992), por lo que se adoptaron los valores representativos $\bar{m} = 0.2$, $\bar{j} = 0.05$ y $\bar{\rho} = 0.15$. Asimismo, por tratarse de estructuras y suelos típicos del valle de México, se tomaron los valores usuales $\zeta_s = 0.05$ y $\zeta_e = 0.05$ aplicables en situaciones prácticas.

Los parámetros característicos que controlan la respuesta estructural son la profundidad del depósito de suelo, el enterramiento de la cimentación y la esbeltez de la estructura, por lo que se consideraron los siguientes valores a fin de cubrir la mayor parte de casos reales: $\bar{h}_s = 2, 3, 4, 5, 6, 8$ y 10 ; $\bar{d} = 0, 1/2$ y 1 ; y $\bar{h}_e = 1, 3$ y 5 .

Es conocido que los periodos dominantes en sitios del valle de México alcanzan valores hasta de cinco segundos. Similarmente, las estructuras ahí desplantadas pueden llegar a tener periodos fundamentales del mismo orden. Esta situación sugiere evaluar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura en el intervalo de periodos naturales de vibración comprendido entre 0 y 5 s.

La forma de los contornos de respuesta sin efectos de interacción suelo-estructura se muestra en la fig 4, la cual se caracteriza por el hecho de que las respuestas resonantes asociadas al modo fundamental del sitio se presentan a lo largo de la recta con pendiente igual a uno, es decir, cuando el periodo fundamental de la estructura coincide con el periodo dominante del sitio; las respuestas resonantes asociadas al primer modo superior del sitio se presentan a lo largo de la recta con pendiente igual a tres. Los contornos de respuesta son de gran utilidad para identificar los sitios con mayor amplificación dinámica ante un

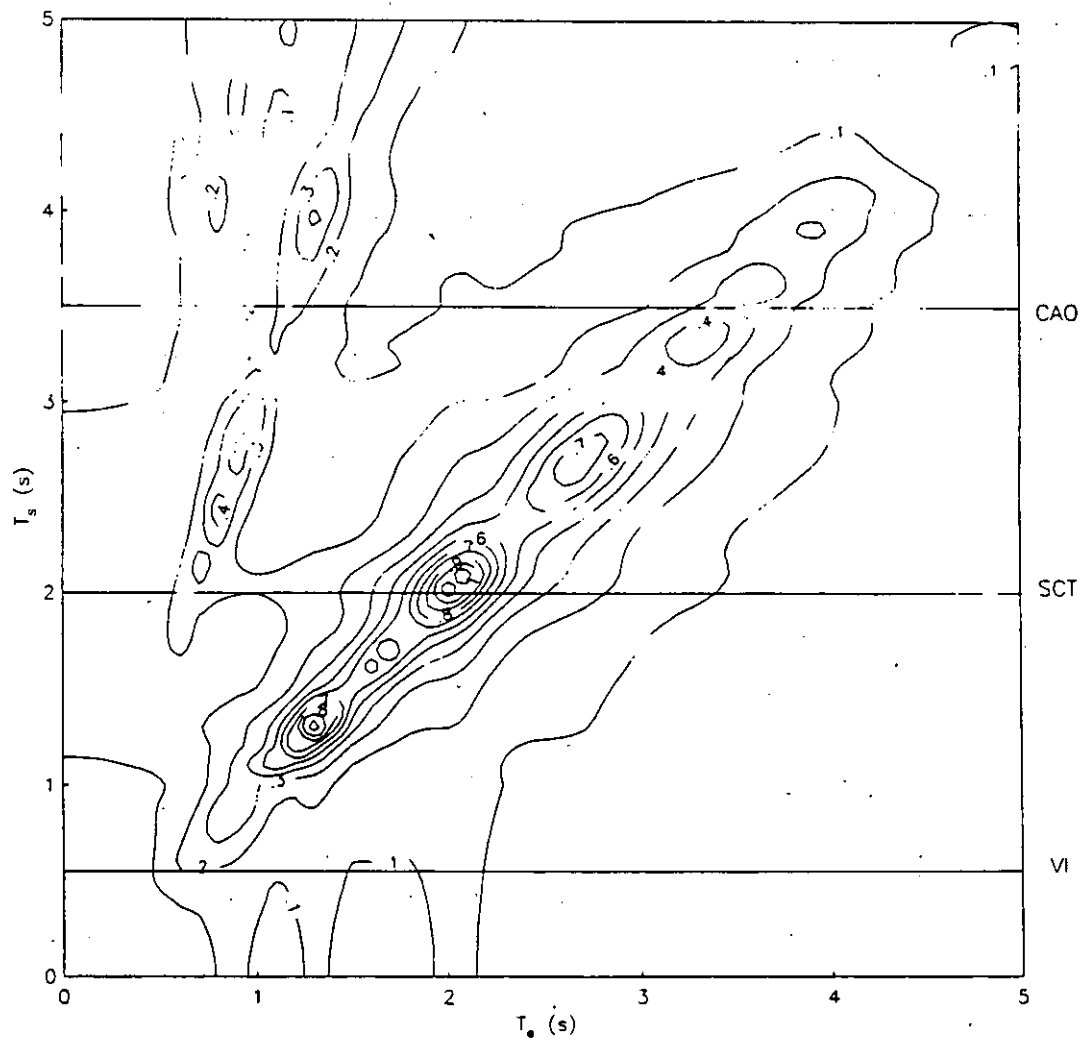


Fig. 4 Contornos de respuesta sin efectos de interacción suelo-estructura

temblor característico postulado en terreno firme; en este caso, tales sitios resultan ser los que tienen periodos dominantes de $T_s = 2$ s, como ocurrió en la realidad.

Para fines de calibración, se seleccionaron los sitios de SCT y CAO en la zona blanda y el sitio VI en la zona de transición (Seed y col, 1988). Los perfiles estratigráficos de estos sitios se idealizaron mediante estratos homogéneos cuyas propiedades son las siguientes:

<u>Sitio</u>	<u>Profundidad</u>	<u>Velocidad efectiva</u>	<u>Relación de Poisson</u>
VI	12 m	87 m/s	0.45
SCT	38 m	76 m/s	0.45
CAO	56 m	64 m/s	0.50

Según el modelo unidimensional de ondas de cortante, el periodo fundamental de un manto simple es igual a

$$T_s = \frac{4 H_s}{\beta_s} \quad (9)$$

lo que implica que los periodos dominantes sean $T_s = 0.55$ s para VI, $T_s = 2$ s para SCT y $T_s = 3.5$ s para CAO.

Realizando cortes en la fig 4 a lo largo de $T_s = 0.55$, 2 y 3.5 s, se pueden inferir los espectros de respuesta sin efectos de interacción suelo-estructura (- - -) que se esperarían en los sitios VI, SCT y CAO, respectivamente, los cuales son una buena aproximación de los espectros de sitio sin interacción calculados con las excitaciones registradas en esas estaciones (—), como se muestra en la fig 5. Las relaciones de impedancias para estos sitios se ajustaron de tal forma que se lograra la concordancia mostrada. Los valores que resultaron del ajuste VI, SCT y CAO se tomaron como representativos para los sitios cuyo periodo dominante fuera $0 < T_s < 1$ s, $1 < T_s < 3$ s y $3 < T_s < 5$ s, respectivamente.

En las figs 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12 se presentan los contornos de respuesta con interacción para $\tilde{h}_s = 2, 3, 4, 5, 6, 8$ y 10, respectivamente; en cada figura se muestran resultados para $d = 0, 1/2$ y

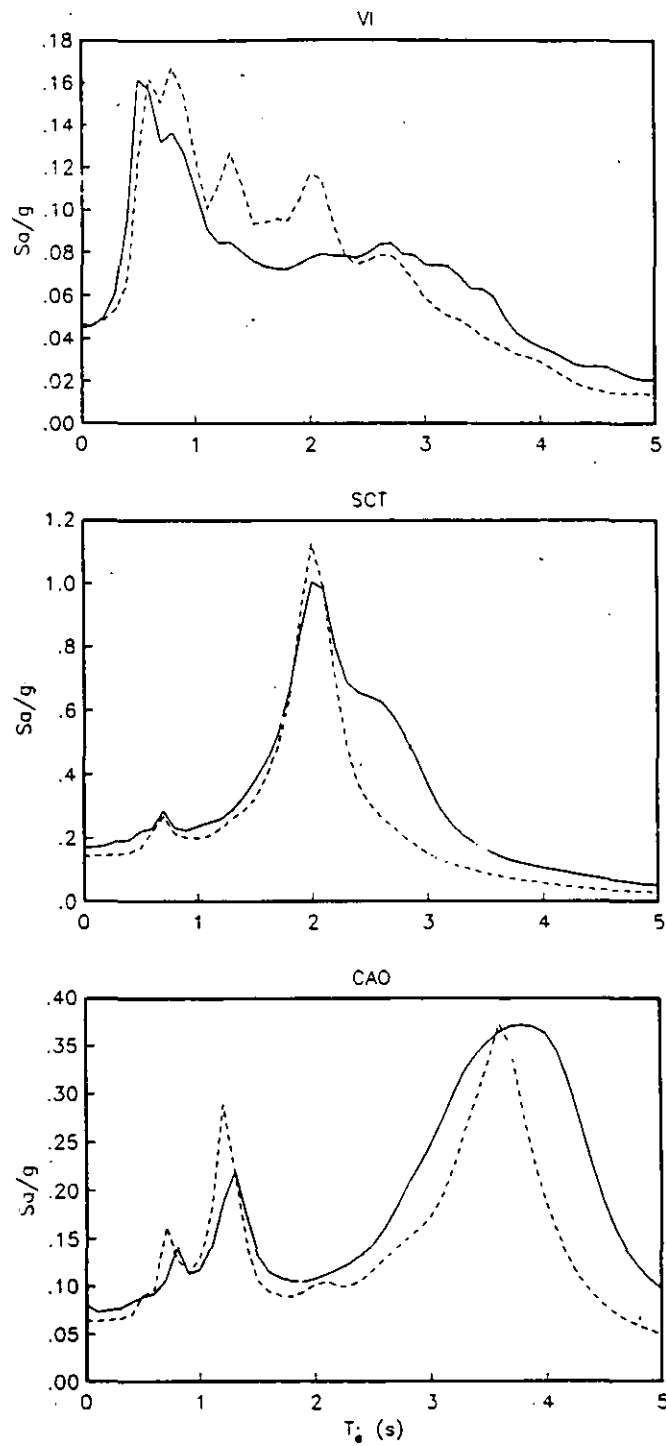


Fig. 5 Espectros de respuesta sin interacción en los sitios VI, SCT y CAO, inferidos a partir de contornos de respuesta (---) y calculados in situ (—)

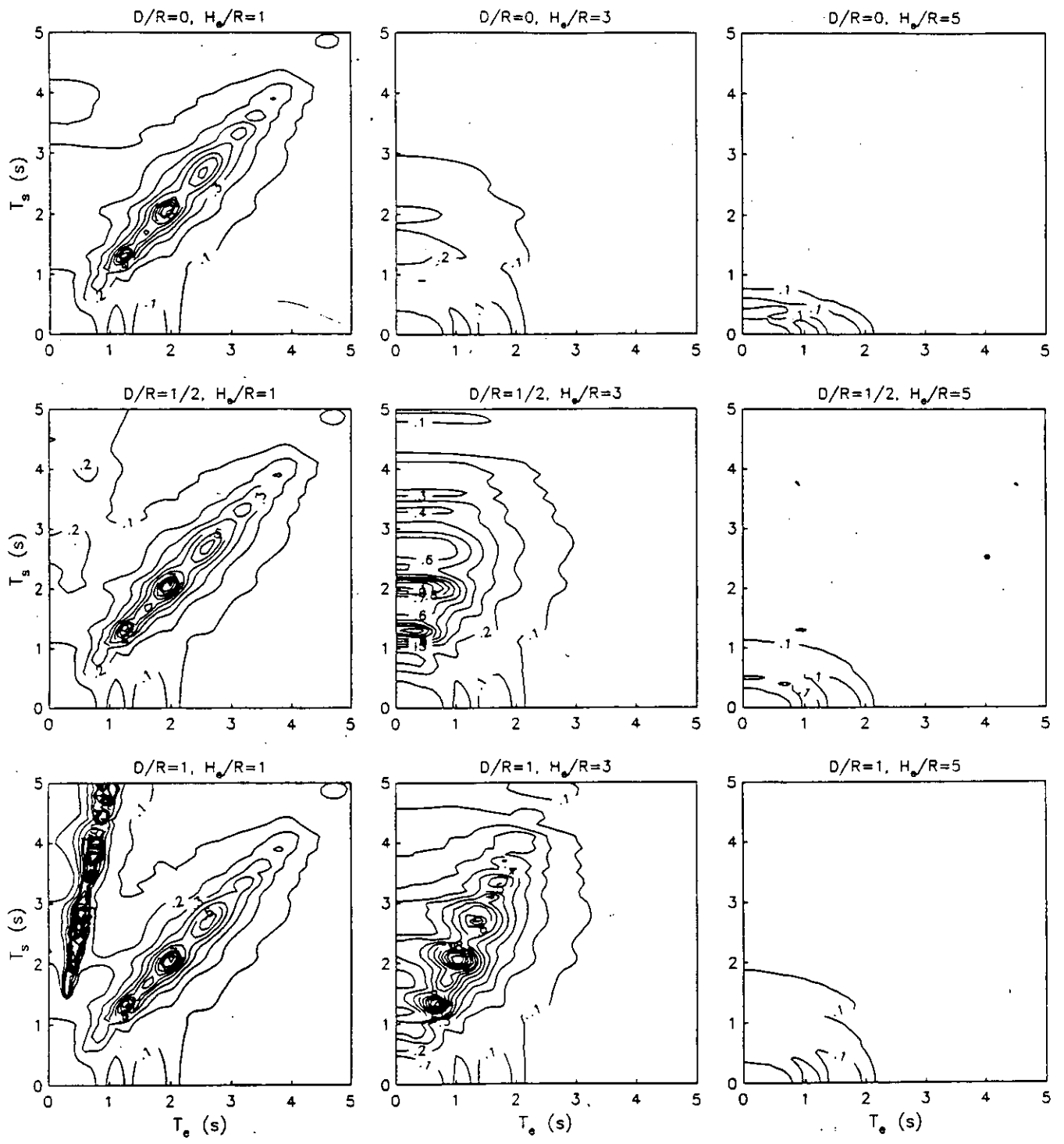


Fig. 6 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para $H_g/R = 2$

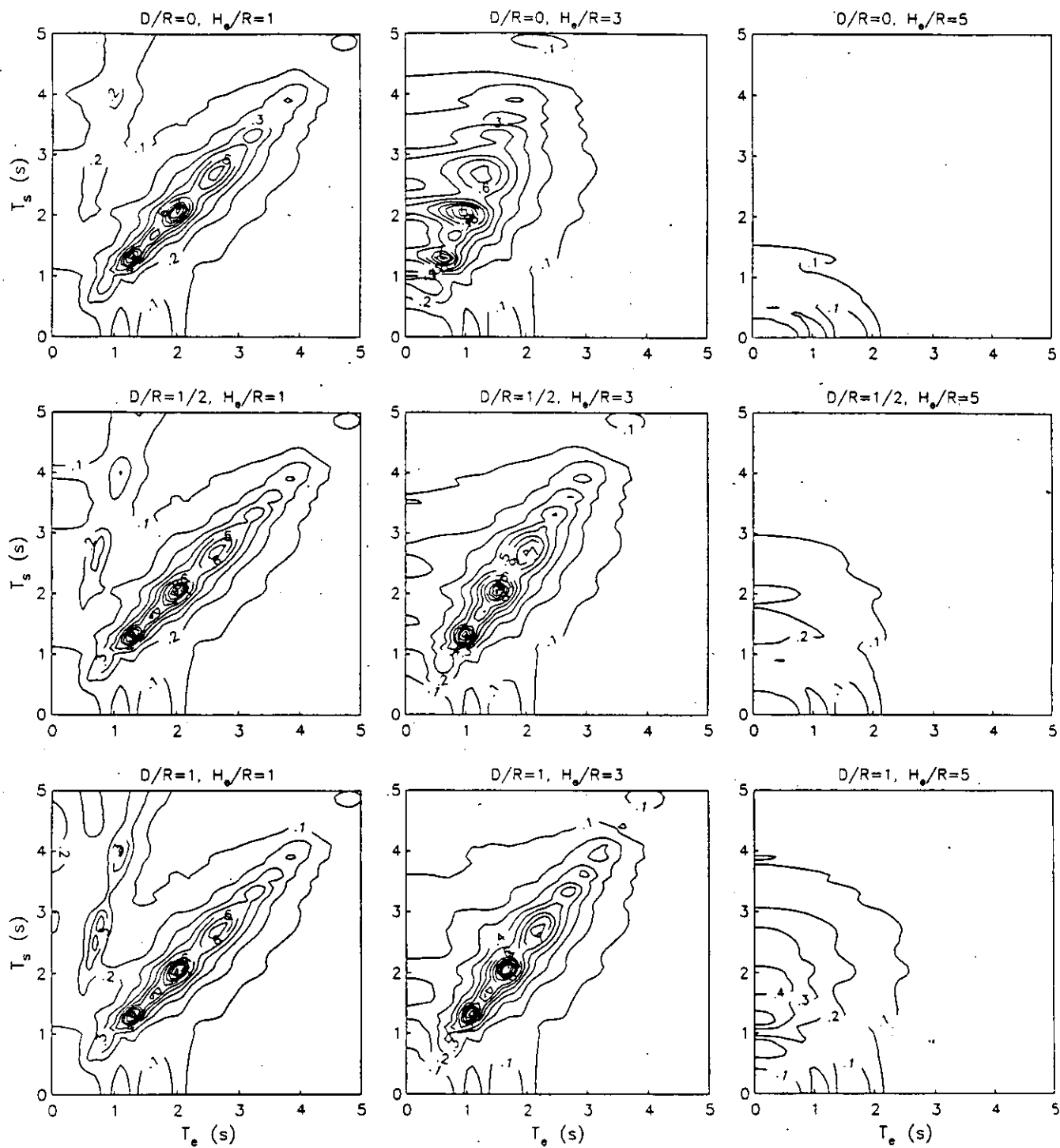


Fig. 7 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para $H_s/R = 3$

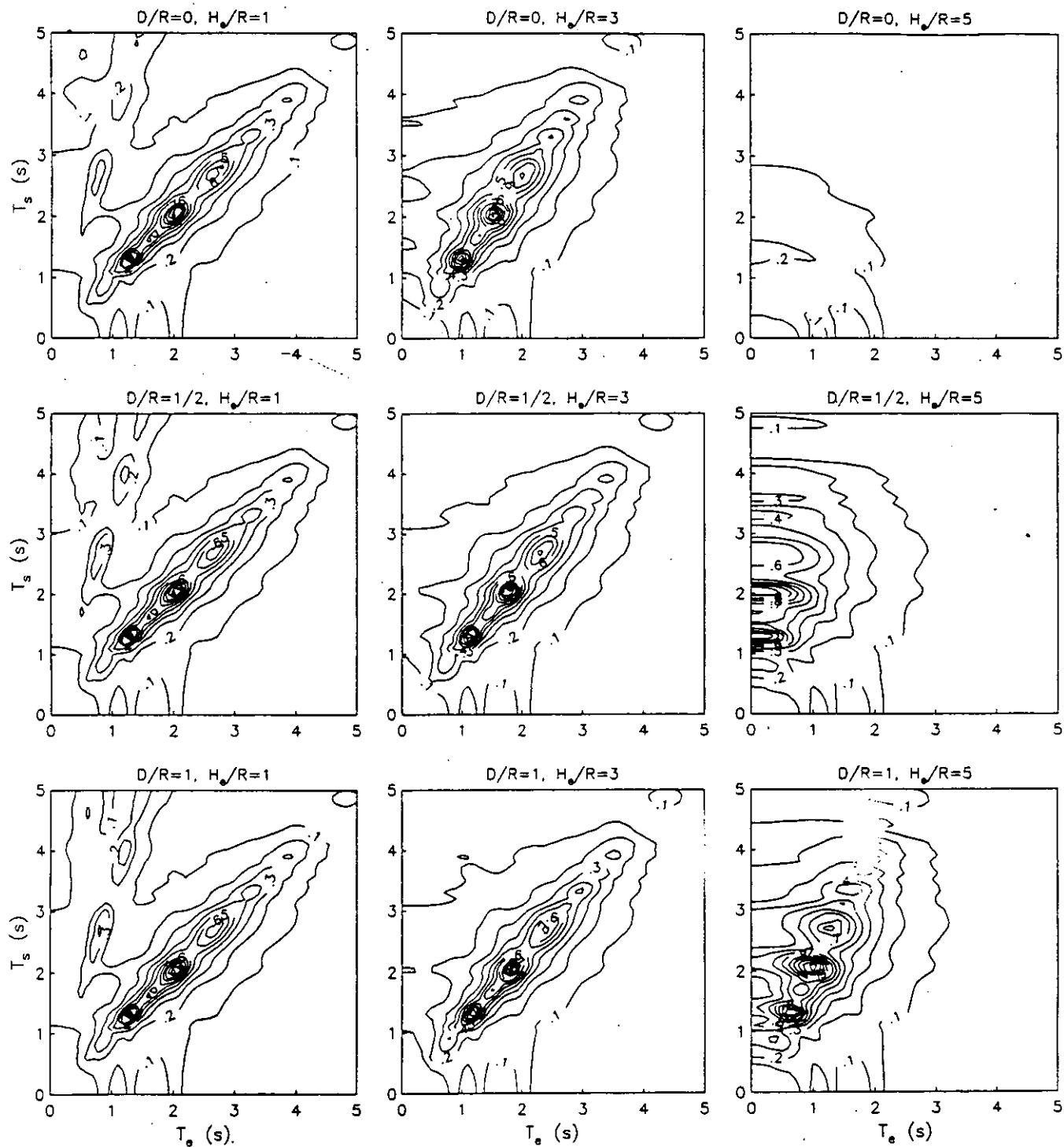


Fig. 8 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para $H_e/R = 4$

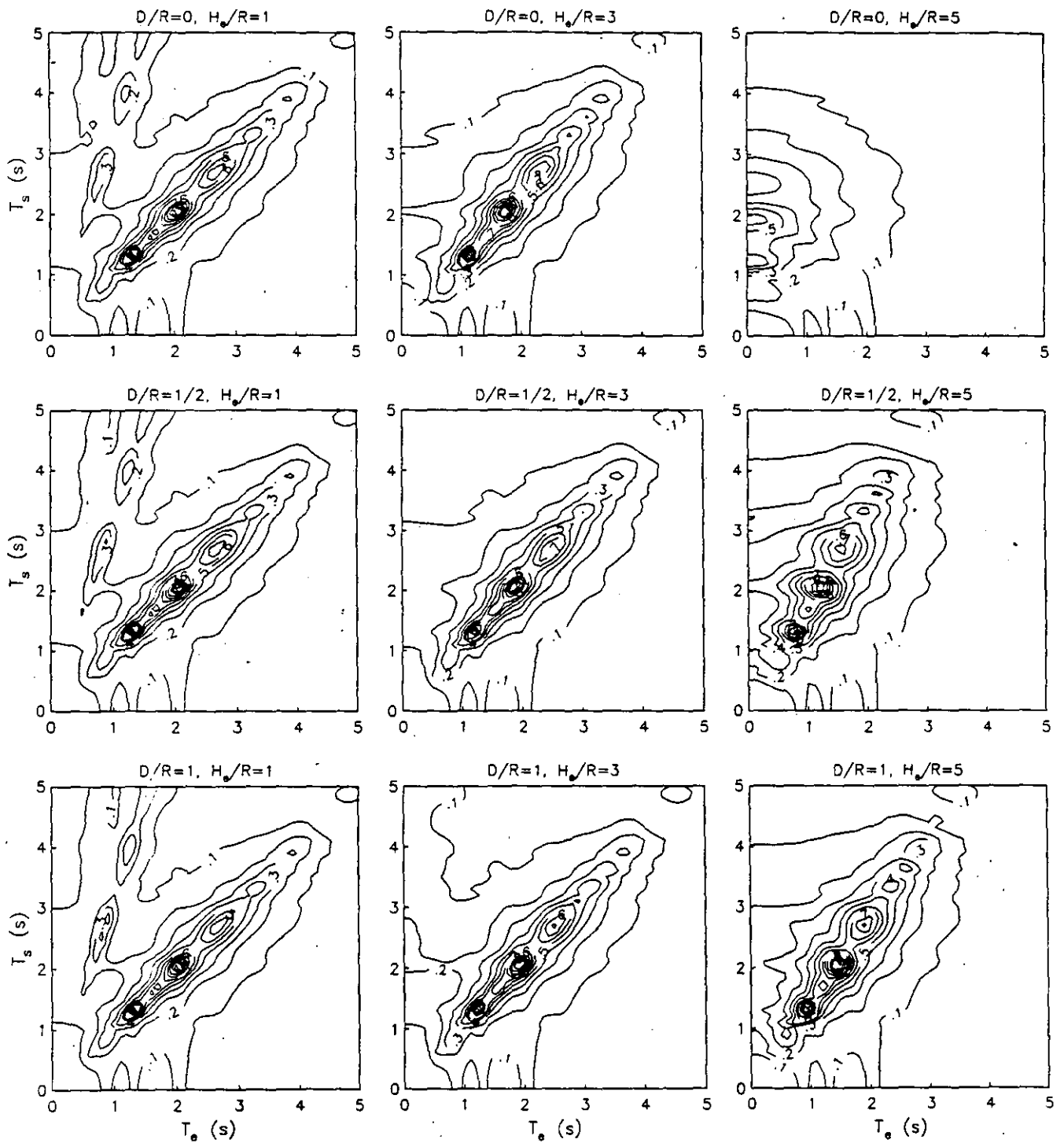


Fig. 9 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para $H_s/R = 5$

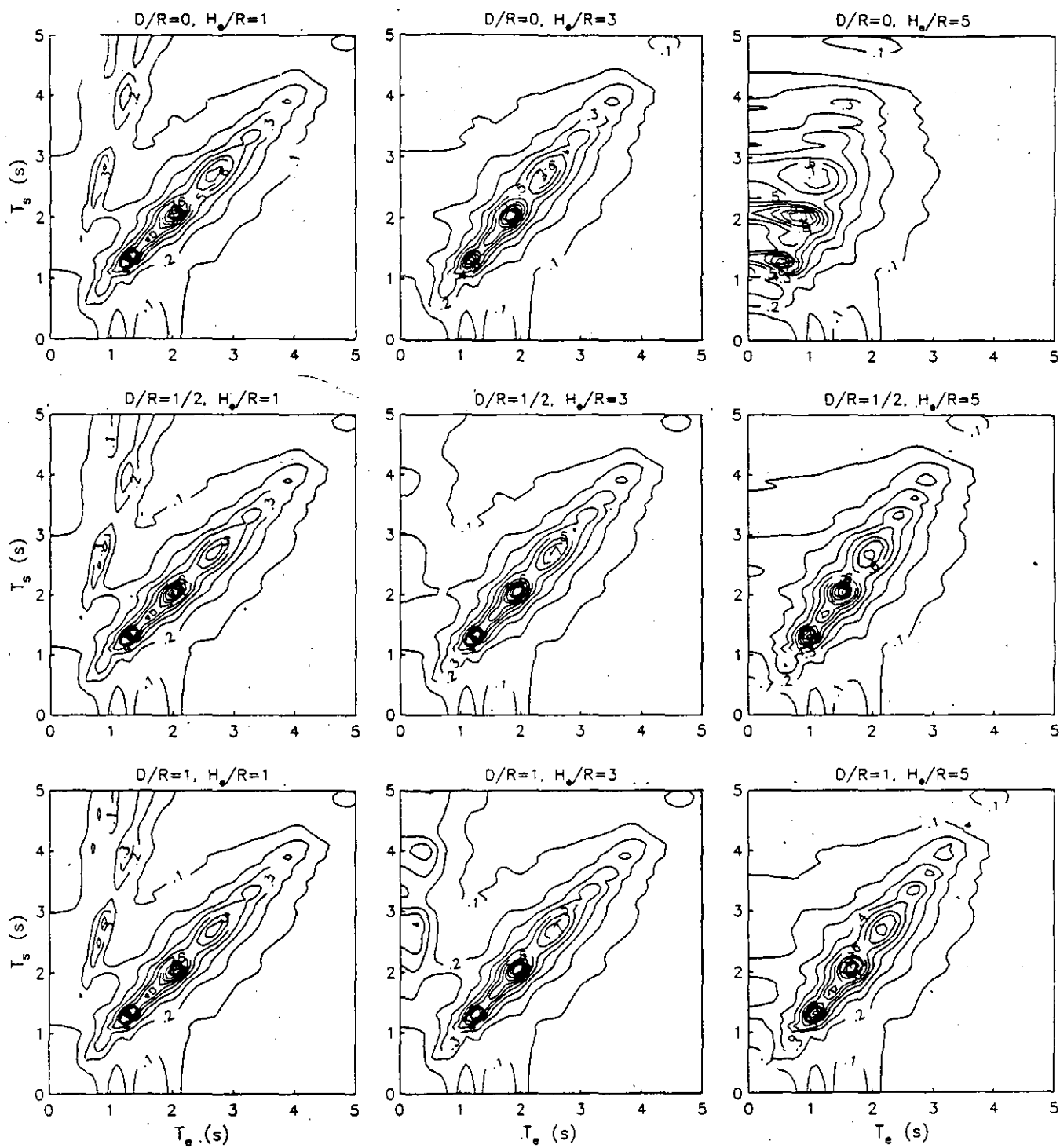


Fig. 10 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para $H_s/R = 6$

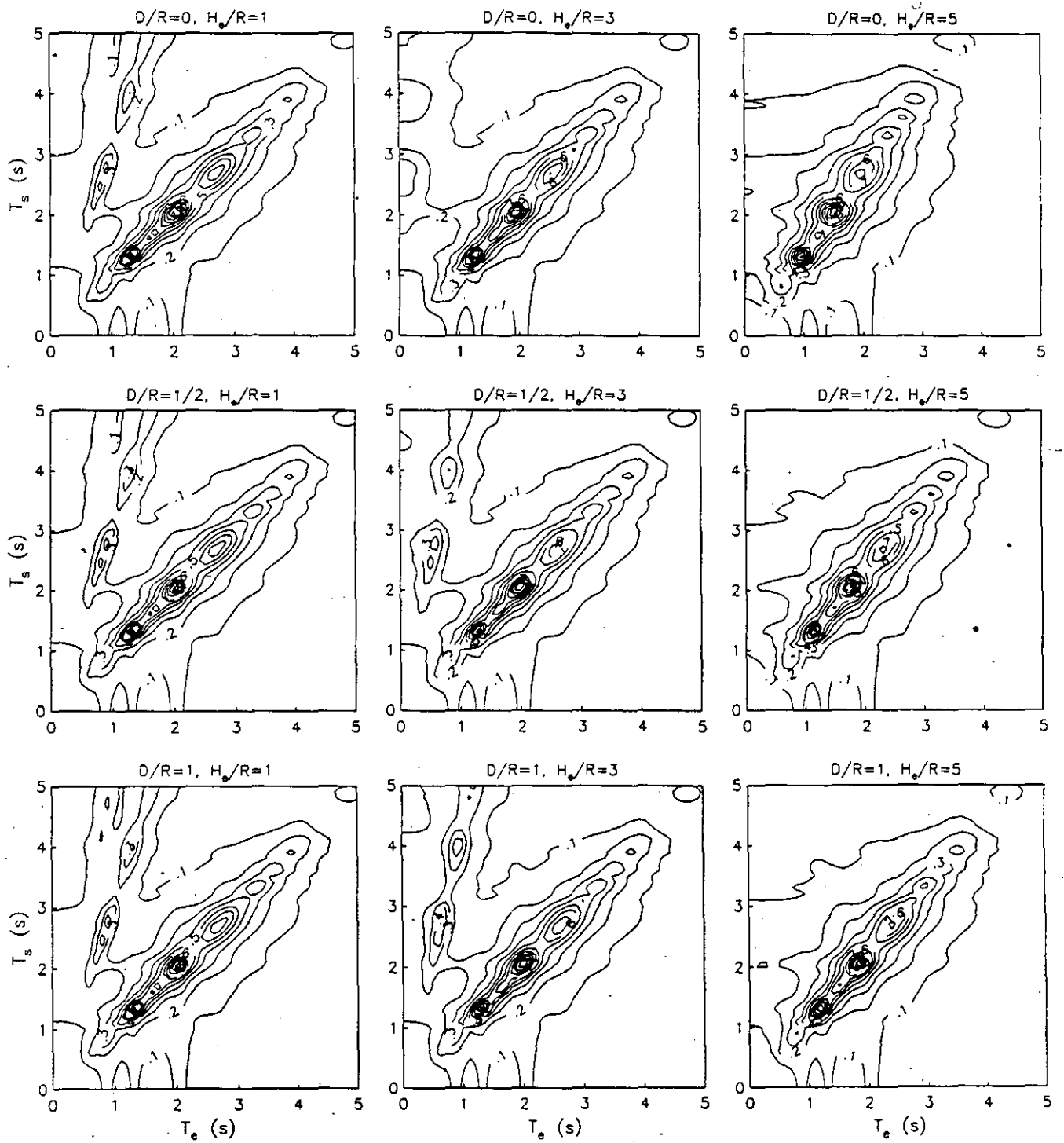


Fig. 11 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para $H_g/R = 8$

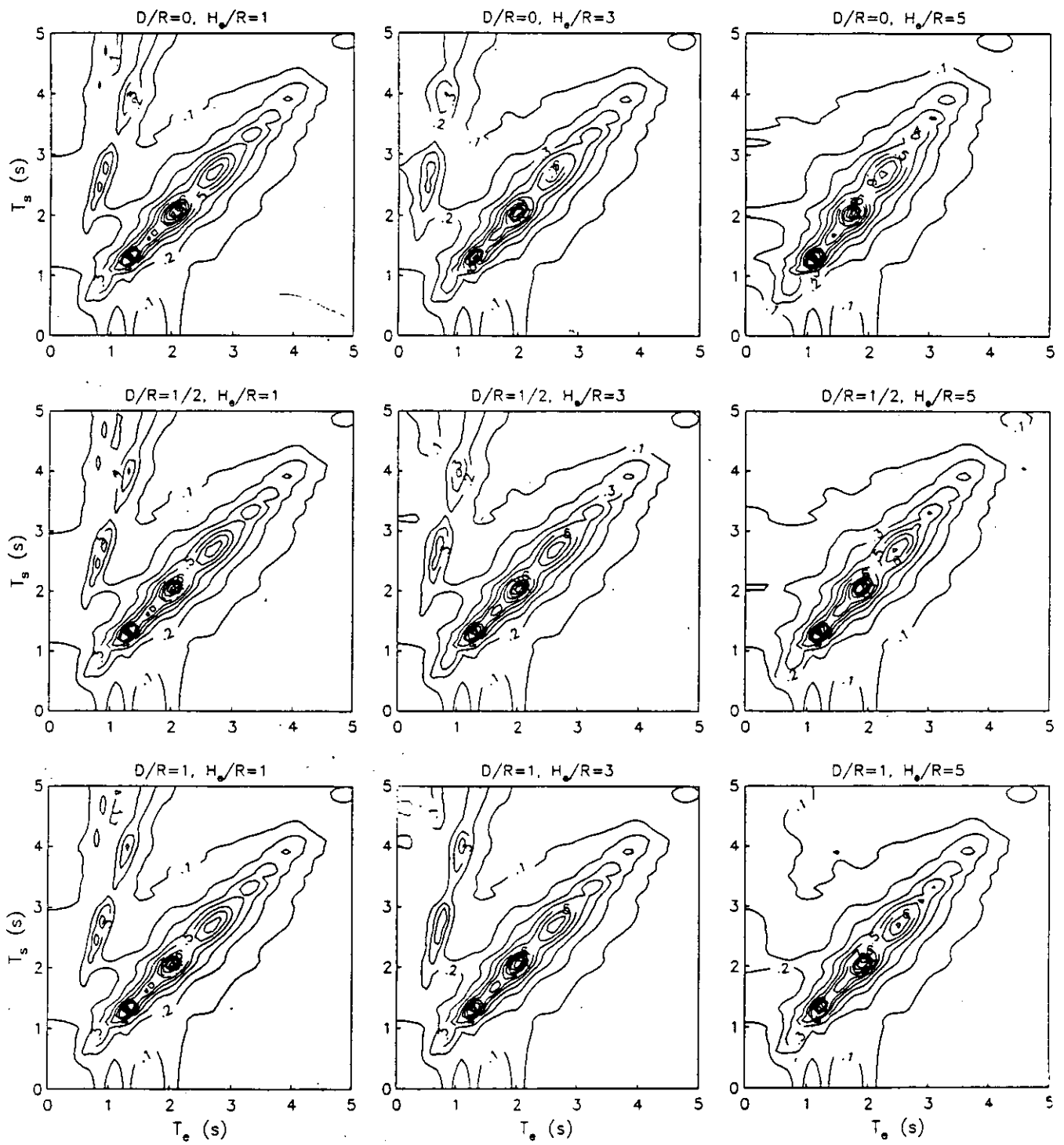


Fig. 12 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para $H_s/R = 10$

1, en renglones, así como para $\tilde{h}_s = 1, 3$ y 5 , en columnas. Estos contornos permiten predecir el escenario de interacción que tendría lugar en el valle de México ante un temblor característico postulado en terreno firme. El comportamiento observado es complejo, dependiendo de la configuración de sitio y estructura definida por los valores de \tilde{h}_s , \tilde{d} y \tilde{h}_e . Sin embargo, se pueden apreciar algunas tendencias generales debidas a los efectos de interacción suelo-estructura.

Como consecuencia del alargamiento del periodo, las respuestas resonantes asociadas al modo fundamental del sitio se presentan a lo largo de rectas con pendiente mayor que uno, esto es, cuando el periodo fundamental de la estructura es menor que el periodo dominante del sitio; cuanto mayor es la pendiente de estas rectas mayores son los efectos de interacción en el periodo. Debido a la modificación del amortiguamiento, las respuestas con interacción se amplifican o atenúan con respecto a las respuestas sin interacción. Los efectos de interacción se intensifican a medida que aumenta la esbeltez de la estructura y disminuye tanto la profundidad del depósito de suelo como el enterramiento de la cimentación, de suerte que para $\tilde{h}_s = 2$, $\tilde{d} = 0$ y $\tilde{h}_e = 5$ se presenta el caso de mayor interacción, mientras que para $\tilde{h}_s = 10$, $\tilde{d} = 1$ y $\tilde{h}_e = 1$ se tiene el caso de menor interacción.

4. VARIACION DEL CORTANTE BASAL EN DIFERENTES SITIOS

A partir de los contornos de respuesta presentados pueden estimarse los espectros de respuesta con efectos de sitio e interacción suelo-estructura para los sitios VI, SCT y CAO, a fin de evaluar la variación del cortante basal en estructuras con diferentes condiciones de interacción.

En las figs 13, 14 y 15 se muestran los espectros de sitio con interacción correspondientes a los sitios VI, SCT y CAO, respectivamente, para $\tilde{h}_s = 2, 5$ y 10 en renglones y $\tilde{d} = 0, 1/2$ y 1 en columnas; en cada figura se muestran resultados para $\tilde{h}_e = 1$ (—), 3 y 5 (- - -). Además, se anexan los espectros de sitio sin interacción (· · ·) como referencia.

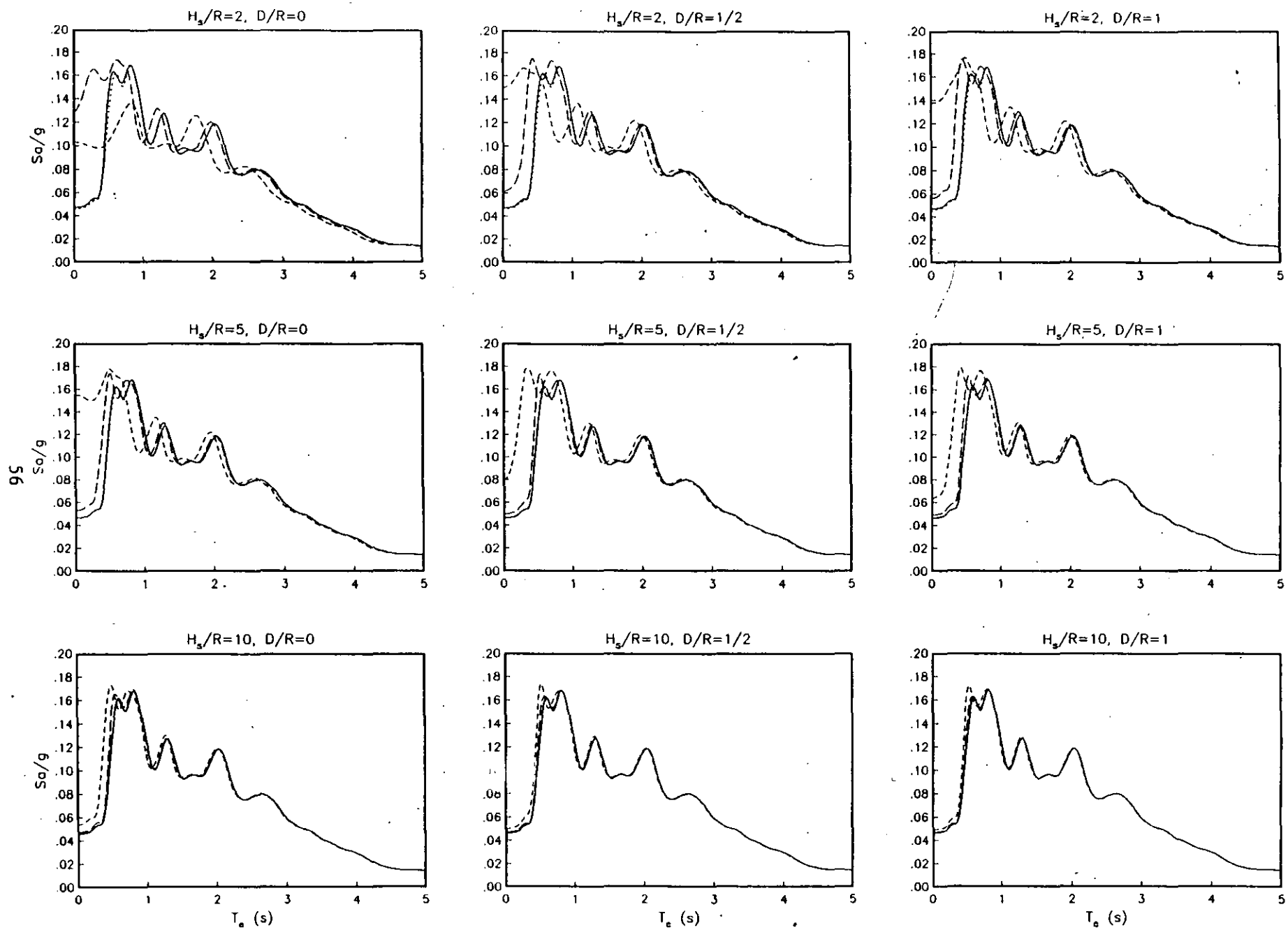


Fig. 13. Espectros de respuesta con efectos de sitio e interacción suelo-estruc para la estación VI.

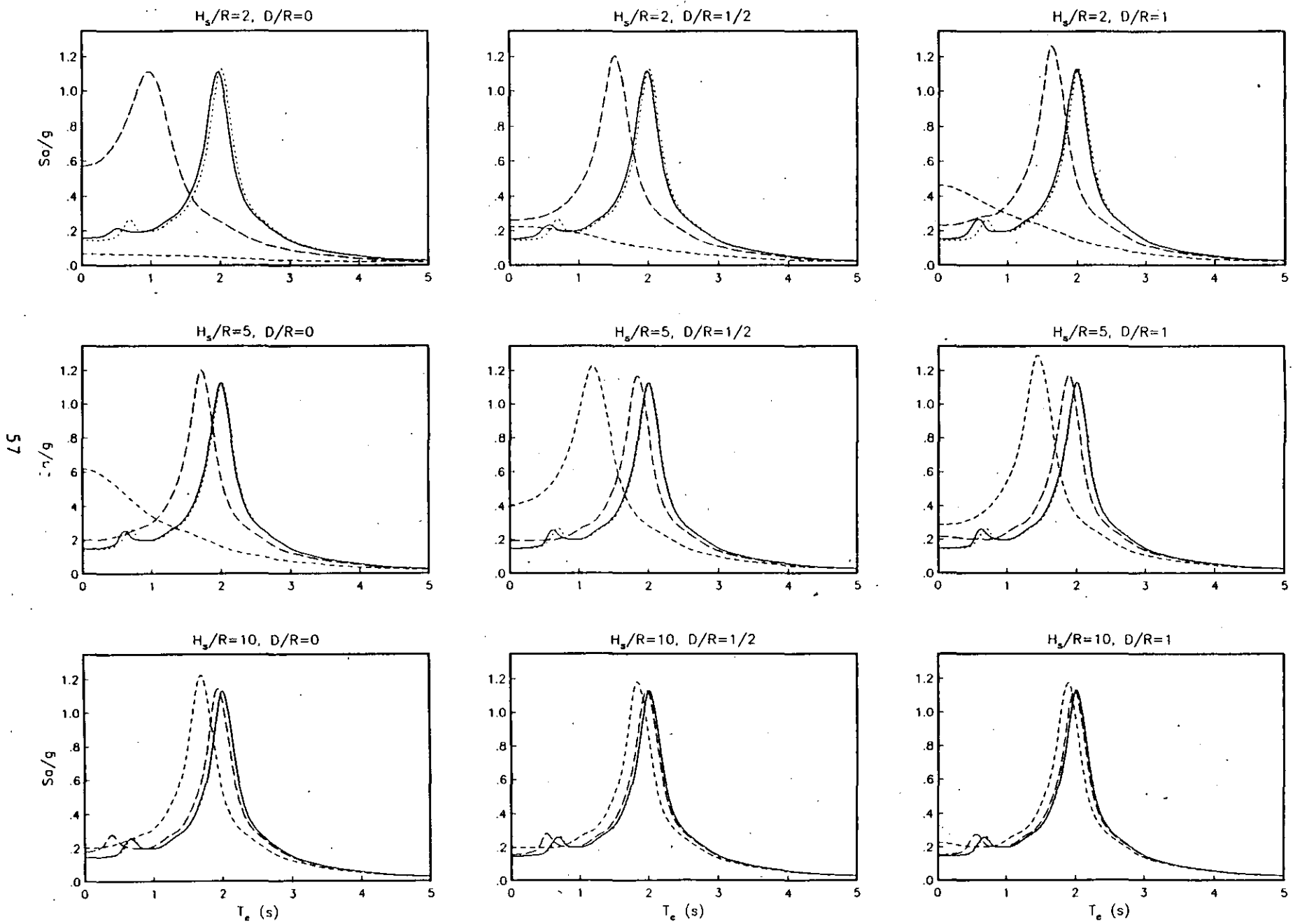


Fig. 14 Espectros de respuesta con efectos de sitio e interacción suelo-estructura para la estación SCT

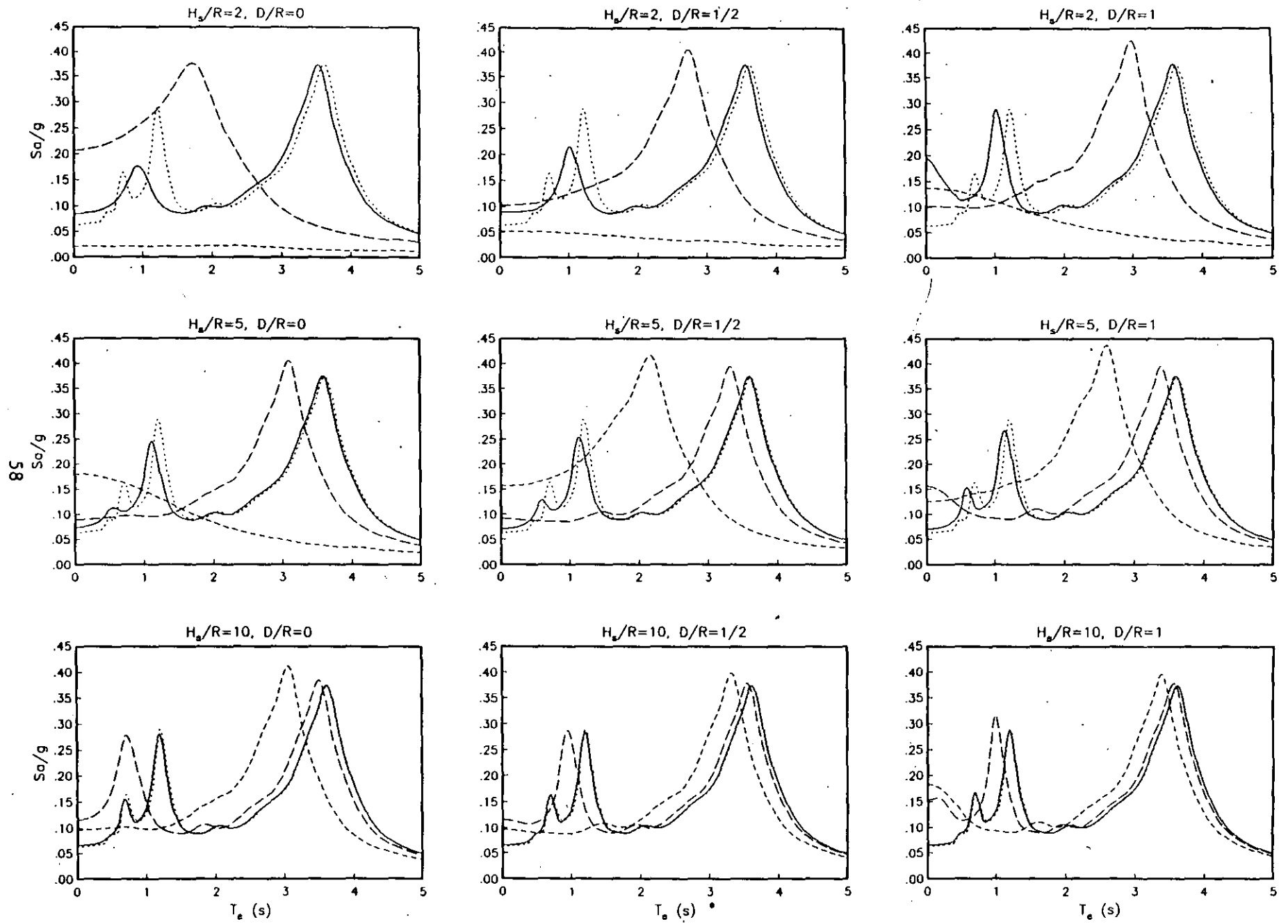


Fig. 15 Espectros de respuesta con efectos de sitio e interaccion suelo-estructura para la estacion CAO

Independientemente del sitio, los efectos de interacción son muy pronunciados para cimentaciones superficiales en depósitos de suelo poco profundos ($\tilde{h}_s = 2$ y $\tilde{d} = 0$); en el caso contrario son casi despreciables ($\tilde{h}_s = 10$ y $\tilde{d} = 1$), ya que los picos resonantes prácticamente coinciden en posición y amplitud con el pico resonante del espectro de sitio sin interacción. Asimismo, tales efectos se incrementan con la esbeltez de la estructura que resulta ser el parámetro característico dominante; este incremento es más importante cuando se reduce la profundidad del depósito de suelo que cuando se reduce el enterramiento de la cimentación.

Adicionalmente, los espectros de sitio con interacción tienden a ensancharse a medida que los efectos de interacción son más acentuados. Los picos resonantes se amplifican o atenúan con respecto al pico resonante del espectro de sitio sin interacción debido a la modificación del amortiguamiento, a la vez que se corren hacia periodos menores que el correspondiente a dicho pico como consecuencia del alargamiento del periodo. Las ordenadas espectrales para periodo cero son mayores que la ordenada respectiva del espectro de sitio sin interacción, ya que representan las aceleraciones de una estructura rígida sobre suelos flexibles.

Con base en estos resultados se pueden evaluar los efectos de interacción en el cortante basal debidos a la influencia del contraste de rigidez entre la estructura y el suelo. La interacción suelo-estructura se intensifica a medida que disminuye la rigidez del suelo, de modo que los efectos de interacción son más importantes en los sitios CAO y SCT de la zona blanda que en el sitio VI de la zona de transición. A su vez, el fenómeno de interacción es menos importante en SCT que en CAO, lo que es congruente con los valores de las velocidades efectivas de ambos sitios.

5. CONCLUSIONES

Se ha presentado un procedimiento de aplicación práctica para

representar los efectos de la interacción suelo-estructura en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de vibración, teniendo en cuenta los efectos de las condiciones de sitio, el cual se ha aplicado a diferentes configuraciones de sitio y estructura típicas del valle de México.

Se determinaron contornos de respuesta con interacción que permiten predecir las respuestas máximas de sistemas suelo-estructura, en función del periodo dominante del sitio y el periodo fundamental de la estructura, que ocurrirían en el valle de México ante un temblor característico postulado en terreno firme. En general, se encontró que los efectos de interacción se intensifican a medida que aumenta la esbeltez de la estructura y disminuye tanto la profundidad del depósito de suelo como el enterramiento de la cimentación.

A partir de estos contornos se obtuvieron espectros de respuesta con interacción para algunos sitios representativos de las zonas de transición y blanda en el valle de México, ante diferentes condiciones de interacción. Se confirmó que los efectos de interacción dependen esencialmente del contraste de rigidez entre la estructura y el suelo, de suerte que se atenúan conforme aumenta la rigidez del suelo.

6. RECONOCIMIENTOS

Los autores agradecen a E. Rosenblueth la revisión crítica del manuscrito, así como a J. L. Tassoulas y E. Kausel por el programa SUPELM proporcionado para elaborar la base de datos de funciones de impedancia usada en este estudio. Este trabajo fue patrocinado por la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

7. REFERENCIAS

1. Avilés J y Pérez-Rocha E (1992), "Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 2, No. 1, pp. 22-81.

2. Avilés J, Pérez-Rocha E y Aguilar R (1992), "Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 2, No. 2, pp. 17-62.
3. Boore J (1983), "Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 73, pp. 1865-1894.
4. Boore J y Joyner W (1984), "A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, pp. 2035-2039.
5. Clough R y Penzien J (1975), *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., Nueva York.
6. Newmark N y Rosenblueth E (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.
7. Seed H, Romo M, Sun J, Jaime A y Lysmer J (1988), "The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Relationships between soil conditions and earthquake ground motions", *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 4, pp. 687-729.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV:
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA Y DEPENDENCIA DE LOS ESPECTROS DE
RESPUESTA CON EL PERIODO DOMINANTE DEL SITIO (APENDICE DEL RCDF)**

**EXPOSITOR: M. I. LUIS E. PEREZ
ROCHA**

INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA Y DEPENDENCIA DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA CON EL PERIODO DOMINANTE DEL SITIO (APÉNDICE DEL RCDF)

Introducción

Como es sabido, la principal intención del Apéndice de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF ha sido dar un primer paso en la consideración explícita de la interacción dinámica suelo-estructura. Asimismo, también se pretende reconocer la dependencia de los espectros de respuesta con respecto al periodo dominante del sitio. En vista de que estos efectos son significativos sólo en las zonas II y III del Distrito Federal, se excluye la aplicación de este apéndice a estructuras desplantadas en la zona I.

Este apéndice marca entonces el primer paso en los reglamentos mexicanos para tomar en cuenta, explícitamente, los efectos mencionados. Por su carácter innovador, las disposiciones reglamentarias vigentes se basaron en modelos simplificados que condujeron a recomendaciones particularmente sencillas.

Actualmente se tienen en cuenta los efectos de interacción sólo en el periodo fundamental de la estructura. No se consideran los efectos cinemáticos de reducción de la traslación e inducción de torsión y cabeceo en la cimentación, así como los efectos inerciales de modificación de la ductilidad estructural y el amortiguamiento del modo fundamental. Ignorar algunos de estos efectos introduce errores del lado de la seguridad, mientras que ignorar a otros introduce errores del lado de la inseguridad. Si hasta ahora se ha decidido desprestigiar todos estos efectos es en parte por sencillez, debido a que es la primera ocasión que en el RCDF se incluye la consideración explícita de la interacción; en parte también porque aún falta calibrar todas las implicaciones que tendrían los efectos que no se consideran, aunado a que no se dispone de criterios sencillos y confiables para cuantificarlos.

También es la primera vez que en el RCDF se considera la reducción de las ordenadas espectrales de diseño en función del periodo dominante del sitio, a fin de tener en cuenta la variación de las máximas ordenadas espectrales en cada sitio dependiendo de su periodo de vibración más largo, la cual presenta reducciones significativas para periodos cortos y largos con respecto a los periodos característicos del sistema formado por la fuente de excitación y el valle de México.

El objetivo principal de este estudio es desarrollar y calibrar herramientas fidedignas que permitan cuantificar adecuadamente los efectos de sitio e interacción suelo-estructura a los que hace referencia el Apéndice del RCDF, con objeto de que en ediciones posteriores de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se cubran estos puntos de manera más satisfactoria.

Criterios de interacción suelo-estructura

Efectos inerciales

Se han desarrollado dos criterios, uno aproximado y otro riguroso, para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de estructuras desplantadas en depósitos de suelo blando (Avilés y Pérez-Rocha, 1993).

Mediante la aplicación del criterio riguroso se han calibrado las expresiones para el periodo y amortiguamiento efectivos que se obtuvieron con el criterio aproximado, las cuales resultan ser apropiadas para fines de reglamentación sísmica. Dichas expresiones son las que se indican a continuación:

$$\bar{T}_e = \left[T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right] \quad (1)$$

donde: T_e = periodo fundamental de la estructura con base rígida
 T_h = periodo natural en traslación de la estructura supuesta rígida
 T_r = periodo natural en rotación de la estructura supuesta rígida

$$\bar{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{T_h}{\bar{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\bar{T}_e} \right]^2 \quad (2)$$

donde: ζ_e = amortiguamiento de la estructura con base rígida
 ζ_h = amortiguamiento del suelo en traslación
 ζ_r = amortiguamiento del suelo en rotación

En las figs 1.i,j (i=1-2; j=1,4) se muestran las calibraciones de los criterios simplificados propuestos para cuantificar los efectos de interacción en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura. Las comparaciones se refieren a los parámetros efectivos exactos (línea delgada) y aproximados (línea gruesa) para distintos sistemas suelo-estructura. Los intervalos de variación considerados para los parámetros característicos del problema de interacción cubren la mayor parte de estructuras y sitios típicos del valle de México.

Efectos cinemáticos

Se ha desarrollado un criterio aproximado para tener en cuenta los efectos de interacción en la traslación y el cabeceo de la base de la cimentación (Avilés y Pérez-Rocha, 1993), con respecto al movimiento de campo libre en la superficie del terreno. Se encontró que los efectos cinemáticos pueden expresarse aproximadamente en términos de los efectos

inerciales, modificando para ello el periodo y amortiguamiento efectivos de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\tilde{T}_c^* \equiv \tilde{T}_c \quad (3)$$

$$\tilde{\zeta}_c^* \equiv \frac{\tilde{\zeta}_c}{H_h + [H_c + D]H_r} \quad (4)$$

donde: H_h = función de transferencia para la traslación de la excitación efectiva
 H_r = función de transferencia para la rotación de la excitación efectiva
 H_c = altura efectiva de la estructura
 D = profundidad de desplante de la cimentación

En las figs 1-3 se muestran las calibraciones del criterio simplificado propuesto para cuantificar aproximadamente los efectos cinemáticos en la traslación y rotación vertical de la base de la cimentación; los resultados corresponden a los sitios VI, SCT y CAO, respectivamente. Las comparaciones se refieren a los espectros de respuesta con interacción exactos (línea gruesa) y aproximados (línea delgada) para distintas configuraciones de sitio y estructura. Como excitación de campo libre se tomaron las componentes EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 registrados en esas estaciones.

Funciones de impedancia

Se han desarrollado soluciones aproximadas, mediante ajustes con el criterio de mínimos cuadrados, para valuar las rigideces dinámicas de cimentaciones superficiales enterradas en depósitos de suelo blando a partir de soluciones rigurosas (Avilés y Pérez-Rocha, 1992). Las expresiones obtenidas son de utilidad para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura, así como en general, para el análisis sísmico de estructuras que se suponen apoyadas sobre resortes y amortiguadores en sustitución del suelo.

La forma general de la función de impedancia del suelo para los distintos modos de vibración de la cimentación es la siguiente:

$$\tilde{K}(\eta) = K_0[k(\eta) + i\eta c(\eta)][1 + i2\zeta] \quad (5)$$

donde: K_0 = rigidez estática del suelo
 k = coeficiente de rigidez del suelo
 c = coeficiente de amortiguamiento del suelo
 η = frecuencia normalizada ($\omega R / \beta$; ω = frecuencia angular, R = radio de la cimentación y β = velocidad de propagación de las ondas de corte)

ζ = amortiguamiento material del suelo

En las tablas 1, 2 y 3 se dan los valores de las rigideces estáticas normalizadas para $\nu = 1/3, 0.45$ y $1/2$, respectivamente, para distintas configuraciones de sitio y cimentación.

Los valores de normalización son GR, GR^3 y GR^2 para los modos de traslación, rotación y de acoplamiento, respectivamente (G = módulo de rigidez en cortante).

Las aproximaciones para los coeficientes de rigidez del suelo tienen las siguientes formas:

$$k_m = \begin{cases} 1 + a_4^m \eta & \eta \leq \eta_m \\ a_1^m + a_2^m \eta + a_3^m \eta^2 & \eta > \eta_m \end{cases} \quad (6)$$

donde:

$$a_j^m = a_{j1}^m + a_{j2}^m \frac{R}{H_s} + a_{j3}^m \frac{R^2}{H_s^2} + a_{j4}^m \frac{D}{R} + a_{j5}^m \frac{D^2}{R^2} \quad \text{con } j=1, 2, 3 \quad (7)$$

$$a_4^m = \begin{cases} \frac{a_1^m + a_2^m \eta_s + a_3^m \eta_s^2 - 1}{\eta_s} \\ 0 & \text{si } \nu = 0.45 \text{ y } a_1^m < 1 \end{cases} \quad (8)$$

$$\eta_m = \begin{cases} \eta_s \\ \frac{1 - a_1}{a_2} & \text{si } \nu = 0.45 \text{ y } a_1^m < 1 \end{cases} \quad (9)$$

R es el radio de la cimentación, H_s es el espesor del estrato, el subíndice m indica el modo y $\eta_s = \pi R / 2H_s$; los valores de los coeficientes a_j^m ($j = 1, 5$) se presentan en la Tabla 4.

Asimismo, los coeficientes de amortiguamiento para el modo de rotación son:

$$c_r = \begin{cases} \frac{a_5^m \zeta \eta / \eta_s}{1 - (1 - 2\zeta) \eta^2 / \eta_s^2} & \eta \leq \eta_s \\ \max(a_1^m + a_2^m \eta + a_3^m \eta^2 + a_4^m \eta^3, 0.0) & \eta_s < \eta \leq 5 \\ a_6^m + a_7^m \eta & \eta > 5 \end{cases} \quad (10)$$

donde:

$$a_j^m = a_{j1}^m + a_{j2}^m \frac{R}{H_s} + a_{j3}^m \frac{R^2}{H_s^2} + a_{j4}^m \frac{D}{R} + a_{j5}^m \frac{D^2}{R^2} \quad \text{con } j=1, 2, 3, 4 \quad (11)$$

$$a_5^m = \max\{2(a_1^m + a_2^m \eta + a_3^m \eta^2 + a_4^m \eta^3), 0.0\} \quad (12)$$

$$a_6^m = a_1^m + 5a_2^m + 25a_3^m + 125a_4^m - 5a_7^m \quad (13)$$

$$a_7^m = a_2^m + 10a_3^m + 75a_4^m \quad (14)$$

mientras que para los modos de traslación y acoplamiento son:

$$C_{h,hr} = \begin{cases} \frac{a_3^m \xi \eta / \eta_s}{1 - (1 - 2\xi) \eta^2 / \eta_s^2} & \eta \leq \eta_s \\ a_1^m + a_2^m \eta & \eta > \eta_s \end{cases} \quad (15)$$

donde:

$$a_j^m = a_{j1}^m + a_{j2}^m \frac{R}{H_s} + a_{j3}^m \frac{R^2}{H_s^2} + a_{j4}^m \frac{D}{R} + a_{j5}^m \frac{D^2}{R^2} \quad \text{con } j=1, 2 \quad (16)$$

$$a_3^m = 2(a_1^m + a_2^m \eta_s) \quad (17)$$

los valores de los coeficientes a_{ij}^m ($j = 1-5$) se presentan en la tabla 5.

En las figuras 2.i.j ($i=1-3$, $j=1-7$) se comparan los coeficientes obtenidos de un modelo riguroso (con línea continua) con los resultados del ajuste (con línea discontinua).

H/R↓ D/R→	modo	0	1/4	1/2	3/4	1
2	K_H	6.289	9.139	11.573	14.189	16.996
	K_R	4.563	6.701	9.545	13.554	18.700
	K_{HR}	-.275	.479	1.729	3.416	5.738
3	K_H	5.822	8.236	10.161	11.993	13.851
	K_R	4.417	6.348	8.843	12.137	16.431
	K_{HR}	-.342	.302	1.361	2.795	4.593
4	K_H	5.597	7.816	9.540	11.189	12.691
	K_R	4.376	6.248	8.640	11.874	15.804
	K_{HR}	-.366	.227	1.198	2.455	4.112
5	K_H	5.466	7.575	9.191	10.666	12.112
	K_R	4.362	6.212	8.562	11.620	15.601
	K_{HR}	-.377	.187	1.109	2.339	3.825
6	K_H	5.530	7.490	9.027	10.420	11.740
	K_R	4.543	6.387	8.729	11.755	15.603
	K_{HR}	-.368	.147	1.024	2.202	3.659
8	K_H	5.419	7.294	8.751	10.059	11.287
	K_R	4.537	6.372	8.693	11.681	15.467
	K_{HR}	-.372	.123	.963	2.088	3.471
10	K_H	5.353	7.180	8.590	9.850	11.028
	K_R	4.535	6.367	8.680	11.651	15.407
	K_{HR}	-.373	.112	.931	2.025	3.367

Tabla 1 Coeficientes de rigidez estática normalizados para los modos de traslación horizontal, de rotación y de acoplamiento; $\nu = 1/3$.

H _r /R↓	D/R→	modo	0	1/4	1/2	3/4	1
2		K _H	6.771	9.769	12.366	15.205	18.223
		K _R	5.506	7.916	11.152	15.951	21.963
		K _{HR}	.081	.971	2.433	4.358	7.072
3		K _H	6.270	8.813	10.866	12.829	14.834
		K _R	5.261	7.356	10.077	13.709	18.494
		K _{HR}	-.040	.710	1.929	3.551	5.560
4		K _H	6.028	8.369	10.208	11.993	13.591
		K _R	5.194	7.202	9.779	13.397	17.630
		K _{HR}	-.087	.600	1.715	3.107	4.967
5		K _H	5.887	8.115	9.841	11.421	12.986
		K _R	5.172	7.147	9.666	12.984	17.380
		K _{HR}	-.110	.541	1.598	2.978	4.609
6		K _H	6.007	8.054	9.691	11.181	12.596
		K _R	5.427	7.518	10.041	13.327	17.518
		K _{HR}	-.105	.475	1.476	2.795	4.410
8		K _H	5.886	7.846	9.399	10.798	12.114
		K _R	5.417	7.493	9.987	13.224	17.338
		K _{HR}	-.117	.438	1.397	2.655	4.187
10		K _H	5.815	7.725	9.229	10.578	11.841
		K _R	5.414	7.486	9.969	13.184	17.263
		K _{HR}	-.123	.420	1.355	2.579	4.064

Tabla 2 Coeficientes de rigidez estática normalizados para los modos de traslación horizontal, de rotación y de acoplamiento; $\nu = 0.45$.

H _i /R↓	D/R→	modo	0	1/4	1/2	3/4	1
2		K _H	7.144	10.141	12.820	15.855	18.968
		K _R	6.385	9.219	12.827	18.877	25.533
		K _{TR}	.257	1.164	2.712	4.730	7.669
3		K _H	6.609	9.146	11.255	13.288	15.388
		K _R	6.020	8.406	11.310	15.175	20.364
		K _{TR}	.099	.851	2.128	3.830	5.926
4		K _H	6.352	8.687	10.574	12.469	14.090
		K _R	5.926	8.199	10.92	15.068	19.284
		K _{TR}	.040	.724	1.890	3.313	5.278
5		K _H	6.202	8.425	10.199	11.839	13.499
		K _R	5.901	8.130	10.784	14.265	19.064
		K _{TR}	.006	.650	1.751	3.192	4.853
6		K _H	6.435	8.448	10.109	11.637	13.095
		K _R	6.451	8.986	11.778	15.283	19.702
		K _{TR}	.025	.575	1.580	2.935	4.602
8		K _H	6.302	8.230	9.804	11.238	12.594
		K _R	6.435	8.949	11.706	15.155	19.488
		K _{TR}	.006	.531	1.492	2.784	4.366
10		K _H	6.225	8.103	9.629	11.012	12.315
		K _R	6.435	8.945	11.694	15.125	19.427
		K _{TR}	-.002	.509	1.446	2.702	4.235

Tabla 3 Coeficientes de rigidez estática normalizados para los modos de traslación horizontal, de rotación y de acoplamiento; $\nu = 1/2$.

v	m	j	a_{1j}^m	a_{2j}^m	a_{3j}^m	a_{4j}^m	a_{5j}^m
1/3	1	1	1.075023	-.7249236	-.4120818	.07744635	-.1833525
		2	-.03036716	.1519123	-.04422309	-.05354102	.045981
		3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	2	1	1.073369	.2526963	-1.553901	-.2434209	.06058757
		2	-.2445009	-.09495837	.5777847	.1797603	-.01544698
		3	.02661934	.003355434	-.05501608	-.002738163	-.01449517
	3	1	-.1932104	-1.584538	.009953172	2.73108	-1.446075
		2	1.169575	.1354209	-.01622361	-2.345618	1.116812
		3	-.04829472	-.03750053	.04469068	.08153259	-.02026618
0.45	1	1	1.029444	-.4729595	-.8834286	.1957502	-.04423014
		2	-.01116006	.1131482	.1236628	-.1748447	-.0576953
		3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	2	1	1.050536	-.7018512	.9022326	-.002383236	-.01655423
		2	-.1589608	.3527479	-.7399038	-.08514433	.09141292
		3	-.00893579	-.03890341	.08579934	.06071348	-.04561634
	3	1	-.1710031	-3.069574	5.455405	3.725252	-2.194133
		2	.8158654	1.192398	-4.176797	-2.320426	1.213866
		3	.03977109	-.2120076	.7032685	-.07359339	.04733336
1/2	1	1	1.081276	-1.1169	.4316672	-.007713028	-.04005359
		2	-.07292999	.6706491	-.9612366	.002221608	-.02542838
		3	.009202277	-.07964913	.1797865	-.04724192	-.01177143
	2	1	1.091433	-1.29844	1.983935	-.01371924	-.03823541
		2	-.168716	.6662674	-1.334779	-.006829752	.06204114
		3	-.0193824	-.0730916	.1649848	.05140087	-.04512658
	3	1	.3561161	-3.541483	6.44364	2.361606	-1.517446
		2	.5850447	.9164851	-3.164774	-1.538733	.9309332
		3	-.01408175	.0106858	.2873764	-.0983059	.01546605

Tabla 4 Valores de los coeficientes para la estimación de k_m

v	m	j	a_{1j}^m	a_{2j}^m	a_{3j}^m	a_{4j}^m	a_{5j}^m
1/3	1	1	.6902232	-.4809132	-.2158616	.5231559	-.1535092
		2	.002151297	-.0295809	.05590302	-.007356171	.02647618
	2	1	.021036	.74065	-1.616625	-.102223	.228690
		2	.12416	.402162	.273629	.297801	-.235912
		3	-.009643	-.194041	.111781	-.087203	.062381
		4	-.000193	.021317	-.020488	.006974	-.004631
	3	1	4.368064	-2.170964	.254857	-7.593095	4.783051
		2	-.262602	.069583	.101730	.567469	-.299749
	0.45	1	1	.6671976	-.3102872	-.5951656	.5198017
2			.0058113	-.08941987	.1800354	-.002261933	.04169528
2		1	.046824	-.540809	-.295973	-.001329	.154442
		2	.126695	.924257	-.994584	.144485	-.137716
		3	-.018830	-.303179	.404201	-.036236	.030391
		4	.001277	.028151	-.041122	.002308	-.00178
3		1	2.219597	-3.245841	2.718568	-2.311636	1.564211
		2	-.097196	.315292	-.466519	.201014	-.087836
1/2		1	1	.7058861	-.5390525	-.1342606	.4757894
	2		.005149693	-.06473177	.09894161	.01611048	.003009524
	2	1	.083903	-.925543	.400968	.025009	.12187
		2	.093781	1.33392	-1.758751	.102744	-.10859
		3	-.011916	-.39414	.577487	-.034953	.030322
		4	.000719	.033351	-.051384	.003075	-.00242
	3	1	1.694437	-2.756321	1.986693	-1.191357	.939052
		2	-.061518	.200142	-.27322	.135856	-.076685

Tabla 5 Valores de los coeficientes para la estimación de c_m

Variación de los espectros de diseño con el periodo del sitio

El diseño sísmico de una estructura en las zonas II y III puede resultar menos conservador cuando se aplique el Apéndice de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF. Si se conoce el periodo dominante más largo del sitio de interés, el valor del coeficiente sísmico puede ser menor que el que se requeriría de no aplicarse el Apéndice.

La expresión planteada en el Apéndice del RCDF para calcular el coeficiente sísmico en función del periodo dominante del sitio es

$$c = \frac{1.6 T_s}{4 + T_s^2} \quad (18)$$

donde: T_s = periodo dominante del sitio

Esta expresión es de carácter empírico y fue calibrada con base en los espectros de respuesta correspondientes al temblor del 19 de septiembre de 1985, calculados para distintos sitios. Las variaciones y reducciones que se obtienen con ella, así como sus inconsistencias que se tienen en las fronteras entre las zonas I y II y entre las zonas II y III, ya han sido discutidas en el capítulo anterior.

El conocimiento del periodo dominante del sitio permite a la vez reducir el periodo característico T_b y aumentar el periodo característico T_a con respecto a los valores que tendrían de no conocerse ese parámetro. Las variaciones especificadas de T_a y T_b en función de T_s son las siguientes:

$$\text{Zona II} \quad \begin{cases} T_a = 0.64 T_s \\ T_b = 1.20 T_s \end{cases} \quad (19)$$

$$\text{Zona III} \quad \begin{cases} T_a = \max(0.35 T_s, 0.64s) \\ T_b = 1.20 T_s \end{cases} \quad (20)$$

Estas expresiones también son de carácter empírico; con ellas se pretende que el espectro de diseño cubra las respuestas estructurales máximas asociadas tanto al modo fundamental como al segundo modo del sitio. Esto ya ha sido discutido en el capítulo anterior.

REFERENCIAS

1. Avilés J y Pérez-Rocha L E, 'Effective periods and dampings of soil-structure systems. (1993)
2. Avilés J, Pérez-Rocha L E y Aguilar H R, 'Dynamic Soil-structure interaction in the valley of Mexico. (1994)

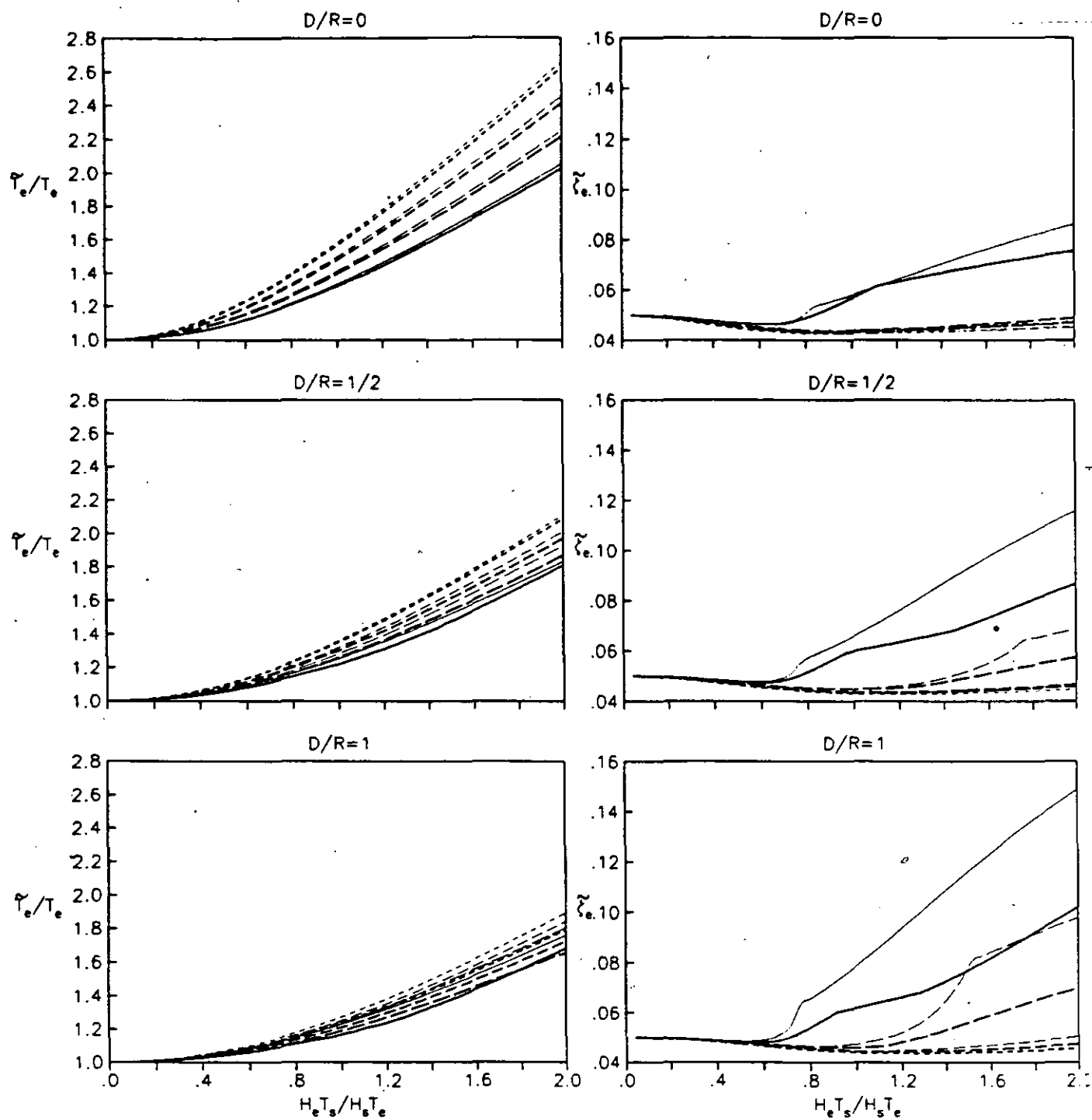


Figura 1.1.1 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para $\nu_s=1/3$, $H_s/R=3$; curvas correspondientes a:

- | | |
|---------------------|---------------------|
| $H_e/R=2$ (—) | $H_e/R=3$ (- - -) |
| $H_e/R=4$ (- · -) | $H_e/R=5$ (· · ·) |

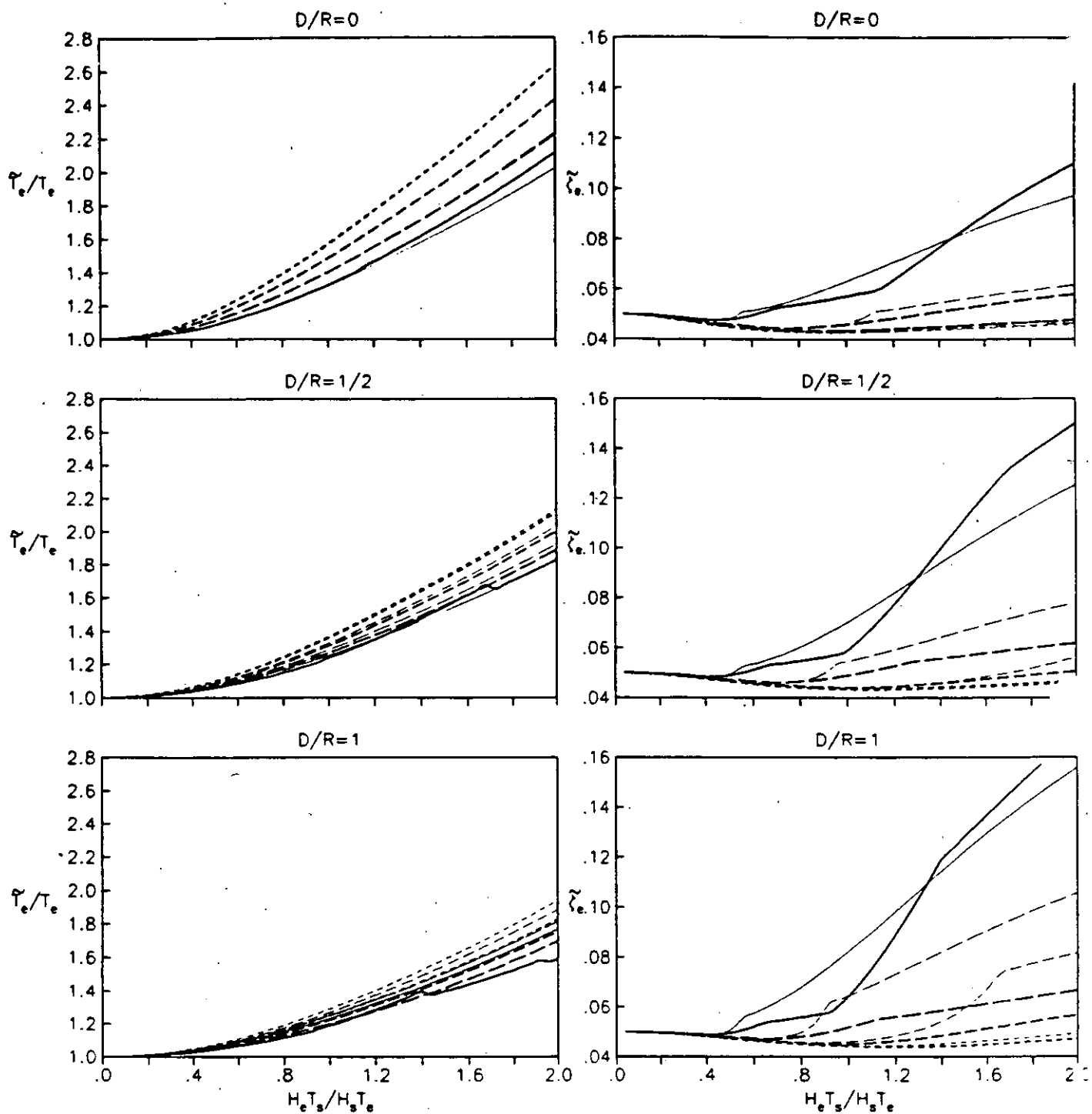


Figura 1.1.2 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para $\nu_s=1/3$, $H_s/R=4$; curvas correspondientes a:

- | | |
|-----------------------|-----------------------|
| $H_e/R=2$ (—) | $H_e/R=3$ (- - -) |
| $H_e/R=4$ (- . - .) | $H_e/R=5$ (. . . .) |

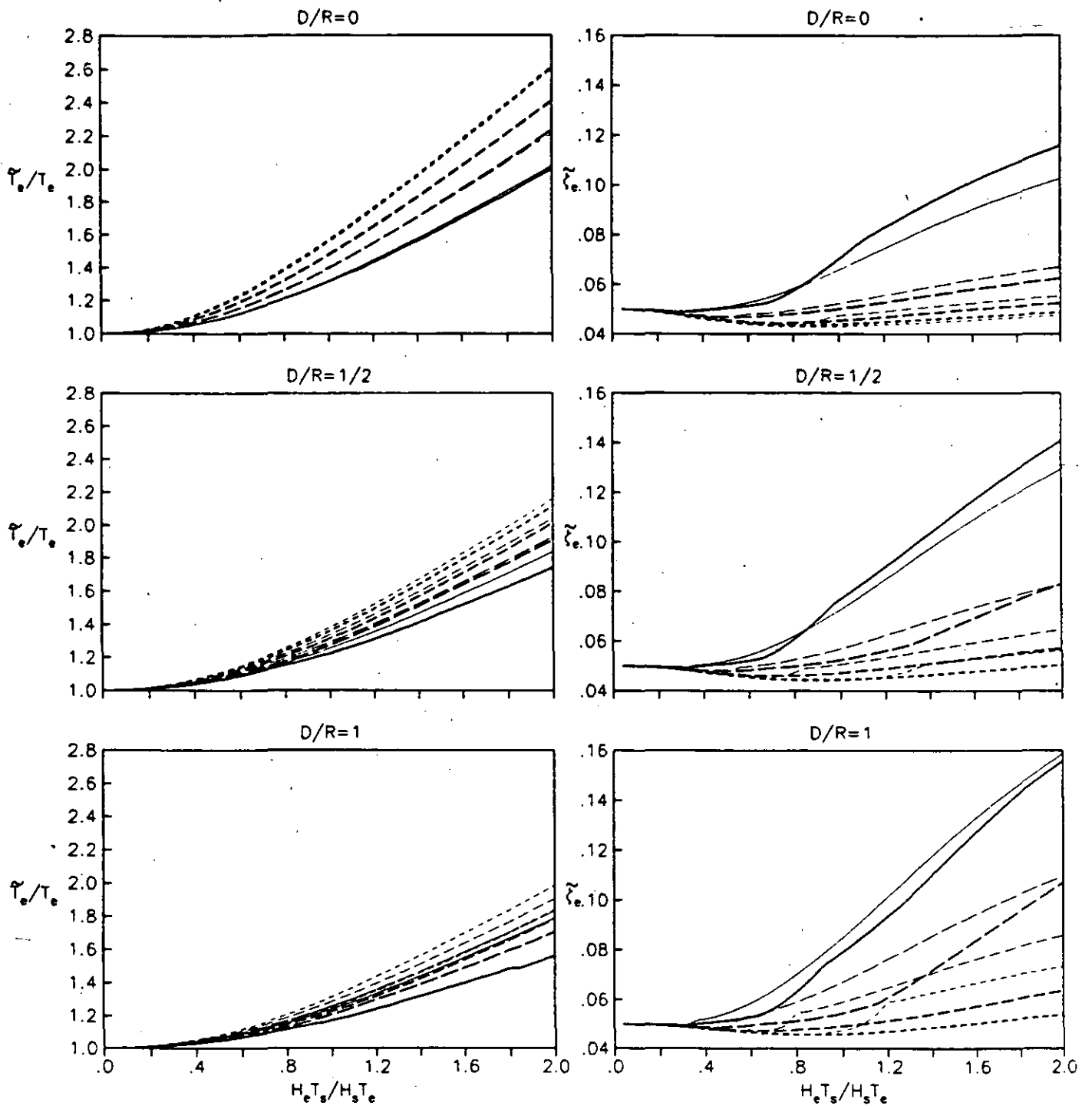


Figura 1.1.3 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-
 -estructura para $\nu_s=1/3$, $H_s/R=6$; curvas correspondientes a:

$H_e/R=2$ (—) $H_e/R=3$ (----)
 $H_e/R=4$ (- · - ·) $H_e/R=5$ (·····)

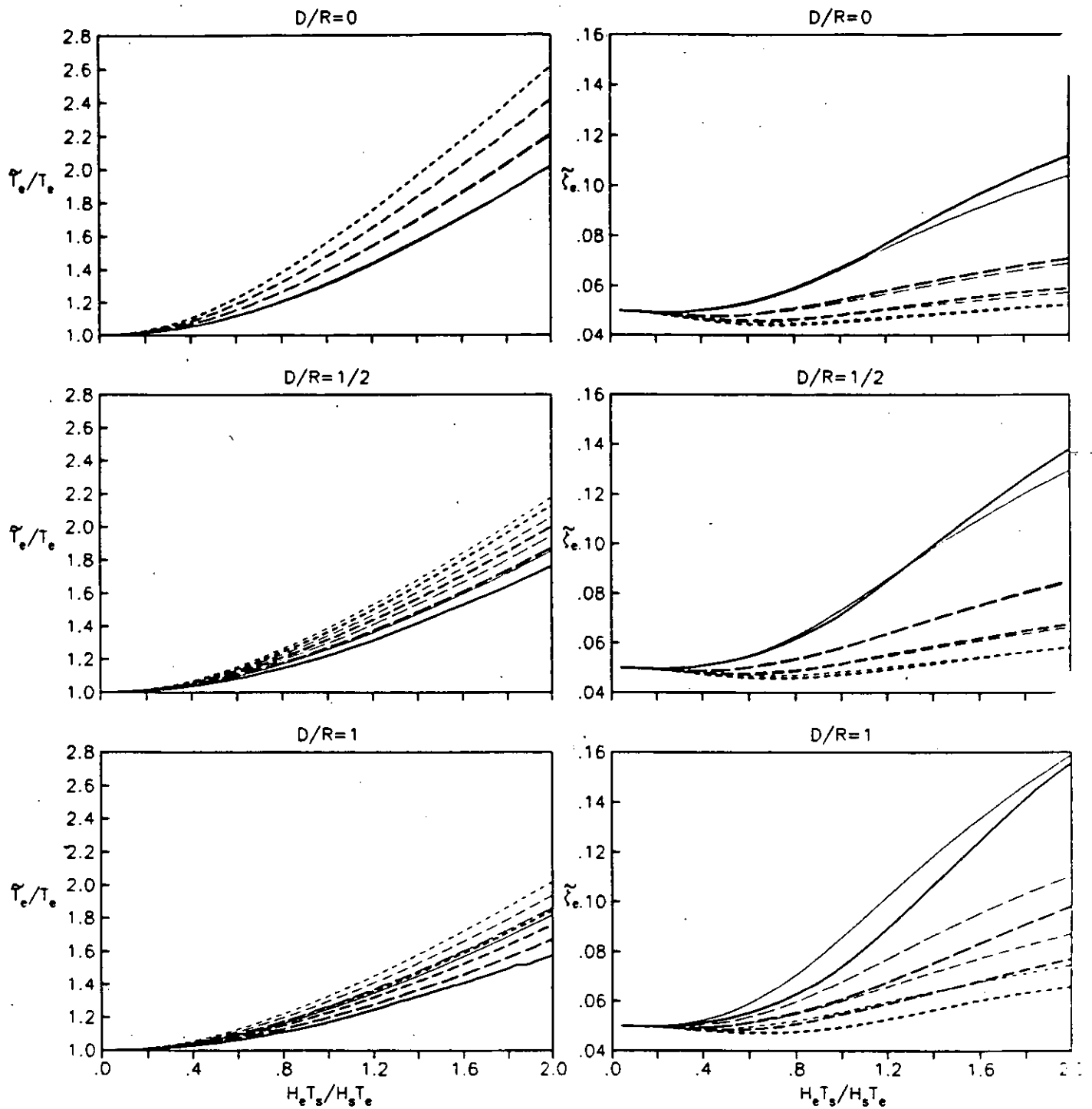


Figura 1.1.4 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-
 -estructura para $\nu_s=1/3$, $H_s/R=10$; curvas correspondientes a:

$H_e/R=2$ (—)

$H_e/R=3$ (- - -)

$H_e/R=4$ (- - -)

$H_e/R=5$ (- · - ·)

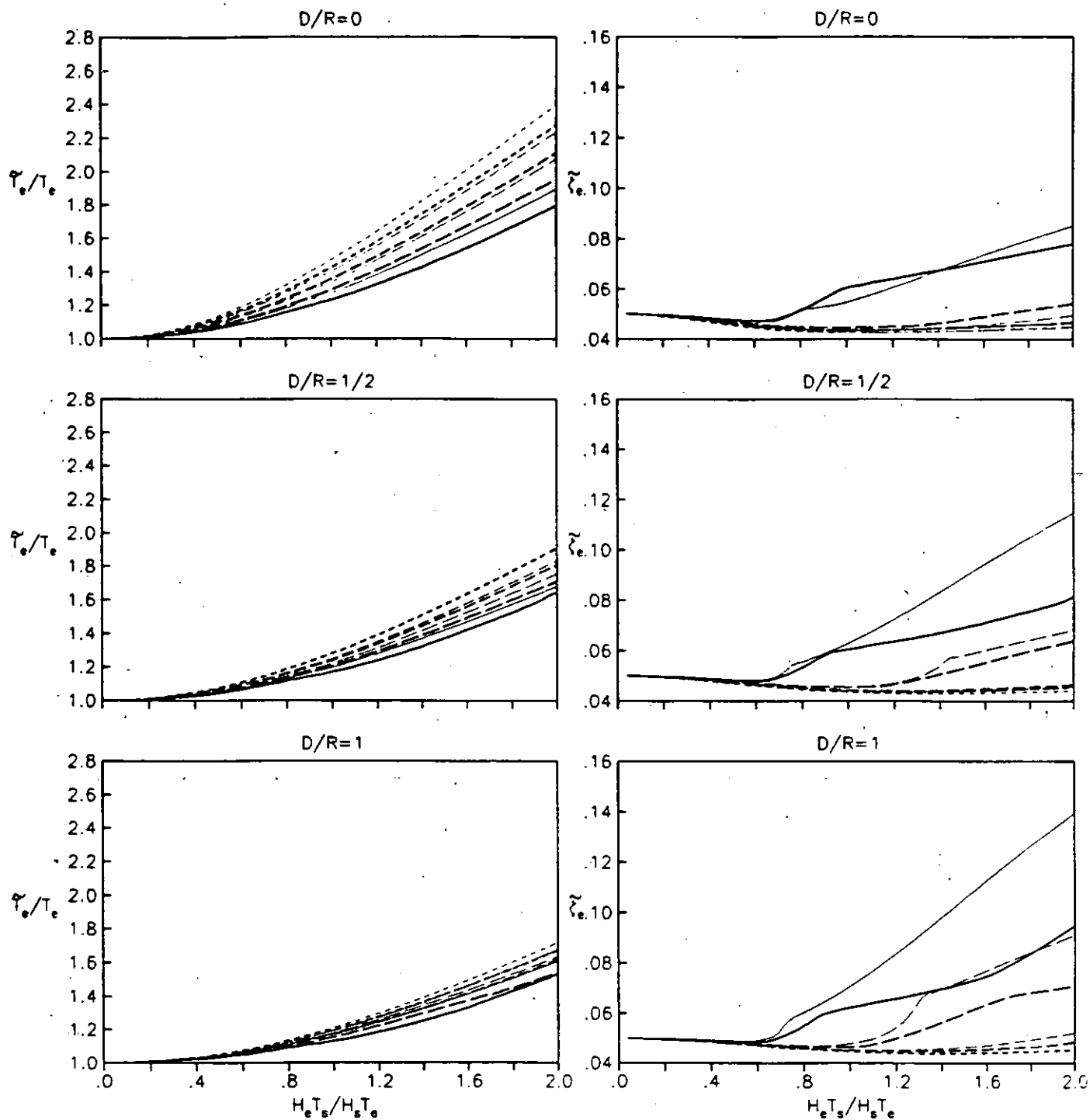


Figura 1.2.1 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-
-estructura para $\nu_s=1/2$, $H_s/R=3$; curvas correspondientes a:

- | | |
|---------------------|-----------------------|
| $H_e/R=2$ (—) | $H_e/R=3$ (- - -) |
| $H_e/R=4$ (- - -) | $H_e/R=5$ (- · - ·) |

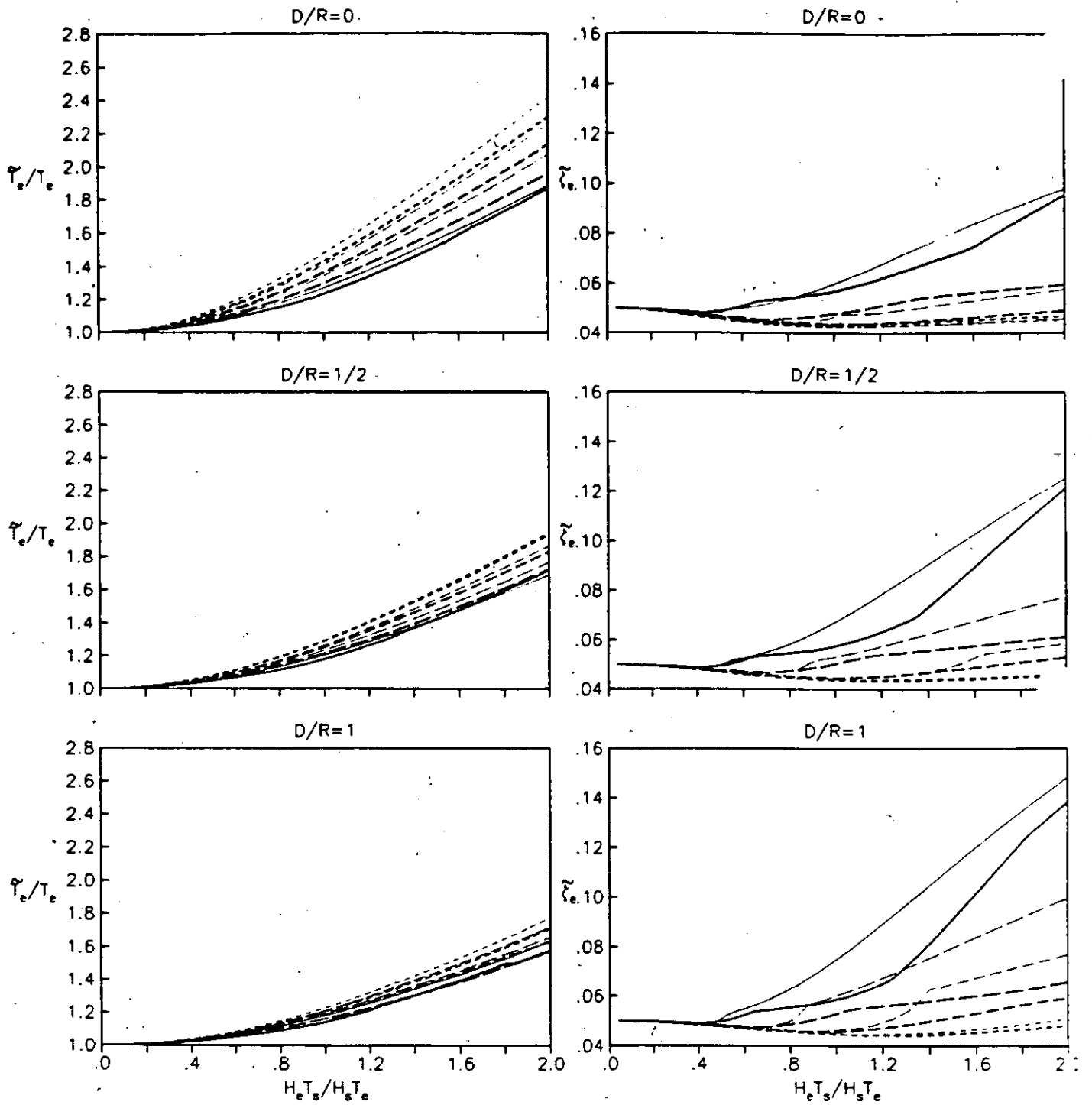


Figura 1.2.2 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para $\nu_s=1/2$, $H_s/R=4$; curvas correspondientes a:

- | | |
|-----------------------|-----------------------|
| $H_e/R=2$ (—) | $H_e/R=3$ (- - -) |
| $H_e/R=4$ (- · - ·) | $H_e/R=5$ (· · · ·) |

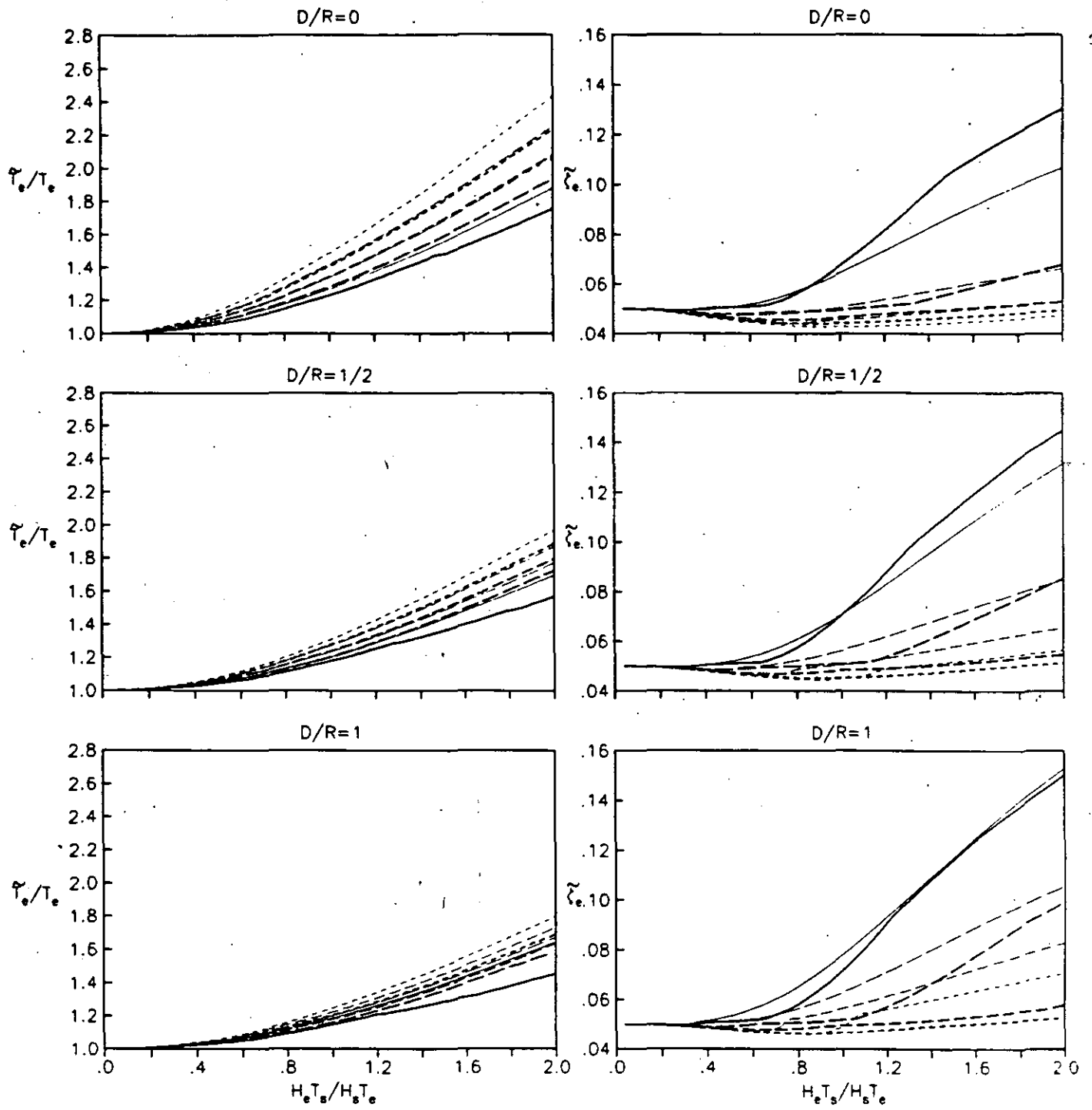


Figura 1.2.3 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para $\nu_s=1/2$, $H_s/R=6$; curvas correspondientes a:

- | | |
|---------------------|-----------------------|
| $H_e/R=2$ (—) | $H_e/R=3$ (- - -) |
| $H_e/R=4$ (- - -) | $H_e/R=5$ (- · - ·) |

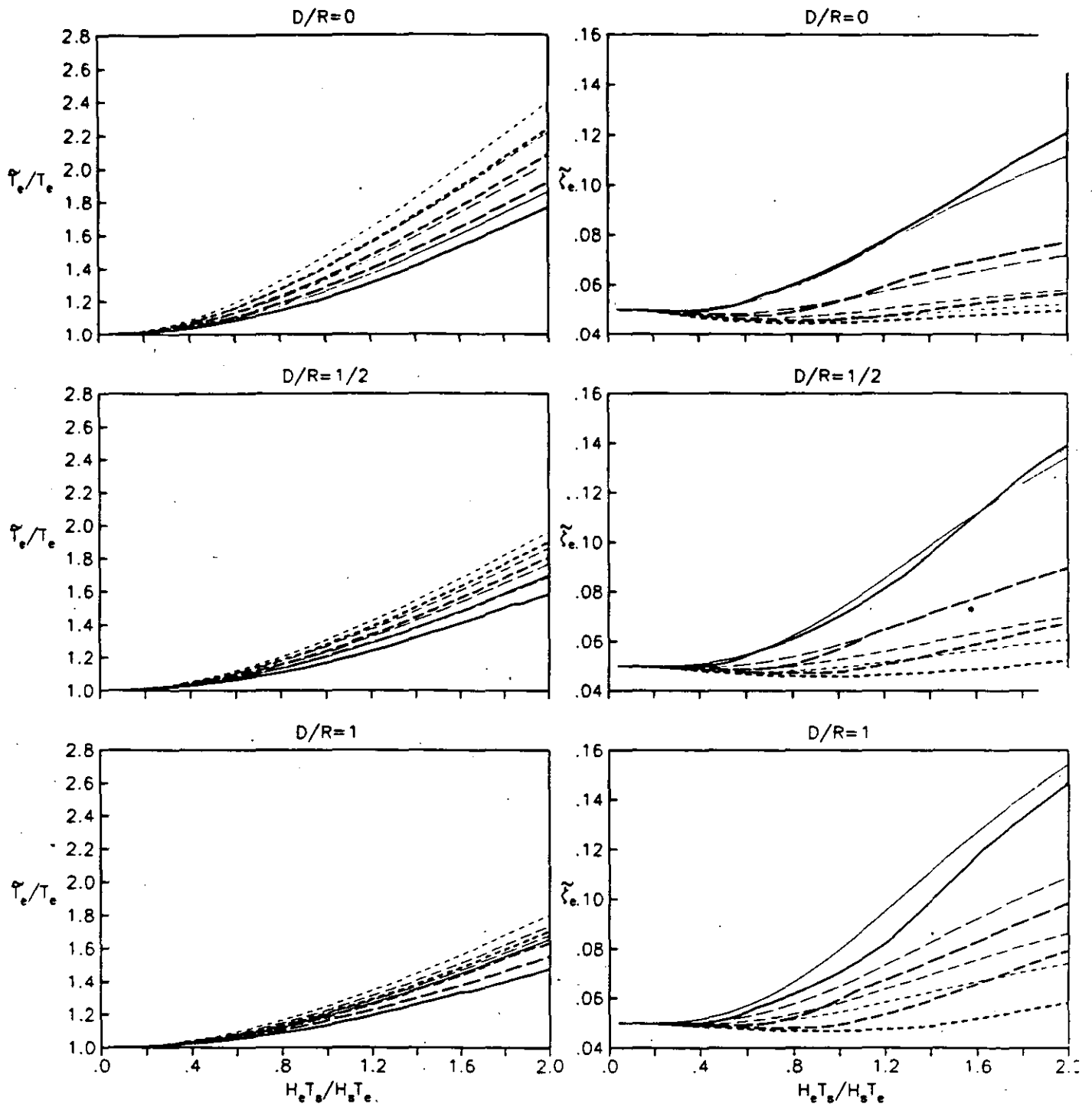


Figura 1.2.4 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-
 -estructura para $\nu_s=1/2$, $H_s/R=10$; curvas correspondientes a:

- | | |
|---------------------|-----------------------|
| $H_e/R=2$ (—) | $H_e/R=3$ (- - -) |
| $H_e/R=4$ (- - -) | $H_e/R=5$ (- · - ·) |

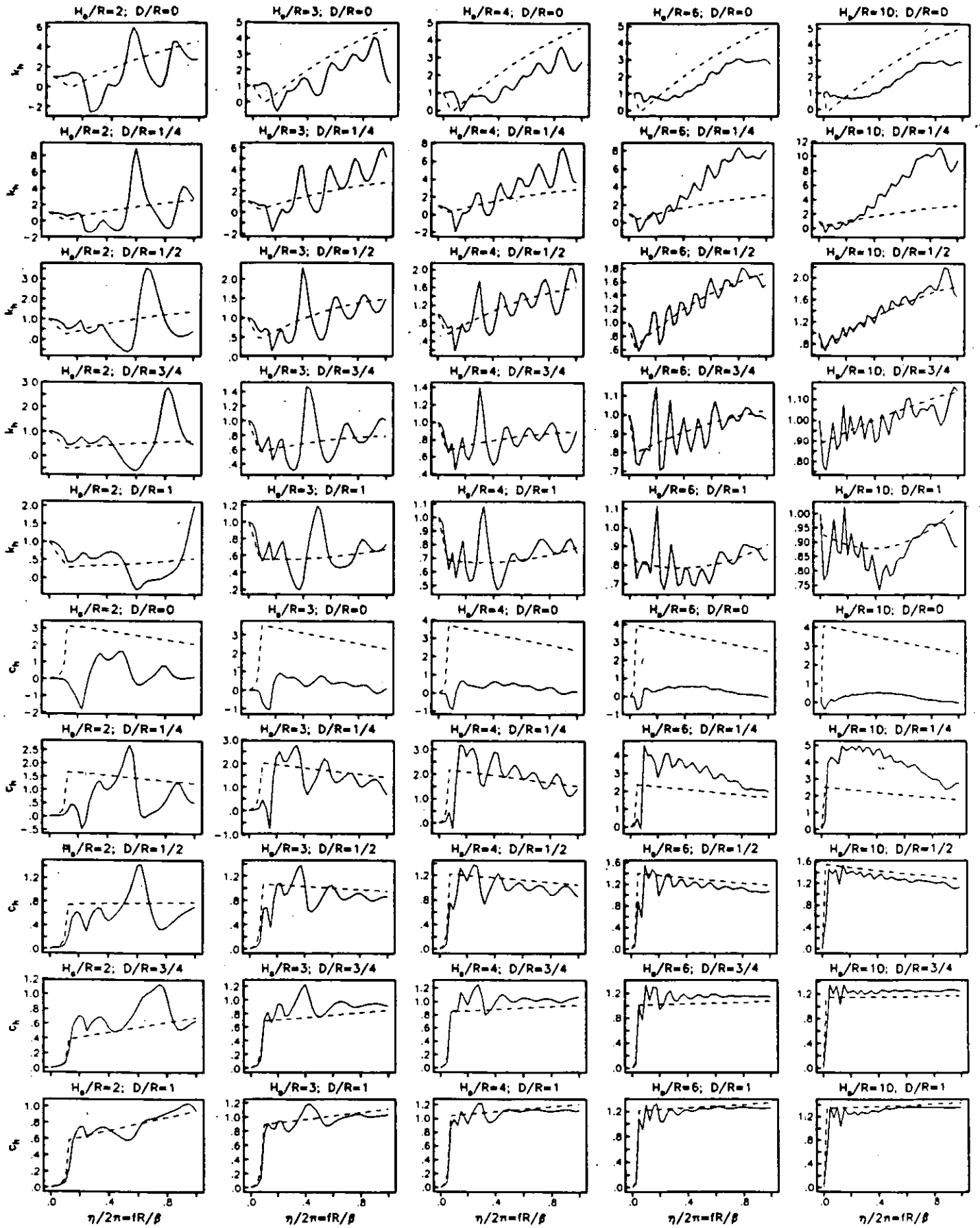


Fig 2.1.3 Coeficientes de rigidez k_{hr} y amortiguamiento c_{hr} para $\nu=1/3$; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

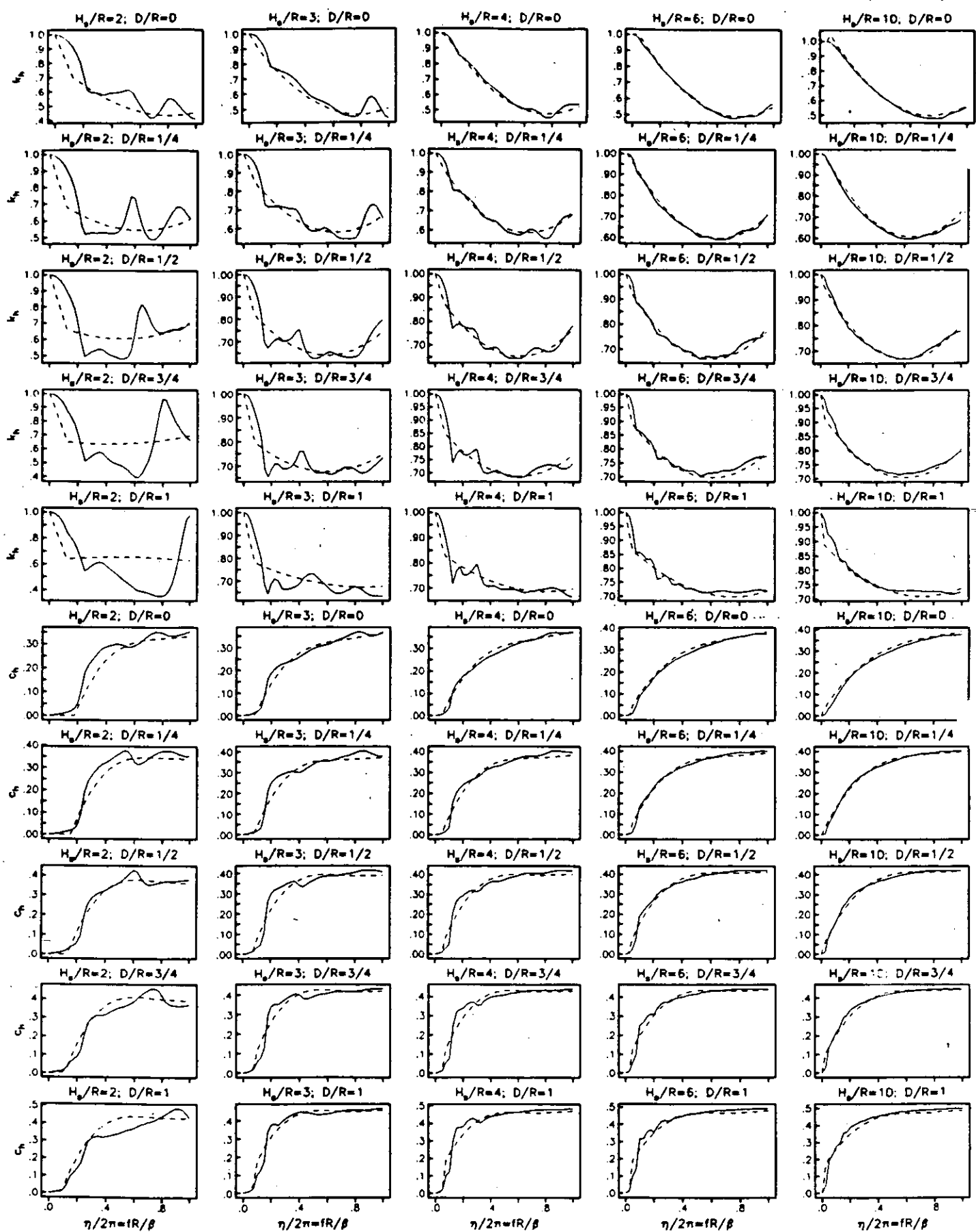


Fig 2.1.2 Coeficientes de rigidez k_r y amortiguamiento c_r para $\nu=1/3$; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

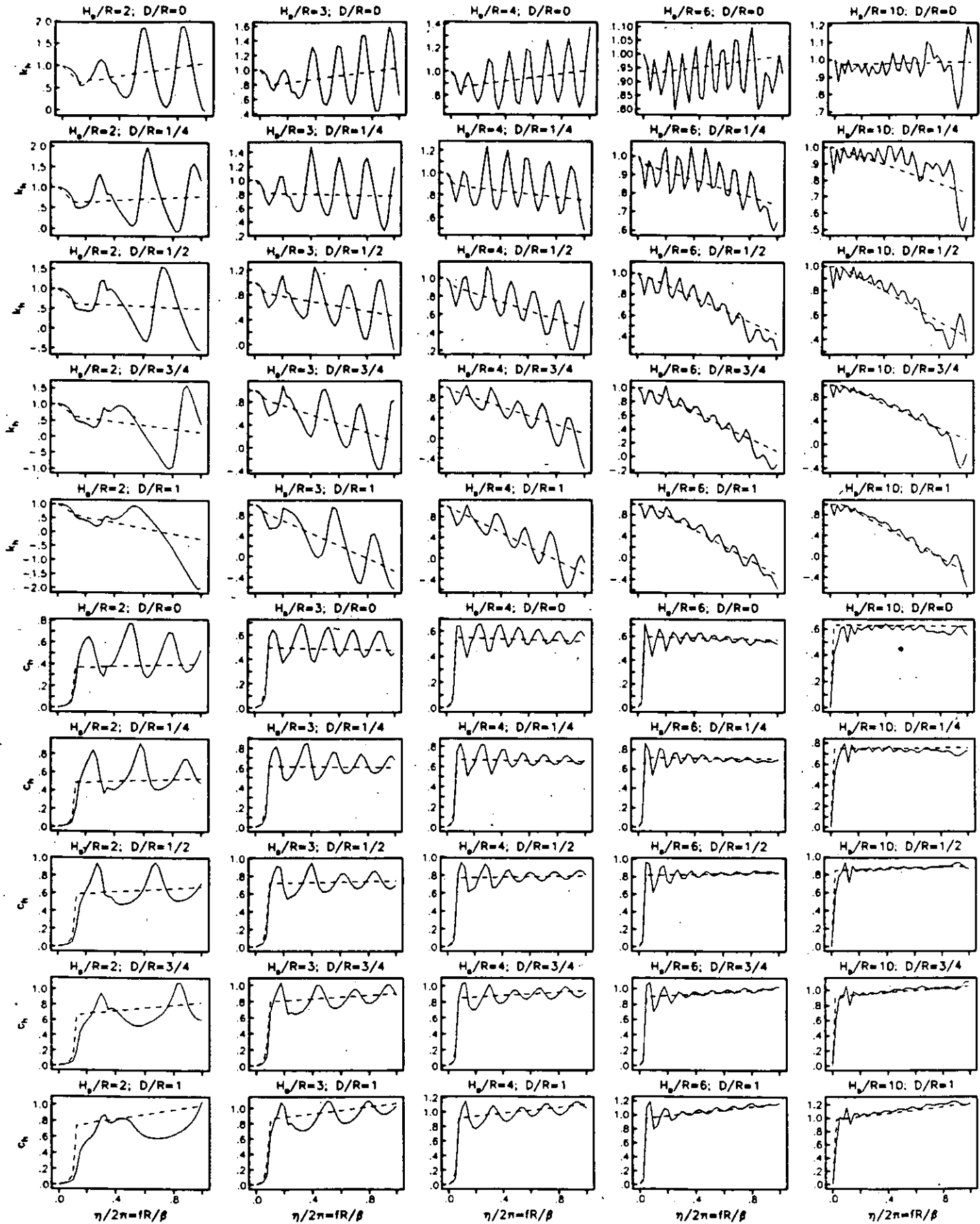


Fig 2.2.1 Coeficientes de rigidez k_h y amortiguamiento c_h para $\nu=0.45$; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

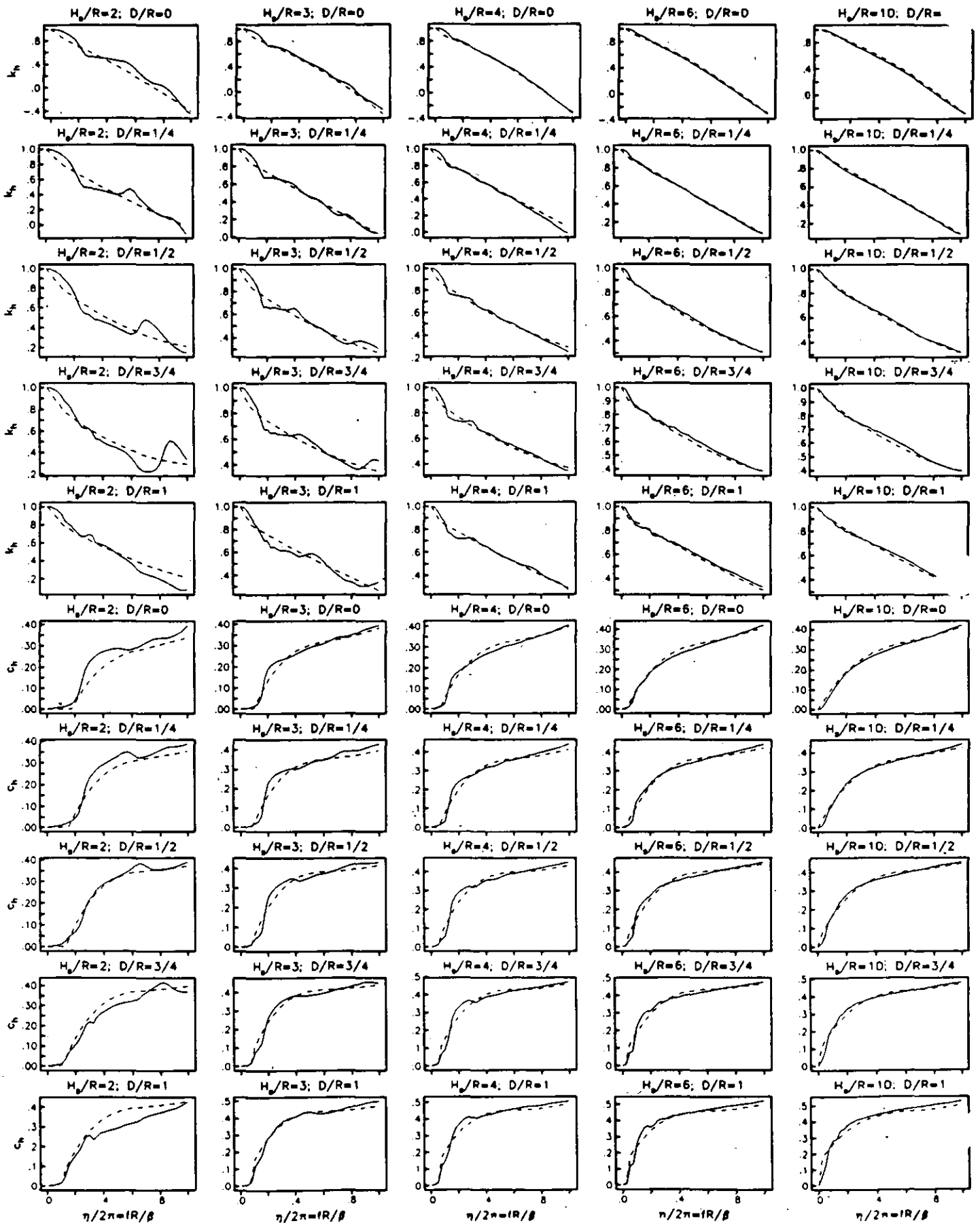


Fig 2.2.2 Coeficientes de rigidez k , y amortiguamiento c , para $\nu=0.45$:

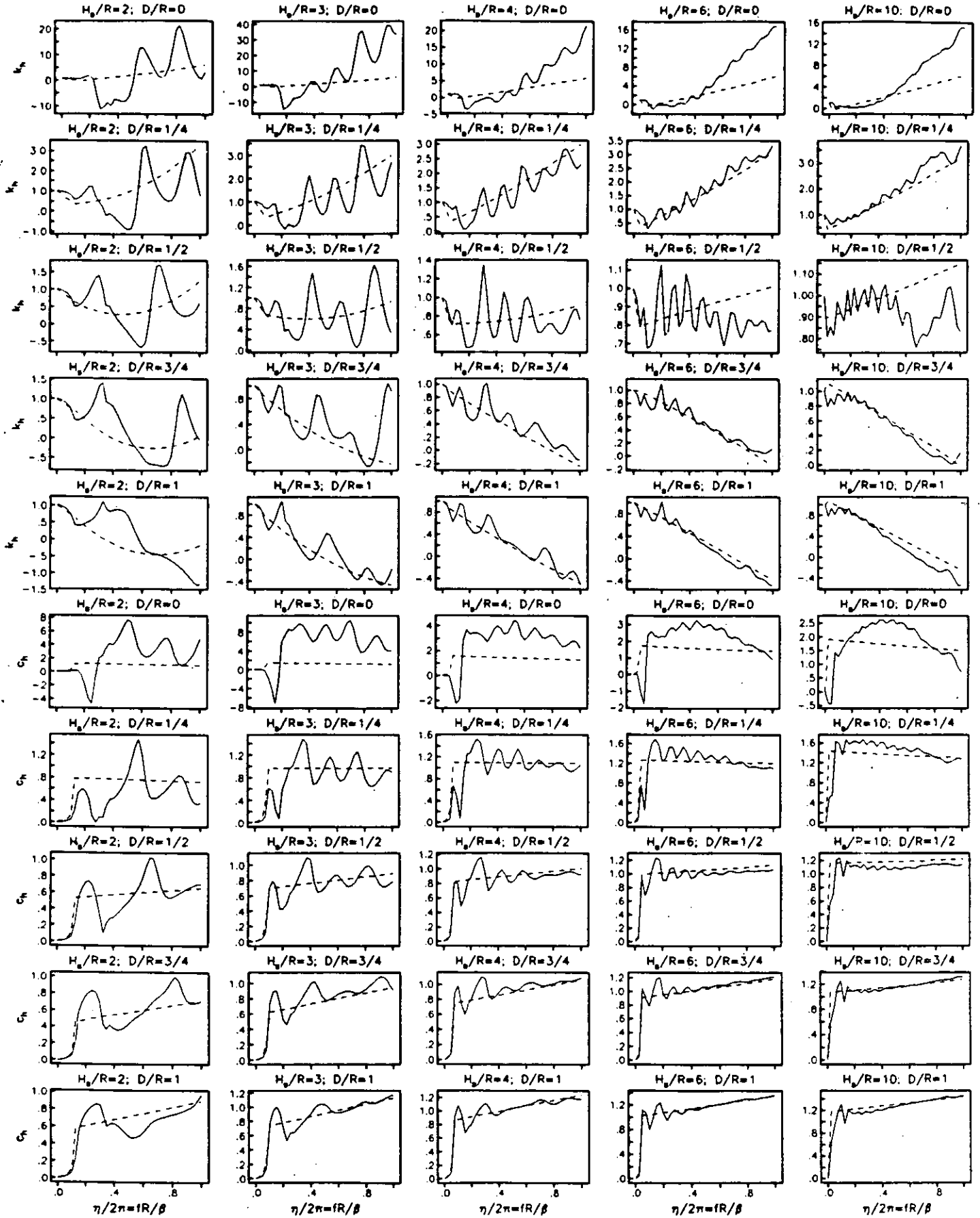


Fig 2.2.3 Coeficientes de rigidez k_{hr} y amortiguamiento c_{hr} para $\nu=0.45$; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

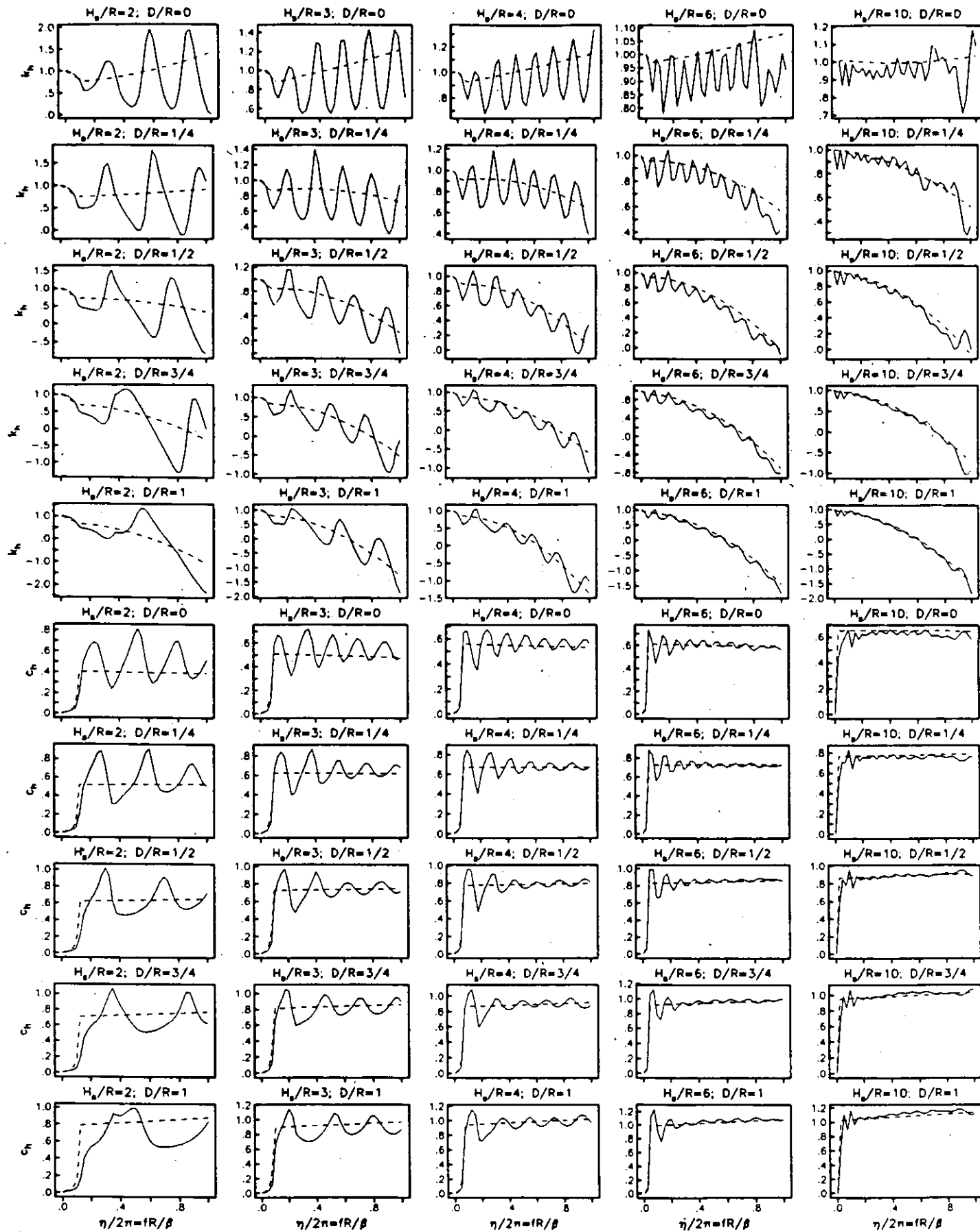


Fig 2.3.1 Coeficientes de rigidez k_h y amortiguamiento c_h para $\nu=1/2$; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

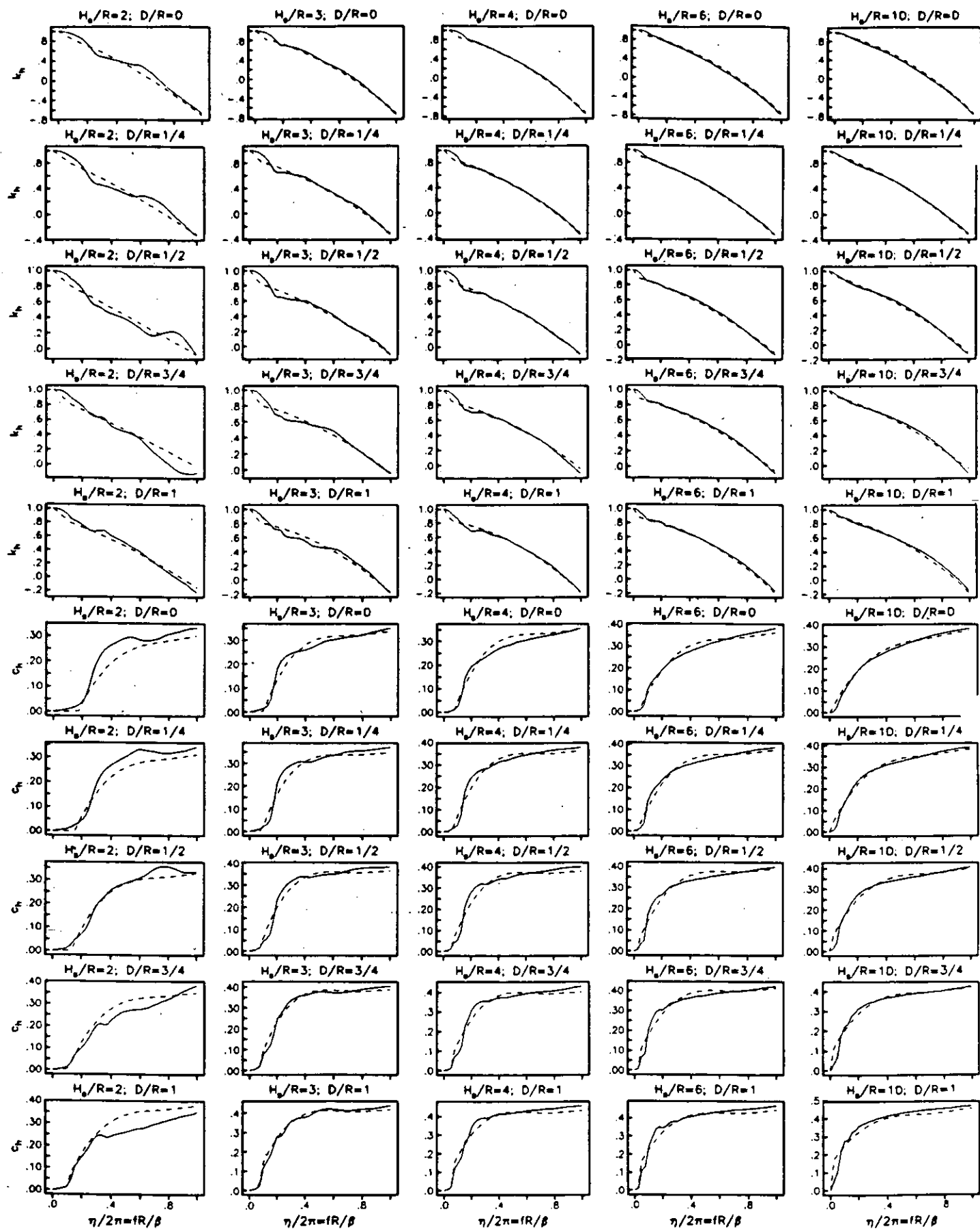


Fig 2.3.2 Coeficientes de rigidez k_r y amortiguamiento c_r para $\nu=1/2$; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

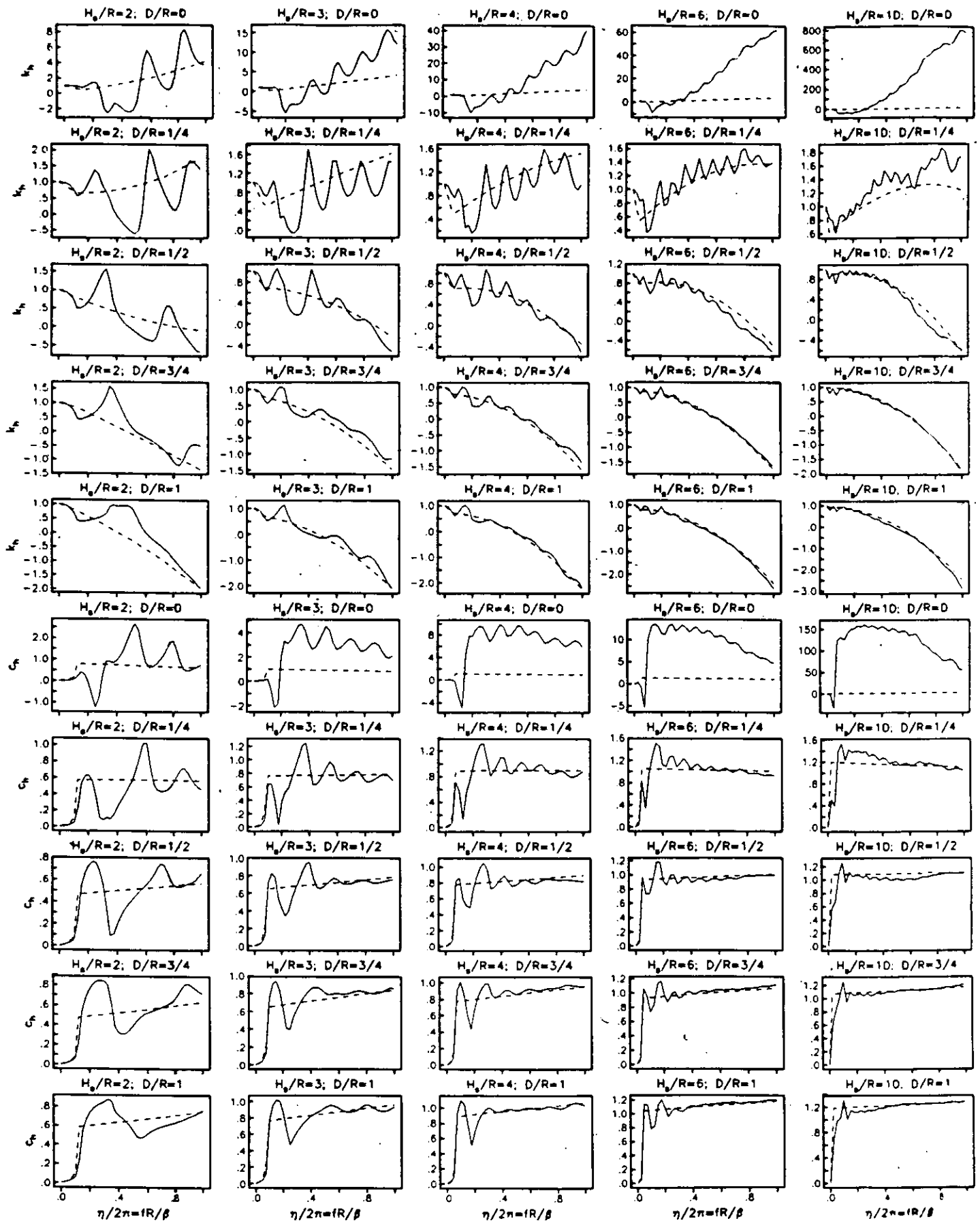


Fig 2.3.3 Coeficientes de rigidez k_{hr} y amortiguamiento c_{hr} para $\nu=1/2$; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

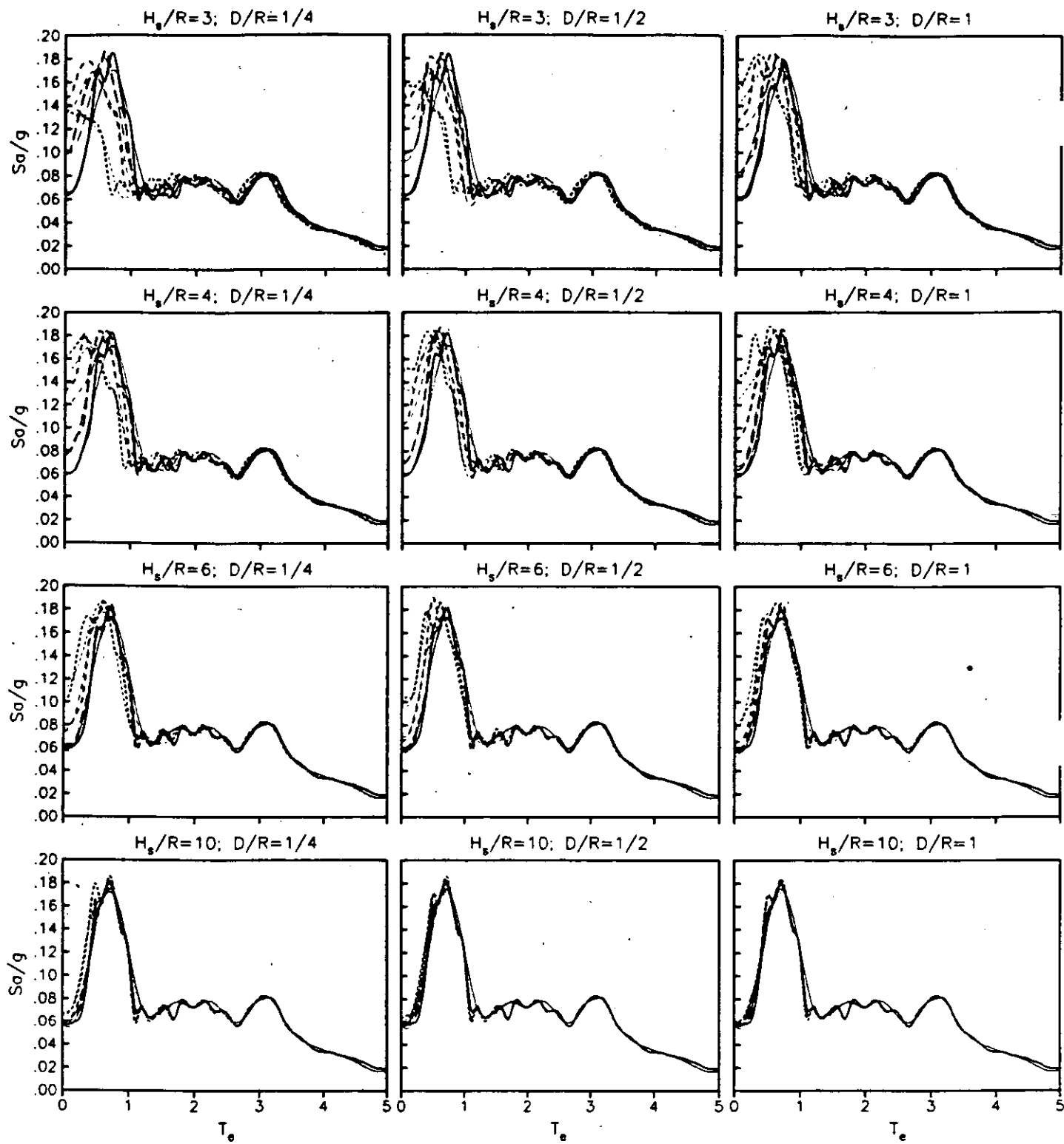


Fig 1 Espectros de respuesta con efectos de interacción cinemática para el sitio VIV. Con línea gruesa cálculos rigurosos y con línea delgada cálculos aproximados

(—) $H_s/R=1$, (- - -) $H_s/R=2$
 (····) $H_s/R=3$, (- · - ·) $H_s/R=4$

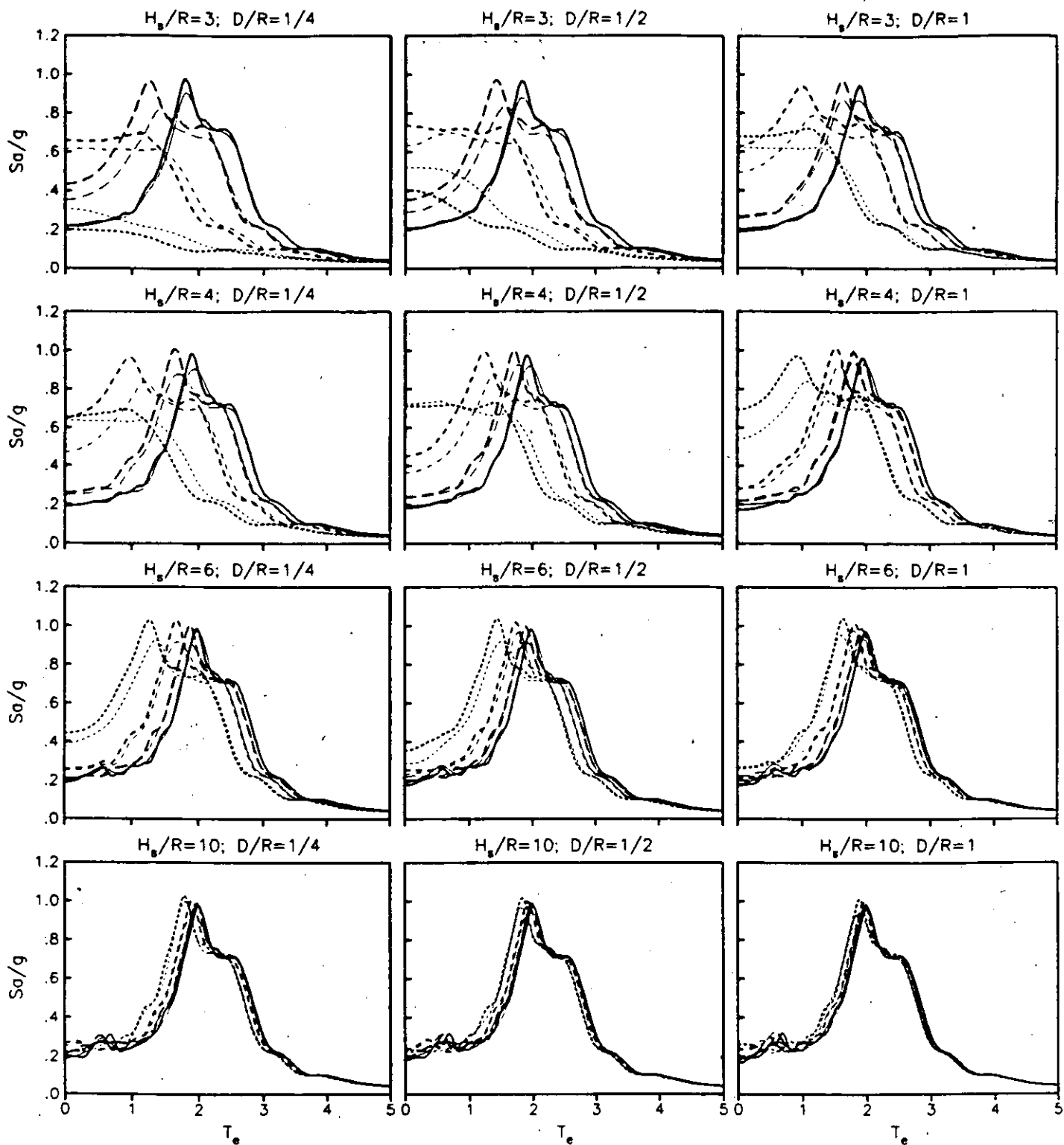


Fig 2 Espectros de respuesta con efectos de interacción cinemática para el sitio SCT. Con línea gruesa cálculos rigurosos y con línea delgada cálculos aproximados
 (—) $H_s/R=1$, (---) $H_s/R=2$
 (- · - ·) $H_s/R=3$, (·····) $H_s/R=4$

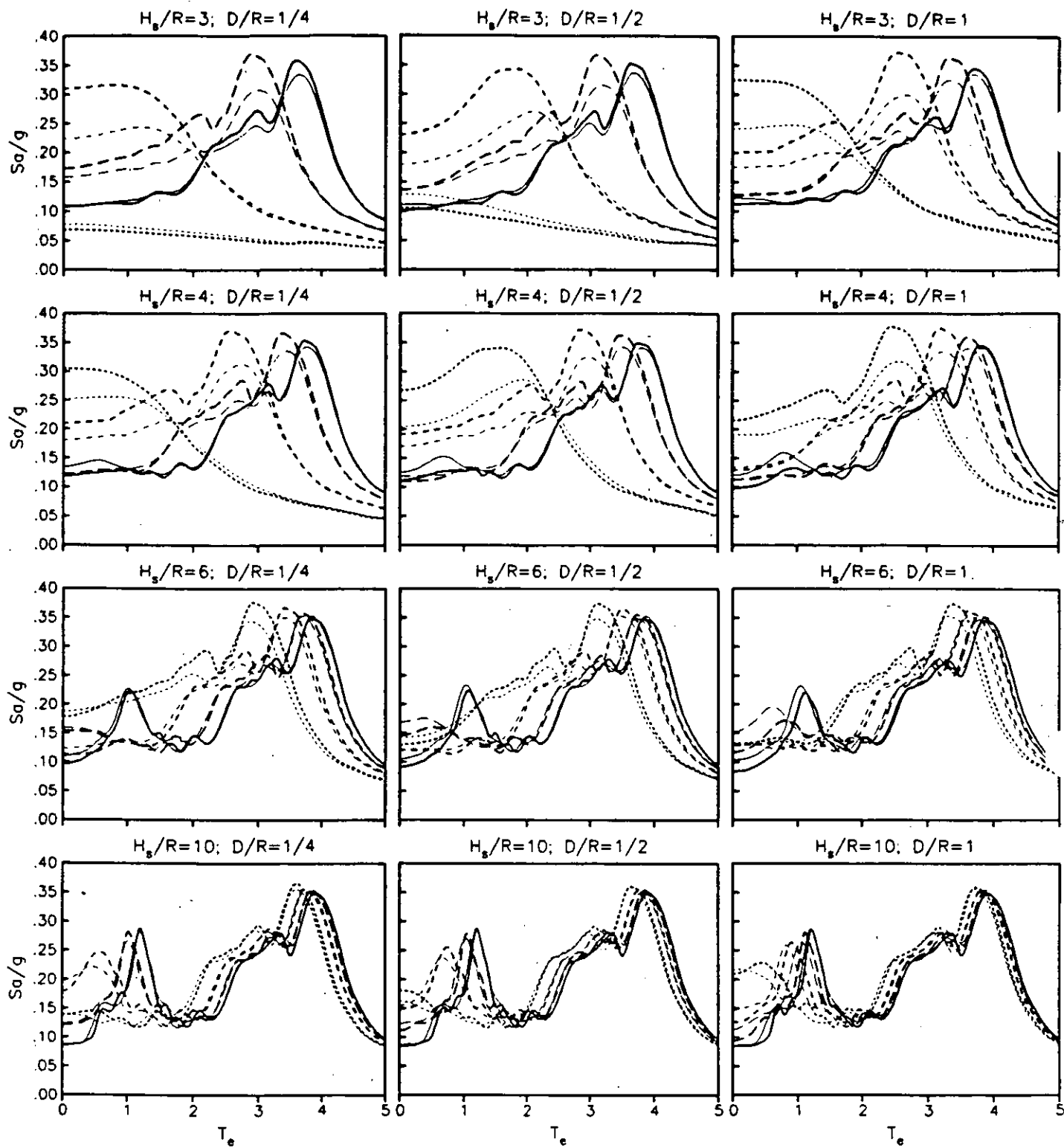


Fig 3 Espectros de respuesta con efectos de interacción cinemática para el sitio CAO. Con línea gruesa cálculos rigurosos y con línea delgada cálculos aproximados
 (—) $H_s/R=1$, (- - -) $H_s/R=2$
 (- · - ·) $H_s/R=3$, (· · · ·) $H_s/R=4$

ESTIMACIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA INELÁSTICOS CON EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Se presenta un procedimiento simplificado para estimar espectros de respuesta inelásticos con interacción. Se hace uso de un método aproximado para estimar el periodo y amortiguamiento efectivos de un oscilador de reemplazo a fin de tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, así como del concepto de ductilidad efectiva. Para la no linealidad estructural se toman algunos resultados del método lineal equivalente.

Periodos y amortiguamientos efectivos

Avilés *et al* (1993) han suministrado expresiones útiles para estimar los parámetros efectivos de un oscilador de reemplazo. Para la obtención del periodo se sigue un proceso iterativo que inicia suponiendo que el periodo efectivo es aquel que se obtiene para el caso estático. Para las iteraciones posteriores se emplea la expresión

$$\tilde{T}_e = [T_e^2 + T_h^2 + T_r^2]^{1/2} \quad (1)$$

siendo $T_h = 2\xi/\omega_h$ y $T_r = 2\xi/\omega_r$, con $\omega_h = K_h/M_e$ y $\omega_r = K_r/M_e(H_e + D)^2$. K_h y K_r son las rigideces dinámicas o funciones de impedancia para el modo de traslación horizontal y rotación, respectivamente. La expresión para evaluar estas cantidades es

$$K_m = K_m^0 [k_m - \zeta \eta_m c_m] \quad (2)$$

Donde K_m^0 es la rigidez estática, k_m y c_m son coeficientes de rigidez y amortiguamiento, funciones de la frecuencia, $\eta_m = \omega_m R / \beta$ es la frecuencia adimensional (R es el radio de la cimentación y β es la velocidad de ondas de corte), m indica el modo (traslación horizontal o rotación) y ζ es el amortiguamiento material del suelo.

Para evaluar el amortiguamiento efectivo de la estructura interactuando con el suelo los autores calibraron la siguiente expresión

$$\bar{\zeta}_e = \xi_e \left[\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right] + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2 \quad (3)$$

donde ξ_e es el amortiguamiento viscoso de la estructura supuesta con base indeformable; $\zeta_h = \omega C_h / 2K_h$ y $\zeta_r = \omega C_r / 2K_r$ son los amortiguamientos viscosos del suelo en los modos de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente. La expresión para evaluar

C_n y C_r para la frecuencia asociada al periodo efectivo obtenido como resultado del proceso iterativo es:

$$C_m = K_m^0 [\eta_m c_m + 2\zeta k_m] \quad (4)$$

En la sección 4 de este informe se dan tablas (1, 2 y 3) con los valores de las rigideces estáticas K_m^0 normalizadas para la relación de Poisson $\nu = 1/3, 0.45$ y $1/2$, respectivamente, para distintas configuraciones sitio-cimentación. Los términos de normalización son GR, GR^3 y GR^2 para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplado, respectivamente (G es el módulo de rigidez de ondas de corte). Asimismo, se proporcionan expresiones aproximadas para evaluar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento (ec 5-16).

Ductilidad efectiva

La interacción reduce la rigidez de la estructura con respecto a la que tendría en su condición de base rígida. Esto implica por consiguiente un aumento en las deformaciones, tanto en el intervalo lineal como en el intervalo no lineal, siempre que el periodo fundamental de la estructura sea menor que el periodo resonante del espectro de respuesta.

El factor de ductilidad se define como el cociente de la deformación a la falla entre la deformación a la fluencia. Considerando que las deformaciones máximas se incrementan en la misma cantidad para un sistema con base rígida y uno con base flexible, es posible demostrar que el cociente entre las deformaciones máximas y las deformaciones de fluencia de cada sistema conduce a la expresión

$$\bar{\mu} = \left[\frac{T}{\bar{T}} \right]^2 [\mu - 1] + 1 \quad (5)$$

En vista de que $0 < T_e / \bar{T}_e \leq 1$, al analizar la ecuación anterior se desprende que $1 < \bar{\mu} \leq \mu$, lo que implica que el factor de ductilidad se reduce debido a la interacción suelo-estructura. Este resultado fue obtenido por Rosenblueth y Reséndiz (1988). Se le conoce como ductilidad efectiva. Con objeto de tratar la ductilidad mediante el enfoque del oscilador de reemplazo μ representará la ductilidad estructural del sistema original mientras que la ductilidad efectiva $\bar{\mu}$ la demanda de ductilidad del oscilador de reemplazo.

Método lineal equivalente

Pérez-Rocha y Ordaz (1991) propusieron un método aproximado para tomar en cuenta la ductilidad estructural por medio de parámetros dinámicos equivalentes. Se basaron en un método de linealización propuesto por Newmark y Rosenblueth (1971). Los espectros

obtenidos con este método conservan las características de los espectros inelásticos rigurosos, a pesar de que los cálculos se realizan bajo un proceso lineal. Las expresiones que obtuvieron son

$$T_{eq} = \frac{T_0}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{2\mu^{3/2}}{3} \right] \quad (6)$$

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_0}{\mu} + \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3}\mu \right] + \frac{4}{\pi\mu} [\mu - 1 - \ln\mu] \quad (7)$$

Resultados

Para emplear este procedimiento se inicia estimando los periodos y los amortiguamientos efectivos haciendo uso de las ecuaciones (1) y (3). Con el periodo efectivo y un valor de ductilidad μ se obtiene la ductilidad efectiva haciendo uso de la ecuación (5). Finalmente, con estos parámetros, y haciendo uso de las ecuaciones (6) y (7), se obtienen el periodo y amortiguamiento equivalentes con los cuales bajo un proceso lineal, se obtiene el espectro de respuesta. En las figuras 1 y 2 se muestran espectros de respuesta para diferentes configuraciones suelo-estructura en el sitio SCT, para $D/R=0$ y $D/R=1$, respectivamente. Como excitación se tomó el registro EW del sismo del 19 de septiembre de 1985. El perfil estratigráfico del sitio se idealizó como un manto homogéneo con $\nu_s = 1/2$, $H_s = 56$ m y $\beta_s = 64$ m/s. Con línea gruesa se indican, como referencia, resultados obtenidos con un criterio riguroso basado en un esquema de integración paso a paso mediante integrales de convolución (CIS, 1994) y con líneas suaves los calculados haciendo uso del procedimiento simplificado propuesto en esta trabajo. Obsérvese que las aceleraciones pronosticadas con este procedimiento son muy similares a las que se han tomado como referencia. Al parecer, el uso de este método en problemas prácticos es adecuado, tomando en cuenta que es un método aproximado que reduce los tiempos de cómputo a menos del 1%.

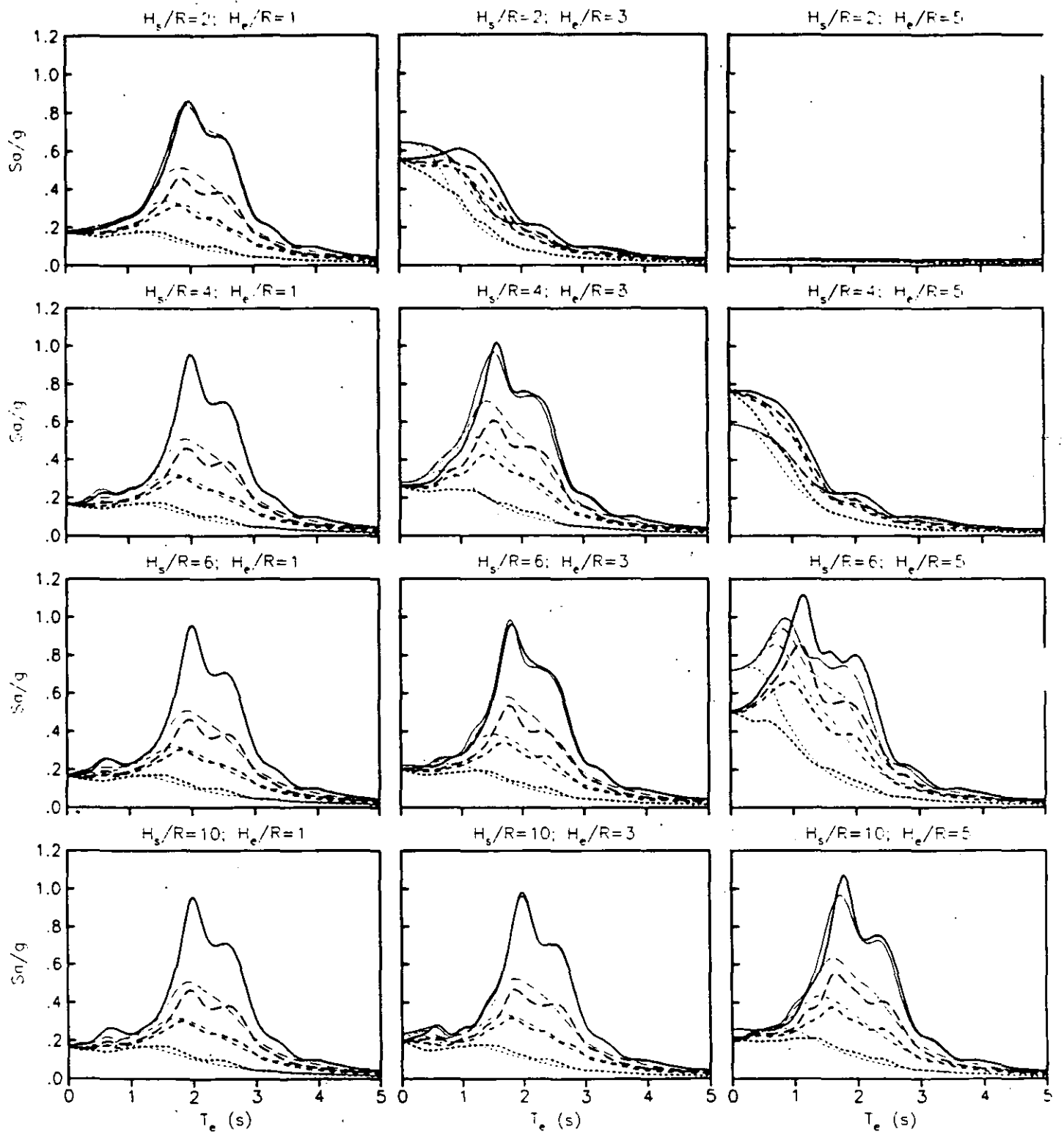


Fig. 1 Comparación de espectros de respuesta inelásticos calculados para configuraciones suelo-estructura con $D/R=0$ (sitio SCT). Con trazo grueso se indican los espectros calculados mediante integrales de convolución. Con trazo fino se indican los espectros calculados haciendo uso de un método lineal equivalente y de un oscilador de reemplazo; (—) $\mu=1$; (- - -) $\mu=1.5$, (·····) $\mu=2$, (- · - · -) $\mu=4$.

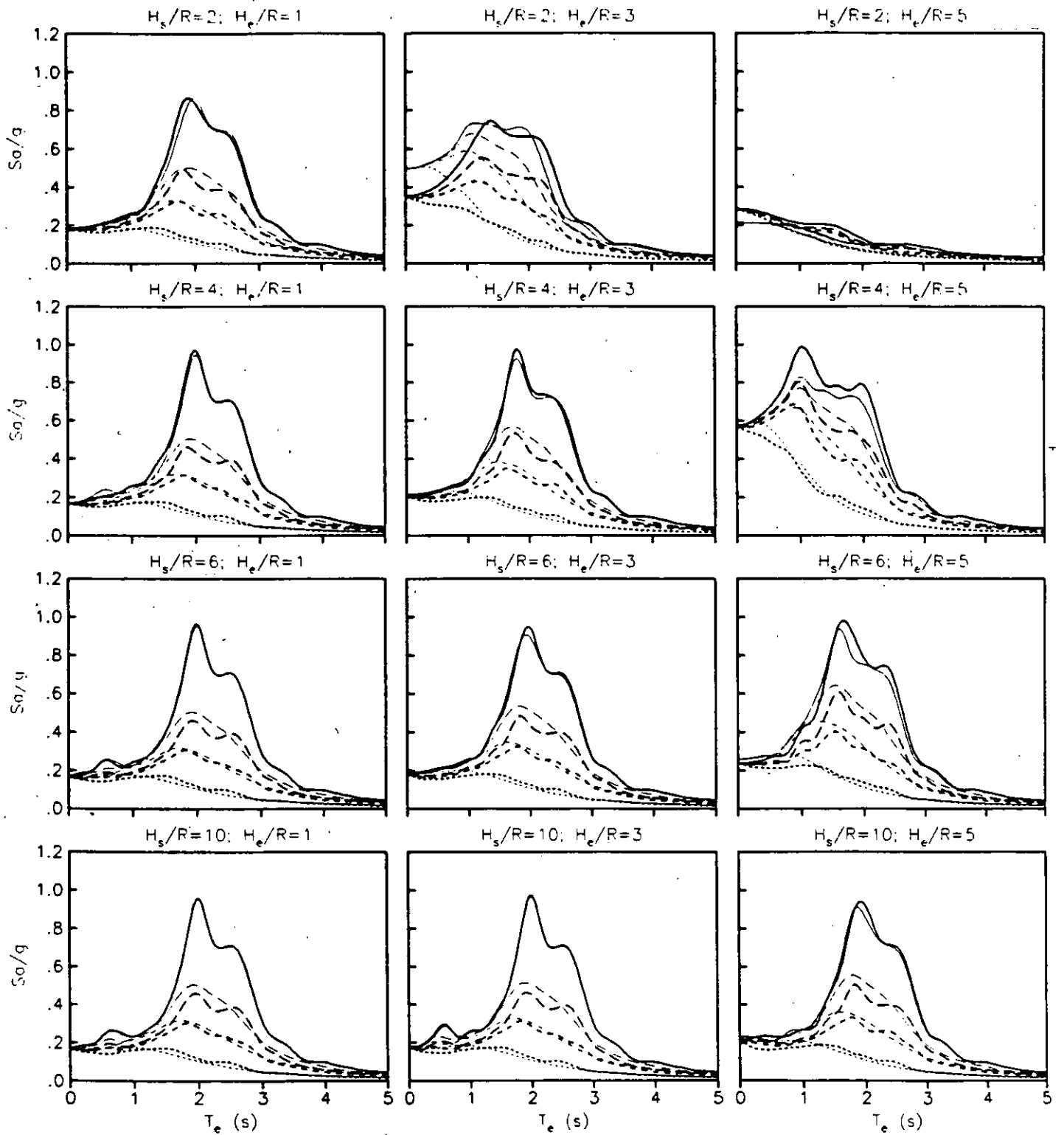


Fig. 2 Comparación de espectros de respuesta inelásticos calculados para configuraciones suelo-estructura con $D/R=1$ (sitio SCT). Con trazo grueso se indican los espectros calculados mediante integrales de convolución. Con trazo fino se indican los espectros calculados haciendo uso de un método lineal equivalente y de un oscilador de reemplazo; (—) $\mu=1$; (---) $\mu=1.5$, (.....) $\mu=2$, (-·-·-) $\mu=4$.

MODIFICACIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO CONOCIDO EL PERIODO DOMINANTE DEL TERRENO: EL CASO DEL VALLE DE MÉXICO

I. INTRODUCCIÓN

El periodo fundamental de la estructura T_e y del periodo dominante del terreno T_d son parámetros determinantes en el diseño estructural y de gran impacto en la economía de la construcción. Es posible reducir el valor de los periodos de vibrar de una estructura mediante elementos rigidizadores, o bien, optar por alternativas que le den mayor flexibilidad, dependiendo de las características del sitio de desplante, en particular, el periodo dominante. En este trabajo se discute la metodología propuesta por el Reglamento para tomar en cuenta el periodo del sitio en el diseño sísmico. Además, se ilustran las modificaciones en los espectros de diseño que resultan de tomar en cuenta estas recomendaciones, para ello se han construido contornos de diseño, o bien, curvas de igual valor del coeficiente sísmico en el dominio $T_e - T_d$. Estos contornos se comparan con contornos de respuesta espectral obtenidos a partir de un modelo unidimensional de propagación de ondas de corte.

II. VULNERABILIDAD DEL VALLE DE MÉXICO

La formación geológica del valle de México, constituida por depósitos aluviales y lacustres, en combinación con el efecto de subducción en la costa del Pacífico y otras fuentes tectónicas, propician condiciones de alto riesgo sísmico. Los temblores que con mayor fuerza han azotado al valle de México se originan en la brecha de Guerrero por la subducción de la placa de Cocos en la placa de Norteamérica. Se sabe que a pesar de que la distancia entre el valle y la zona epicentral es de alrededor de 300 km, las ondas sísmicas que llegan a la cuenca se amplifican dramáticamente por la presencia de los estratos arcillosos más superficiales (fig 1).

Históricamente se han registrado daños por sismo a muchas construcciones. Los sismos de septiembre de 1985 causaron daños y muertes sin precedente en la región. El informe del Comité Metropolitano para emergencias indica que más de 5000 edificios fueron dañados o destruidos (SGOP, 1988). Las experiencias vividas obligan a profundizar en el estudio del comportamiento del suelo en el valle de México, así como en otras zonas de alta vulnerabilidad. Conociendo la respuesta que presenta el suelo ante condiciones sísmicas se podrán diseñar obras civiles con menor incertidumbre, lo que conduce a la construcciones de obras más seguras y económicas.

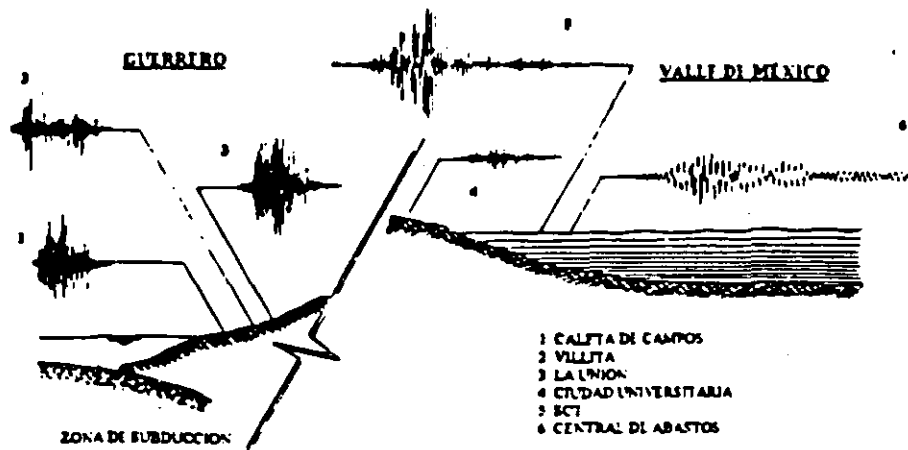


Figura 1. Amplificación de las ondas sísmicas en el valle de México

III. RED ACELEROMÉTRICA DEL VALLE DE MÉXICO Y MICROTREMBORES

Después de los sismos de 1985 el valle de México ha sido instrumentado con acelerómetros digitales. Actualmente se cuenta con casi cien estaciones en la superficie del terreno (fig. 2). Las estaciones acelerométricas están controladas actualmente por el Instituto de Ingeniería (I de I) de la UNAM, el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) y el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) de la Fundación Javier Barros Sierra. Hasta la fecha se han registrado cerca de 50 000 segundos de movimiento correspondientes a más de 8 sismos de subducción de magnitud Richter mayor a 5. Por otro lado, la utilización de aparatos para registrar vibración ambiental ha tenido gran aplicabilidad en el monitoreo de edificios y su uso se ha extendido a la medición de periodos dominantes del terreno.

Con el fin de contar con un mapa del valle de México que mostrara con mayor claridad los periodos dominantes del suelo y que cubriera una superficie mayor a la de los estudios hechos hasta hoy, Reinoso y Lermo (1991), proponen un mapa de isoperiodos aplicando la técnica de cocientes espectrales a partir de registros de movimientos fuertes captados por la red acelerométrica del valle de México y complementada con los registros de microtemblores (fig. 2). Este mapa puede ser utilizado en sustitución del mapa de isoperiodos que se propone en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño (NTC) por Sismo del RCDF (fig. 3) y además es un instrumento práctico para la modificación de los espectros de diseño que permite el Reglamento.

IV. PERIODOS DEL SUELO EN EL DISEÑO SÍSMICO

El RCDF establece espectros de diseño para cada una de las zonas geotécnicas, considerando para cada zona diferentes coeficientes sísmicos y tomando en cuenta el grupo de construcción de que se trate (A o B). En la tabla 1 se indican los parámetros que deben considerarse para la construcción de los espectros de diseño.

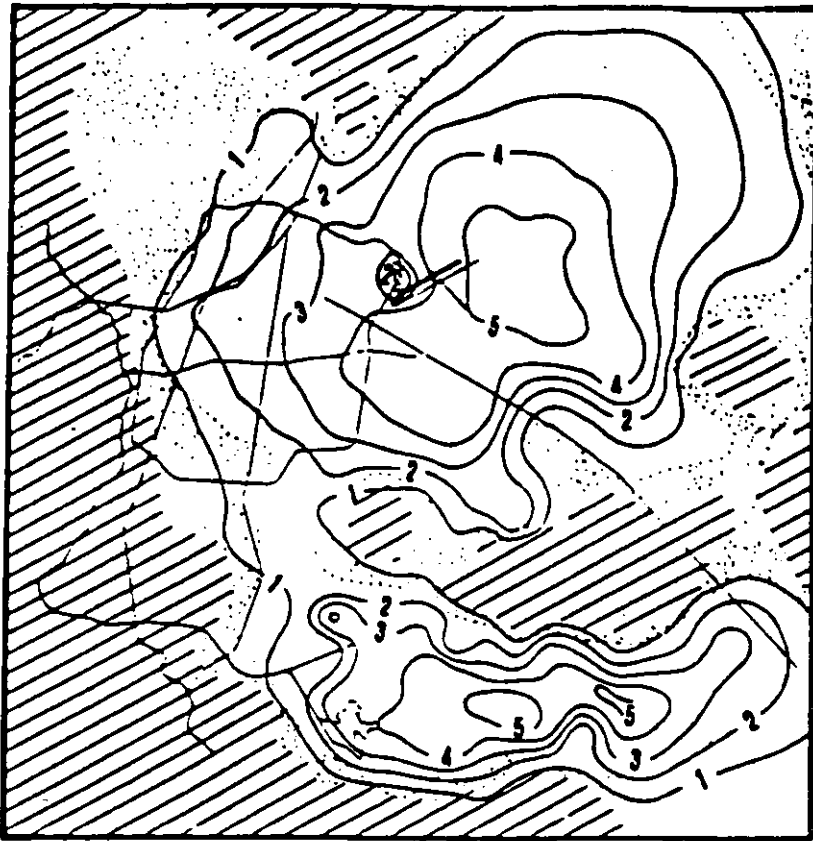


Figura 2. Curvas de isoperiodos con funciones de trasferencia y microtemblores

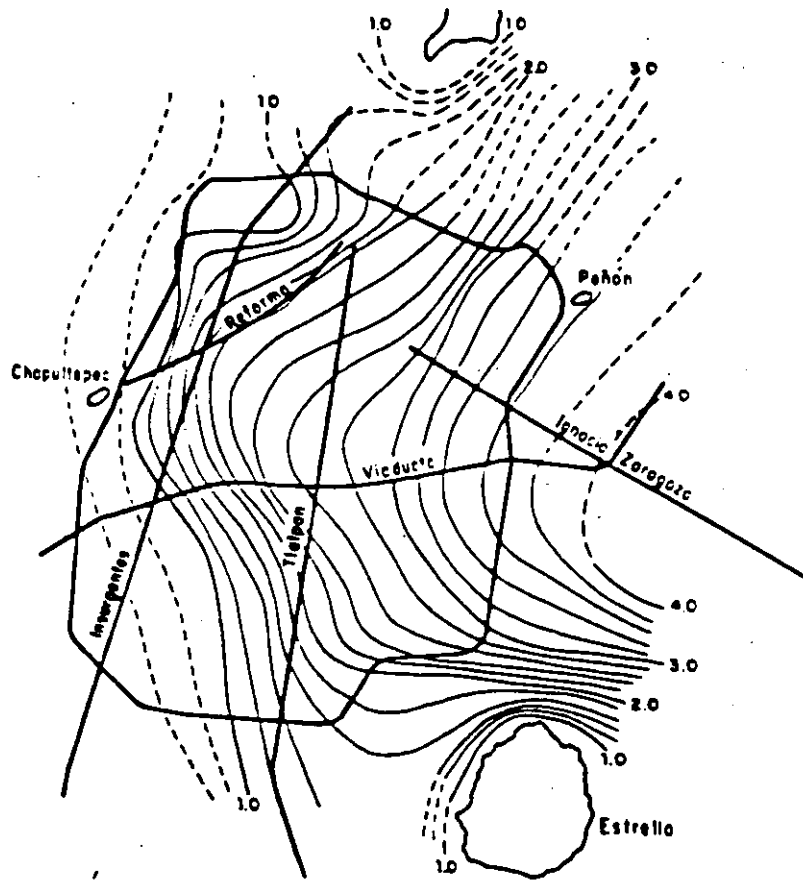


Figura 3. Mapa de isoperiodos propuesto por el RCDF.

Tabla 1					
Zona	T _a	T _b	r	c	
				grupo A	grupo B
I	0.2	0.6	1/2	0.16	0.24
II	0.3	1.5	2/3	0.32	0.48
III*	0.6	3.9	1	0.40	0.60

*Aplicable a las regiones que indican las NTC en la zona II

El coeficiente sísmico (c) establece la aceleración que corresponde a una estructura en función de su periodo fundamental de vibración. El coeficiente sísmico se expresa en partes de la aceleración de la gravedad (g). Los valores de T_a y T_b marcan los límites del grupo de periodos estructurales a los que corresponde el máximo coeficiente sísmico en el espectro, es decir, la parte del espectro de diseño a la cual se le asignan las máximas aceleraciones. Por su parte, r representa el exponente que marca la forma en que decrece la curva después del la abscisa T_b. Para la obtención de las ordenadas espectrales de aceleración (a), se hace uso de las siguientes relaciones:

$$a = \frac{1+3T/T_a}{4} c \quad \text{Si } T < T_a \quad (1)$$

$$a = c \quad \text{Si } T_a < T < T_b \quad (2)$$

$$a = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r c \quad \text{Si } T_b < T \quad (3)$$

En la figura 4 se han construido los espectros de diseño para cada una de las zonas geotécnicas y para los dos grupos de estructuras.

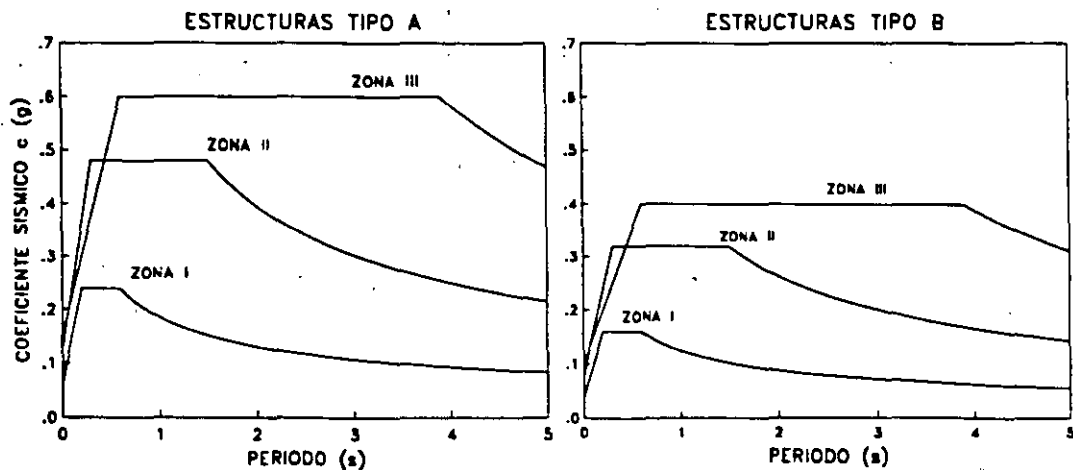


Figura 4. Espectros de diseño

Sn embargo, conociendo el periodo del suelo, el coeficiente sismico, puede modificarse al aplicar la ecuación que aparece en el apéndice A4 de las NTC:

$$c = \frac{1.6 T_s}{4 + T_s^2} \quad (4)$$

donde T_s es el periodo del sitio. El valor de c obtenido es aplicable a estructuras del grupo B y se considera 1.5 veces su valor para aquellas del grupo A. Se excluye su uso para construcciones ubicadas en las dos regiones que marcan las NTC en la zona de transición. Esta ecuación no considera reducciones del coeficiente sismico para periodo del suelo igual a dos segundos, debido a que es en esos sitios donde se han registrado las máximas aceleraciones producidas por un sismo (Septiembre/85).

Considerando el periodo $T_s=0.5$ s como frontera entre la zona de I (lomas) y la II (de transición), y $T_s=1.0$ s como división entre la zona II y la III (de lago), puede trazarse el comportamiento que sigue el coeficiente c conforme varia el periodo del suelo, como lo ilustra la figura 5. Con línea discontinua se observan los valores de c para cada zona geotécnica sin considerar el periodo dominante del suelo (tabla 1) y con línea continua la variación de c al aplicar la ec.4. En estas curvas se observa lo siguiente:

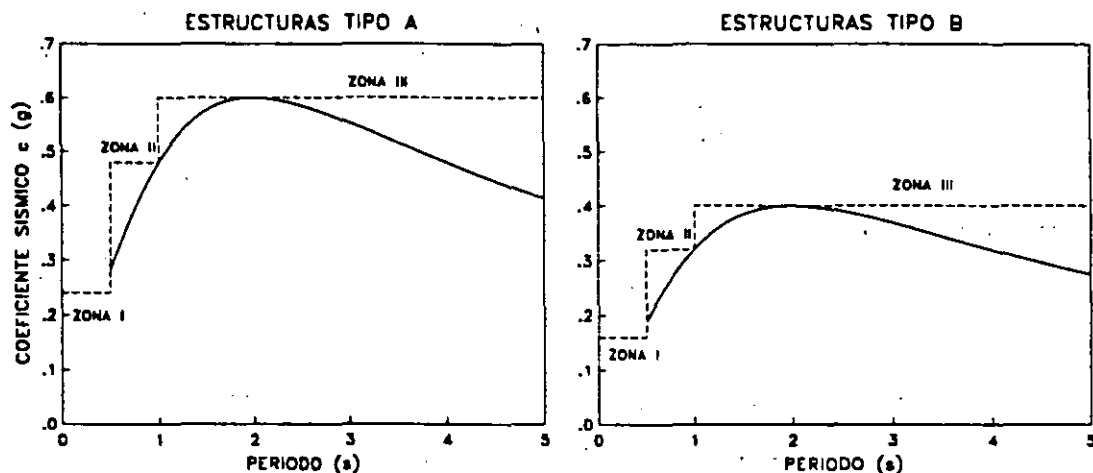


Figura 5. Variación del coeficiente sismico con el periodo del suelo

- Al considerar el periodo del suelo, c llega a reducirse hasta un 30 % en la zona III ya que puede alcanzar valores próximos a 0.28 para estructuras del grupo B y 0.42 para el A, aproximadamente.
- La reducción de c en la zona II alcanza valores de 0.19 para estructuras del grupo B y 0.29 para el A, lo que equivale a reducciones del 40 %, aproximadamente.

- Existen pequeñas porciones de la zona II donde T_s puede exceder a un segundo, lo que puede ocasionar coeficientes c mayores a 0.32 para el grupo B y a 0.48 para el A.

La variación de T_a y T_b al conocer el periodo del sitio se lleva a cabo por las relaciones de la tabla 2. En la figura 6 se muestra con línea discontinua los valores que adoptan T_a y T_b sin conocer el periodo del suelo y con línea continua los valores que toman estos parámetros al conocer tal periodo. Debido a que estos valores delimitan el intervalo de periodos estructurales a los que corresponden aceleraciones mayores en los espectros de respuesta, la condición más favorable será aquella donde T_a y T_b presenten valores cercanos. Se observa también que el valor de T_a siempre será mayor cuando se tiene conocimiento del periodo del sitio. Sin embargo, T_b sólo se reducirá cuando T_s es menor a 3.25 s.

Tabla 2		
Zona	T_a	T_b
II	$0.64 T_s$	$1.2 T_s$
III	el mayor de: $0.35 T_s$ 0.64 s	$1.2 T_s$

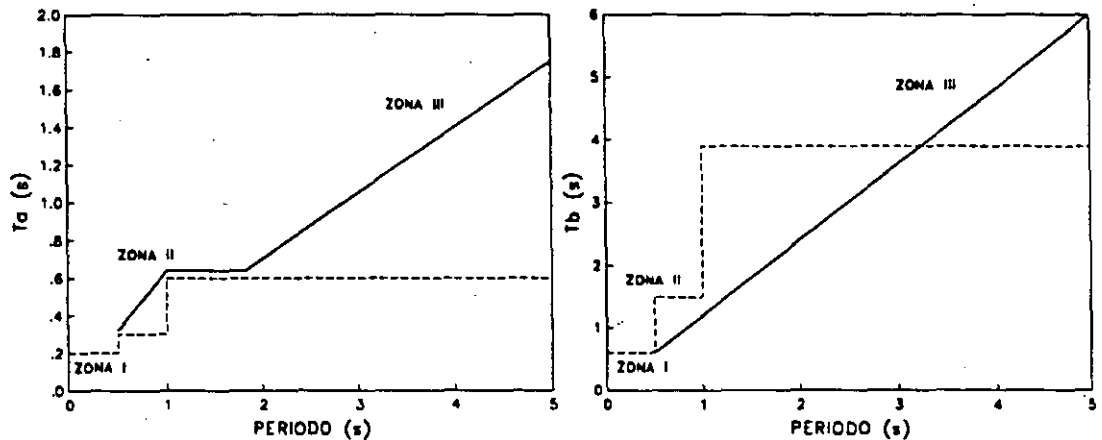


Figura 6. Variación de T_a y T_b con el periodo del suelo

En las figuras 7, 8 y 9 aparecen con línea continua los espectros de diseño para las zonas II y III que marca el RCDF sin ninguna modificación. Con línea discontinua se indican los espectros extremos entre los que pueden variar los espectros de diseño al considerar las modificaciones correspondientes a los valores del coeficiente sísmico c y a los parámetros T_a y T_b en función del periodo del sitio T_s . Se ha tomado también, como frontera entre las zonas II y III, a un segundo de periodo del suelo.

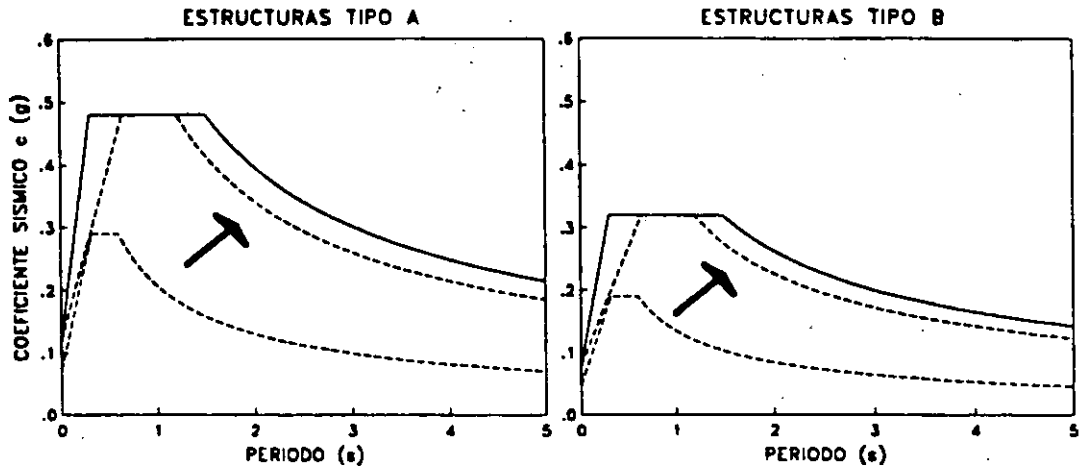


Figura 7. Variación del espectro de diseño en la zona II

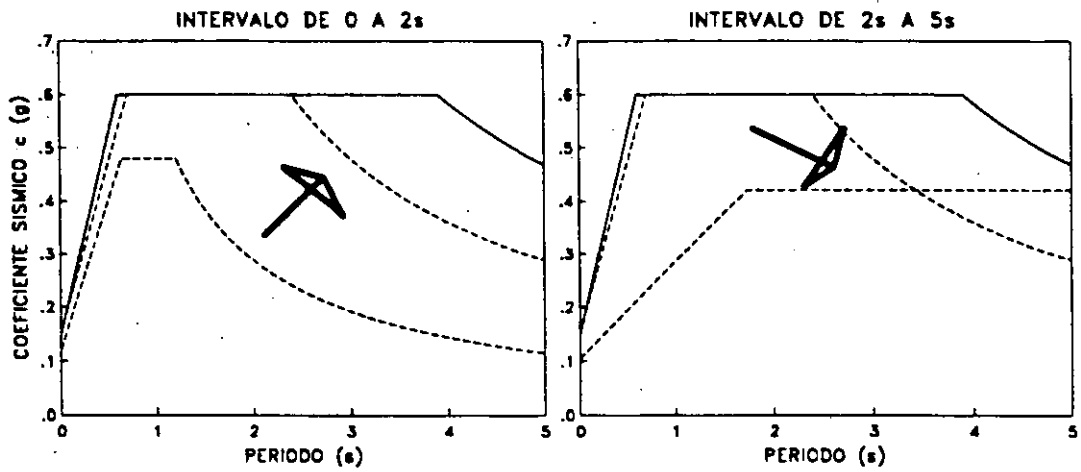


Figura 8. Variación del espectro de diseño en la zona III. Estructuras tipo A

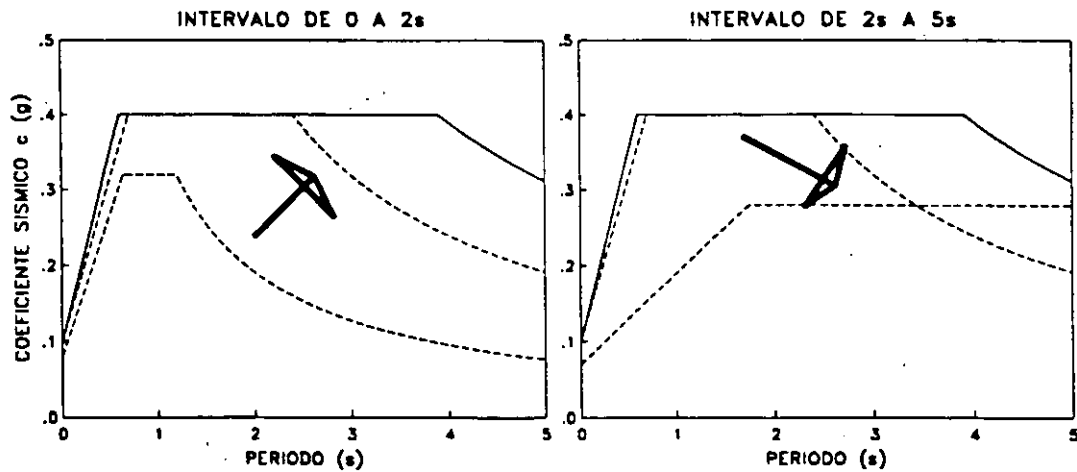


Figura 9. Variación del espectro de diseño en la zona III. Estructuras tipo B

Puede observarse que el conocimiento de T_s conduce, en general, a ordenadas espectrales menores, conservando la amplitud máxima para los periodos iguales y cercanos al del sitio. Los espectros modificados indican una reducción del intervalo de periodos con ordenadas espectrales máximas. La reducción del intervalo de periodos para las aceleraciones espectrales mayores es de aproximadamente 40%. Este hecho puede ocasionar que la aceleración a la que estaría sujeta una estructura sin considerar el periodo del sitio, se vea reducida al tomarlo en cuenta y obtener los valores de c , T_a y T_b . La importancia de estas reducciones sugiere que debe realizarse un estudio más detallado.

La gama de espectros modificados al conocer el periodo del sitio puede observarse mediante el uso de contornos espectrales. En la figura 10 aparecen contornos espectrales de diseño para las estructuras del grupo A y B. El eje de las abscisas indica el periodo estructural y el eje de las ordenadas el periodo dominante del sitio. Las curvas unen puntos de igual aceleración espectral. La magnitud de estos periodos se ha fijado en 5s, pues se sabe que los periodos fundamentales para el valle de México alcanza este valor. Similarmente, las estructuras presentan su modo fundamental en valores del mismo orden.

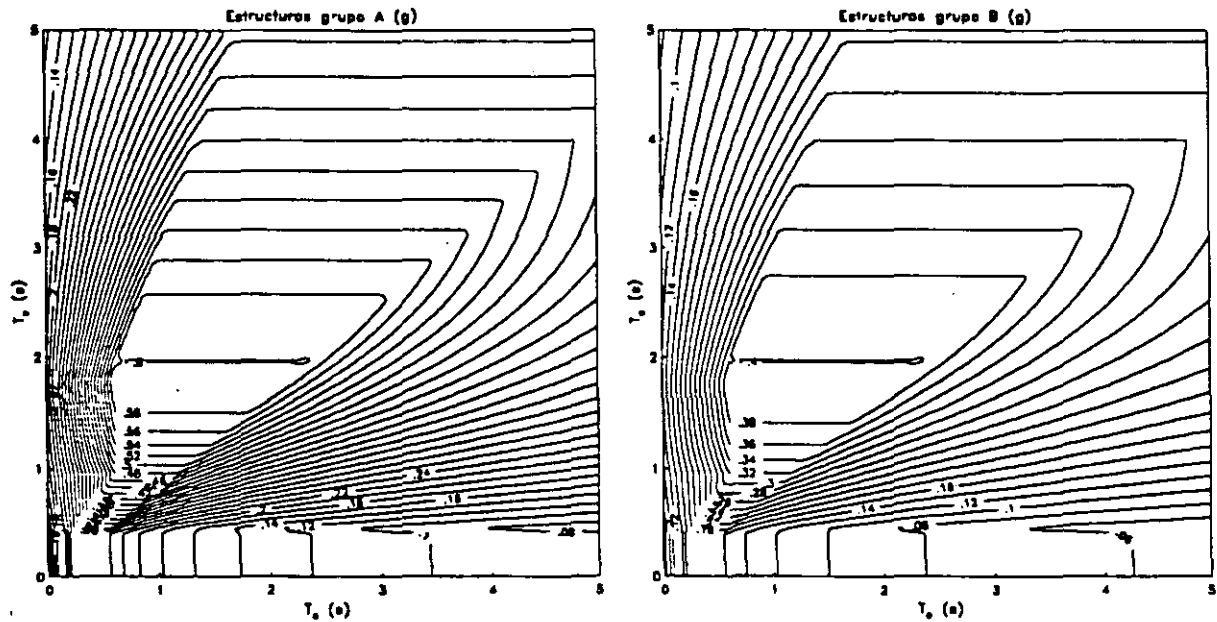


Figura 10. Contornos de diseño

Al realizar una sección horizontal en estos contornos se observa el espectro de diseño que corresponde al sitio de periodo T_s . Por ello, cortes en periodos del suelo iguales a 0.5 y 1.0 s en ambos contornos, mostrarían los espectros con línea discontinua que aparecen en la figura 7. Lo mismo sucedería con cortes en los periodos asociados a los espectros de las figuras 8 y 9.

La zona de periodo del suelo comprendida entre 0.0 y 0.5 s presenta sólo líneas verticales, es decir ordenadas espectrales constantes. Este intervalo de periodos se refiere a la zona geotécnica I o terreno firme, donde no se tienen expresiones que modifiquen al espectro de diseño conociendo el periodo del sitio. Por ello, cualquier corte realizado en esta región representará el espectro de diseño para la zona I (fig. 4). También se observa en los contornos que las máximas aceleraciones espectrales corresponden a 0.4 y 0.6 g, para las edificaciones del grupo B y A.

Como se ha visto, es posible evaluar espectros de diseño en función del periodo del sitio, a partir de los contornos espectrales. De acuerdo con este esquema se propone la construcción de contornos espectrales en los que los efectos de sitio se representen mediante el modelo unidimensional de propagación de ondas, es decir, un depósito homogéneo de extensión lateral infinita, al cuál subyace la roca basal que se caracteriza por un semiespacio.

El mecanismo para obtener espectros en función del periodo del suelo, consiste en fijar una profundidad de depósito (H), que al asociarla con determinado periodo se evalúa la velocidad de propagación de ondas de corte (β), mediante la expresión:

$$\beta = \frac{4 H}{T_s} \quad (5)$$

Con estos valores se calcula la función de transferencia del sitio, que junto con el espectro de amplitudes de una excitación, es posible obtener el espectro de respuesta aplicando los resultados de la teoría de vibraciones casuales (Boore y Joyner, 1984). El procedimiento se hace para cada periodo de sitio. Por lo tanto, pueden obtenerse diferentes espectros de respuesta con igual espesor del depósito, para sitios con diferente periodo y sometidos a la misma excitación. Con ellos, se realiza la construcción de los contornos espectrales.

Se obtienen buenos resultados si el movimiento de excitación se considera como el que ocurre en la roca basal. Es válido considerar que éste es el que se observa en la zona de terreno firme. Para este estudio, se ha tomado el componente este-oeste del registro de Ciudad Universitaria (CU) correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M_s = 8.1$).

En la figura 11 se presentan contornos espectrales escalados con los factores 0.4 y 0.6 para que sean comparables con los contornos de diseño calculados para las edificaciones del grupo B y A, respectivamente. En ellos se observa que las amplitudes mayores se registran sobre una línea imaginaria de pendiente aproximada a uno en el plano de periodos estructura-suelo. Las líneas con pendientes tres y cinco, también comprenden zonas de aceleraciones importantes. En periodos de sitio y estructura mayores a cuatro segundos, no se presentan grandes aceleraciones, ello se debe al contenido de frecuencias de la excitación.

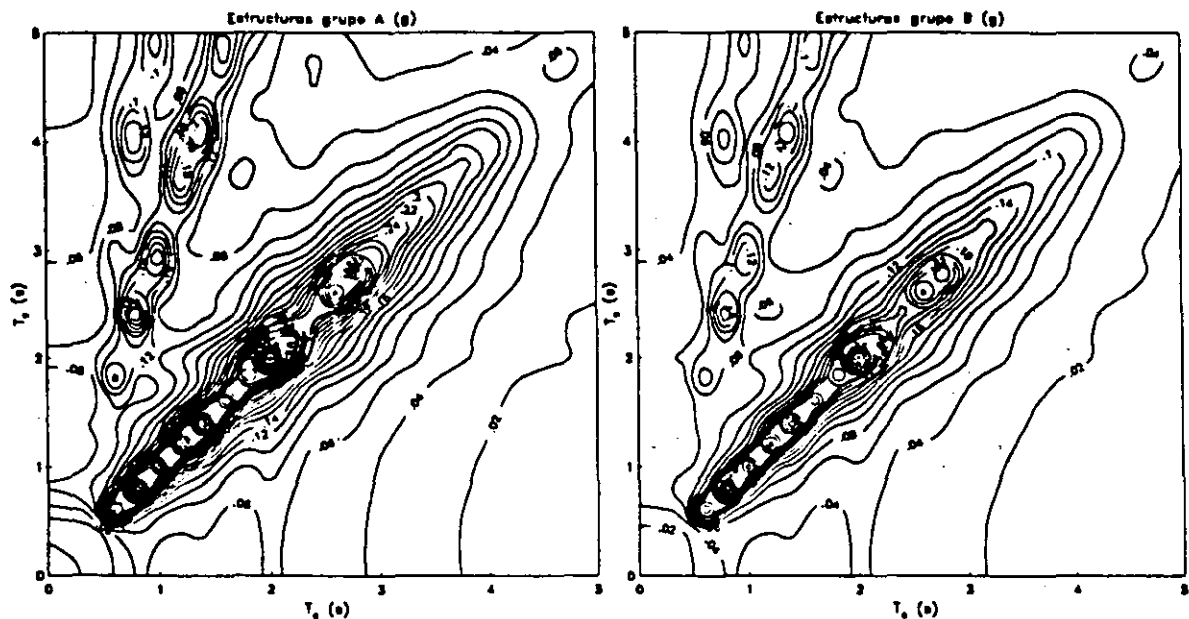


Figura 11. Contornos espectrales con modelo unidimensional

Al comparar los contornos que contienen los espectros propuestos por el RCDF y los contornos espectrales (fig. 12) se observa que la tendencia de máximas amplitudes es muy semejante. Sin embargo, las mayores aceleraciones espectrales en los contornos de diseño cubren desde el primer modo hasta el segundo de los contornos espectrales. Se observa también, que la zona de periodo del sitio comprendida entre 0 y 0.5s no se ve fuertemente afectada para ninguno de los dos casos.

Una de las causas por la que los espectros de diseño son robustos y de que sus aceleraciones espectrales no sean tan grandes como las que se han registrado en sismos como los de 1985, se debe a la consideración del comportamiento no lineal de las estructuras. Por este hecho se han evaluado contornos espectrales utilizando expresiones equivalentes para considerar el comportamiento no lineal. La figura 13 muestra contornos para ductilidades (Q) de 1.5 y 2.0 junto con los contornos de diseño para estructura del grupo A y B, respectivamente. En estas figuras se observa que existe una mayor correspondencia entre las zonas de máximas aceleraciones espectrales.

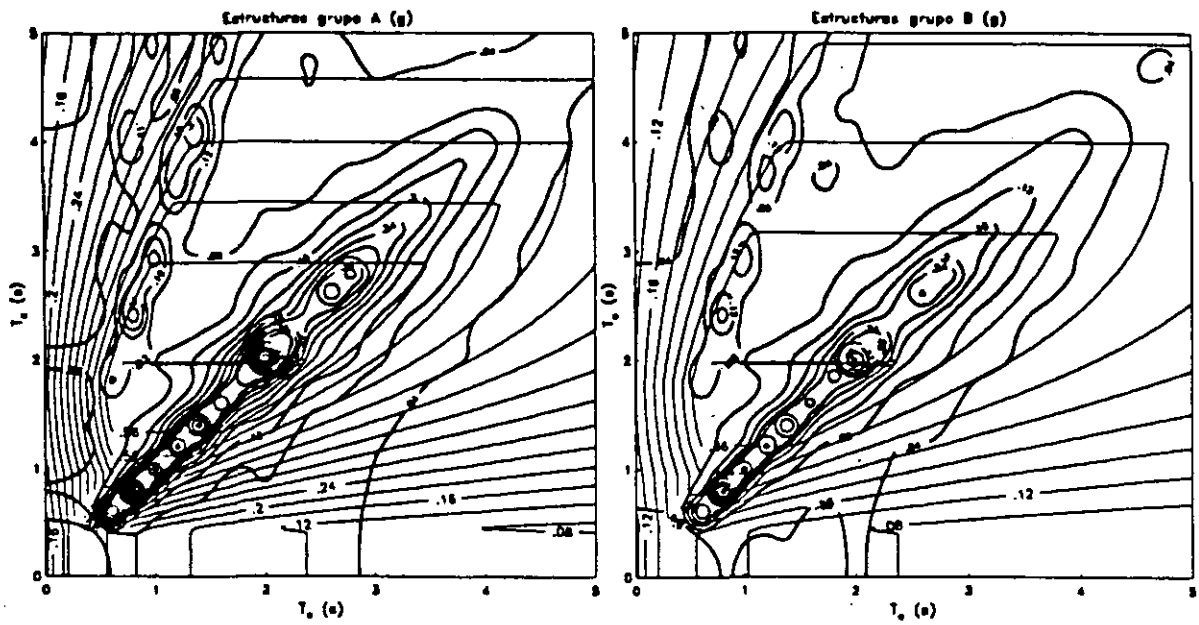


Figura 12. Comparación de contornos de diseño y contornos espectrales

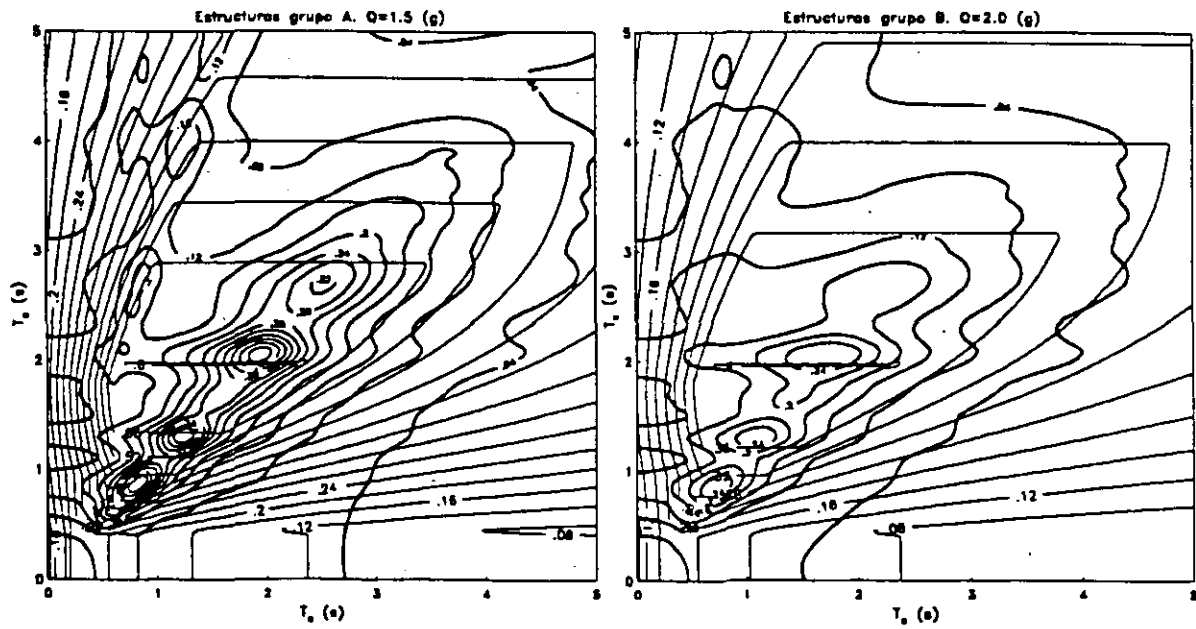


Figura 13. Comparación entre contornos de diseño y contornos no lineales

Para comparar espectros obtenidos de cada uno de los contornos, se ha propuesto realizar cortes en periodos del suelo en 0.8 s y 2.0 s, que corresponden a sitios en la zona de transición y largo respectivamente. Estos espectros se observan en las figuras 14 y 15, que corresponden a las edificaciones del grupo A y B respectivamente. Con línea discontinua se ha trazado el espectro de los contornos donde se ha incluido el comportamiento no lineal.

En estos espectros se observa como aún después de escalar los contornos espectrales, las ordenadas son mayores en comparación con los dos espectros restantes. En general los espectros que más se acercan a los espectros de diseño son los espectros no lineales. Adicionalmente, se observa que la caída de los espectros de diseño no es tan fuerte como en los espectros de respuesta. Esto se explica, por que el espectro de diseño intenta considerar en esta parte del espectro a aquellas estructuras, donde los modos superiores de vibración contribuyen significativamente en la respuesta estructural.

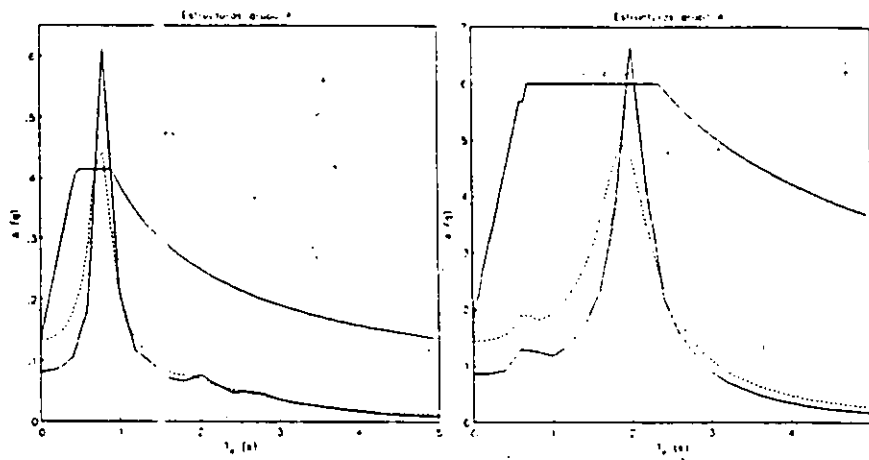


Figura 14. Espectros de diseño y de respuesta en zona II y zona III. Grupo A

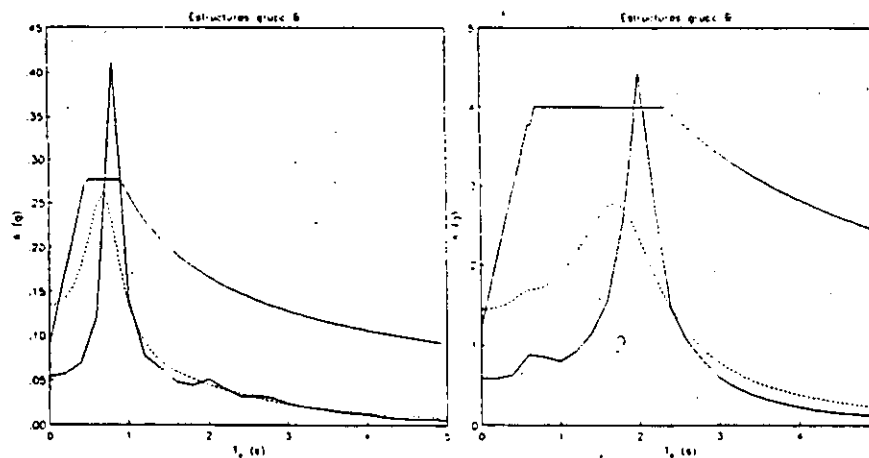


Figura 15. Espectros de diseño y de respuesta en zona II y zona III. Grupo B

V. CONCLUSIONES

La conjunción de las técnicas de funciones de transferencia empíricas y los microtemblores para el cálculo de periodos dominantes del suelo han dado como resultado un mapa de isoperiodos del valle de México confiable y completo que puede ser utilizado en sustitución del presentado por el RCDF.

La modificación de los espectros de diseño conociendo el periodo dominante del sitio, produce para la mayoría de los periodos estructurales una reducción en las ordenadas espectrales. En algunos casos estas reducciones son hasta del 40%.

En los espectros de diseño modificados, el intervalo de periodos estructurales más fuertemente afectados se reduce en los casos de máximas aceleraciones espectrales a un 60 % aproximadamente.

La similitud que existe entre los contornos de diseño y los contornos de respuesta espectral obtenidos a partir del modelo unidimensional, sienta las bases para determinar de forma más precisa los periodos estructurales que pueden ser afectados fuertemente. Con ello, es posible ajustar optimamente la forma de los espectros de diseño.

VI. REFERENCIAS

Claerbout J. F. (1976) Fundamentals of geophysical data processing, McGraw-Hill Book Company, New York.

Boore J y Joyner W B (1984) A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals. *Bull. Seism. Soc. Am.* 74, 2035-2039.

Field, E. H., S. E. Hough y K. H. Jacob (1990). Using microtremors to assess potential earthquakes site response: a case study in Flushing Meadows, New York City, *Bull. Seism. Soc. Am.* 80, 1456-1480.

Kanai, K. y T. Tanaka (1954). Measurement of the microtremor, *Bull. Earthq. Res. Inst.*, Tokyo Univ., 32 199-209.

Lermo, J. y F. J. Chávez-García (1992). Site effect evaluation using microtremor measurements. A review in three sites in Mexico and results of a new technique, *Proc. Int. Symp. on Earthq. Disaster Prevention*, Ciudad de México, 18 al 21 de Mayo, Vol. 1, 144-155.

Lermo, J. y F. J. Chávez García (1993). Are microtremors useful in site effect evaluation?. *Bull. Seism. Soc. Am.*, aceptado.

Lermo J., Rodriguez M. y Singh S. K. (1988). Natural period of sites in the Valley of Mexico from microtremor measurements. *Earthquake Spectra*, Nov, 4, 805-814.

Liam, W. D. (1991). Geotechnical engineering aspects of microzonation, *Proc. Fourth Int. Conf. on Seismic Zonation*, Stanford California, I, 199-259.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 1987. *Diario oficial del 28 de septiembre*, México D.F.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987. *Diario oficial del 3 de julio*, México D.F.

Reinoso E. (1991). Actualización del mapa de isoperiodos para la ciudad de México desde mediciones de microtremores y datos de movimientos fuertes, *Boletín del Centro de Investigación Sísmica A.C.*, 1, 48-50.

Reinoso E. y Lermo J. (1991). Periodos del suelo del valle de México medidos en sismos y con vibración ambiental. *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, Col.

SGOP (1988). Estudio sobre sismicidad en el valle de México. *Secretaría General de Obras Públicas del DDF*, Ed. Internacional, México, DF.

Singh S. K., Mena E. y Castro R. (1988). Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacan earthquake and ground motions amplification in a near Mexico City from strong motion data. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 78, 451-477.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

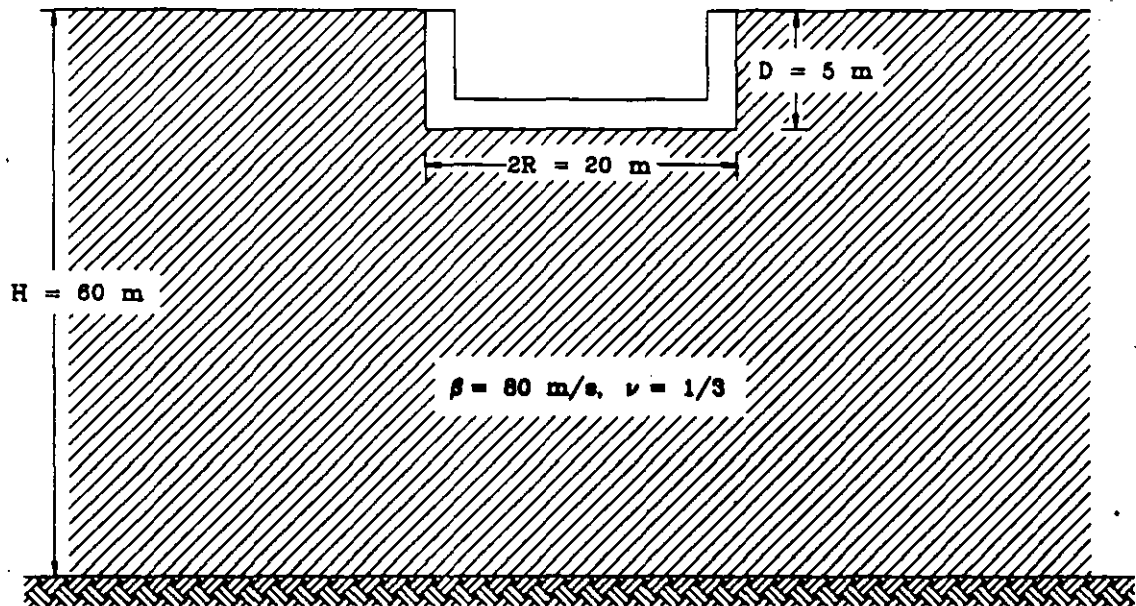
**CURSOS ABIERTOS
XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA**

MODULO IV DISEÑO SISMICO DE CIMENTACION

TEMA: EJEMPLO DE APLICACION

EXPOSITOR: DR. JAVIER AVILES.

EJEMPLO DE APLICACION



Problema: Determinar las rigideces estáticas y los coeficientes de rigidez y amortiguamiento del sistema suelo-cimentación mostrado en la figura, para una frecuencia de excitación $f = 1 \text{ Hz}$ ($\omega = 2\pi \text{ rad/s}$); utilizar las tablas de funciones de impedancia.

Datos: Los parámetros geométricos y mecánicos que se requieren son los siguientes:

$$D = 5 \text{ m y } R = 10 \text{ m};$$

Cimentación

$$\beta = 80 \text{ m/s, } \nu = 1/3 \text{ y } H = 60 \text{ m};$$

Suelo

Resultados: Como $\nu = 1/3$, $H/R = 6$ y $D/R = 1/2$, se debe utilizar la tabla 1.3.3. Para obtener los coeficientes de impedancia es necesario conocer la frecuencia normalizada, la cual es igual a

$$\eta = \frac{\omega R}{\beta} = \frac{2 \times \pi \times 10}{80} = 0.785$$

Para $\eta/2\pi = 0.125$ se encuentran finalmente los siguientes valores:

Pared lateral en contacto total

$$\frac{K_h^0}{GR} = 9.027 \quad k_h = 0.8788 \quad c_h = 0.6892$$

$$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.729 \quad k_r = 0.8590 \quad c_r = 0.2148$$

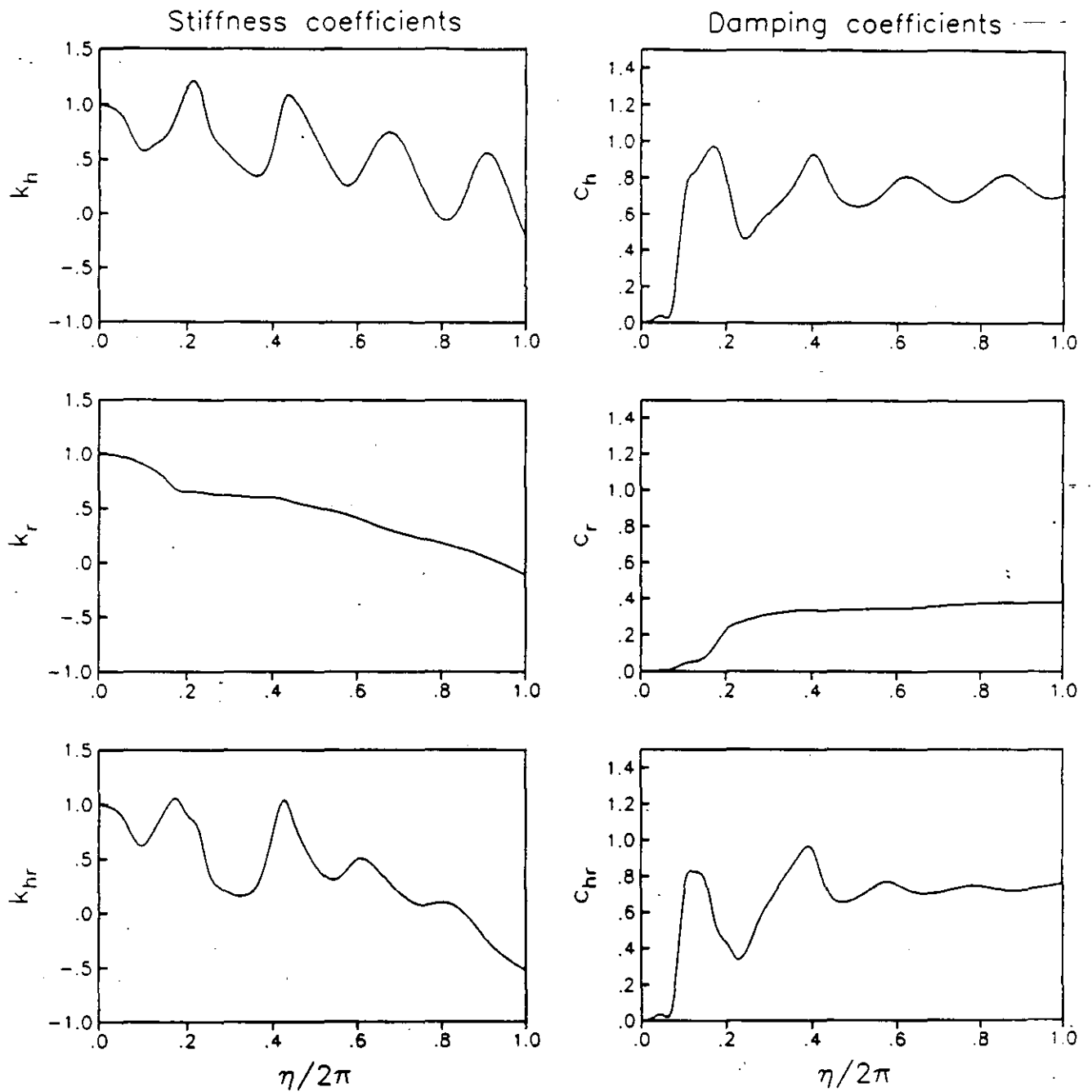
$$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.024 \quad k_{hr} = 0.8047 \quad c_{hr} = 1.2964$$

Pared lateral en contacto nulo

$$\frac{K_h^0}{GR} = 7.537 \quad k_h = 0.9374 \quad c_h = 0.5802$$

$$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.315 \quad k_r = 0.8381 \quad c_r = 0.1704$$

$$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.680 \quad k_{hr} = 0.8904 \quad c_{hr} = 0.1838$$

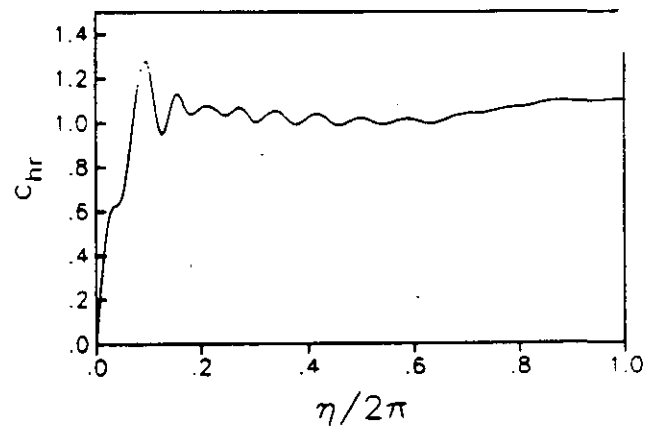
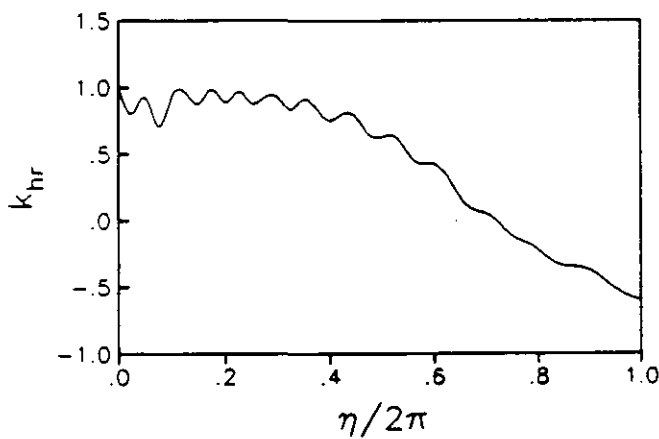
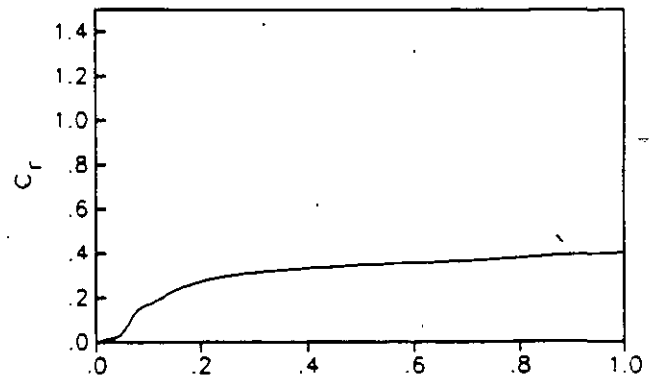
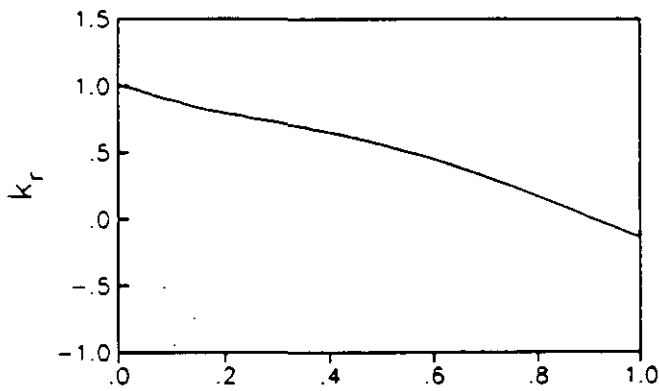
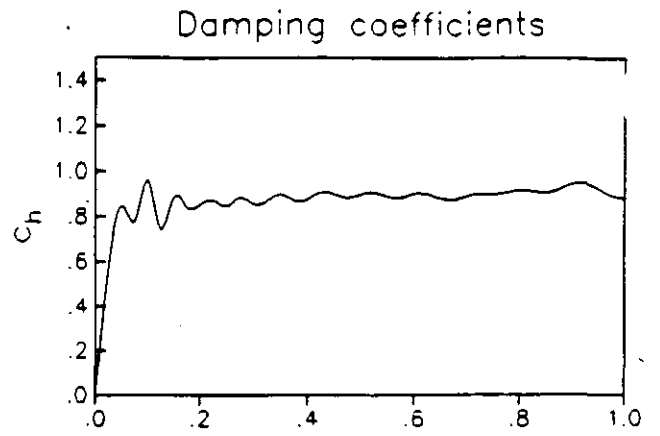
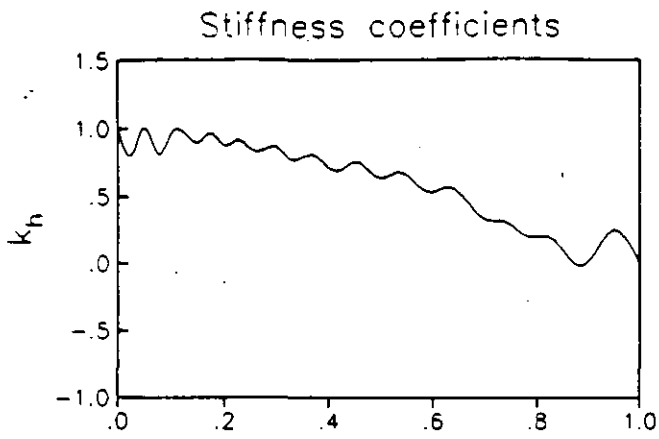


$$\frac{K_h^0}{G_s R} = 11.255$$

$$\frac{K_r^0}{G_s R^3} = 11.310$$

$$\frac{K_{hr}^0}{G_s R^2} = 2.128$$

Figure Static stiffnesses and impedance coefficients for a soil-foundation system with $\nu_s=1/2$, $D/R=1/2$ and $H_s/R=3$; the sidewall extends throughout the entire foundation depth



$$\frac{K_h^0}{G_s R} = 9.629$$

$$\frac{K_r^0}{G_s R^3} = 11.694$$

$$\frac{K_{hr}^0}{G_s R^2} = 1.446$$

Figure Static stiffnesses and impedance coefficients for a soil-foundation system with $\nu_s=1/2$, $D/R=1/2$ and $H_s/R=10$; the sidewall extends throughout the entire foundation depth

3.3 ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO

En la fig. 3.1 se muestra un edificio de 10 niveles estructurado con marcos de concreto que se desplanta en un depósito de suelo estratificado con profundidad a la roca basal igual a 56 m. La construcción se ubica de acuerdo con la regionalización sísmica del país en la zona sísmica B, y pertenece según sus destino y estructuración al grupo B y tipo 1, respectivamente. Como parte del análisis de interacción suelo-estructura se pide determinar el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura interactuando con el suelo. Asimismo, se requiere obtener el factor reductivo por interacción definido mediante el cociente \bar{V}_1/V_1 , siendo \bar{V}_1 y V_1 los cortantes basales con y sin interacción, respectivamente, correspondientes al modo fundamental de la estructura.

En vista de que la construcción posee las mismas características en las dos direcciones ortogonales en que se debe analizar, el análisis de interacción suelo-estructura se reduce solamente a una dirección.

3.3.1 Características del Sistema Suelo-Estructura

La estructura se modela como una viga de cortante cuya rigidez se define en términos de las rigideces de entrepiso que se indican en el esquema del edificio. Se considera que el peso en cada nivel es igual a 1 t/m^2 y que el amortiguamiento de la estructura supuesta con base rígida es de 5 por ciento.

La cimentación se modela como un cajón rígido que se desplanta a una profundidad de 5 m y cuya base de forma cuadrada tiene una superficie de contacto igual a 400 m^2 . Por razones de sencillez se desprejará la contribución de los pilotes en la rigidez de la cimentación.

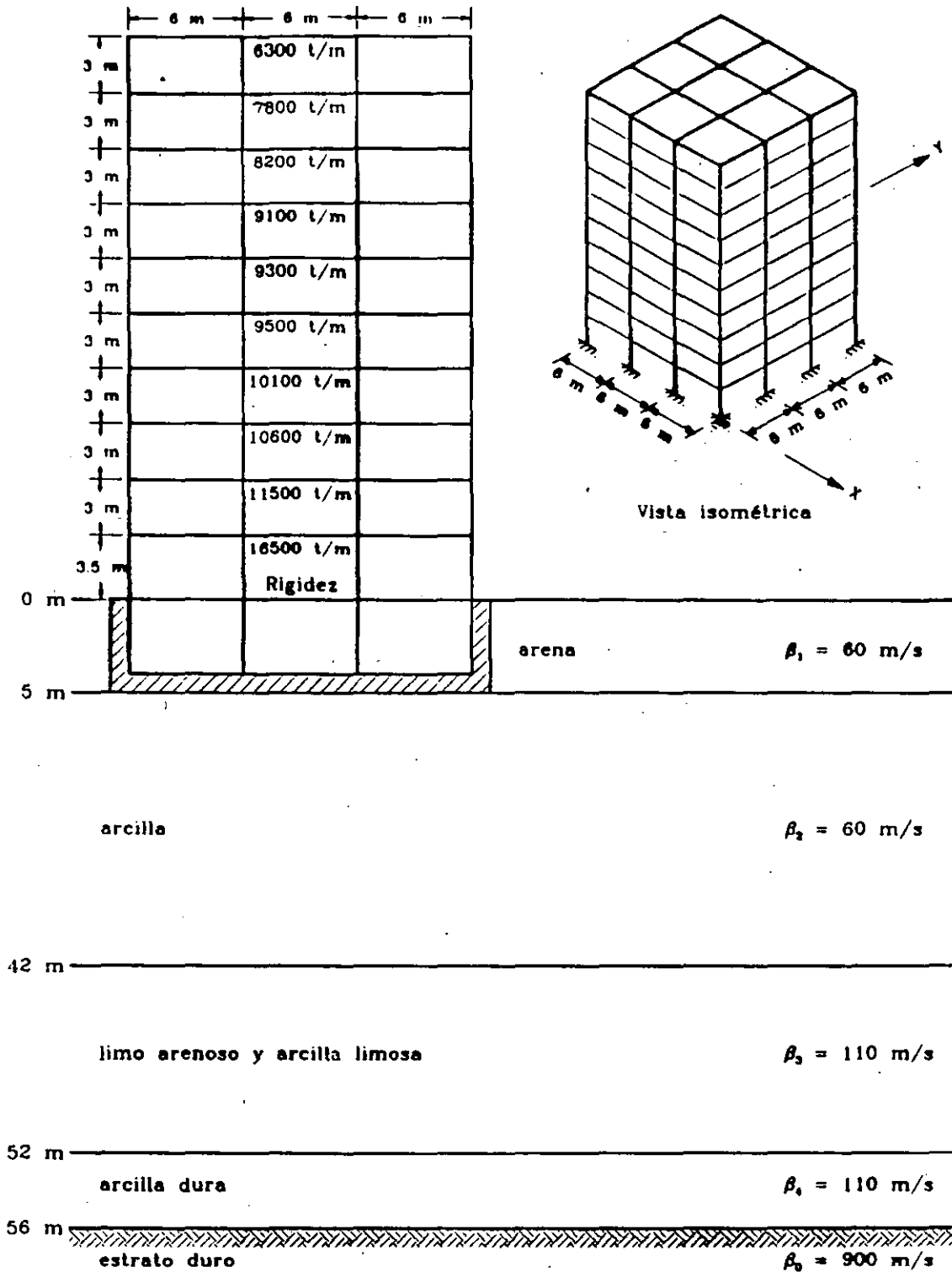


Fig. 3.1 Sistema suelo-estructura

El suelo se modela como un depósito estratificado horizontalmente con estratos de velocidad y espesor variables que se indican en el esquema del depósito de suelo. El peso volumétrico de los estratos se considera constante e igual a 1.5 t/m^3 . Se suponen un coeficiente de Poisson de 0.45 y un amortiguamiento de 5 por ciento como parámetros efectivos del sitio. Las propiedades mecánicas del subsuelo se consideran compatibles con los niveles de deformación esperados durante temblores intensos por lo que se despreciarán los efectos no lineales del suelo.

3.3.2 Periodo Dominante y Velocidad Efectiva del Suelo

Para determinar el periodo dominante de vibración, T_d , y la velocidad efectiva de propagación, β_e , del depósito de suelo se aplicará la técnica aproximada basada en el concepto de lentitudes. En la tabla 3.1 se muestran los cálculos necesarios para obtener según la ec. 1.4 la velocidad efectiva en términos del promedio de las lentitudes de la formación estratificada del sitio.

Tabla 3.1 Determinación de la velocidad efectiva de propagación del sitio

Estrato	h_n (m)	β_n (m/s)	h_n / β_n
1	5	60	0.083
2	37	60	0.617
3	10	110	0.091
4	4	110	0.036
$\sum h_n = H_e = 56$		$\sum h_n / \beta_n = 0.827$	

$$\beta_e = \frac{H_e}{\sum_{n=1}^4 \frac{h_n}{\beta_n}} = 67.71 \text{ m/s}$$

De acuerdo con la ec. 1.6, el periodo dominante de vibración del sitio resulta ser igual a

$$T_0 = \frac{4 H_0}{\beta_0} = \frac{4 \times 58}{67.71} = 3.31 \text{ s}$$

3.3.3 Parámetros Modales Equivalentes de la Estructura con Base Rígida

El periodo fundamental de vibración, T_0 , de la estructura supuesta con base rígida se puede encontrar al resolver el problema de valores característicos definido por la ec. 4.19. Para ello, la matriz de masa de la estructura se construye con las masas de los pesos por nivel y está dada por la matriz diagonal

$$M_0 = \begin{bmatrix} 33.03 & & & & & & & & \\ & 33.03 & & & & & & & \\ & & 33.03 & & & & & & \\ & & & 33.03 & & & & & \\ & & & & 33.03 & & & & \\ & & & & & 33.03 & & & \\ & & & & & & 33.03 & & \\ & & & & & & & 33.03 & \\ & & & & & & & & 33.03 \\ & & & & & & & & & 33.03 \\ & & & & & & & & & & 33.03 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \text{(ceros)} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \text{(ceros)} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \text{t-s}^2/\text{m} \end{matrix}$$

En vista de que el edificio se modela como una viga de cortante, la matriz de rigidez de la estructura se ensambla con las rigideces de entrepiso y está dada por la matriz tridiagonal

$$K_0 = 10^2 \begin{bmatrix} 1120 & -460 & & & & & & & \\ & 884 & -424 & & & & & & \\ & & 828 & -404 & & & & & \\ & & & 784 & -380 & & & & \\ & & & & 752 & -372 & & & \\ & & & & & 736 & -364 & & \\ & & & & & & 692 & -328 & \\ & & & & & & & 640 & -312 \\ & & & & & & & & 564 & -252 \\ & & & & & & & & & 252 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \text{(ceros)} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \text{(simétrica)} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \text{t/m} \end{matrix}$$

Resolviendo el problema de valores característicos resultante se encuentra que el periodo y modo fundamentales de vibración de la

estructura en su condición de base rígida son:

$$T_0 = 1.16 \text{ s}$$

$$z_1 = \{1 \ 2.413 \ 3.893 \ 5.353 \ 6.769 \ 8.04 \ 9.127 \ 10.065 \ 10.741 \ 11.168\}^T$$

Según las ecs. 6.2 y 6.5, la masa y altura efectivas de la estructura con base indeformable vibrando en su modo fundamental se determinan como sigue:

$$M_0 = \frac{(z_1^T M_0 J)^2}{z_1^T M_0 z_1} = \frac{(2264.834)^2}{19348.751} = 265.11 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$H_0 = \frac{z_1^T M_0 H}{z_1^T M_0 J} = \frac{48077.295}{2264.834} = 21.23 \text{ m}$$

De acuerdo con los valores de los parámetros β_0 , T_0 y H_0 del sistema suelo-estructura, se tiene que

$$\frac{\beta_0 T_0}{H_0} = \frac{67.71 \times 1.16}{21.23} = 3.7 < 20$$

razón por la cual se justifica realizar el análisis de interacción suelo-estructura.

3.3.4 Periodo y Amortiguamiento Efectivos de la Estructura con Base Flexible

Para determinar el periodo y amortiguamiento efectivos, \tilde{T}_0 y $\tilde{\zeta}_0$, del modo fundamental de la estructura con base flexible se aplicará la técnica aproximada que se describe en la sección 3.6.5 de recomendaciones. Se optará por la alternativa que consiste en obtener el periodo efectivo mediante iteraciones en la frecuencia usando para ello

rigideces dinámicas aproximadas.

En orden de aparición, las cantidades invariantes con la frecuencia de excitación que intervienen en el proceso de cálculo son:

$$T_0 = 1.18 \text{ s}$$

$$M_0 = 265.11 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$H_0 = 21.23 \text{ m}$$

$$G_0 = \beta_0^2 \rho_0 = (67.71)^2 \times 0.153 = 701.45 \text{ t/m}^2$$

$$\nu_0 = 0.45$$

$$R_h = \left(\frac{A}{\pi} \right)^{1/2} = \left(\frac{400}{\pi} \right)^{1/2} = 11.28 \text{ m}$$

$$R_r = \left(\frac{4 I}{\pi} \right)^{1/4} = \left(\frac{4 \times 20^4 / 12}{\pi} \right)^{1/4} = 11.41 \text{ m}$$

$$H_0 = 56 \text{ m}$$

$$D = 5 \text{ m}$$

$$K_h^0 = \frac{8G_0 R_h}{2 - \nu_0} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H_0} \right) \left(1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h} \right) \left(1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H_0} \right) = 64733.67 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = \frac{8G_0 R_r^3}{3(1-\nu_0)} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H_0} \right) \left(1 + 2 \frac{D}{R_r} \right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_0} \right) = 10422874 \text{ t-m}$$

$$\zeta_0 = 0.05$$

$$\zeta_0 = 0.05$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H_s} = \frac{\pi \times 11.28}{2 \times 58} = 0.316$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2 H_s} \left[\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s} \right]^{1/2} = \frac{\pi \times 11.41}{2 \times 58} \left[\frac{2 \times (1-0.45)}{1-2 \times 0.45} \right]^{1/2} = 1.061$$

El periodo efectivo definido por la ec. 8.18 se puede obtener al resolver la ecuación

$$T_o = \left(T_o^2 + T_h^2 + T_r^2 \right)^{1/2}$$

mediante aproximaciones sucesivas en la frecuencia.

En la primera iteración se supone que la frecuencia efectiva es igual a la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida. De esta manera se puede llevar a cabo el proceso de cálculo que se detalla a continuación:

$$\omega = \frac{2 \times \pi}{1.16} = 5.417 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{\beta_s} = \frac{5.417 \times 11.28}{67.71} = 0.902$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{\beta_s} = \frac{5.417 \times 11.41}{67.71} = 0.913$$

$$k_h = 1$$

$$\eta_r = 0.913 < 2.5 \quad \rightarrow \quad k_r = 1 - 0.2 \eta_r = 1 - 0.2 \times 0.913 = 0.817$$

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} = \frac{0.902}{0.316} = 2.854 > 1 \quad \rightarrow \quad c_h = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{0.913}{1.061} = 0.861 < 1 \quad \rightarrow \quad c_r = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \frac{0.5 \times 0.05 \times 0.861}{1 - (1 - 2 \times 0.05)(0.861)^2} = 0.065$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_r) = 64733.67 (1 - 2 \times 0.05 \times 0.902 \times 0.576) = 61370.42 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 10422874 (0.817 - 2 \times 0.05 \times 0.913 \times 0.065) = 8453633 \text{ t-m}$$

$$T_h = 2\pi \left[\frac{M_o}{K_h} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11}{61370.42} \right]^{1/2} = 0.413 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_o (H_o + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11 \times (21.23 + 5)^2}{8453633} \right]^{1/2} = 0.923 \text{ s}$$

$$\bar{T}_o = \left[(1.16)^2 + (0.413)^2 + (0.923)^2 \right]^{1/2} = 1.54 \text{ s}$$

En la segunda iteración se toma como frecuencia efectiva la correspondiente al periodo efectivo que se obtuvo en la primera iteración. De esta forma se puede llevar a cabo el proceso de cálculo siguiente:

$$\omega = \frac{2 \times \pi}{1.54} = 4.08 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{\beta_s} = \frac{4.08 \times 11.28}{67.71} = 0.68$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{\beta_s} = \frac{4.08 \times 11.41}{67.71} = 0.688$$

$$k_h = 1$$

$$\eta_r = 0.688 < 2.5 \quad \rightarrow \quad k_r = 1 - 0.2 \eta_r = 1 - 0.2 \times 0.688 = 0.862$$

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} = \frac{0.68}{0.316} = 2.152 > 1 \rightarrow c_h = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{0.688}{1.061} = 0.648 < 1 \rightarrow c_r = \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \frac{0.5 \times 0.05 \times 0.648}{1 - (1 - 2 \times 0.05)(0.648)^2} = 0.026$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 64733.67(1 - 2 \times 0.05 \times 0.68 \times 0.576) = 62198.18 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 10422874(0.862 - 2 \times 0.05 \times 0.688 \times 0.026) = 8965873 \text{ t-m}$$

$$T_h = 2\pi \left[\frac{M_o}{K_h} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11}{62198.18} \right]^{1/2} = 0.41 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_o (H_o + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11 \times (21.23 + 5)^2}{8965873} \right]^{1/2} = 0.896 \text{ s}$$

$$\bar{T}_o = \left[(1.16)^2 + (0.41)^2 + (0.896)^2 \right]^{1/2} = 1.52 \text{ s}$$

En la tercera iteración se toma como frecuencia efectiva la correspondiente al periodo efectivo que se obtuvo en la segunda iteración. De esta forma se puede llevar a cabo el proceso de cálculo siguiente:

$$\omega = \frac{2 \times \pi}{1.52} = 4.134 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{\beta_s} = \frac{4.134 \times 11.28}{67.71} = 0.689$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{\beta_s} = \frac{4.134 \times 11.41}{67.71} = 0.697$$

$$k_h = 1$$

$$\eta_r = 0.697 < 2.5 \Rightarrow k_r = 1 - 0.2 \eta_r = 1 - 0.2 \times 0.697 = 0.861$$

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} = \frac{0.689}{0.316} = 2.18 > 1 \Rightarrow c_h = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{0.697}{1.061} = 0.657 < 1 \Rightarrow c_r = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \frac{0.5 \times 0.05 \times 0.657}{1 - (1 - 2 \times 0.05) (0.657)^2} = 0.027$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 64733.67 (1 - 2 \times 0.05 \times 0.689 \times 0.576) = 62164.62 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 10422874 (0.861 - 2 \times 0.05 \times 0.697 \times 0.027) = 8954480 \text{ t-m}$$

$$T_h = 2\pi \left[\frac{M_o}{K_h} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11}{62164.62} \right]^{1/2} = 0.41 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_o (H_o + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11 \times (21.23 + 5)^2}{8954480} \right]^{1/2} = 0.897 \text{ s}$$

$$\bar{T}_o = \left[(1.16)^2 + (0.41)^2 + (0.897)^2 \right]^{1/2} = 1.52 \text{ s}$$

El proceso iterativo se puede detener ya que la diferencia que se tiene en dos cifras significativas entre los periodos efectivos calculados en la segunda y tercera iteraciones es nula.

Una vez conocido el periodo fundamental de la estructura con base flexible, el amortiguamiento efectivo definido por la ec. 8.21 se puede obtener al resolver directamente la ecuación

$$\bar{\zeta}_o = \zeta_o \left[\frac{T_o}{\bar{T}_o} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{T_h}{\bar{T}_o} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\bar{T}_o} \right]^2$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$\bar{w}_o C_h = K_h^0 (\eta_h c_h + 2\zeta_h k_h) = 64733.67(0.689 \times 0.576 + 2 \times 0.05 \times 1) = 32163.83 \text{ t/m}$$

$$\bar{w}_o C_r = K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_r k_r) = 10422874(0.697 \times 0.027 + 2 \times 0.05 \times 0.861) = 1093558 \text{ t-m}$$

$$\zeta_h = \frac{\bar{w}_o C_h}{2K_h} = \frac{32163.83}{2 \times 62164.62} = 0.259$$

$$\zeta_r = \frac{\bar{w}_o C_r}{2K_r} = \frac{1093558}{2 \times 8954480} = 0.061$$

$$\bar{\zeta}_o = 0.05 \left[\frac{1.18}{1.52} \right]^3 + \frac{0.259}{1+2(0.259)^2} \left[\frac{0.41}{1.52} \right]^2 + \frac{0.061}{1+2(0.061)^2} \left[\frac{0.897}{1.52} \right]^2 = 0.06$$

3.3.5 Factor Reductivo por Interacción

Según la tabla 1.1 de recomendaciones, la velocidad y el periodo característicos para la zona sísmica B son iguales a:

$$\beta_c = 400 \text{ m/s}$$

$$T_c = 5.3 \text{ s}$$

Los valores de los parámetros dinámicos del sitio y los parámetros característicos de la zona sísmica satisfacen la desigualdad

$$\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$$

$$400 \times 3.31 + 67.71 \times 5.3 = 1682.9 < 400 \times 5.3 = 2120$$

Entonces, según la carta de microzonificación sísmica, el terreno de

cimentación pertenece al tipo III.

El espectro de diseño para un terreno de cimentación del tipo III en la zona sísmica se caracteriza por los siguientes valores:

$$a_0 = 0.1 \quad c = 0.4 \quad T_a = 0.6 \text{ s} \quad T_b = 3.9 \text{ s} \quad r = 1$$

Las características de la estructura son tales que puede tomarse un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, para propósitos de reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad.

Ahora bien, el cortante basal reducido por interacción correspondiente al modo fundamental de la estructura con base flexible se determina con la ec. 6.15, esto es:

$$\bar{V}_1 = \frac{\bar{a}}{\bar{Q}'} \xi W_0$$

$$T_a < \bar{T}_0 < T_b \quad \rightarrow \quad \bar{a} = a(\bar{T}_0) = c = 0.4$$

$$\bar{T}_0 > T_a \quad \rightarrow \quad \bar{Q}' = Q'(\bar{T}_0) = Q = 4$$

$$\bar{T}_0 > T_a \quad \rightarrow \quad \xi = \left[\frac{0.05}{\bar{\zeta}_0} \right]^k = \left[\frac{0.05}{0.06} \right]^{0.8} = 0.9$$

$$\bar{V}_1 = \frac{0.4}{4} \times 0.9 \times 265.11 \times 9.81 = 234.07 \text{ t}$$

En forma similar, el cortante basal sin reducir por interacción correspondiente al modo fundamental de la estructura con base rígida se obtiene como:

$$V_1 = \frac{a}{Q'} W_0$$

$$T_a < T_0 < T_b \quad \rightarrow \quad a(T_0) = c = 0.4$$

$$T_0 > T_c \rightarrow Q'(T_0) = Q = 4$$

$$V_1 = \frac{0.4}{4} \times 265.11 \times 9.81 = 260.07$$

Finalmente, el factor reductivo por interacción

$$\frac{\bar{V}_1}{V_1} = \frac{234.07}{260.07} = 0.9$$

es el valor por el que se debe multiplicar cualquier respuesta calculada sin interacción para obtener la respuesta con interacción, siendo aplicable exclusivamente en el modo fundamental.

3.6 ANALISIS SISMICO DE UNA CHIMENEA

En la fig. 6.1 se muestra una chimenea de sección variable que se desplanta en terreno firme con velocidad de propagación $\beta_s = 700$ m/s, por lo que según la carta de microzonificación sísmica el suelo pertenece al tipo I. La estructura se ubica de acuerdo con la regionalización sísmica del país en la zona sísmica C, y pertenece según sus destino y estructuración al grupo B y tipo 4, respectivamente. Se pide determinar las fuerzas sísmicas así como las fuerzas cortantes y los momentos de volteo de diseño.

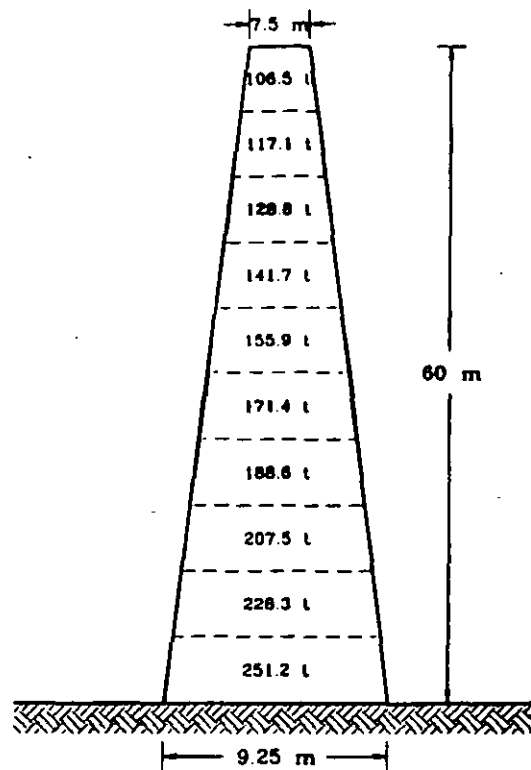


Fig. 6.1 Chimenea discretizada

Por razones de sencillez se ignorará la presencia de orificios u aberturas en el fuste de la chimenea de manera que las direcciones de

análisis más desfavorables son indistintas. Asimismo, la velocidad de propagación del sitio se considera compatible con los niveles de deformación esperados durante temblores intensos por lo que se despreciarán los efectos no lineales del suelo.

3.6.1 Características Principales de la Chimenea

La estructura es de concreto de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, los diámetros exteriores en la base y punta de la chimenea son $D_0 = 9.25 \text{ m}$ y $D_H = 7.5 \text{ m}$, respectivamente, las masas de la estructura con y sin revestimiento son $M' = 172.99 \text{ t-s}^2/\text{m}$ y $M = 150.43 \text{ t-s}^2/\text{m}$, respectivamente, y se supone que el amortiguamiento de la chimenea es $\zeta_0 = 0.03$.

Se considera aceptable discretizar la chimenea de altura $H = 60 \text{ m}$ en 10 dovelas de la misma altura e igual a 6 m , cuyos pesos se indican en el esquema de la estructura.

3.6.2 Periodo Fundamental de la Chimenea

En vista de que la altura de la chimenea no sobrepasa de 60 m se puede aplicar el análisis estático que se describe en la sección 3.8.3 de recomendaciones. Para ello se requiere conocer el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura el cual se determina con la ec. 8.5, esto es:

$$T_0 = \frac{1.57 H^2}{(3 D_0 - D_H) \sqrt{E_c}} \left(\frac{M'}{M} \right)^{1/2}$$

$$E_c = 10000 \sqrt{f'_c} = 10000 \sqrt{200} = 141421 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_0 = \frac{1.57 \times (60)^2}{(3 \times 9.25 - 7.5) \sqrt{141421}} \left(\frac{172.99}{150.43} \right)^{1/2} = 0.8 \text{ s}$$

Los efectos de la interacción suelo-estructura en el periodo y amortiguamiento no se tendrán en cuenta debido a que se trata de terreno firme. Por tal razón, el periodo y amortiguamiento efectivos se tomarán iguales a los correspondientes a la condición de base rígida.

3.6.3 Aceleración Espectral y Factor de Incremento

El espectro de diseño para un terreno de cimentación del tipo I en la zona sísmica C se caracteriza por los siguientes valores:

$$a_0 = 0.36 \quad c = 0.36 \quad T_a = 0 \text{ s} \quad T_b = 0.8 \text{ s} \quad r = 1/2$$

En vista de que se trata de una chimenea de concreto reforzado se puede tomar un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, para propósitos de reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad.

Ahora bien, el coeficiente de aceleración espectral y el factor de incremento se obtienen como:

$$T_0 > T_b \rightarrow a(T_0) = c q$$

$$q = \left[\frac{T_b}{T_0} \right]^r = \left[\frac{0.6}{0.8} \right]^{1/2} = 0.866$$

$$a(T_0) = 0.36 \times 0.866 = 0.31$$

$$T_0 > T_a \rightarrow \xi = \left[\frac{0.05}{\zeta_0} \right]^k = \left[\frac{0.05}{0.03} \right]^{0.4} = 1.227$$

3.6.4 Fuerzas Cortantes y Momentos de Volteo

Como $T_0 > T_b$, la fuerza lateral que se debe aplicar en la dovela superior para tener en cuenta los efectos de los modos superiores de

vibración se obtiene con la ec. 8.4, esto es:

$$P_n = 0.15 W (1 + 0.5 r - 0.5 r q) \frac{a}{Q} \xi$$

$$P_n = 0.15 \times 1697.0 \times (1 + 0.5 \times 0.5 - 0.5 \times 0.5 \times 0.866) \times (0.31/2) \times 1.227 = 50.03 \text{ t}$$

En la tabla 6.1 se muestran los cálculos necesarios para obtener según la ec. 8.2 las fuerzas sísmicas por dovela y a partir de ellas las fuerzas cortantes de diseño.

Tabla 6.1 Fuerzas sísmicas y cortantes para la chimenea de la fig. 6.1

Dovela	h_n (m)	h_n^2 (m ²)	W_n (t)	$W_n h_n$ (t-m)	$W_n h_n^2$ (t-m ²)	P_n (t)	V_n (t)
10	57	3249	106.5	6070.5	346018.5	42.19	92.22
9	51	2601	117.1	5972.1	304577.1	40.87	133.09
8	45	2025	128.8	5796.0	260820.0	39.06	172.15
7	39	1521	141.7	5528.3	215525.7	36.66	208.81
6	33	1089	155.9	5144.7	169775.1	33.59	242.40
5	27	729	171.4	4627.8	124950.6	29.73	272.13
4	21	441	188.6	3960.6	83172.6	25.02	297.15
3	15	225	207.5	3112.5	46687.5	19.34	316.49
2	9	81	228.3	2054.7	18492.3	12.55	329.04
1	3	9	251.2	753.6	2260.8	4.52	333.56
SUMAS			1697.0	43018.8	1572280.2		
$P_n = 0.85 W_n \left(\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2 \right) \frac{a}{Q} \xi \therefore \begin{cases} \alpha_1 = (1-r(1-q)) \frac{\sum_n W_n}{\sum_n W_n h_n} \\ \alpha_2 = 1.5r(1-q) \frac{\sum_n W_n}{\sum_n W_n h_n^2} \end{cases}$ $\alpha_1 = (1-0.5 \times (1-0.866)) \times 1697.0 / 43018.8 = 0.036804862$ $\alpha_2 = 1.5 \times 0.5 \times (1-0.866) \times 1697.0 / 1572280.2 = 0.000108472$							

En la tabla 6.2 se presentan los cálculos necesarios para determinar según la ec. 8.9 los momentos de volteo de diseño en diferentes secciones de la chimenea.

Tabla 6.2 Momentos de volteo para la chimenea de la fig. 6.1

Dovela	h_n (m)	V_n (t)	M_n^o (t-m)	$0.75+0.25h_n/H$	M_n^r (t-m)
10	57	92.22	0	0.988	0
9	51	133.09	553.32	0.963	532.85
8	45	172.15	1351.86	0.938	1268.04
7	39	208.81	2384.76	0.913	2177.29
6	33	242.40	3637.62	0.888	3230.21
5	27	272.13	5092.02	0.863	4394.41
4	21	297.15	6724.80	0.838	5635.38
3	15	316.49	8507.70	0.813	6916.78
2	9	329.04	10406.64	0.788	8200.43
1	3	333.56	12380.88	0.763	9446.61
BASE			13381.56	0.750	10036.17
$M_n^o = \sum_{m=n+1}^N V_m (h_m - h_{m-1})$ $M_n^r = (0.75 + 0.25 h_n/H) \sum_{m=n+1}^N V_m (h_m - h_{m-1})$					

Finalmente, la estructura deberá diseñarse de acuerdo con lo especificado en la sección 3.8.3.4, es decir, para la superposición de 100 % del componente del movimiento del terreno paralelo a la dirección de análisis y 50 % del componente ortogonal.

3.7 ANALISIS SISMICO DE UN TANQUE ELEVADO

En la fig. 7.1 se muestra un tanque elevado que se desplanta en terreno firme con velocidad de propagación $\beta_s = 700$ m/s, por lo que según la carta de microzonificación sísmica el suelo pertenece al tipo I. La estructura se ubica de acuerdo con la regionalización sísmica del país en la zona sísmica D, y pertenece según sus destino y estructuración al grupo B y tipo S, respectivamente. Como parte del análisis sísmico del tanque elevado se pide determinar la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de la estructura de soporte.

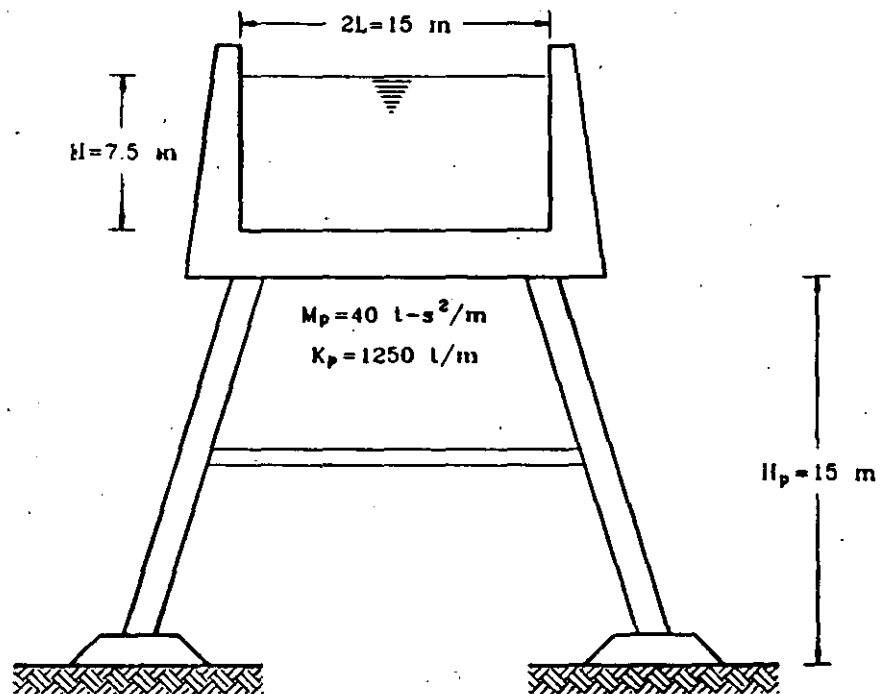


Fig. 7.1 Tanque elevado

El recipiente y la plataforma poseen las mismas características en las dos direcciones ortogonales en que se debe analizar la estructura, de

manera que el análisis sísmico del tanque elevado se reduce solamente a una dirección. Asimismo, la velocidad de propagación del sitio se considera compatible con los niveles de deformación esperados durante temblores intensos por lo que se despreciarán los efectos no lineales del suelo.

3.7.1 Características Principales del Tanque Elevado

El recipiente es de concreto con base de forma cuadrada; el tirante del líquido almacenado es de $H = 7.5$ m y la dimensión del recipiente es de $2L = 15$ m. La plataforma de soporte también es de concreto; la altura y la rigidez lateral de tal estructura son $H_p = 15$ m y $K_p = 1250$ t/m, respectivamente. La masa del conjunto formado por el recipiente y la plataforma de soporte es de $M_p = 40$ t-s²/m.

Se supone que el tanque elevado será destinado al almacenamiento de agua cuyo peso volumétrico es 1 t/m³, por lo que la masa del fluido almacenado es igual a

$$M = 15 \times 15 \times 7.5 \times 1 / 9.81 = 172.02 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

Por otra parte, los efectos de la interacción suelo-estructura en el periodo y amortiguamiento no se tendrán en cuenta puesto que se trata de terreno firme. Además, en tanques elevados se puede despreciar la interacción líquido-recipiente lo que se justifica aún más en recipientes de concreto.

3.7.2 Masas Impulsiva y Convectiva del Líquido

Para propósitos de análisis, el líquido almacenado se debe reemplazar por las masas impulsiva y convectiva, colocadas a diferentes alturas sobre el fondo del recipiente y ligadas respectivamente de forma rígida y elástica a las paredes del recipiente. Tales parámetros se determinan

con las ecs. 9.6-9.10 como sigue:

$$M_0 = \frac{\tanh(1.7L/H)}{1.7L/H} M = \frac{\tanh(1.7 \times 7.5/7.5)}{1.7 \times 7.5/7.5} \times 172.02 = 94.65 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$M_1 = \frac{0.83 \tanh(1.6H/L)}{1.6H/L} M = \frac{0.83 \times \tanh(1.6 \times 7.5/7.5)}{1.6 \times 7.5/7.5} \times 172.02 = 82.25 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$H_0 = 0.38H \left[1 + \alpha \left(\frac{M}{M_0} - 1 \right) \right] = 0.38 \times 7.5 \left[1 + 1.33 \left(\frac{172.02}{94.65} - 1 \right) \right] = 5.95 \text{ m}$$

$$H_1 = H \left[1 - 0.33 \frac{M}{M_1} \left(\frac{L}{H} \right)^2 + 0.63\beta \frac{L}{H} \left[0.28 \left(\frac{LM}{HM_1} \right)^2 - 1 \right]^{1/2} \right]$$

$$H_1 = 7.5 \left[1 - 0.33 \frac{172.02}{82.25} \left(\frac{7.5}{7.5} \right)^2 + 0.63 \times 2 \frac{7.5}{7.5} \left[0.28 \left(\frac{7.5 \times 172.02}{7.5 \times 82.25} \right)^2 - 1 \right]^{1/2} \right] = 6.8 \text{ m}$$

$$K_1 = \frac{3gM_1^2 H}{ML^2} = \frac{3 \times 9.81 \times (82.25)^2 \times 7.5}{172.02 \times (7.5)^2} = 154.32 \text{ t/m}$$

Como interesa calcular el momento de volteo en la base de la estructura de soporte se tomó $\alpha = 1.33$ y $\beta = 2$, a fin de incluir el momento de volteo en el fondo del recipiente.

3.7.3 Modos Naturales de Vibración del Sistema

Los modos dominantes de vibración del tanque elevado se pueden determinar al resolver el problema de valores característicos $(K_n - \omega_n^2 M_n) Z_n = 0$, cuyas matrices de masa M_n y rigidez K_n se definen según las ecs. 9.26 y 9.27 como:

$$M_n = \begin{bmatrix} M_0 + M_p & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 94.65 + 40 & 0 \\ 0 & 82.25 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 134.65 & 0 \\ 0 & 82.25 \end{bmatrix} \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$K_n = \begin{bmatrix} K_p + K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1250 + 154.32 & -154.32 \\ -154.32 & 154.32 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1404.32 & -154.32 \\ -154.32 & 154.32 \end{bmatrix} \text{ t/m}$$

Resolviendo el problema de valores característicos resultante se

encuentra que las frecuencias y los modos naturales de vibración son:

$$\omega_1 = 1.28 \text{ rad/s} \quad Z_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 7.676 \end{Bmatrix}$$

$$\omega_2 = 3.27 \text{ rad/s} \quad Z_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -0.213 \end{Bmatrix}$$

Los periodos naturales de vibración asociados predominantemente a los modos convectivo e impulsivo resultan ser $T_1 = 4.91 \text{ s}$ y $T_2 = 1.92 \text{ s}$, respectivamente.

3.7.4 Respuestas Modales Máximas

El espectro de diseño para un terreno de cimentación del tipo I en la zona sísmica D se caracteriza por los siguientes valores:

$$a_0 = 0.5 \quad c = 0.5 \quad T_a = 0 \text{ s} \quad T_b = 0.6 \text{ s} \quad r = 1/2$$

Las características de la estructura de soporte son tales que puede tomarse un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, para propósitos de reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad.

Los desplazamientos máximos que ocurren en el modo fundamental se determinan con la ec. 9.28, esto es:

$$X_1 = \frac{C_1}{\omega_1^2} \frac{a(T_1)g}{Q'(T_1)} Z_1$$

$$C_1 = \frac{Z_1^T M_s J}{Z_1^T M_s Z_1} = \frac{766.0}{4980.9} = 0.154$$

$$T_1 > T_b \rightarrow a(T_1) = c \left(\frac{T_b}{T_1} \right)^r = 0.5 \times \left(\frac{0.6}{4.91} \right)^{1/2} = 0.17$$

$$T_1 > T_a \rightarrow Q'(T_1) = Q = 3$$

$$X_1 = \frac{0.154}{(1.28)^2} \times \frac{0.17 \times 9.81}{3} \times \begin{Bmatrix} 1 \\ 7.676 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0523 \\ 0.4011 \end{Bmatrix}$$

Los desplazamientos máximos que ocurren en el modo superior se determinan con la ec. 9.29, esto es:

$$X_2 = \frac{C_2}{\omega_2^2} \frac{a(T_2)g}{Q'(T_2)} Z_2$$

$$C_2 = \frac{Z_2^T M_s J}{Z_2^T M_s Z_2} = \frac{117.13}{138.38} = 0.846$$

$$T_2 > T_b \rightarrow a(T_2) = c \left(\frac{T_b}{T_2} \right)^r = 0.5 \times \left(\frac{0.8}{1.92} \right)^{1/2} = 0.28$$

$$T_2 > T_a \rightarrow Q'(T_2) = Q = 3$$

$$X_2 = \frac{0.846}{(3.27)^2} \times \frac{0.28 \times 9.81}{3} \times \begin{Bmatrix} 1 \\ -0.213 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0724 \\ -0.0154 \end{Bmatrix}$$

Las fuerzas de inercia máximas correspondientes a los modos naturales de vibración del sistema se obtienen con la ec. 9.30 como sigue:

$$P_n = K_n X_n; \quad n = 1, 2$$

$$P_1 = \begin{bmatrix} 1404.32 & -154.32 \\ -154.32 & 154.32 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.0523 \\ 0.4011 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 11.55 \\ 53.83 \end{Bmatrix} t$$

$$P_2 = \begin{bmatrix} 1404.32 & -154.32 \\ -154.32 & 154.32 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.0724 \\ -0.0154 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 104.05 \\ -13.55 \end{Bmatrix} t$$

3.7.5 Fuerza Cortante y Momento de Volteo Basales

Las fuerzas cortantes en la base de la estructura de soporte asociadas a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando las fuerzas de inercia del modo correspondiente. Así se tiene:

$$V_1 = 11.55 + 53.83 = 65.38 \text{ t}$$

$$V_2 = 104.05 - 13.55 = 90.5 \text{ t}$$

Los momentos de volteo en la base de la estructura de soporte asociados a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando los momentos flexionantes originados por las fuerzas de inercia del modo correspondiente. Así se tiene:

$$M_1 = 11.55 \times \frac{40}{134.65} \times 15 + 11.55 \times \frac{94.65}{134.65} \times (15 + 5.95) + 53.83 \times (15 + 6.8)$$

$$M_1 = 1395.05 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 104.05 \times \frac{40}{134.65} \times 15 + 104.05 \times \frac{94.65}{134.65} \times (15 + 5.95) - 13.55 \times (15 + 6.8)$$

$$M_2 = 1700.54 \text{ t-m}$$

Cabe recordar que las fuerzas de inercia $P_{11} = 11.55 \text{ t}$ y $P_{12} = 104.05 \text{ t}$ se deben tanto a la masa impulsiva como a la masa de la plataforma, razón por la cual se tuvieron que distribuir proporcionalmente a cada una de estas masas a fin de calcular el momento de volteo en la base de la estructura de soporte.

Para estimar la fuerza cortante y el momento de volteo basales debidos a la combinación de los modos naturales de vibración del sistema se recurre al criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales. De esta forma se tiene que la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de la estructura de soporte resultan ser:

$$V_0 = \sqrt{(65.38)^2 + (90.5)^2} = 111.65 \text{ t}$$

$$M_0 = \sqrt{(1395.05)^2 + (1700.54)^2} = 2199.55 \text{ t-m}$$

Por último, la estructura deberá diseñarse de acuerdo con lo especificado en la sección 3.9.5, es decir, para la superposición de 100 % del componente del movimiento del terreno paralelo a la dirección de análisis y 50 % de los componentes ortogonal y vertical. Cabe asentar que la fuerza cortante y el momento de volteo basales debidos a la acción del componente vertical son nulos.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO IV DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

**TEMA: TABLAS DE FUNCIONES DE IMPEDANCIA PARA CIMENTACIONES
SUPERFICIALES ENTERRADAS EN UN ESTRATO SIMPLE.**

EXPOSITOR: DR. JAVIER AVILES.

3.4 TABLAS DE FUNCIONES DE IMPEDANCIA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES ENTERRADAS EN UN ESTRATO SIMPLE

Para el problema de interacción dinámica suelo-estructura se requiere conocer la magnitud y variación de la rigidez de la cimentación con la frecuencia de excitación. Para ello, las funciones de impedancia rigurosas se pueden determinar mediante un eficiente método de elemento finito desarrollado para tal fin (Tassoulas J y Kausel E, "Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata", *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 19, 1983). Con base en ese método se elaboraron un conjunto de tablas de rigideces estáticas y coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida.

Las rigideces dinámicas que se presentan a continuación están normalizadas de suerte que se pueden emplear para situaciones generales. Los parámetros que se consideran como variables son el coeficiente de Poisson efectivo del sitio, ν , la profundidad de desplante de la cimentación, D , la profundidad del depósito de suelo, H , el radio equivalente de la cimentación, R , y la velocidad efectiva de propagación del sitio, β . El rango de variación establecido para estos parámetros pretende cubrir una gama amplia de casos que se presentan en la práctica. Para valores intermedios vale interpolar linealmente.

En las tablas $i.j.k$ ($i = 1, \dots, 3$; $j = 1, \dots, 5$; $k = 1, \dots, 3$) se presentan funciones de impedancia para cimentaciones con paredes laterales en contacto total o nulo con el suelo y los siguientes valores: $\nu = 1/3(i=1)$, $0.45(i=2)$ y $1/2(i=3)$, $H/R = 2(j=1)$, $4(j=2)$, $6(j=3)$, $8(j=4)$ y $10(j=5)$ y $D/R = 0(k=1)$, $1/4(k=2)$ y $1/2(k=3)$. En todos los casos se consideró un amortiguamiento efectivo del sitio $\zeta = 0.05$. Para valores de amortiguamiento alrededor del 5 por ciento, digamos $0.03 \leq \zeta \leq 0.07$, se pueden utilizar estas mismas tablas pero reemplazando el amortiguamiento considerado por el amortiguamiento de interés al construir las funciones de impedancia.

Tabla 1.1.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.289$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.563$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.275$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.289$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.563$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.275$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 1.2.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 4$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_p^0}{GR} = 5.597$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.376$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.366$	
	k_p	c_p	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1						
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 4$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_p^0}{GR} = 5.597$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.376$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.366$	
	k_p	c_p	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1						

Tabla 1.3.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 6$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 5.530$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.543$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.368$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
1	1		1		1	
1	1		1		1	
1	1		1		1	
1	1		1		1	

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 6$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 5.530$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.543$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.368$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
1	1		1		1	
1	1		1		1	
1	1		1		1	
1	1		1		1	

Tabla 1.4.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.751$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.693$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .963$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.347$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.303$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.679$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 2.2.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K^0}{GR} = 8.369$		$\frac{K^0}{GR^3} = 7.202$		$\frac{K^0}{GR^2} = 600$	
	k_p	c_p	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K^0}{GR} = 7.517$		$\frac{K^0}{GR^3} = 5.583$		$\frac{K^0}{GR^2} = 274$	
	k_p	c_p	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1

Tabla 2.2.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 10.208$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.779$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.715$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.090$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.994$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.447$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 2.3.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 6$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.691$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 10.041$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.476$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 6$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.154$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.246$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.455$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 2.4.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.399$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.987$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.397$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.949$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.226$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.464$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1			1		1	

Tabla 3.1.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 2$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.144$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.385$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .257$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 2$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.144$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.385$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .257$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 3.1.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 12.820$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 12.827$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 2.712$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 10.157$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.263$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.054$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 3.2.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 4$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.352$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.926$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .040$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
0.9	1		1		1	
0.8	1		1		1	
0.7	1		1		1	
0.6	1		1		1	
0.5	1		1		1	
0.4	1		1		1	
0.3	1		1		1	
0.2	1		1		1	
0.1	1		1		1	
0	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 4$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.352$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.926$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .040$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
0.9	1		1		1	
0.8	1		1		1	
0.7	1		1		1	
0.6	1		1		1	
0.5	1		1		1	
0.4	1		1		1	
0.3	1		1		1	
0.2	1		1		1	
0.1	1		1		1	
0	1		1		1	

Tabla 3.2.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2 \quad H/R = 4 \quad D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 10.574$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 10.927$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.890$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10
11	11	11	11	11	11	11
12	12	12	12	12	12	12
13	13	13	13	13	13	13
14	14	14	14	14	14	14
15	15	15	15	15	15	15
16	16	16	16	16	16	16
17	17	17	17	17	17	17
18	18	18	18	18	18	18
19	19	19	19	19	19	19
20	20	20	20	20	20	20
21	21	21	21	21	21	21
22	22	22	22	22	22	22
23	23	23	23	23	23	23
24	24	24	24	24	24	24
25	25	25	25	25	25	25
26	26	26	26	26	26	26
27	27	27	27	27	27	27
28	28	28	28	28	28	28
29	29	29	29	29	29	29
30	30	30	30	30	30	30
31	31	31	31	31	31	31
32	32	32	32	32	32	32
33	33	33	33	33	33	33
34	34	34	34	34	34	34
35	35	35	35	35	35	35
36	36	36	36	36	36	36
37	37	37	37	37	37	37
38	38	38	38	38	38	38
39	39	39	39	39	39	39
40	40	40	40	40	40	40
41	41	41	41	41	41	41
42	42	42	42	42	42	42
43	43	43	43	43	43	43
44	44	44	44	44	44	44
45	45	45	45	45	45	45
46	46	46	46	46	46	46
47	47	47	47	47	47	47
48	48	48	48	48	48	48
49	49	49	49	49	49	49
50	50	50	50	50	50	50
51	51	51	51	51	51	51
52	52	52	52	52	52	52
53	53	53	53	53	53	53
54	54	54	54	54	54	54
55	55	55	55	55	55	55
56	56	56	56	56	56	56
57	57	57	57	57	57	57
58	58	58	58	58	58	58
59	59	59	59	59	59	59
60	60	60	60	60	60	60
61	61	61	61	61	61	61
62	62	62	62	62	62	62
63	63	63	63	63	63	63
64	64	64	64	64	64	64
65	65	65	65	65	65	65
66	66	66	66	66	66	66
67	67	67	67	67	67	67
68	68	68	68	68	68	68
69	69	69	69	69	69	69
70	70	70	70	70	70	70
71	71	71	71	71	71	71
72	72	72	72	72	72	72
73	73	73	73	73	73	73
74	74	74	74	74	74	74
75	75	75	75	75	75	75
76	76	76	76	76	76	76
77	77	77	77	77	77	77
78	78	78	78	78	78	78
79	79	79	79	79	79	79
80	80	80	80	80	80	80
81	81	81	81	81	81	81
82	82	82	82	82	82	82
83	83	83	83	83	83	83
84	84	84	84	84	84	84
85	85	85	85	85	85	85
86	86	86	86	86	86	86
87	87	87	87	87	87	87
88	88	88	88	88	88	88
89	89	89	89	89	89	89
90	90	90	90	90	90	90
91	91	91	91	91	91	91
92	92	92	92	92	92	92
93	93	93	93	93	93	93
94	94	94	94	94	94	94
95	95	95	95	95	95	95
96	96	96	96	96	96	96
97	97	97	97	97	97	97
98	98	98	98	98	98	98
99	99	99	99	99	99	99
100	100	100	100	100	100	100
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2 \quad H/R = 4 \quad D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.618$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.862$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.327$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10
11	11	11	11	11	11	11
12	12	12	12	12	12	12
13	13	13	13	13	13	13
14	14	14	14	14	14	14
15	15	15	15	15	15	15
16	16	16	16	16	16	16
17	17	17	17	17	17	17
18	18	18	18	18	18	18
19	19	19	19	19	19	19
20	20	20	20	20	20	20
21	21	21	21	21	21	21
22	22	22	22	22	22	22
23	23	23	23	23	23	23
24	24	24	24	24	24	24
25	25	25	25	25	25	25
26	26	26	26	26	26	26
27	27	27	27	27	27	27
28	28	28	28	28	28	28
29	29	29	29	29	29	29
30	30	30	30	30	30	30
31	31	31	31	31	31	31
32	32	32	32	32	32	32
33	33	33	33	33	33	33
34	34	34	34	34	34	34
35	35	35	35	35	35	35
36	36	36	36	36	36	36
37	37	37	37	37	37	37
38	38	38	38	38	38	38
39	39	39	39	39	39	39
40	40	40	40	40	40	40
41	41	41	41	41	41	41
42	42	42	42	42	42	42
43	43	43	43	43	43	43
44	44	44	44	44	44	44
45	45	45	45	45	45	45
46	46	46	46	46	46	46
47	47	47	47	47	47	47
48	48	48	48	48	48	48
49	49	49	49	49	49	49
50	50	50	50	50	50	50
51	51	51	51	51	51	51
52	52	52	52	52	52	52
53	53	53	53	53	53	53
54	54	54	54	54	54	54
55	55	55	55	55	55	55
56	56	56	56	56	56	56
57	57	57	57	57	57	57
58	58	58	58	58	58	58
59	59	59	59	59	59	59
60	60	60	60	60	60	60
61	61	61	61	61	61	61
62	62	62	62	62	62	62
63	63	63	63	63	63	63
64	64	64	64	64	64	64
65	65	65	65	65	65	65
66	66	66	66	66	66	66
67	67	67	67	67	67	67
68	68	68	68	68	68	68
69	69	69	69	69	69	69
70	70	70	70	70	70	70
71	71	71	71	71	71	71
72	72	72	72	72	72	72
73	73	73	73	73	73	73
74	74	74	74	74	74	74
75	75	75	75	75	75	75
76	76	76	76	76	76	76
77	77	77	77	77	77	77
78	78	78	78	78	78	78
79	79	79	79	79	79	79
80	80	80	80	80	80	80
81	81	81	81	81	81	81
82	82	82	82	82	82	82
83	83	83	83	83	83	83
84	84	84	84	84	84	84
85	85	85	85	85	85	85
86	86	86	86	86	86	86
87	87	87	87	87	87	87
88	88	88	88	88	88	88
89	89	89	89	89	89	89
90</						

Tabla 3.4.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.302$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.435$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .006$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						
24						
25						
26						
27						
28						
29						
30						
31						
32						
33						
34						
35						
36						
37						
38						
39						
40						
41						
42						
43						
44						
45						
46						
47						
48						
49						
50						

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.302$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.435$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .006$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						
24						
25						
26						
27						
28						
29						
30						
31						
32						
33						
34						
35						
36						
37						
38						
39						
40						
41						
42						
43						
44						
45						
46						
47						
48						
49						
50						

Tabla 3.4.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.804$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 11.706$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.492$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1		1	
0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0	0	0	0	0	0
-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7
-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9
-1	-1	-1	-1		-1	

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.563$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.339$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.337$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1		1	
0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0	0	0	0	0	0
-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7
-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9
-1	-1	-1	-1		-1	



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SIMICA

**IV MODULO
DISEÑO SIMICO DE CIMENTACIONES**

**ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTADAS APOYADAS SOBRE PILOTES
DE FRICCION.**

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS.

ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS APOYADAS SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN

N. Rodríguez Cuevas
Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM.

RESUMEN Estructuras esbeltas cimentadas sobre terrenos arcillosos de baja rigidez, pueden experimentar procesos inestables, que se manifiestan al ser solicitadas por acciones horizontales.

El uso de pilotes de fricción permite aumentar la rigidez a desplazamientos y rotaciones y mejorar las condiciones de estabilidad.

En el trabajo se resumen criterios para analizar la estabilidad de estructuras esbeltas colocadas sobre grupos de pilotes de fricción y se muestran resultados obtenidos de generar programas de análisis automático para definir la rigidez en la base de la estructura, tomando en consideración la distribución, diámetro y longitud de los pilotes así como las propiedades de un continuo que los contiene.

Se hace énfasis en la búsqueda de distribuciones óptimas de pilotes a fin de incrementar la estabilidad de la estructura apoyada sobre ellos.

1. INTRODUCCION

Las estructuras esbeltas cimentadas sobre terrenos arcillosos de baja rigidez, como las que se localizan en el subsuelo del Valle de México, o en terrenos arcillosos en zonas costeras con el tiempo se mueven con desplazamientos crecientes que provocan su hundimiento y pérdida de verticalidad bajo la acción de fuerzas verticales excéntricas; esto hace que se sobrepasen límites aceptables para el buen funcionamiento de la estructura, y aun pueden generar daño estructural. En adición, las estructuras deben soportar las perturbaciones provocadas por viento y sismo.

A fin de mantener los movimientos dentro de los límites aceptables, es común emplear pilotes de fricción como elementos auxiliares de cimentación para disminuir la probabilidad de inestabilidad o falla de la estructura.

En el presente trabajo se establecen criterios para analizar la estabilidad de estructuras esbeltas, apoyadas sobre cimentaciones rígidas colocadas sobre un grupo de pilotes de fricción distribuidos sobre el área de un semiespacio deformable.

Asimismo, se realizan análisis a fin de establecer criterios para revisar las condiciones en que se encuentre una cimentación, cuando esta se someta a la acción de los elementos mecánicos provocados por viento o sismo, valuando los elementos mecánicos que aparecen en la unión de los pilotes con la cimentación rígida, de manera que se asegure la existencia de estabilidad.

Finalmente, las ideas anteriores se aplican a un ejemplo específico común que después de ser analizado, se modifica a fin de mejorar el aprovechamiento de los pilotes que le sirven de cimentación, extrayendo conceptos que permiten iniciar la optimización de cimentaciones apoyadas en pilotes de fricción.

2. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS ESBELTAS APOYADAS EN UN SEMIESPACIO

Estructuras esbeltas, como chimeneas, tanques elevados, torres de control de vuelos y antenas de televisión, silos, edificios, plataformas de perforación, etc, presentan características de comportamiento diferentes a las que aparecen en estructuras cuya base de cimentación es amplia. Este comportamiento puede conducir a procesos inestables o aun a la falla, al cabo de algún tiempo de haberse construido sobre terrenos arcillosos con altos contenidos de humedad y relaciones de vacíos.

A fin de ilustrar ese comportamiento, se muestra una estructura cilíndrica esbelta, apoyada sobre un semiespacio viscoelástico (fig 1), cuyas propiedades puedan ser representativas de arcillas. Se considera que la carga vertical W presenta una excentricidad respecto al centroide de la base de cimentación de la estructura, cuya magnitud sea igual a un décimo del radio de la base.

Usando los procedimientos comunes en la mecánica de medios continuos, es posible calcular los hundimientos de la estructura, para materiales que representan el comportamiento de las arcillas. Así, en la misma figura se

muestra la evolución de los desplazamientos verticales del centroide del área de apoyo, a medida que transcurre el tiempo, lograda mediante el empleo de constantes viscoelásticas obtenidas de pruebas (ref 1).

Se observa que el rápido crecimiento de los hundimientos puede conducir a grandes desplazamientos, sobre todo en arcillas de alta compresibilidad. Al mejorar las propiedades de las arcillas, la velocidad de hundimiento decrece y se requiere mayor tiempo para alcanzar los hundimientos permitidos por las condiciones de funcionamiento de la estructura, pero continúa la tendencia a incremento de desplazamientos verticales.

Debido a la excentricidad de la carga y a su esbeltez, la estructura se inclina provocando desplazamientos horizontales de su parte alta, los cuales tienden a incrementarse con una velocidad 1.48 veces mayor que la del hundimiento vertical de la estructura (fig 2), lo que provoca pérdida de verticalidad, que se incrementa a medida que transcurre el tiempo.

Esos dos efectos combinados pueden alcanzar tal magnitud que limiten el funcionamiento de la estructura en el transcurso del tiempo, al interactuar con construcciones vecinas.

Al ocurrir una perturbación por acción de viento o sismo, aparece una tendencia a movimientos horizontales más acentuada, en frecuencias relativamente bajas, que puede ocasionar daños en la estructura y aumentar su inclinación.

Es común recurrir al empleo de pilotes de fricción bajo la cimentación para disminuir estos efectos, a fin de mejorar las condiciones de estabilidad bajo fuerzas verticales.

3. COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES RIGIDAS APOYADAS EN PILOTES DE FRICCIÓN

En mantos potentes de arcilla se utilizan pilotes de fricción de diversas secciones transversales, con longitudes y separación variables, formando grupos de pilotes que mejoran la estabilidad de la estructura. El análisis de este tipo de cimentación es el objeto principal de este trabajo, bajo condiciones de servicio, a fin de tener certidumbre del movimiento de estas estructuras y de su estabilidad.

Pruebas experimentales realizadas por Whitaker (ref 2) en grupos de pilotes de fricción bajo fuerzas verticales, indicaron el funcionamiento descrito en las figs 3 y 4, cuyos aspectos significativos son:

- a) En cimentaciones rígidas, al presentarse igual hundimiento aparecen fuerzas distribuidas en forma heterogénea, siendo los pilotes de borde y esquina los que soportan las mayores cargas, mientras el nivel de carga sea inferior a 50 por ciento del de ruptura.

- b) El suelo se hunde con los pilotes y se separa de la cimentación rígida, debido al efecto de las cargas transmitidas por los pilotes.
- c) Cuando se dan valores a las cargas superiores al 50 por ciento de falla, desaparece la linealidad en la respuesta y las fuerzas en los pilotes tiende a uniformarse, con un valor próximo al alcanzado por el pilote más cargado en condiciones lineales bajo 60 por ciento del valor último.
- d) La separación de los pilotes cambia la distribución de las cargas y el mecanismo de falla, pero cuando dicha separación es mayor de 2.5 diámetros, siempre se presentan condiciones similares de comportamiento durante todo el proceso de carga.
- e) Al sobrepasar el 50 por ciento del valor de falla, el comportamiento se vuelve no lineal y la cimentación tiende a penetrar en el suelo, empezando en los pilotes de esquina.

Los resultados de las pruebas (fig 5) indican que las fuerzas en los pilotes continúan desiguales y alcanzan niveles más altos en los pilotes de borde, en comparación con los centrales.

Para modelar el comportamiento de grupos de pilotes de fricción es posible recurrir a la dinámica de medios continuos, en la cual se acepte que las propiedades sean independientes de la frecuencia, si se consideran arcillas similares a las del Valle de México.

Para fines de estudio sobre estabilidad de estructuras, la existencia de amortiguamiento resulta poco significativa en el valor de la carga crítica, por lo que un estudio basado en un modelo elástico será representativo del comportamiento de estructuras cimentadas sobre grupos de pilotes de fricción. Esta consideración reduce notablemente el análisis de las cimentaciones en condiciones de servicio, dentro del intervalo de frecuencia de estructuras comunes de periodo alto, como son las estructuras esbeltas, cimentadas en pilotes de fricción. En la fig 6 se muestra el esquema de una cimentación rígida sobre pilotes de fricción sometida a las acciones que provoca una perturbación de su equilibrio, por la presencia de fuerzas horizontales, considerando que el medio es elástico lineal.

Aparecen tres fuerzas, una vertical y dos horizontales, así como tres momentos, dos flexionantes y uno torsionante. Estos elementos mecánicos producen los movimientos que se muestran en las figs 6c y d, los cuales deben calcularse de manera que se conozcan los elementos mecánicos que aparecen en la fig 6b, en cada uno de los pilotes, lo que permitirá revisar las condiciones en que se halla cada pilote de la cimentación. Asimismo, se podrán revisar las condiciones de interacción de cada pilote y el suelo para

juzgar si las condiciones de sustentación son satisfactorias.

Para el análisis de estabilidad es necesario valuar los desplazamientos u , v , w y las rotaciones que experimenta la cimentación, a fin de conocer los movimientos de los puntos más altos de las estructuras y revisar que el orden de magnitud de los desplazamientos horizontales sea comparables con los especificados en normas o reglamentos, para establecer los efectos que genera la perturbación sobre la estructura y tener las bases necesarias para evaluar las características del diseño seleccionado para la estructura y la cimentación.

4. ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS

Las fuerzas laterales que actúan sobre una estructura esbelta, provocan una perturbación de la condición estacionaria de equilibrio y pueden generar una configuración adyacente fuera del entorno de estabilidad de la configuración inicialmente en equilibrio.

Estas configuraciones, sostenidas por las restricciones al movimiento impuestas en la base de la estructura, pueden ser representadas por los seis resortes viscoelásticos que aparecen en la fig 7. Al presentarse la perturbación, el equilibrio inicial se puede restablecer, cuando la rigidez de los resortes es suficiente para evitar la aparición de configuraciones adyacentes fuera del entorno de estabilidad.

Si las perturbaciones son de frecuencias usuales en estructuras esbeltas, el comportamiento de resortes elásticos es adecuado para el estudio de estabilidad de construcciones esbeltas, sobre suelos cuyas propiedades sean similares a las del Valle de México; al aceptar que la estructura esbelta presenta una sección transversal de rigidez EI constante y que existen dos planos de simetría, las ecuaciones eulerianas que regulan el equilibrio se desacoplan y bastará analizar la inestabilidad en dos planos de simetría.

Si la estructura se somete a la acción de una fuerza vertical P , normalmente generada por la acción de la gravedad, la condición crítica queda definida por

$$v_{,zzzz} + \frac{1}{J^2} v_{,zz} = 0 \quad \frac{1}{J^2} = \frac{P}{EI} \quad (4.1)$$

donde v es el desplazamiento paralelo al eje y .

Si en los extremos de la estructura esbelta existen resortes que restringen el movimiento transversal v y la rotación angular $v_{,z}$ cuyas constantes sean $(K_x)_0$ y $(KR)_0$ en la base y $(K_x)_L$ y $(KR)_L$ en la parte superior, se establecen las siguientes condiciones de frontera:

$$z = 0 : v_{,zzz}(0) + \frac{1}{J^2} v_{,z}(0) + \alpha_0 v(0) = 0$$

$$v_{,zz}(0) - \beta_0 v_{,z}(0) = 0$$

$$z = 0 : v_{,zzz}(L) + \frac{1}{J^2} v_{,z}(L) - \alpha_L v(L) = 0$$

$$v_{,zz}(L) + \beta_L v_{,z}(L) = 0 \quad (4.2)$$

donde se han introducido los parámetros

$$\alpha_0 = \frac{(K_x)_0}{EI} \quad \beta_0 = \frac{(KR)_0}{EI}$$

$$\alpha_L = \frac{(K_x)_L}{EI} \quad \beta_L = \frac{(KR)_L}{EI}$$

Así, el problema se reduce a uno de valores característicos, cuya condición de existencia queda definida por la configuración adyacente en equilibrio

$$v = A_1 \sin \frac{z}{J} + A_2 \cos \frac{z}{J} + A_3 z + A_4 \quad (4.3)$$

Al sustituir en las condiciones de frontera y al forzar la existencia de solución diferente de la trivial se obtiene la siguiente ecuación característica

$$\left[-(\alpha_0 + \alpha_L) \frac{u^6}{L^2} + (\beta_0 \beta_L (\alpha_0 + \alpha_L) + \alpha_0 \alpha_L L) \frac{u^4}{L^2} + \alpha_0 \alpha_L (\beta_0 + \beta_L - \beta_0 \beta_L L) \frac{u^2}{L^2} \right] \sin u + \left[(\alpha_0 + \alpha_L) (\beta_0 + \beta_L) \frac{u^5}{L^2} - \alpha_0 \alpha_L L (\beta_0 + \beta_L) \frac{u^3}{L^2} - 2\alpha_0 \alpha_L \beta_0 \beta_L L \right] \cos u + 2\alpha_0 \alpha_L \beta_0 \beta_L L \frac{u}{L} = 0 \quad (4.4)$$

donde $u = \frac{L}{J}$

Al obtener el valor de u más pequeño que satisface la ecuación anterior, u_{cr} , se obtiene el valor crítico

$$P_{crit} = \frac{u_{cr}^2 EI}{L^2} \quad (4.5)$$

Ahora bien, en estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción solo existen los parámetros α_0 y β_0 con valores diferentes de cero, mientras que α_L y β_L resultan ser nulos. En consecuencia, la ecuación característica se reduce a

$$\left[-\alpha_0 \frac{u^6}{L^2} \sin u + \alpha_0 \beta_0 \frac{u^5}{L^2} \cos u \right] = 0 \quad (4.6)$$

la cual es satisfecha si $\alpha_0 = 0$ o si

$$\frac{L}{J} \tan \frac{L}{J} = \frac{(KR)_0 L}{(EI) \alpha_0} \quad (4.7)$$

lo que implica que la condición crítica depende de las características de la estructura y de las constantes K_x y $(KR)_y$; resulta interesante observar que al dar una rigidez diferente de cero al resorte K_x , la estabilidad de la estructura depende únicamente del valor de la rigidez angular del resorte de constante $(KR)_y$.

Es posible establecer expresiones similares para posibles configuraciones adyacentes en el plano yz , (fig 7).

Se debe observar que las condiciones de

estabilidad dependen de la rigidez de los resortes que restringen el movimiento de la base, y que para hacer inestable a una estructura sometida a una carga P conocida es necesario que la rigidez de los resortes tenga valores menores que los críticos que aparecen en la fig 7, definidos por relaciones no lineales que involucran las propiedades de la estructura y del suelo.

Así, en estructuras esbeltas cimentadas sobre pilotes de fricción, la estabilidad de ellas depende del valor de las constantes de los seis resortes que aparecen en la fig 7 y es necesario establecer algoritmos que permitan conocer la rigidez de ellos a fin de ser comparadas con sus valores críticos.

5. FORMULACION MATEMATICA PARA OBTENER LA RIGIDEZ DE UN GRUPO DE PILOTES

Para obtener la rigidez de un grupo de pilotes de fricción bajo una cimentación rígida, es necesario establecer sistemas de ecuaciones que relacionan los desplazamientos de los pilotes y las cargas que actúan en ellos, con el campo de desplazamientos u, v, w que se presenta en la cimentación.

A continuación se resume la formulación matemática de las condiciones que relacionan los campos de desplazamiento que corresponden a los seis movimientos mencionados en la fig 6:

- Desplazamiento vertical $w = \text{cte}$, bajo la acción de la fuerza vertical P
- Rotación que genera el campo $w = \theta_{xy}$, alrededor del eje centroidal y principal x
- Rotación alrededor del eje y, para definir desplazamientos $w = \theta_y x$
- Desplazamiento horizontal $u = \text{cte}$, en todos los pilotes, bajo la fuerza H_x
- Desplazamiento horizontal $v = \text{cte}$, bajo la acción de la fuerza H_y
- Giro de la cimentación ϕ , que genera el campo $\delta = +\phi y_i - \phi x_j + \phi k$ por la acción de un momento torsionante M_T .

Se elaboraron algoritmos para obtener las fuerzas y desplazamientos en cada pilote; los tres primeros movimientos se establecieron con base en un sistema lineal de ecuaciones, cuya matriz fue $[a_{jk}]$; los tres últimos movimientos se resolvieron mediante sistemas de ecuaciones que se basan en la matriz $[b_{jk}]$.

$$[a_{jk}] \quad \text{y} \quad [b_{jk}]$$

son matrices formadas por los coeficientes de interacción entre los pilotes j-ésimo y k-ésimo; la primera matriz se basa en la interacción entre pilotes bajo cargas y desplazamientos verticales, mientras que $[b_{jk}]$ se basa en la existencia de desplazamientos horizontales (ref 3). Dado que en este tipo de movimientos se generan momentos flexionantes en la parte superior de los pilotes en con-

tacto con la base rígida, los coeficientes de influencia β_{jk} se obtuvieron considerando que la tangente a la elástica de la parte superior de los pilotes no gira, debido al empotramiento que comúnmente se encuentra en las cimentaciones de este tipo.

Al aceptar que en los seis movimientos anteriores los desplazamientos o rotaciones fuesen unitarias y que siempre exista equilibrio, se pueden conocer las fuerzas y momentos que actúan en la cabeza de cada pilote y sus resultantes en toda la cimentación. Estas fuerzas y momentos serán las rigideces lineales y angulares de la cimentación, mediante las cuales se pueden establecer las condiciones de estabilidad de la estructura que se apoya en ese grupo de pilotes.

Con base en los sistemas de ecuaciones descritos, se elaboraron dos programas para calculadora B 6700, cuya operación se logró con éxito.

Al resolver a esos sistemas de ecuaciones se obtienen las rigideces de la cimentación piloteada, mediante las siguientes expresiones:

a) Rigidez lineal vertical

Para calcular la constante K_z se puede emplear:

$$K_z = R_z L E_s \quad (5.1)$$

donde

R_z coeficiente adimensional obtenido del programa

L longitud del pilote

E_s módulo de Young del medio

b) Rigidez angular

Depende de la posición del eje de rotación y se calcula mediante la relación:

$$(KR) = R \frac{E_s d^3}{I_p} - nL(R_R H + \frac{E_s L}{I_{\theta M}}) \quad (5.2)$$

donde

R coeficiente adimensional obtenido del programa

d diámetro del pilote

I_p factor de influencia para un pilote aislado

n número de pilotes en el grupo

R_R coeficiente obtenido del programa

L longitud de los pilotes

H fuerza horizontal perpendicular al eje de rotación

E_s módulo de Young del medio

$I_{\theta M}$ factor adimensional

El primer término se debe a la acción de las fuerzas verticales en los pilotes, mientras que el término que se sustrae se debe a la

aparición de momentos flexionantes en la cabeza de los pilotes.

c) Rigidez lineal

Para un grupo de pilotes,

$$K_x = K_y = \frac{LE_s}{R_R I_H} \quad (5.3)$$

donde

R_R factor adimensional obtenido del programa

I_H factor de influencia en un pilote aislado

L longitud de los pilotes

E_s módulo de Young del medio

d) Rigidez torsional

Está formada por la resistencia lateral de los pilotes y por su rigidez torsional; se calcula mediante

$$(KR)_z = (|CTX| + |CTY|) \frac{LE_s}{I_H} + (CTT) \quad (5.4)$$

donde

CTX, CTY factores obtenidos del programa

CTT rigidez debida a todos los pilotes, obtenida del programa

I_H factor de influencia bajo fuerzas horizontales

L longitud de los pilotes

E_s módulo de Young del medio

6. ANALISIS DE RESULTADOS

Se elaboraron programas para definir las rigideces, con ellos se procesó la información sobre diversos grupos de pilotes; el análisis de los resultados condujo a las siguientes observaciones.

6.1 Pilotes bajo fuerza vertical

a) La influencia entre pilotes esbeltos idénticos es importante aun para espaciamentos grandes (50 diámetros). El módulo de Poisson es poco significativo, tendiendo a incrementarse la interacción si v decrece

b) Para cualquier grupo de pilotes, su hundimiento depende en gran parte del número de pilotes. Mientras mayor sea el número de pilotes, menor será el hundimiento y en consecuencia la rigidez del resorte K_z se incrementa al aumentar el número de pilotes

c) La distribución de carga en los pilotes es heterogénea, soportando mayor carga los pilotes de esquina y los de borde. Para un espaciamiento S dado, tiende a ser más heterogénea la distribución de la carga a medida que la relación L/d se incrementa

d) La fig 8 muestra claramente la dependencia de la rigidez con las relaciones L/d y S/d . Se observa que mientras mayor sea el espaciamiento y menor la longitud, para

un diámetro dado de los pilotes del grupo, la rigidez de la cimentación resulta mayor.

6.2 Pilotes bajo giro angular

La rigidez angular de la cimentación depende del número de pilotes, su longitud y su diámetro, así como el eje centroidal alrededor del cual gira la cimentación y la magnitud de la fuerza horizontal que perturba el equilibrio de la estructura.

a) La fig 9 indica que la rigidez de la cimentación depende de las relaciones L/s y S/d . A mayor separación y menor longitud, la rigidez angular de la cimentación aumenta. Al colocar pilotes muy largos a pequeños espaciamientos se alcanza el mínimo de la rigidez angular

b) La rigidez angular varía con el ángulo que forma el eje de rotación centroidal con una dirección arbitraria. Su variación es similar a la del momento de inercia de los pilotes respecto al eje de rotación y coinciden los ejes principales de inercia con los de máxima y mínima rigidez angular

c) La distribución de cargas en los pilotes es heterogénea, presentándose la máxima carga en los pilotes más alejados del eje. La distribución no es lineal, lo que impide aceptar la fórmula de la escuadría para definir las cargas de los pilotes. En grupos simétricos, la fuerza máxima en los pilotes se presenta en el más alejado del eje de rotación

d) La fuerza horizontal H que actúa en la cimentación reduce notablemente la rigidez angular de una cimentación y podría anularla, cuando su magnitud sea grande. Siempre debe considerarse esta fuerza en el cálculo de la rigidez angular, ya que puede provocar inestabilidad en la estructura

e) Los momentos inducidos en la cabeza de los pilotes por la rotación de la cimentación es poco significativa en la disminución de la rigidez angular

f) Los pilotes cercanos al centroide contribuyen de manera poco efectiva en el cálculo de la rigidez angular

6.3 Desplazamiento horizontal de la cimentación

Bajo la acción de una fuerza horizontal centroidal, se presentan desplazamientos horizontales que dependen del número de pilotes y su distribución, de la dirección de la fuerza, de las relaciones L/d y S/d y de las propiedades del medio.

a) El desplazamiento depende del ancho del grupo de pilotes en dirección normal a la de la fuerza, más que del número de pilotes que forman al grupo. Así, pilotes muy distantes darán la máxima rigidez a la cimentación

b) La distribución de la fuerza horizontal, H , es heterogénea. La fig 10 muestra la distribución de la fuerza en un grupo de nueve pilotes; se observa que los pilotes de esquina soportan el mayor nivel de carga. La dirección de la fuerza influye de manera significativa en la distribución de la carga H , (fig 10). Para cualquier dirección, el pilote central siempre soporta el mínimo porcentaje de carga

c) El desplazamiento horizontal genera momentos flexionantes en la cabeza de los pilotes proporcionales a la magnitud de la fuerza H que actúa en la cimentación, los cuales contribuyen de manera sensible a disminuir la rigidez angular de la cimentación

d) La rigidez de la cimentación a desplazamiento horizontal es insensible a la dirección de la fuerza, por lo que se puede considerar que $K_x = K_y$ en cualquier análisis.

6.4 Rigidez torsional de un grupo de pilotes

La aplicación de un momento torsionante en la cimentación provoca fuerzas horizontales en cada pilote, así como de momentos flexionantes y torsionantes en la cabeza de los pilotes.

a) Las fuerzas en cada pilote dependen de su distancia al centro de giro. Los pilotes más alejados soportan mayores fuerzas debido a la existencia de torsión

b) Los momentos flexionantes también dependen de su distancia al centro de giro de la cimentación, los mayores momentos se presentan en los puntos más alejados del centro de giro

c) Los momentos torsionantes en cada pilote son prácticamente iguales, ya que la interacción es poco significativa. La suma de ellos contribuye a definir el momento resistente del grupo

d) La rigidez torsional depende de la posición relativa de los pilotes en el grupo. Mientras más alejados se encuentran del centroide, aumenta la rigidez angular del grupo

Debe hacerse hincapié en que todos los resultados anteriores son válidos mientras se considere al medio y a los pilotes como elásticos lineales, por lo cual deberá verificarse que el pilote más cargado mantenga su condición elástica al aplicar las fuerzas que perturban el equilibrio de la estructura cuya estabilidad se estudia en este trabajo. Este enfoque permite explicar la existencia de fenómenos no lineales en estructuras esbeltas en condiciones de servicio.

7. EJEMPLO ILUSTRATIVO

A fin de ilustrar el manejo de las ideas previas, se seleccionó la estructura cuyas

características aparecen en la fig 11; se aceptan los siguientes valores de las constantes que aparecen en las expresiones que definen la estabilidad.

Diámetro de los pilotes	$d = 40$ cm
Módulo de Young	$E_s = 16$ kg/cm ² , $\nu_s = 0.5$
Número de pilotes	$n = 40$
Longitud de los pilotes	$L = 28$ m
Fuerza horizontal que perturbe la estabilidad	$H = 70$ ton

En estas condiciones es posible calcular la rigidez angular de la cimentación definida por

$$(KR)_x = R \frac{E d^3}{I_p} - nL \left(R_R H + \frac{E I_s}{I_{\theta M}} \right) \quad (7.1)$$

Al efectuar operaciones y utilizar los resultados del programa, se obtienen

$$K_R = 2.4 \times 10^{-5}$$

$$R = 305.4$$

$$R_R = 0.174$$

$$I_p = 0.07$$

$$I_{\theta M} = 3 \times 10^4$$

Al sustituir en la ec 7.1, se obtiene

$$(KR_x) = 4.47 \times 10^9 - 1.36 \times 10^9 = 3.11 \times 10^9 \text{ kg cm}$$

Se observa que la influencia de la fuerza horizontal disminuye la rigidez de la cimentación en 30.5 por ciento.

Al calcular el valor crítico de la rigidez mediante la ec 4.8, se obtiene

$(KR_x)_{crit} = 1.985 \times 10^9$ kg cm. Este resultado implica un factor de seguridad igual a 1.567, que es bajo e implicaría comportamiento no lineal de la estructura.

Por otra parte, al analizar la distribución de cargas en los pilotes bajo fuerza vertical y momento de volteo (fig 12), se observan concentraciones importantes de carga en los pilotes de borde y esquina, mientras que los interiores son solicitados por cargas muy bajas, lo cual implica desperdicio de pilotes, por la mala distribución de ellos bajo la cimentación.

Como una mejor alternativa, en la fig 13 se muestra una cimentación con 30 pilotes distribuidos sobre circunferencias concéntricas, que presenta la misma rigidez angular cuando la base no se desplaza. Sin embargo, al aceptar la existencia de la fuerza de perturbación, H , el factor de seguridad resulta igual a 1.738, lo que implica un aumento de 11 por ciento en comparación con la cimentación sobre cuarenta pilotes.

La distribución de cargas en los pilotes es más uniforme, aprovechándose mejor cada uno de ellos, sin que exista desperdicio.

Este ejemplo ilustra claramente la importancia de una buena distribución de pilotes en la estabilidad de una estructura esbelta, ya que al disminuir el número de pilotes al

setenta y cinco por ciento, se aumenta el factor de seguridad contra inestabilidad en 11 por ciento, se distribuye mejor la carga en ellos, y se obtiene mayor momento de volteo admisible en la estructura, al ser perturbado su equilibrio por la acción de fuerzas horizontales. Para aumentar aún más el factor de seguridad, hasta niveles mayores que eviten el comportamiento no lineal de la estructura, será necesario aumentar el diámetro de las circunferencias.

8. COMENTARIOS FINALES

La estabilidad de construcciones esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción depende de una buena selección de la distribución y número de pilotes que se coloquen bajo la cimentación. En esta se debe buscar separar al máximo los pilotes de fricción sobre circunferencias evitando el desperdicio de ellos en las zonas interiores o su sobrecarga excesiva cuando se utilizan áreas cuadradas.

Es posible valorar el factor de seguridad de una construcción esbelta mediante los procedimientos descritos en este trabajo.

Se deberá cuidar además que el pilote de fricción más cargado soporte los elementos mecánicos que le trasmite la cimentación, dentro de los límites de seguridad comunes.

Un aspecto importante desarrollado en este trabajo consiste en la posibilidad de obtener la distribución de las cargas y momentos que actúan sobre una cimentación sobre pilotes de fricción mediante programas, cuyos resultados son comparables a los que se obtienen experimentalmente, cuando solo actúa carga vertical.

Resultará interesante comprobar experimentalmente los resultados de los programas bajo momentos flexionantes, torsionantes y fuerzas horizontales, a fin de corroborar que en estas situaciones de carga prevalece la similitud con los resultados experimentales y que la carga de inestabilidad sea correctamente valuada por el procedimiento descrito en este trabajo.

9. RECONOCIMIENTO

La actividad desarrollada por Jorge Sánchez Sesma, quien programó los algoritmos mencionados en este trabajo, contribuyó de manera efectiva en este trabajo; asimismo se reconocen las facilidades dadas por el CSC de la UNAM, para el procesamiento de la información.

Se agradecen los juicios críticos de Oscar de Buen y Raúl J. Marsal durante la revisión del manuscrito.

10. REFERENCIAS

Rodríguez Cuevas N. (1971), "Viscoelastic constants for a model representing the mechanical behavior of materials", Procs. Southampton 1969 Civil Engineering

Materials Conference, Wiley-Interscience Parte 1, Londres, pp. 533-543

Whitaker, T. (1957), "Experiments with model piles in groups", *Geotechnique*, Vol 7 pp. 147-167

Poulos, H.G., "Análisis of the settlement of pile groups", *Geotechnique*, Vol 18 pp. 449-471.

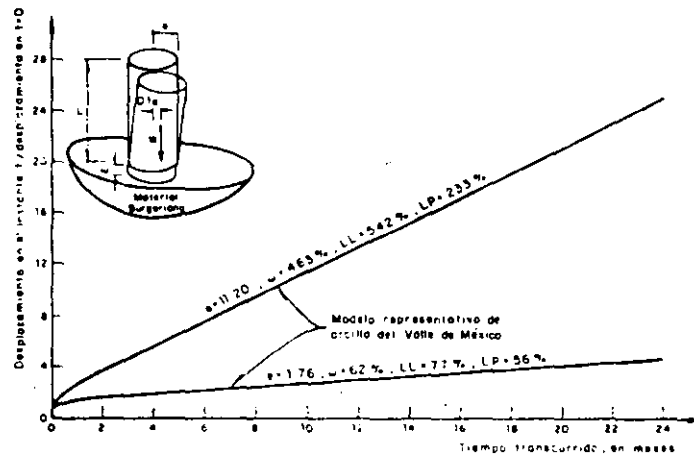


Fig. 1 Movimiento vertical específico provocado por la fuerza vertical W

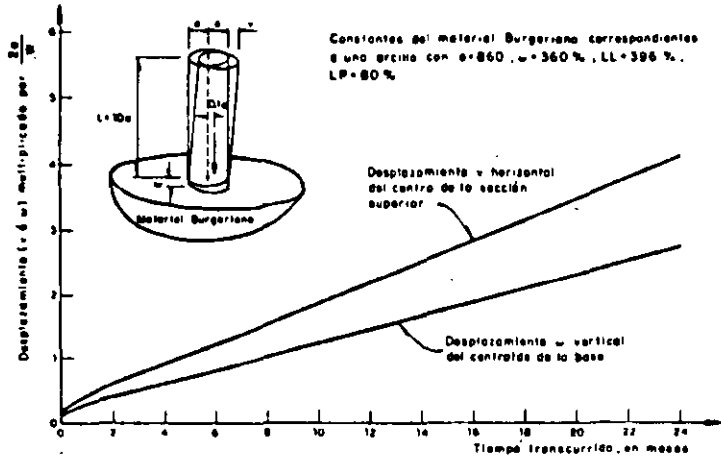
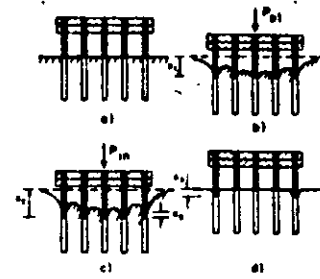


Fig. 2. Desplazamiento vertical de la base y desplazamiento horizontal de la sección superior, de una construcción esbelta, de peso W , excéntricamente aplicado en la base



a) Pilotes de fricción antes de aplicar la carga vertical
 b) Grupo cargado para provocar un desplazamiento X_1
 c) Pilotes sometidos a carga que provoca un desplazamiento X_2 , con componente inclinada en los pilotes laterales
 d) Condición después de quitar la carga, notándose que los pilotes laterales se penetran una cantidad X_2

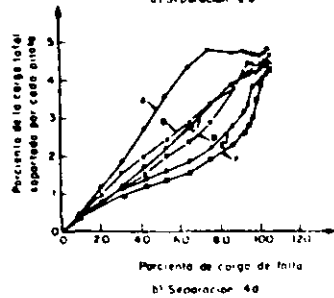
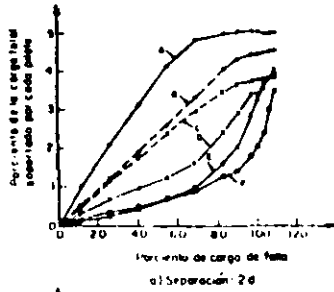
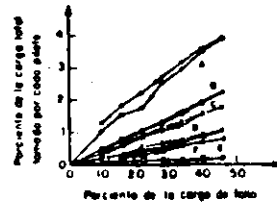
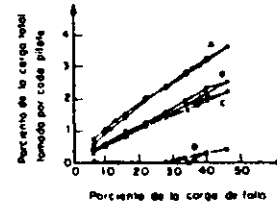


Fig. 4. Comportamiento hasta la falla de un grupo de 25 pilotes de fricción uniformemente distribuidos bajo una cimentación rígida, bajo carga vertical



a) Comportamiento durante el primer ciclo de carga vertical



b) Comportamiento durante el séptimo ciclo de carga vertical

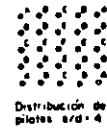


Fig. 5. Distribución de la carga en un grupo de 25 pilotes de fricción, durante varios ciclos de carga vertical hasta la mitad de la carga de falla

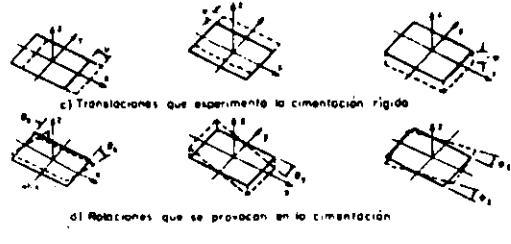
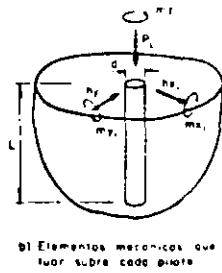
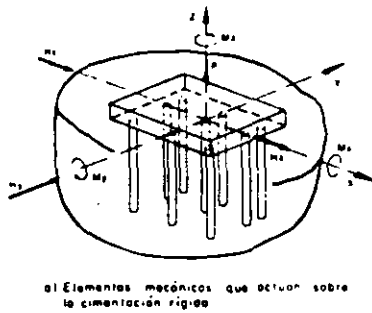


Fig. 6. Acciones que provoca en una cimentación sobre pilotes de fricción, una estructura esbelta sometida a una perturbación

Fig. 10. Distribución de un fuerza horizontal centrada M sobre un grupo de 5 pilotes.
 a) Porcentajes de la carga M tomada por cada pilote, sobre
 b) Carga que toma cada pilote al com.
 c) Dirección de la fuerza M

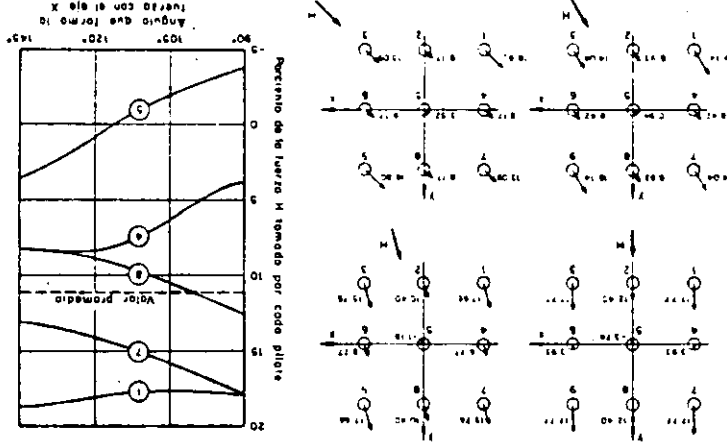


Fig. 9. Variación del coeficiente R de parte de la rigidez angular de un grupo de 25 pilotes, uniformemente distribuidos en un área cuadrada, en función de su longitud y su espaciamiento

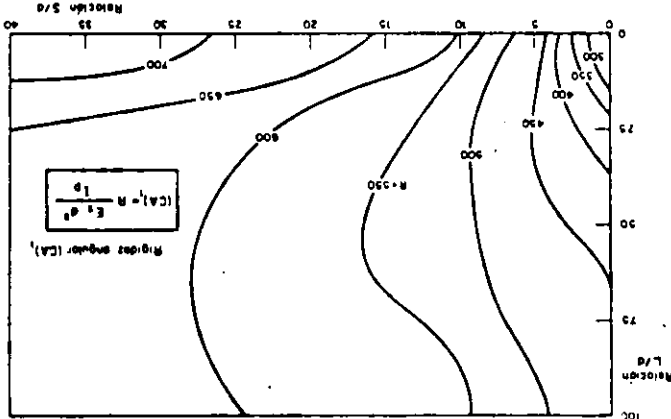


Fig. 7. Valores críticos de los rigores angulares de los resortes que estabilizan una estructura esbelta

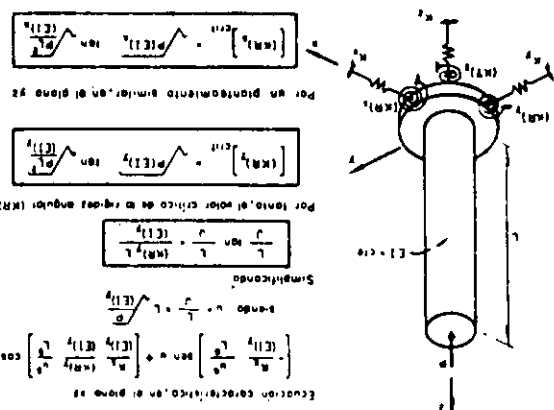
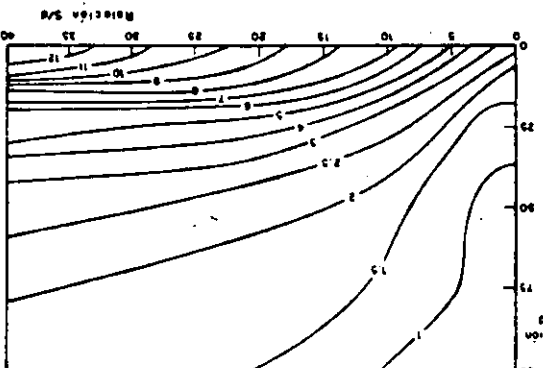


Fig. 8. Número adimensional que multiplica a (LE_s) para obtener la rigidez vertical-cal de una cimentación apoyada en 25 pilotes equidistantes



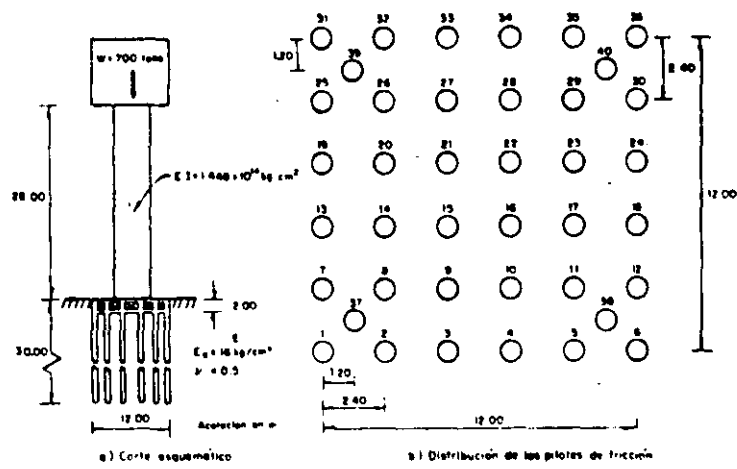


Fig. 11 Estructura esbelta sobre pilotes de fricción

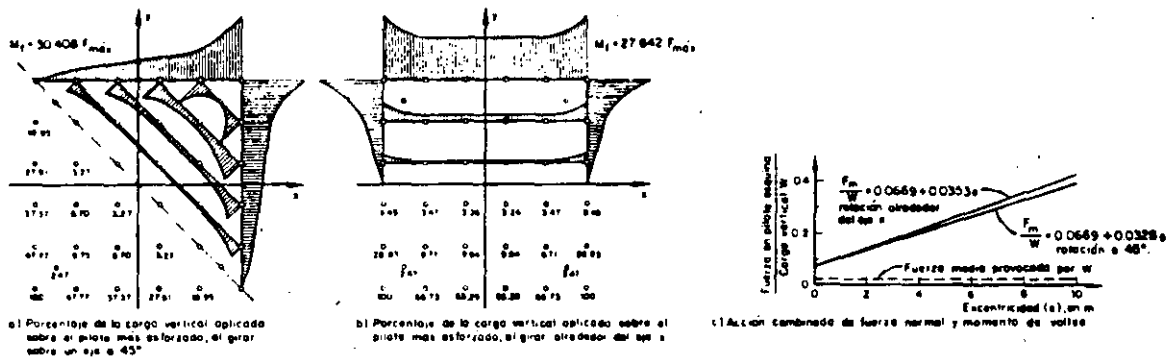


Fig. 12 Distribución de cargas en 40 pilotes, provocadas por la acción de momentos flexionantes sobre la cimentación

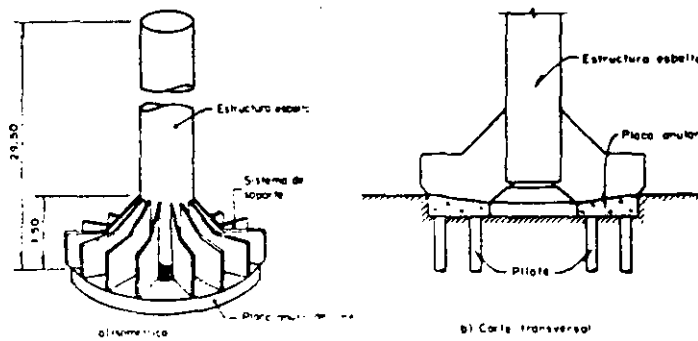
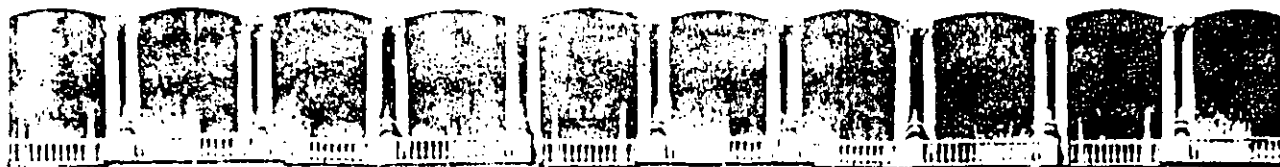


Fig. 13. Cimentación sobre pilotes de fricción en planta circular y su conexión con una estructura esbelta



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SIMICA

**IV MODULO
DISEÑO SIMICO DE CIMENTACIONES**

**MEDICION DE PROPIEDADES DINAMICAS DE ESTRUCTURAS
ESBELTAS PARA ANALISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VOLTEO.**

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS.

1. ANTECEDENTES

En aquellas ciudades en las que el subsuelo presenta alta compresibilidad, como sucede en la ciudad de México, la construcción de estructuras esbeltas introduce la posibilidad de inestabilidad por falta de rigidez angular o lineal de la cimentación sobre la que se apoya la estructura.

La inestabilidad se manifiesta al presentarse una perturbación importante de la estructura, inducida por sismos, viento o cualquier sollicitación lateral, durante la vida útil de la estructura.

Existe evidencia clara de este problema en edificios antiguos, como la torre inclinada de Pisa, en Italia, que experimentó movimientos laterales importantes causados por la consolidación no uniforme de arcillas existentes en el subsuelo.

MEDICION DE PROPIEDADES DINAMICAS DE ESTRUCTURAS ESBELTAS
PARA ANALISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VOLTEO

Neftalí Rodríguez Cuevas
Coordinador de Estructuras
y Materiales del Instituto de Ingeniería

Profesor Titular de la División de Estudios de Posgrado
de la Facultad de Ingeniería de la UNAM

R E S U M E N

La perturbación del equilibrio de estructuras esbeltas desplantadas sobre terreno compresible puede inducir el volteo de ellas, si no se generan las condiciones de cimentación que proporcionen la rigidez angular suficiente para evitar dicho fenómeno.

En este escrito se revisa un modelo matemático para estudiar la pérdida de estabilidad de una estructura regular, provocada por las características del subsuelo, el tipo de cimentación y las cargas que soporta la estructura.

Se proponen procedimientos programables en micro ordenadores digitales de fácil manejo, para modelar a la estructura y la cimentación.

Se propone un procedimiento que utiliza mediciones de vibración ambiental, para identificar la impedancia angular asociada a cada uno de los modos de vibración de la estructura y evaluar así el margen de seguridad que previene el inicio de la inestabilidad de estructuras esbeltas, apoyadas en terreno de baja calidad.

Se mencionan los resultados de aplicar dicho procedimiento a varias estructuras de la ciudad de México, que sirvieron para establecer la confiabilidad del método que se propone en este trabajo.

Los sismos de 1985 en la ciudad de México provocaron el rápido movimiento de edificios esbeltos, y se hicieron evidentes condiciones de inestabilidad que, en algunos casos (figs 1 a 4), provocaron el colapso de las estructuras al generarse rotaciones no controladas de la cimentación.

La inestabilidad de estructuras esbeltas se puede analizar con el método de equilibrio, el cual estima el valor crítico de las cargas que actúan sobre una estructura esbelta apoyada en un terreno cuya rigidez no presenta valores suficientes para impedir que se generen grandes desplazamientos que pueden llevar al colapso total de la estructura, como sucedió en algunos edificios de la ciudad de México, cuando el valle de México fue perturbado por las ondas sísmicas generadas en la costa sur de nuestro país.

El método de equilibrio, que simplifica el enfoque matemático para estudiar el fenómeno, proporciona valores de límite superior. Existe evidencia experimental que muestra cómo la inestabilidad se puede iniciar a niveles de carga inferiores a aquellos calculados por el método de equilibrio (ref 1).

En este escrito se presenta un modelo simplificado de una estructura esbelta apoyada sobre terreno deformable que permite calcular el nivel de rigidez angular de la base de la cimentación necesario para provocar la inestabilidad de la estructura, cuando soporta las cargas provocadas por el uso de la

edificación. Estos valores críticos de rigidez angular establecen un límite inferior de la rigidez en la base de la estructura; imperfecciones y defectos de construcción pueden hacer que estructuras con niveles de rigidez mayor presenten signos claros de inestabilidad.

En este trabajo se busca establecer los márgenes de seguridad que pueden existir en estructuras esbeltas contra volteo y se calibran con los datos de estructuras de la ciudad de México que experimentaron rotaciones importantes de sus cimentaciones, durante la perturbación sísmica de septiembre de 1985. Resulta obvio que un modelo simplificado omite algunos aspectos importantes del fenómeno de inestabilidad, pero los resultados obtenidos de su aplicación sistemática a edificios han mostrado su posible utilidad para estimar el inicio de inestabilidad y por ello, permite al ingeniero en estructuras, contar con un método para evitar la aparición de signos de inestabilidad en las estructuras que diseñó.

Es posible recurrir a un procedimiento de mediciones de campo en estructuras sin daño, para estimar si las condiciones de rigidez de la cimentación son suficientes para impedir la inestabilidad. Se recurre a la medición de características cinemáticas del edificio en pequeños movimientos, normalmente inducidos por el tránsito de vehículos en sus calles aledañas, lo que permite identificar modos y frecuencias de vibrar de éste. La aparición de diversas frecuencias permite detectar las

características de rigidez angular lineal de la cimentación, las cuales son dependientes del modo y de la frecuencia correspondientes. Por ello, se utiliza el concepto de impedancia, similar al empleado en circuitos eléctricos cuando se cambia de corriente directa a corriente alterna de frecuencia conocida. Así, en lo que sigue, se usa el término rigidez cuando se habla de fenómenos de frecuencia nula, mientras que se menciona impedancia, cuando la rigidez es dependiente de la frecuencia del modo de vibrar de la estructura y el suelo.

2. MODELO MATEMATICO QUE SE PROPONE PARA EL ANALISIS DE INESTABILIDAD

En 1983, en la ciudad de Querétaro, se presentó un modelo matemático para analizar el inicio de inestabilidad de estructuras esbeltas (ref 2) a la consideración de los miembros de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

En la fig 5 se muestran las características del modelo, el cual consiste fundamentalmente en una columna prismática de rigidez constante, apoyada en su base en seis resortes, representativos de la rigidez de la cimentación al existir seis grados de libertad en la base inferior de la columna. En su extremo superior, se aplica una carga concentrada coaxial con el eje vertical de la columna, que se considera de magnitud P constante. En la ref 2 se muestra que es posible estimar la rigidez de la cimentación, al inducirse movimientos unitarios

en dirección de cada uno de los grados de libertad, para cimentaciones de diverso tipo.

El método de equilibrio establece la existencia de inestabilidad (fig 5), cuando la rigidez angular de un resorte angular de la cimentación adquiere el valor:

$$(KR)_{\text{crít}} = \sqrt{PEI} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} \quad (2.1)$$

donde:

$(KR)_{\text{crít}}$	rigidez angular crítica de la cimentación alrededor de un eje horizontal
P	carga axial aplicada en el extremo de la columna
EI/L	rigidez de la columna
L	longitud de la columna

Así, al definir la carga que soporta una estructura y su rigidez EI/L , es posible conocer el valor de la rigidez angular de la cimentación que induce la inestabilidad de la estructura.

La aplicación de este modelo a estructuras esbeltas regulares requiere criterios para llegar a conocer la carga equivalente P, asociada a la carga aplicada en diversos niveles de una estructura tridimensional; la rigidez EI/L equivalente y la longitud L, para definir la rigidez angular crítica con el fin de comparar este valor, con el correspondiente a la cimentación

real.

Es por ello necesario establecer modelos matemáticos, para la estructura y la cimentación, que permitan obtener los parámetros que definen la condición crítica para el inicio de inestabilidad.

3. CARGA Y COLUMNA EQUIVALENTE PARA REPRESENTAR A UNA ESTRUCTURA

En lo que sigue se considera que una estructura es regular cuando su planta permanece prácticamente constante en todos sus niveles. Si la altura sobre nivel de banqueta L , es mayor a dos veces el ancho más pequeño de la base aproximadamente rectangular, se considera que la estructura es esbelta.

A fin de estimar el valor de EI de la columna del modelo matemático, se procede de la siguiente manera:

- a) Se aplica una carga unitaria horizontal H , en la parte superior del modelo matemático que representa a la estructura
- b) Se obtiene el desplazamiento horizontal Δ en el punto de aplicación de la carga
- c) Se iguala el desplazamiento Δ al de una columna de sección transversal constante y de material homogéneo (EI constante) de igual altura, L , a la del edificio y se obtiene

$$(EI)_{\text{equivalente}} = \frac{HL^3}{3\Delta} \quad (3.1)$$

Al aplicar el procedimiento anterior a varios edificios de la ciudad de México, se observó que los valores de EI se encontraban dentro del intervalo 10^6 y 10^8 ton-m².

Este resultado permitió observar que en la expresión (2.1), el argumento de la tangente resulta ser extraordinariamente pequeño, por lo que el ángulo se confunde con la tangente lo cual permite reducir (2.1) a:

$$(KR)_{\text{crít}} = \sqrt{PEI} \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} = PL \quad (3.2)$$

lo que simplifica notablemente el cálculo de la rigidez angular crítica.

Puesto que en los edificios reales, la carga se encuentra distribuida a lo alto de la estructura, es posible demostrar que la carga distribuida produce los mismos efectos que una carga P_{eq} aplicada en la parte superior del modelo, definida por

$$P_{\text{eq}} = \frac{P_1 h_1 + P_2 h_2 + \dots + P_n h_n}{L} \quad (3.3)$$

donde

P_i carga vertical aplicada en el i -ésimo nivel del edificio

h_n altura del i -ésimo nivel sobre la base

L altura total del edificio

Por tanto, para edificios con n pisos

$$(KR)_{\text{crít}} = P_1 h_1 + P_2 h_2 + \dots + P_n h_n \quad (3.4)$$

Este resultado coincide con la solución del mismo problema por el método dinámico, para estudiar inestabilidad de columnas rígidas.

Al aplicar sistemáticamente este procedimiento a edificios regulares esbeltos, y al considerar los planteamientos energéticos descritos en las refs 3 y 4, se obtuvieron cargas equivalentes siempre menores a aquellos que se obtienen de sumar las cargas verticales que actúan en una estructura reticular.

En la tabla 1 se resumen datos obtenidos al analizar algunos edificios esbeltos en la ciudad de México. Se muestran porcentajes de carga vertical que representan la carga equivalente, así como los datos que se obtienen del análisis modal de las estructuras, para definir sus frecuencias naturales en flexión y torsión, al aceptar que su base está empotrada.

4. CRITERIOS PARA ESTIMAR LA IMPEDANCIA DE LA CIMENTACION, CUANDO VARIAN LAS VELOCIDADES DE ONDAS DEL SUBSUELO

En diversos modelos matemáticos (refs 5 a 7), se proporcionan expresiones matemáticas para evaluar la rigidez de cimentaciones, para aquellos casos en los que se recurre a cimentaciones

superficiales; y aquellas apoyadas en pilotes de fricción o en pilotes de punta.

En todas ellas se indica la necesidad de conocer el valor del módulo al cortante G del suelo, el cual se idealiza como un semiespacio elástico lineal.

Se acepta que dicho módulo G se puede relacionar con la velocidad de ondas de cortante (V_S) en el suelo, mediante la expresión:

$$G = V_S^2 \rho \quad (4.1)$$

donde:

- G módulo de rigidez al cortante
- ρ densidad de masa del suelo
- V_S velocidad de ondas de cortante en el medio

En la fig 6a se muestran las características del perfil de velocidad de ondas de cortante en un punto localizado en la Alameda de la ciudad de México.

Resulta evidente la existencia de un valor medio \bar{V}_S y de un coeficiente de variación CV , que en el sitio en estudio resultaron ser $\bar{V}_S = 93.6$ m/s y $CV = 52$ por ciento respectivamente.

Así, resulta necesario conocer el valor del módulo de rigidez correspondiente a diversos tipos de suelo, para definir la rigidez de las cimentaciones cuando el suelo presenta diversas

velocidades de ondas de cortante, asociadas a diversas longitudes de onda y frecuencias correspondientes.

Se puede así establecer la impedancia de la cimentación, que corresponde a cada velocidad media de ondas de cortante en el suelo. En la fig 6b se muestran las características de curvas de impedancia de un edificio, correspondientes a diversas velocidades de ondas de cortante.

Normalmente se aprecia un cambio importante en la variación de impedancia a medida que la velocidad de ondas de cortante resulta ser inferior a 600 m/s, en suelos cuya densidad se encuentre comprendida entre 1.0 y 2.

La impedancia es también dependiente del tipo de cimentación. En estructuras apoyadas en pilotes de fricción paralelos, un modelo de la Mecánica de Continuos, considera interacción entre ellos (fig 7) muestra que la longitud de los pilotes, su diámetro, la separación entre ellos y su distribución en planta, son parámetros importantes para conocer la impedancia de una cimentación.

En lo que sigue se consideran principalmente, estructuras apoyadas en pilotes de fricción, por lo que en la tabla 2 se condensan datos de dos modelos cuyas características se analizan en este trabajo.

Cabe destacar que la rigidez de la cimentación, comparada con

la rigidez de la estructura, es altamente significativa para definir las frecuencias naturales de vibración de la estructura. En la fig 8 se muestra la influencia de los parámetros $i = KR/EI/L$; $j = KD/EI/L^3$, que definen la relación de rigideces de la estructura y el suelo.

Se observa claramente que para valores de i y j mayores de 100, el efecto de la interacción entre suelo y estructura es despreciable en el cálculo de la frecuencia del primer modo.

Sin embargo, para valores pequeños de i y j , los periodos se vuelven altamente dependientes de i y j .

Por ello, se consideró necesario establecer un procedimiento confiable para medir periodos de una estructura, tomando en cuenta la interacción con el suelo; estos valores se podrían comparar con aquellos que se obtienen de considerar valores infinitos para i y j .

Así, la medición de periodos reales permite definir la impedancia de la cimentación correspondiente a cada modo.

Es aquí prudente señalar que la existencia de carga axial puede modificar también el valor de los periodos de una estructura. Así, en la siguiente expresión se resume el cambio en periodos provocados por la existencia de carga axial P

$$\omega_p = \omega \sqrt{1 - \frac{P}{P_c}} \quad (4.2)$$

donde:

- ω_p frecuencia modificada por la existencia de P
- w frecuencia natural sin carga P
- P_c carga crítica en la columna empotrada en su base

En la fig 9 se muestra la importancia de incrementar la carga axial, en una columna cuyos parámetros i y j son conocidos. Se observa en la figura que al incrementar la fuerza axial se incrementan los factores de amplificación que se obtienen bajo excitación horizontal senoidal. El efecto es muy notable en valores pequeños de i y j.

En estructuras sometidas a carga axial, con resortes representativos de la rigidez lineal y angular de la cimentación, sus frecuencias naturales de vibración son altamente dependientes de los parámetros i y j, cuando estos adquieren valores pequeños como es el caso de edificios esbeltos desplantados en el subsuelo de la ciudad de México.

La frecuencia de una columna equivalente se puede encontrar a partir de expresiones del tipo:

$$\omega_p = \frac{p^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \sqrt{1 - \frac{PL^2}{D^2 EI}} \quad (4.3)$$

donde

- ω_p frecuencia, en s^{-1}

- p parámetro adimensional descrito en la fig 7, dependiente de i, j y del modo de vibrar de la estructura
- L altura de la columna equivalente
- μ densidad de masa de la columna
- P carga axial aplicada a la columna
- D parámetro que considera el cambio de cargas y escuadras de un edificio en el cálculo de la carga crítica equivalente; para una columna de sección constante, $D = 0.5$

Los resultados previos indican que es posible evaluar las impedancias de una estructura por medio de sus frecuencias naturales de vibrar, mientras la geometría, masa y cargas que actúan en ella permanezcan constantes.

5. VIBRACION AMBIENTAL PARA IDENTIFICAR LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DE UNA ESTRUCTURA SUJETA A PEQUEÑOS DESPLAZAMIENTOS

En publicaciones previas (refs 8 y 9) se ha descrito y probado un procedimiento de medición del movimiento causado por vibración ambiental, en estructuras desplantadas en la zona del lago del valle de México.

Existe evidencia experimental (ref 10) que indica que el subsuelo del valle de México se encuentra en continuo movimiento. En la fig 10 se muestra el resultado de mediciones de la velocidad del suelo en diversas partes del valle. Se observa

claramente que el nivel de velocidad disminuye de manera apreciable durante la noche, cuando disminuye el tránsito en la ciudad.

La existencia del movimiento del subsuelo permite medir las aceleraciones en distintos niveles de un edificio esbelto, e identificar sus frecuencias y modos de vibrar.

Una revisión sistemática de edificios desplantados sobre pilotes de fricción (ref 9) mostró la existencia de frecuencia en modos de vibrar en flexión, torsión y bamboleo, cuyos valores permanecen estacionarios en diversos instantes de medición (fig 11).

En todos los edificios en los cuales se midió la aceleración inducida por vibración ambiental, se observó que de espectros estadísticos se puede llegar a identificar modos y frecuencias asociadas.

La obtención de espectros de potencia de aceleración a partir de mediciones de aceleración, en siete puntos adecuadamente distribuidos en la estructura, mediante la transformada rápida de Fourier, permite identificar las características dinámicas de una estructura real y de su cimentación, al incorporar la interacción entre suelo y estructura.

Cabe señalar que la identificación de las frecuencias, en las cuales influyen los parámetros descritos en la expresión 4.3,

requiere especial cuidado para conocer y describir las condiciones en las cuales se encuentra una estructura durante la etapa de mediciones.

Así, el conocimiento de la arquitectura, distribuciones en planta y alzado, existencia de muros y elementos no estructurales, escaleras, sistema de piso y distribución y forma de columnas es importante para identificar la impedancia de la cimentación de edificios esbeltos.

Además la distribución de masa, detalles constructivos, características de la estructura portante y los materiales que la forman, son datos indispensables para elaborar un modelo matemático adecuado para representar una estructura.

Por otra parte; el conocimiento de las características de estratigrafía, velocidad de ondas de cortante en cada estrato y tipo de cimentación contribuyen a generar un modelo matemático de la cimentación, y de ahí calcular curvas de impedancia de la cimentación.

6. RELACION ENTRE FRECUENCIAS DE VIBRACION MEDIDAS EN UN EDIFICIO Y LA IMPEDANCIA DE LA CIMENTACION

El estudio sistemático de edificios en el valle de México, mostró claramente que una vez que se establecen modelos representativos de la superestructura y de la cimentación, es posible identificar la impedancia asociada a la cimentación, en

cada uno de los modos de vibrar. Para ello es necesario seguir el siguiente procedimiento:

1. Se obtienen formas características y frecuencias asociadas a cada modo, mediante programas de micro-ordenador, como puede ser el programa Super E Tabs, considerando que la base de la estructura se encuentra impedida de desplazamientos lineales y angulares. Así se pueden conocer las frecuencias $\{w_i\}_{BF}$ asociadas a cada modo
2. Al introducir un piso ficticio bajo la base, con rigidez angular y lineal conocida, se determinan las frecuencias $\{w_{pi}\}$ en las cuales se incorporan los efectos de interacción suelo-estructura. Es necesario obtener las frecuencias de la estructura para velocidades de ondas de cortante en el subsuelo iguales a 30, 60 y 120 m/s en el caso de estructuras desplantadas en terreno suave, como el de la zona del lago de la ciudad de México
3. Se calculan simultáneamente los valores de la impedancia I_i correspondientes a cada modo y a cada velocidad de ondas de cortante en el subsuelo
4. Se definen los cocientes (w_{pi}/w_{iBE}) para cada impedancia. Se obtienen así $(w_{pi}/w_{iBE})_1$, $(w_{pi}/w_{iBE})_2$ y $(w_{pi}/w_{iBE})_3$ correspondientes a las velocidades $V_S = 30, 60$ y 120 m/s respectivamente, así como los valores I_{i1} , I_{i2} , I_{i3} asociados a cada velocidad

5. Se ha establecido en diversas estructuras esbeltas de la ciudad de México que

$$I_i^{N_i} = A_i \left(\frac{w_{iBE}}{w_{pi}} \right) \quad (6.1)$$

donde

I_i impedancia asociada al i ésimo modo

A_i coeficiente constante en cada modo

N_i exponente constante en cada modo

por ello, se pueden calcular:

$$N_i = \frac{\log \left[\left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/1}} \right) \left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/3}} \right) \right]}{\log \left(\frac{I_{i3}}{I_{i1}} \right)} \quad (6.2)$$

$$(A_i)_1 = \left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/1}} \right)^{N_i} I_{i1} \quad (6.3)$$

$$(A_i)_2 = \left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/2}} \right)^{N_i} I_{i2} \quad (6.4)$$

$$(A_i)_3 = \left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/3}} \right)^{N_i} I_{i3} \quad (6.5)$$

6. Cuando los tres valores definidos por las ecuaciones 6.3, 6.4 y 6.5 sean prácticamente iguales, se puede afirmar que se conoce la impedancia asociada a cada modo de una estructura en estudio mediante la expresión

$$I_i = A_i^{1/N_i} \sqrt{\frac{w_{iBE}}{w_{pi}}} \quad (6.6)$$

donde A_i , N_i se obtienen siguiendo la secuencia descrita en el inciso 6.5.

Conocida la expresión 6.5 para los modelos de estructura y cimentación de un edificio, se puede calcular la impedancia asociada a cada modo recurriendo a las frecuencias medidas con vibración ambiental en cada modo de la estructura, w_{iAM} y al dividir las entre la frecuencia correspondiente al i ésimo modo de vibrar de la estructura cuando su base esté impedida de girar y desplazarse, w_{iBE} , se pueden conocer los cocientes w_{iAM}/w_{iBE} correspondientes a cada modo. Los valores de la impedancia asociada a cada modo, se obtienen de aplicar repetidas veces la expresión 6.6, sustituyendo w_{pi} por w_{iAM} .

En el estudio sobre varios edificios de la ciudad de México se observó que cuando se consideran simultáneamente la existencia de los resortes de rigidez lineal y angular en la base de la estructura, y se obtienen los valores correspondientes de curvas de interacción en las cuales hace variar la rigidez angular y lineal en función del cociente (w_{pi}/w_{iBE}) , estas curvas difieren en menos de dos por ciento de aquellas obtenidas al considerar únicamente la impedancia angular de la cimentación (fig 12 b y d).

La afirmación anterior no es válida cuando se comparan curvas

de impedancia lineal con aquellas correspondientes a la interacción simultánea de los resortes angulares lineales. Para este caso las diferencias son muy apreciables (fig 12 a y c).

Por todo lo anterior es posible obtener los valores de impedancia angular correspondientes a los primeros modos de vibrar, a partir de la expresión 6.6 y los resultados obtenidos de mediciones de vibración ambiental.

Conocidos estos valores se comparan con aquellos descritos por la expresión 3.4 y se establece el cociente $I_1 / (KR)_{crít} = FSV$ que mide a un factor de seguridad contra volteo de una estructura esbelta por existencia de inestabilidad.

Es evidente que si en una estructura real FSV resulta igual o menor que la unidad, la estructura es necesariamente inestable, según lo establece el método de equilibrio.

Cuando FSV es mayor que la unidad, y la estructura y el suelo no son comparables con lo establecido por los modelos representativos de la estructura y la cimentación en la ref 2 se propone que si FSV es inferior a 1.7, la estructura presenta signos claros de inicio de inestabilidad.

7. APLICACION A ALGUNOS EDIFICIOS EN LA CIUDAD DE MEXICO

Se seleccionaron edificios regulares apoyados sobre pilotes de fricción, en la zona del lago del valle de México. Algunos de ellos no experimentaron daño durante los sismos de septiembre

de 1985. Otros experimentaron rotación muy notable en su base y se incluyó el edificio mostrado en la fig 4, el cual giró sobre su base, al provocarse el colapso.

En la tabla 3 describen algunas características del comportamiento de los edificios estudiados durante los sismos de 1985.

Se generaron modelos matemáticos de la estructura de cada edificio, mediante el programa Super E Tabs para representar a la superestructura. La cimentación se modeló siguiendo dos modelos:

- a) El señalado en las normas del Distrito Federal, que considera la existencia de contacto de la losa inferior del edificio con el suelo
- b) Un modelo obtenido de la Mecánica de Continuos, en el que se supone que el edificio solo se apoya sobre los pilotes de fricción, sin que exista contacto entre la losa y el terreno natural

Las principales características de los modelos matemáticos aparecen en la tabla 2 del apéndice.

En la fig 14 se condensan parte de los resultados obtenidos al aplicar el modelo de la Mecánica de Continuos, para calcular la constante de rigidez angular R , para el grupo de pilotes que soporta a cada edificio, en función del número de pisos y del número de pilotes.

Destaca la existencia de una línea de ajuste para correlacionar el valor de R con el número de pilotes, con un coeficiente de correlación igual a 0.95, en aquellos edificios en los cuales los sismos de 1985 no provocaron grandes rotaciones de la base.

La fig 14 también muestra puntos fuera y abajo de la línea de correlación, que representan los valores de la constante R correspondiente a los edificios B, G y Z, en los cuales se apreciaron signos de inestabilidad, al presentar rotaciones apreciables a simple vista en su cimentación.

Los cálculos que se efectuaron para conocer el parámetro R_r , que define a la rigidez lineal de la base de todos los edificios estudiados, indicaron que su valor osciló entre 0.089 y 0.142, a pesar del cambio en la distribución de los pilotes en todos los edificios.

Para calcular la rigidez angular de la base de los edificios, se consideró que los pilotes se encontraban unidos a la cimentación y que los parámetros $I_p = 0.07$, $I_H = 0.11$ e $I_{\theta M}$ tendía a infinito.

Se conocieron los datos de dimensiones, diámetro y propiedades de los pilotes de cada edificio, los cuales se usaron para calcular la rigidez angular de los grupos de pilotes bajo cada uno de los edificios. Siempre se consideró que el módulo de rigidez a la compresión simple del suelo, en prueba estática,

E_s , fuese igual a 500 ton/m^2 .

Se aceptó en todos los edificios estudiados que existía una fuerza cortante en la base de los edificios, igual a veinte por ciento del peso total del edificio sobre la cimentación, a fin de simular la acción de la perturbación sísmica de septiembre de 1985. Esta fuerza cortante basal H , disminuye notablemente la rigidez angular, a medida que su valor aumenta. Cabe destacar que en las recomendaciones contenidas en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal no se establece ninguna consideración respecto a la influencia del cortante basal H , en la rigidez angular de la cimentación.

Conocidas las rigideces angulares de la cimentación, se compararon con la rigidez angular crítica obtenida de 3.4, y con aquella obtenida de vibración ambiental de cada edificio, a fin de juzgar las similitudes y diferencias existentes. En la tabla 4 se condensan algunos de los resultados obtenidos, así como el factor de seguridad contra volteo, FSV.

En la ref 2 se establece que el FSV debe ser necesariamente mayor a 1.7 para evitar problemas de inestabilidad. Los cálculos realizados mostraro lo siguiente:

- a) En el edificio Z, mostrado en la fig 4, se encontró que $FSV = 1.6 < 1.7$, a diferencia del resto de los edificios, para que los que se calcularon valores mayores de FSV.

- b) En el edificio G, $FSV = 1.89$, mayor que 1.7, se observaron rotaciones importantes del edificio, sin que se presentara el colapso de la estructura. La medición de vibración ambiental indicó valores muy altos de impedancia angular, atribuible a la posible penetración de los pilotes en la periferia de la cimentación, lo cual apoyó la losa inferior de la cimentación contra el terreno. Esto incrementó notablemente su rigidez angular, así como el apoyo proporcionado por una construcción vecina contra la cual chocó durante los sismos de 1985
- c) En el edificio B, que experimentó una gran rotación de la base, el FSV resultó superior a 1.7, pero no presentó colapso. La medición de vibración ambiental indicó un alto valor de la rigidez angular, también atribuible al posible apoyo del edificio en el terreno y en la atagüa circundante
- d) En la tabla 4 destacan los FSV muy grandes del edificio T1, en comparación con los demás edificios. Esto se atribuye a las características peculiares de la cimentación, formada por contratraves labradas dentro del terreno y a la existencia de una losa que las conectaba, así como a la distribución de los pilotes de fricción en la periferia del edificio.

La evidencia que se presenta en la tabla 4 muestra claramente

que el modelo de Mecánica de Continuos permite identificar factores de seguridad contra volteo que detectan la inestabilidad de los edificios, cuando FSV se encuentra en la vecindad de 1.7.

Por otra parte, al considerar el apoyo en toda el área y despreciar la existencia de los pilotes y su distribución, se obtienen factores de seguridad contra volteo que no permiten identificar la posible existencia de colapso.

La medición de vibración ambiental, asociada a modelos matemáticos, indicó altos factores de seguridad, después de que los sismos de 1985 alteraron las condiciones de cimentación y propiciaron la penetración de pilotes en el suelo.

Es necesario señalar que las mediciones se efectuaron sin que existiera fuerza cortante horizontal, que es un factor importante para reducir la capacidad de las cimentaciones, desde el punto de vista de rigidez angular crítica.

8. RECOMENDACIONES PARA EL USO DEL MODELO EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS

La cuidadosa modelación tridimensional de un edificio, que tome en consideración a la estructura reticular, miembros no estructurales y propiedades reales de los materiales es recomendable para el buen uso del modelo propuesto en la ref 2.

Así mismo, el empleo de programas que evalúen los parámetros

del modelo de la subestructura de una estructura esbelta, y que consideren el efecto de interacción entre pilotes, es recomendable para lograr una alta coherencia con mediciones experimentales.

Medición de la velocidad de propagación de ondas de cortante en el subsuelo contribuyen a corroborar las propiedades del subsuelo. Un sistema de medición de aceleraciones en un edificio, producidas por vibración ambiental, que permita obtener espectros estadísticos del movimiento de una estructura, mediante la transformación rápida de Fourier, es útil para identificar las frecuencias de los modos de vibrar de un edificio.

Se recomienda completar la información que se presenta en este trabajo, a fin de definir valores estadísticos que simplifiquen el cálculo numérico de los parámetros involucrados.

9. COMENTARIOS FINALES

La investigación realizada mostró la posibilidad de aplicar el modelo descrito en la ref 2 (fig 5) para evaluar las características de estabilidad de edificios apoyados sobre pilotes de fricción en el valle de México.

La rigidez angular crítica $(KR)_c$ de un edificio depende únicamente de la distribución de las cargas verticales y de su altura sobre la base del edificio, y es independiente de su rigidez.

La impedancia de la cimentación a la rotación depende de las propiedades del suelo, la distribución, número y características de los pilotes, la conexión de estos a la base del edificio y el nivel de fuerza cortante horizontal que se presente en la base del edificio.

Cuando solo se considera el área de contacto entre el suelo y la base del edificio (ref 5) se sobrestima el valor de la impedancia angular de la cimentación, en un orden de la magnitud.

Pruebas de vibración ambiental, aunadas al desarrollo de buenos modelos matemáticos de la super y subestructura del edificio, permiten identificar con facilidad la impedancia de la cimentación, cuando no existen sollicitaciones laterales en la estructura durante la medición.

Las frecuencias naturales de la estructura son altamente dependientes de las características de impedancia angular de la cimentación, y del nivel de carga que soporta.

La evidencia mostrada en este trabajo indicó que el factor de seguridad contra volteo debe ser necesariamente mayor a 1.7, según el sistema de cálculo que se desarrolló durante esta investigación, a fin de evitar la inestabilidad de una estructura.

10. RECONOCIMIENTO

La valiosa colaboración de Ricardo González Alcorta, técnico

académico del Instituto de Ingeniería, en el manejo de información numérica y su trabajo durante las pruebas de campo, contribuyó de manera significativa a la terminación de este trabajo.

Los trabajos de investigación de Gabriel Hernández Hernández y Jorge Arboleda Villagómez, aportaron pruebas de corroboración a los desarrollos emprendidos en este trabajo.

Raúl Maldonado Alanís, técnico de instrumentación del Instituto de Ingeniería, se encargó de la buena operación del sistema experimental de medición.

Alfonso Gutiérrez y el departamento de dibujo del Instituto de Ingeniería realizaron las figuras de este escrito.

11. REFERENCIAS

1. Gregory, M: "Elastic Instability". SPON's Civil Engineering Series, Londres. 1967. Capítulo 3
2. Rodríguez Cuevas, N.: "Estabilidad de estructuras esbeltas". XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Querétaro, Qro. 198, pp
3. Timoshenko, S: "Theory of Elastic Stability". McGraw Hill, Nueva York 1936
4. Belluzzi, O: "Scienza delle Costruzione". Nicola Zanichelli Editore. Bollogna, 1955

6. Richart, FE; Hall, JR y Woods, RD.: "Vibrations of Soil and Foundations". Prentice Hall International Series. Englewood Cliffs, NJ, 1970
7. Poulos, HG y Davis, EH.: "Pile Foundation Analysis and Design". John Wiley, Nueva York, 1980
8. Rodríguez Cuevas, N.: "Análisis experimental de vibraciones en edificios". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, Ver. Mayo 1986, pp B8-01 a B8-11
9. Rodríguez Cuevas, N.: "Análisis experimental de vibraciones de edificios". Presentado al Departamento del Distrito Federal. Informe final. Instituto de Ingeniería, UNAM. Enero de 1987
10. Masaki, K.: Comunicación personal. México, 1987.

APENDICE

Tablas y figuras que se mencionan en el texto.

TABLA 1. CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS OBJETO DE ESTA INVESTIGACION

Edificio	No. niveles	No. pilotes	Altura (m)	Esbeltez H/B	P _{eq} /W (%)	Periodo de vibración del 1er modo(s)				Tipo de estructura
						Flexión X	Flexión Y	Torsión	Bamboleo	
A	11	144	37.4	2.25	57	1.56	2.08	0.53	0.35	2
AD	13	75	45.0	1.42	52	2.50	2.50	0.63	0.44	1
B	13	49	42.9	3.66	54	1.14	1.67	0.69	0.42	1
E	9	26	23.4	2.44	56	0.77	1.14	---	0.28	2
G	10	47	30.05	2.21	57	0.93	1.14	0.66	0.38	1
O	8	61	23.0	1.74	58	0.78	1.14	0.63	0.52	2
T ₁	9	21	24.5	2.54	49	0.89	1.56	0.54	0.34	3
T ₂	9	21	24.5	2.54	48	1.14	0.69	0.36	0.50	4
Z	10	22	27.0	1.96	48	----	----	----	----	2

H altura total del edificio
 B ancho mínimo de la base
 P_{eq} carga equivalente definida en (33)
 W peso total del edificio

Tipos de estructura

1. Estructura de concreto reforzado con muros sísmicos
2. Estructura de concreto reforzado
3. Planta baja dúctil y muros de tabique en niveles superiores
4. Macromarcos de concreto reforzado

TABLA 2. MODELOS MATEMATICOS PROPUESTOS PARA CALCULAR RIGIDECES CIMENTACIONES APOYADAS EN PILOTES DE FRICCION

Rigidez	NORMAS DEL DISTRITO FEDERAL		Mecánica de continuos	
	Tipo	Valores propuestos	Tipo	Valores propuestos
Lineal	Horizontal	$D \leq 1m$ $6.7 G_s R_{x1}$ $D \leq 3m$ $6.3 G_s R_{x1}$	Horizontal	$\frac{LE_s}{R_{r2} I_H}$
	Vertical	$D \leq 1m$ $16.2 G_s R_{x1}$ $D \leq 3m$ $24.0 G_s R_{x1}$	Vertical	$R_{r2} LE_s$
Angular	Ejes x ó y	$D \leq 1m$ $7.3 G_s R_{r1}^3$ $D \geq 3m$ $10.9 G_s R_{r1}^3$	Ejes x ó y	$R \frac{E d^3}{I_p} - NL(R_{r2} H + \frac{E L}{I_{\theta M}})$
Torsional	Eje vertical	No se propone ningún valor	Eje vertical	$(CTX + CTY) \frac{LE_s}{I_H} + CTT $

D profundidad de desplante
G módulo de rigidez al cortante del suelo en condiciones dinámicas
 E_s módulo de rigidez a compresión simple del suelo, en prueba estática
L longitud de los pilotes
d diámetro de los pilotes
N número de pilotes
H fuerza horizontal

R_{x1} cantidad dependiente del área RDF
 R_{r1} cantidad dependiente del área RDF
 R_{r2} coeficiente de rigidez lineal
R coeficiente de rigidez angular
CTX, CTY, CTT coeficiente de rigidez torsional
 $I_H, I_p, I_{\theta M}$ coeficientes adimensionales

TABLA 3. COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS Y DAÑO CAUSADO POR LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

Edificio	Periodo medido			Daño observado después de los sismos
	Periodo con base empotrada			
	Flexión X	Flexión Y	Torsión	
A	1.73	1.37	0.42	Se observó daño en losas de vigueta y bovedilla. Los nudos de la estructura presentaron daño severo. Daño severo en elementos no estructurales
AD	1.33	1.0	----	Daño en entrepiso reticular cerca de capiteles. Ligera rotación de la base. Daño en un muro sísmico
B	1.90	1.45	----	Daño ligero en la estructura. Rotación importante de la base al hundirse una esquina
E	0.99	0.98	----	Daño en muros de tabique. La estructura no experimentó daño. No se observó rotación de la base
G	1.57	1.43	1.29	Estructura de concreto intacta. Giró apreciablemente, hasta apoyarse en una construcción vecina
O	1.42	1.37	1.61	Daño ligero en una columna por irregularidad en la estructuración
T ₁	2.28	1.79	0.83	Planta baja intacta. Pisos superiores con daño severo por carecer de estructura. No se detectó rotación de la base
T ₂	2.71	1.35	0.92	Es el mismo edificio anterior reforzado con macromarcos en la dirección flexible. Se modificó la estructuración
Z	----	----	----	Estructura de concreto relativamente intacta, pero se dañó al chocar con el suelo por el colapso total.

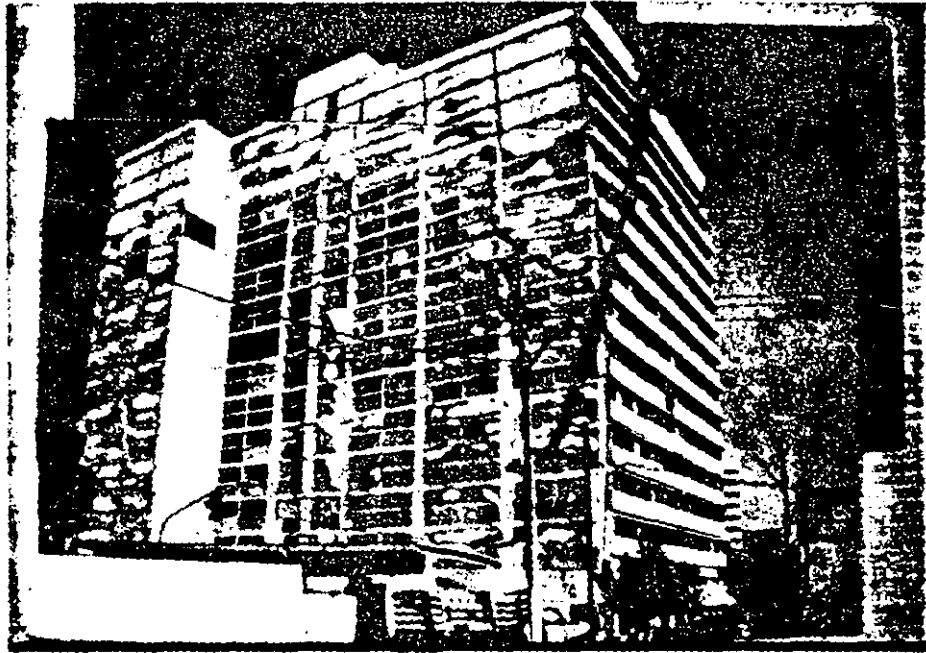
TABLA 4. RIGIDECES ANGULARES DE LA CIMENTACION Y FACTOR DE SEGURIDAD
CONTRA VOLTEO DE EDIFICIOS CON SIGNOS DE INESTABILIDAD

Edificio	RIGIDEZ ANGULAR MENOR 10 ⁵ ton-m/radian			RIGIDEZ ANGULAR CRITICA 10 ⁵ ton-m/radian	FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO		
	Debida a pilotes	Apoyo con suelo*	Medida**		Solo por pilotes	Apoyo to- da área	De medición**
B	1.90	27.0	55.0	0.732	2.60	36.9	75.14
G	0.89	43.2	131	0.471	1.89	91.7	194.89
T ₁	2.72	164	5.67	0.158	17.22	161.6	605.51
Z	0.309	20.6	0	0.193	1.60	106.7	0

Las mediciones se efectuaron durante 1986. Se atribuye una rigidez nula al edificio Z por haber experimentado colapso total durante los sismos de 1985:

*obtenida con el modelo RDF con $v_s = 70$ m/seg

**la cimentación se modeló con el modelo del RDF

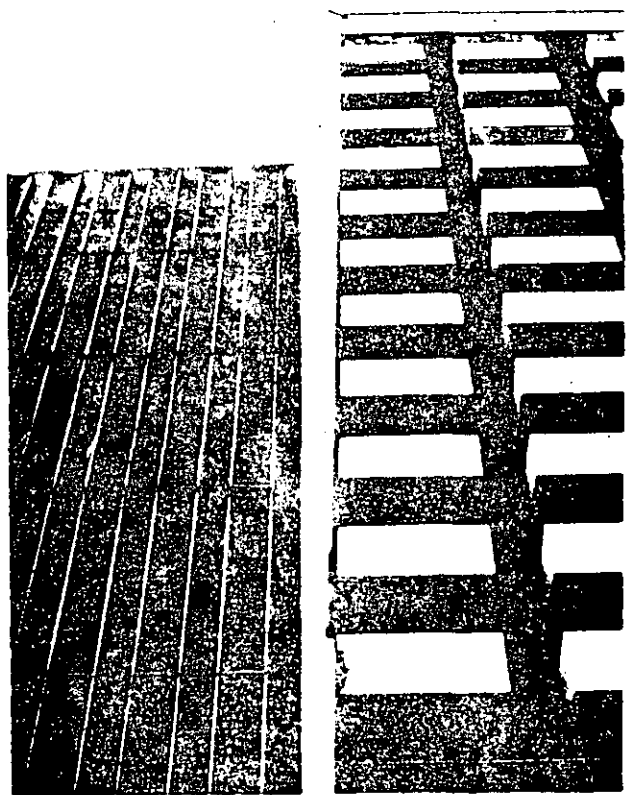


- a) Se notó un hundimiento relativo de 13.2 cm en la esquina SW, respecto a la NE
- b) El edificio experimentó daño severo en los niveles 11 a 14
- c) Los muros de concreto en zona de elevadores se dañaron en el nivel 2
- d) Los muros de lindero experimentaron daño severo

Fig 1 Edificio inestable, cimentado sobre pilotes de fricción (SA) dañado durante los sismos de 1985



a) Vista desde el suroeste



b) Vista desde el este

Fig 2 Separación de edificios provocada por el efecto de hundimiento relativo de sus bases durante los sismos de 1935

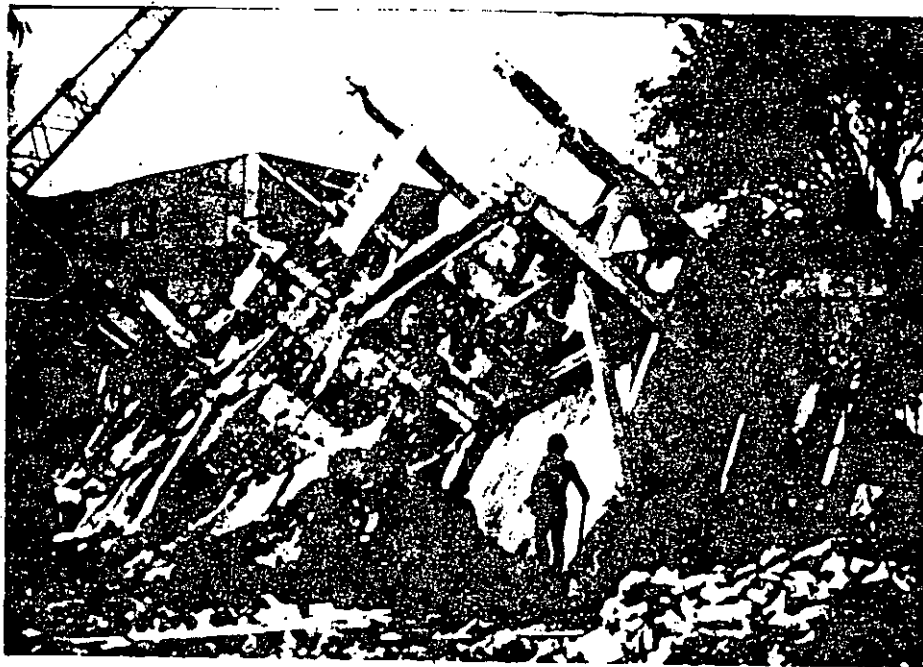


a) Vista desde el sureste

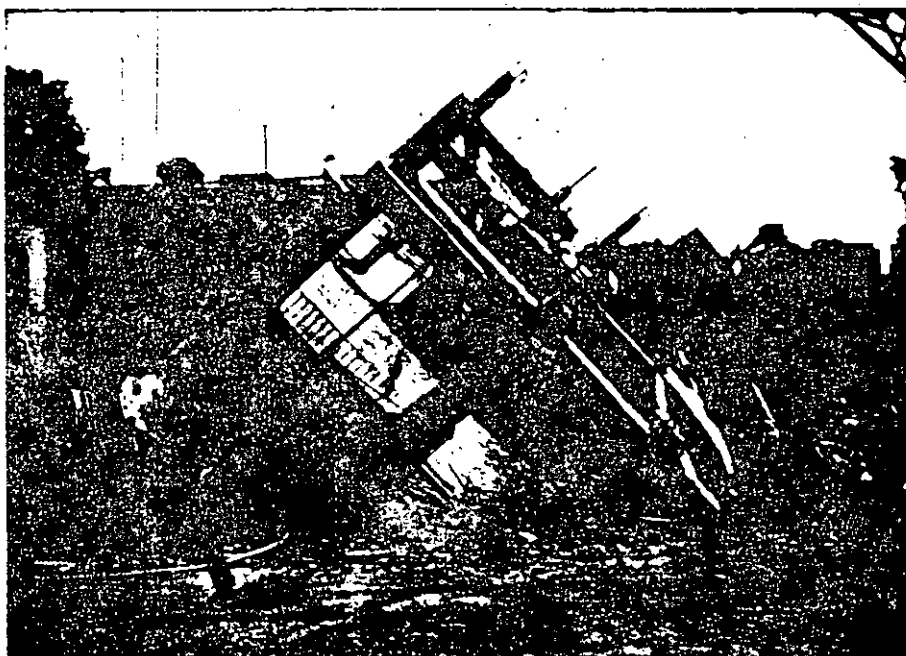


b) Acercamiento para mostrar detalles del movimiento

Fig 3 Edificio desplomado por movimiento de su base durante los sismos de 198

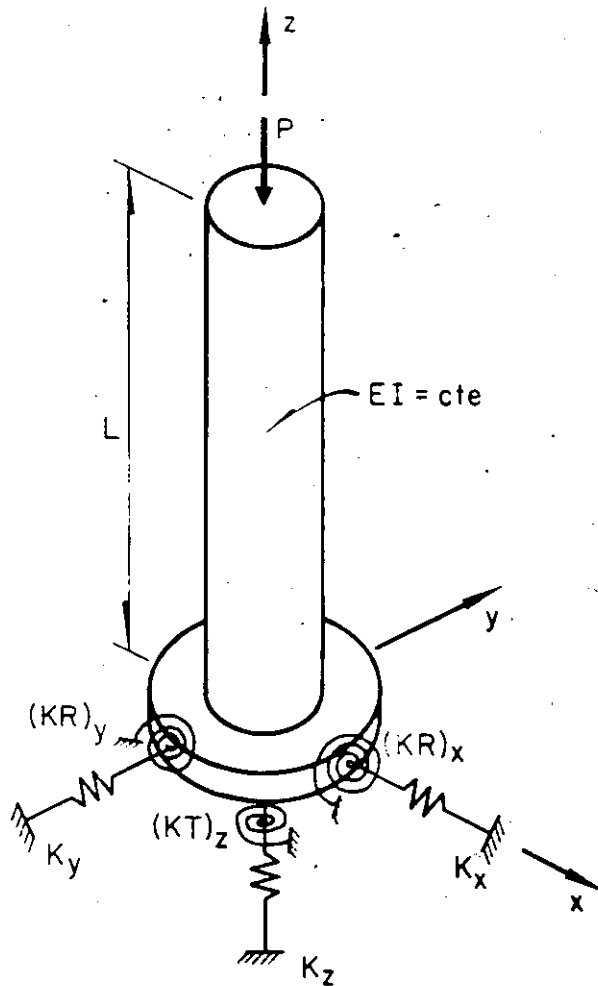


a) Vista desde el suroeste



b) Vista desde el norte. Se observa la gran rotación de la base

Fig 4 Edificio Z después del colapso originado por la perturbación sísmica de septiembre de 1985



Ecuación característica, en el plano xz

$$\left[-\frac{K_x}{(EI)_y} \frac{u^6}{L^6} \right] \operatorname{sen} u + \left[\frac{K_x}{(EI)_y} \frac{(KR)_y}{(EI)_y} \frac{u^5}{L^5} \right] \cos u = 0$$

siendo $u = \frac{L}{J} = L \sqrt{\frac{P}{(EI)_y}}$

Simplificando

$$\frac{L}{J} \tan \frac{L}{J} = \frac{(KR)_y L}{(EI)_y}$$

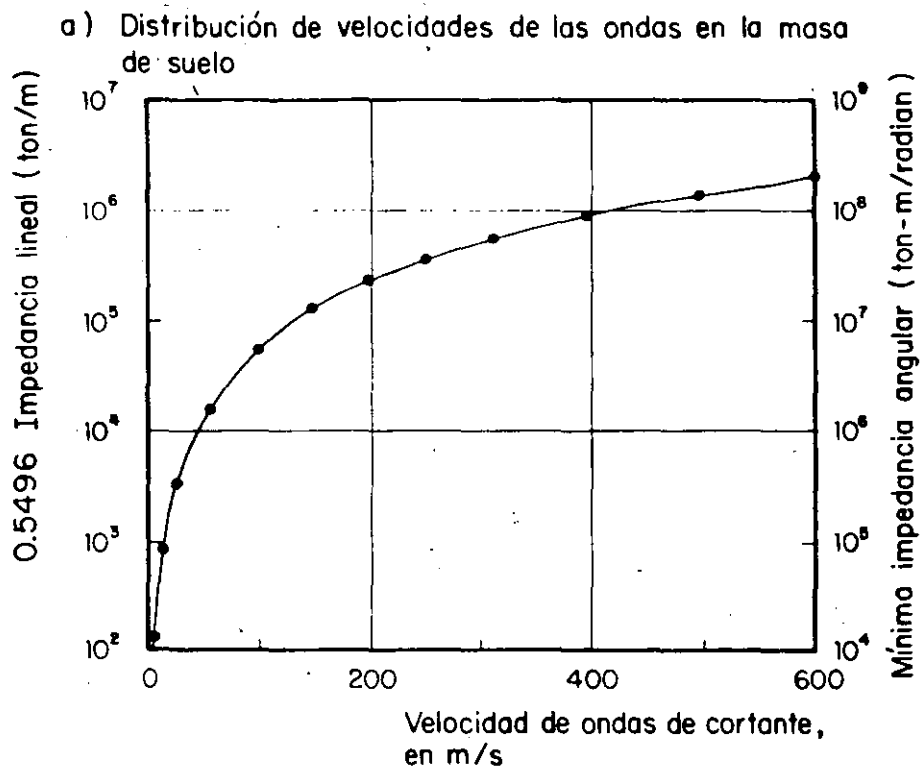
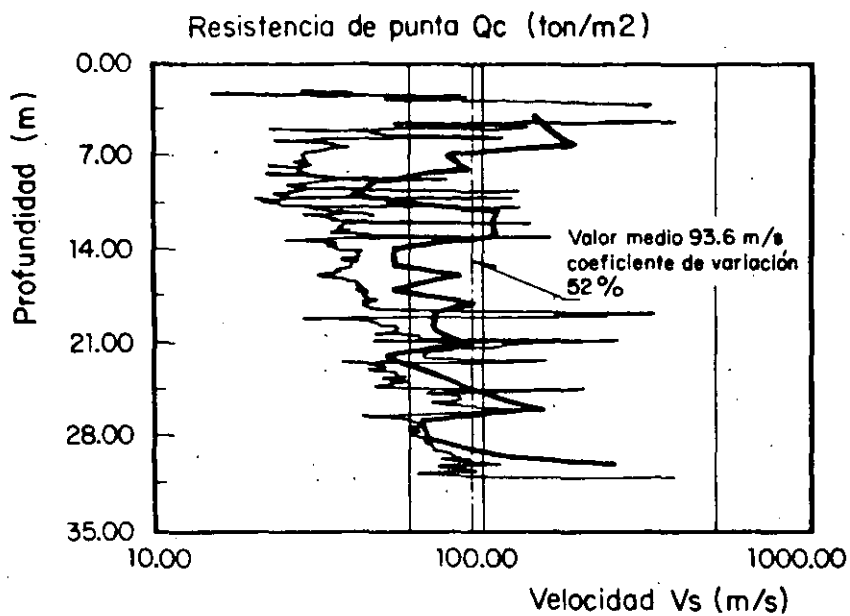
Por tanto, el valor crítico de la rigidez angular $(KR)_y$ será

$$\left[(KR)_y \right]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_y} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_y}}$$

Por un planteamiento similar, en el plano yz

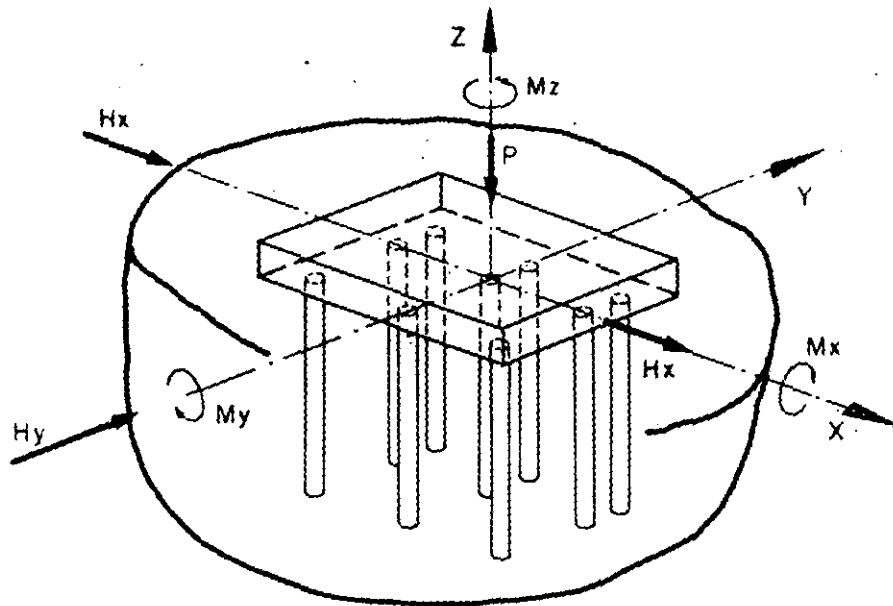
$$\left[(KR)_x \right]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_x} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_x}}$$

Fig 5 Valores críticos de las rigideces angulares de los resortes que estabilizan una estructura esbelta

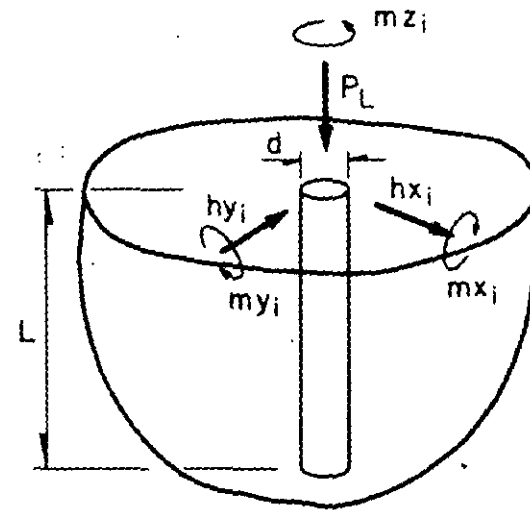


b) Variación de impedancias con la velocidad de ondas en el suelo

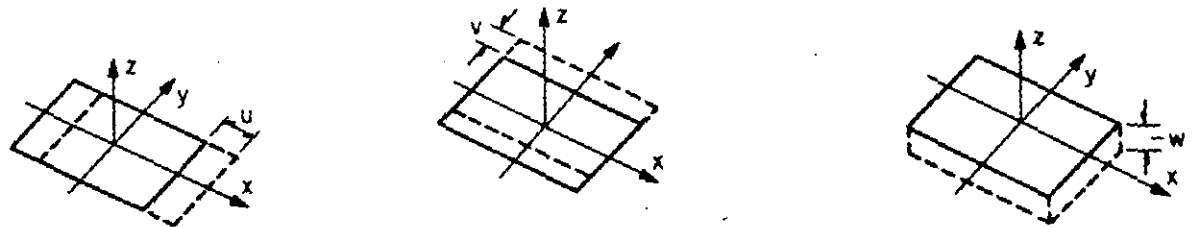
Fig 6 Influencia del perfil de velocidades en las impedancias de la cimentación de un edificio en la zona del lago



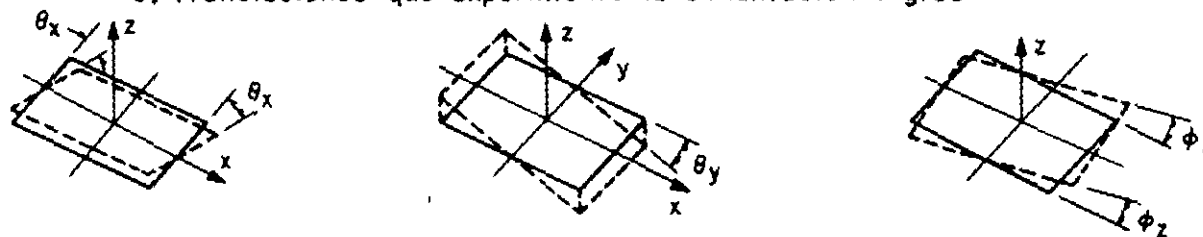
a) Elementos mecánicos que actúan sobre la cimentación rígida



b) Elementos mecánicos que actúan sobre cada pilote



c) Translaciones que experimenta la cimentación rígida



d) Rotaciones que se provocan en la cimentación

que provoca en una cimentación sobre pilotes de fricción, sometida a una perturbación

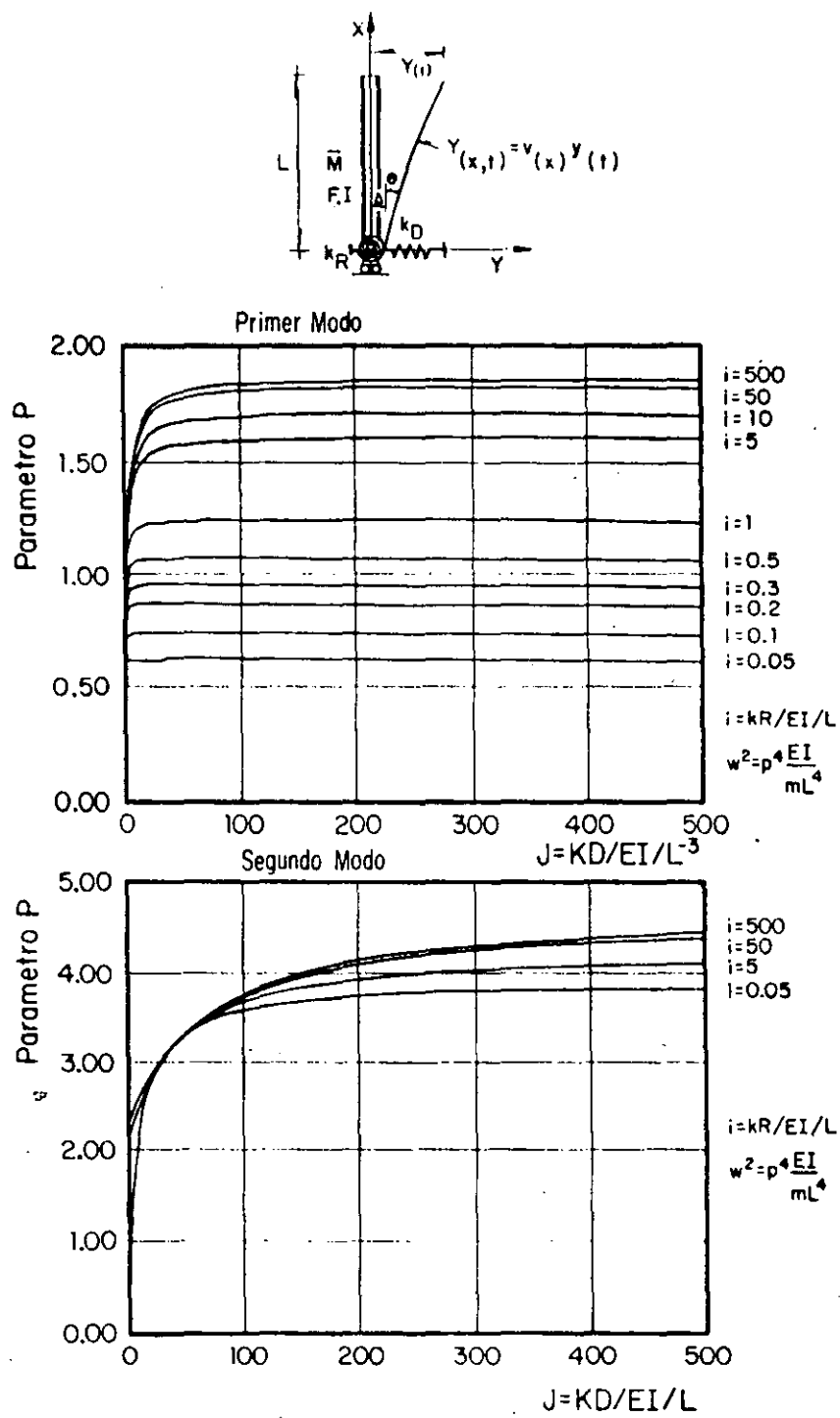


Fig 8 Cambio en la frecuencia de los modos de vibrar de una estructura apollada en resortes

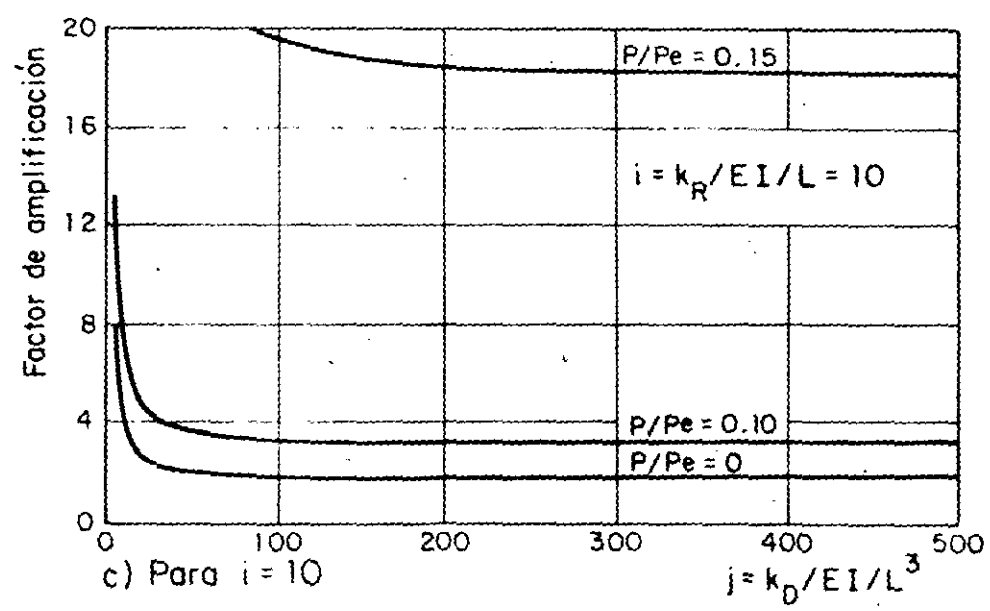
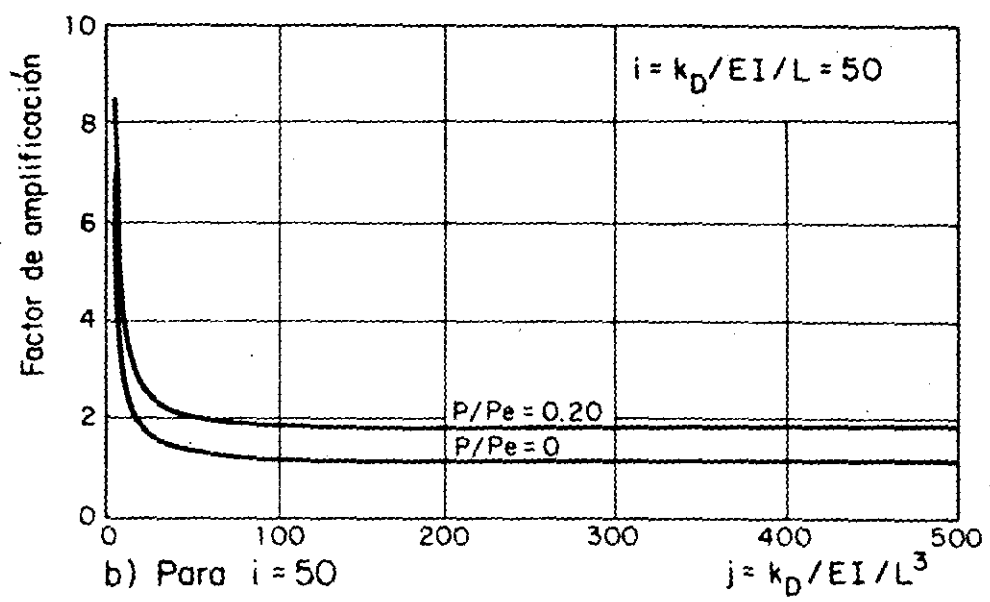
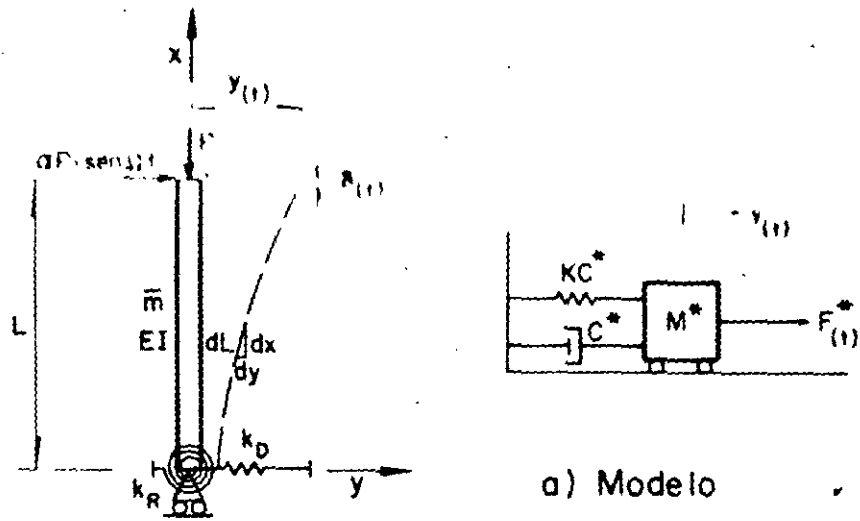
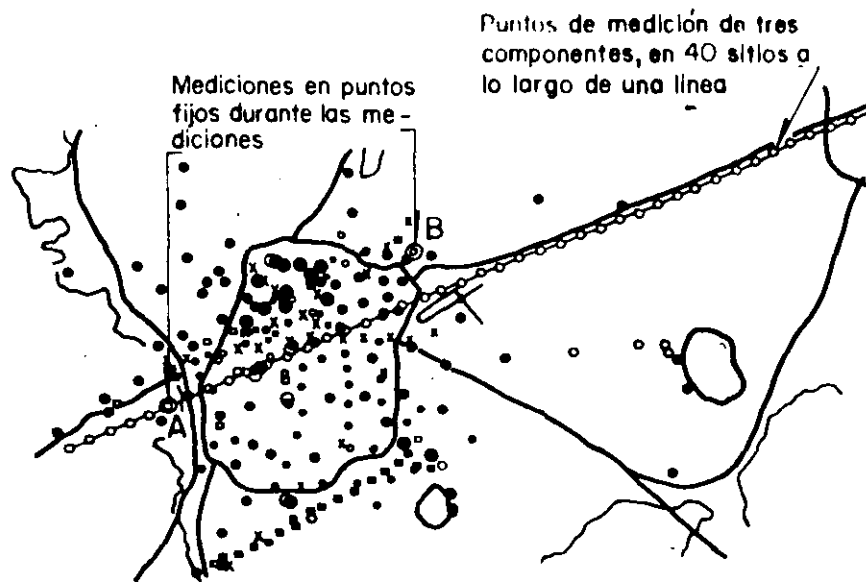
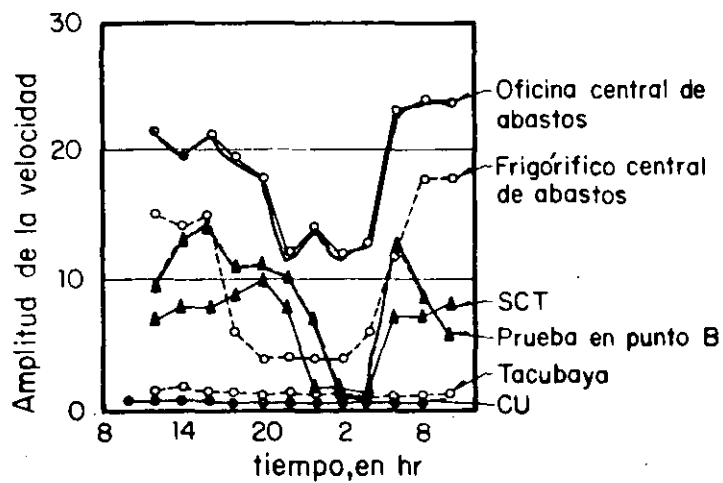


Fig 9 Influencia de la carga axial, de la rigidez de la estructura y suelo en la amplificación dinámica de respuesta

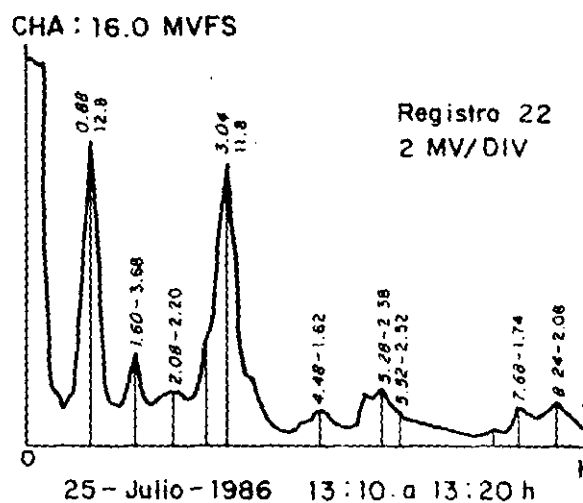
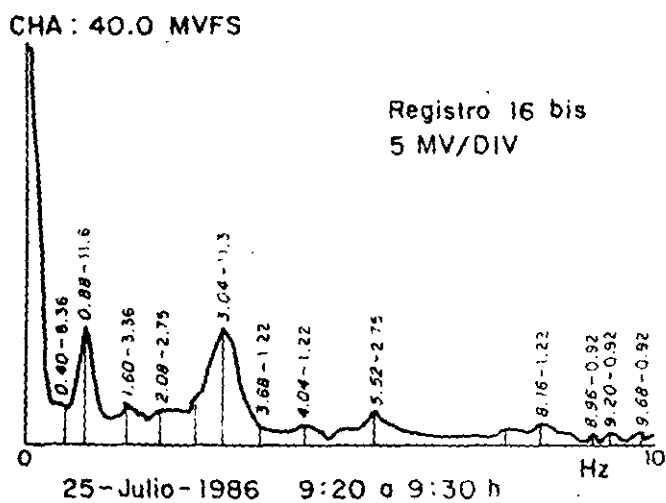
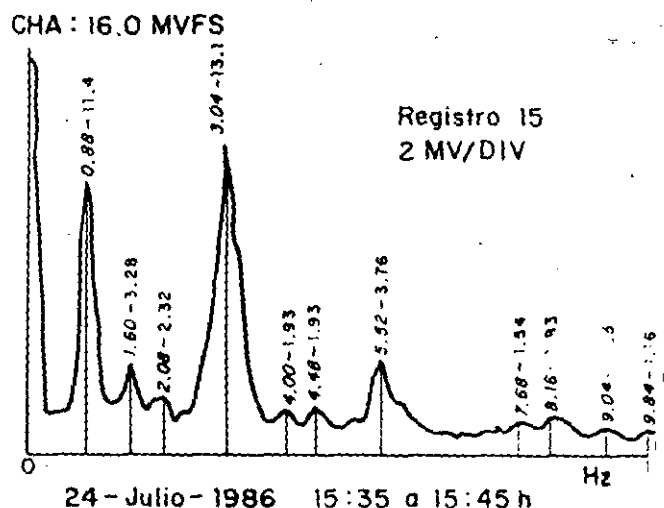
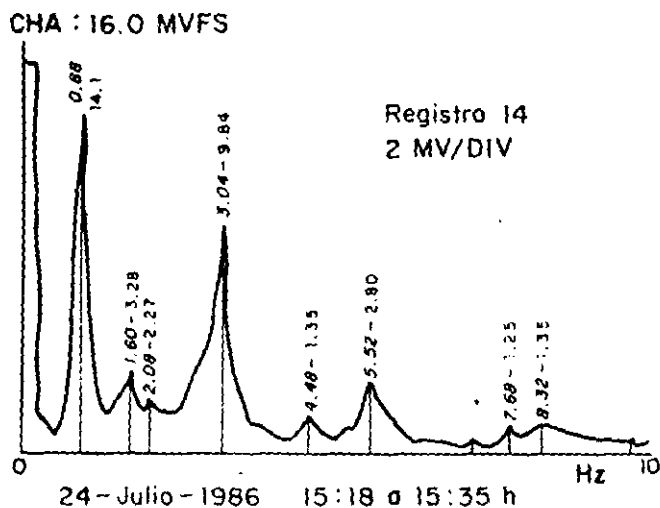
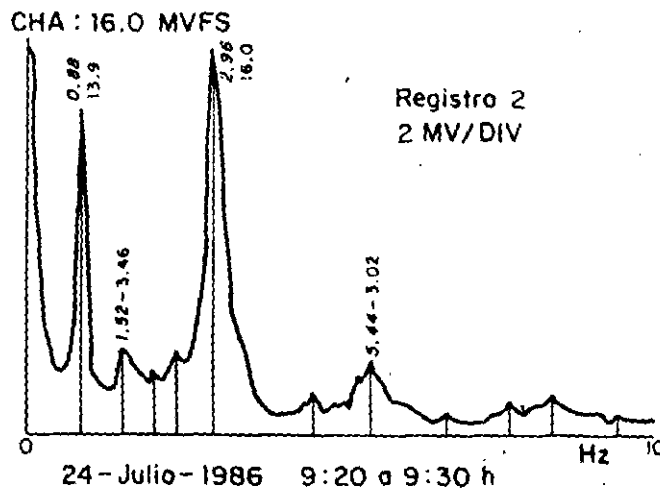
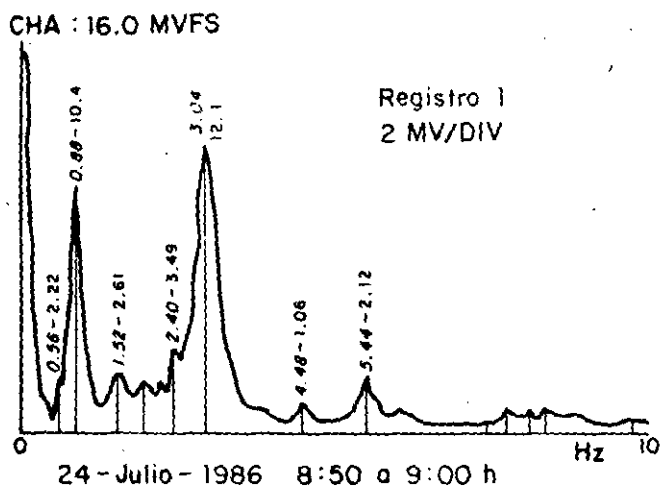


a) Mediciones realizadas en una línea que atraviesa el centro del Lago de Texcoco



b) Cambio en amplitud de velocidad de ondas en la superficie en distintos puntos de medición

Fig 10 Resultado de mediciones de velocidad superficial en el Valle de México



Acelerómetro blanco en azotea.
32 eventos

Fig 11 Espectros de aceleración en la azotea;(edificio Oaxaca) obtenidos en diversas horas del día, dirección E

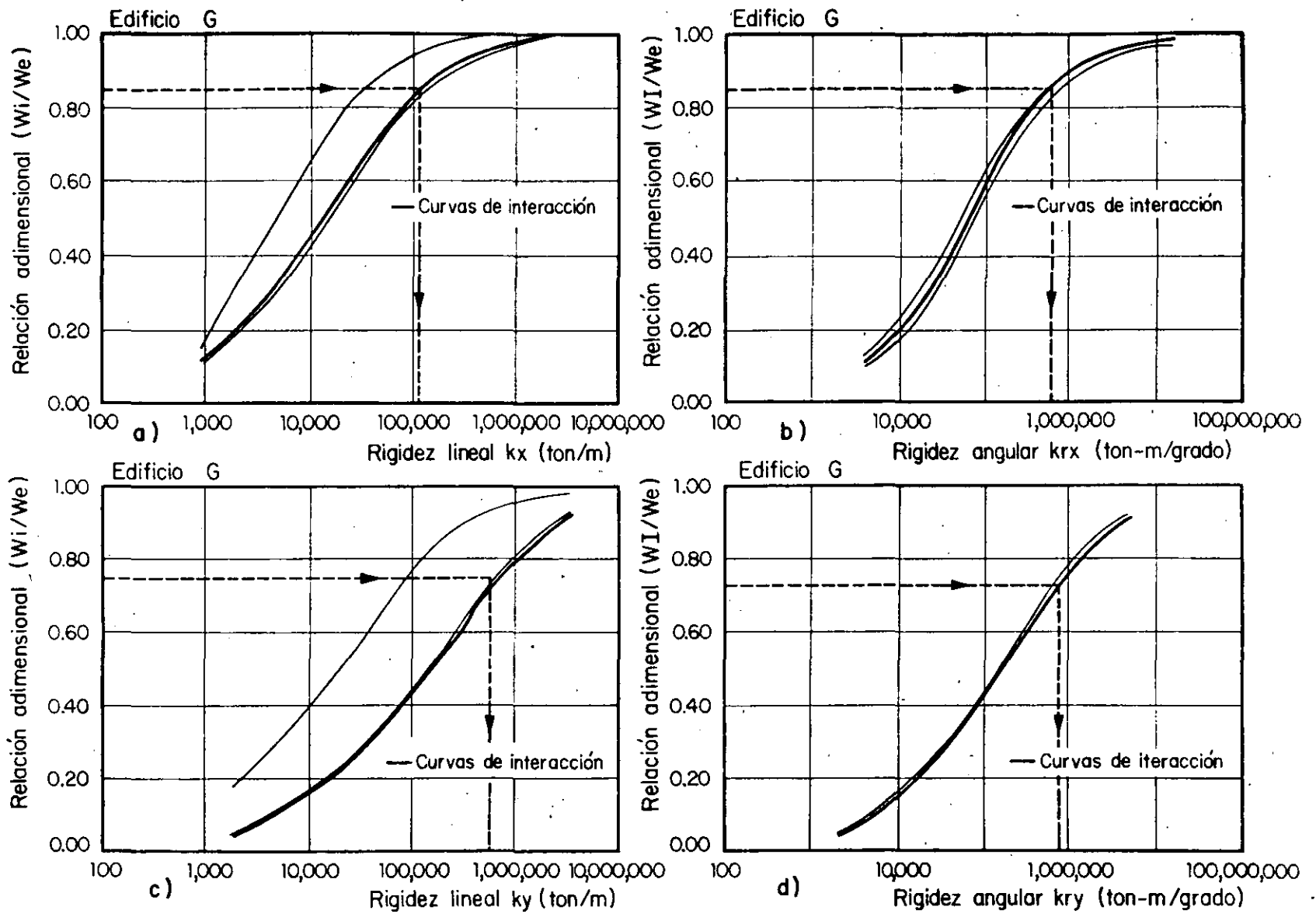


Fig 12 Curvas de interacción e impedancia en un edificio de la ciudad de México

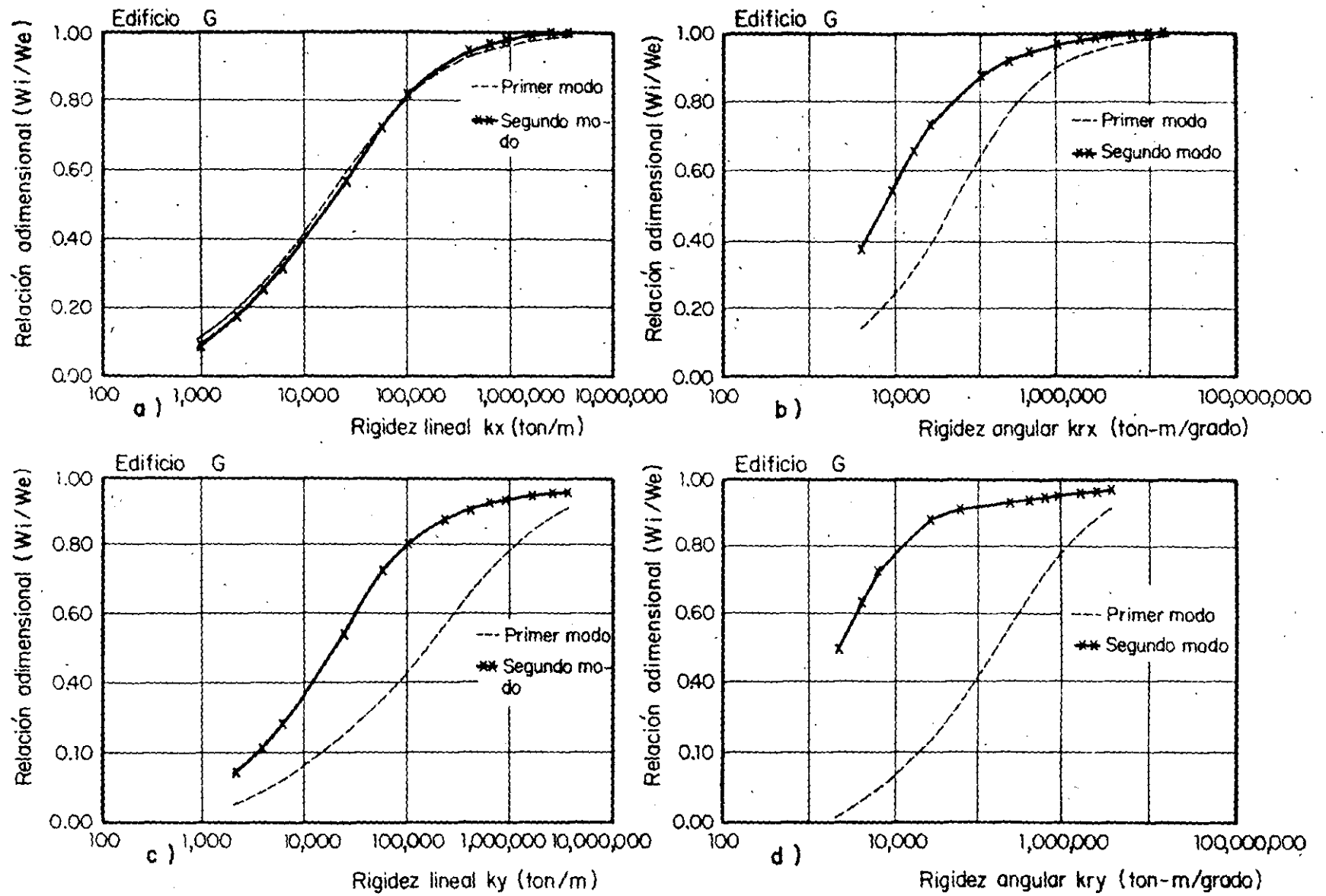
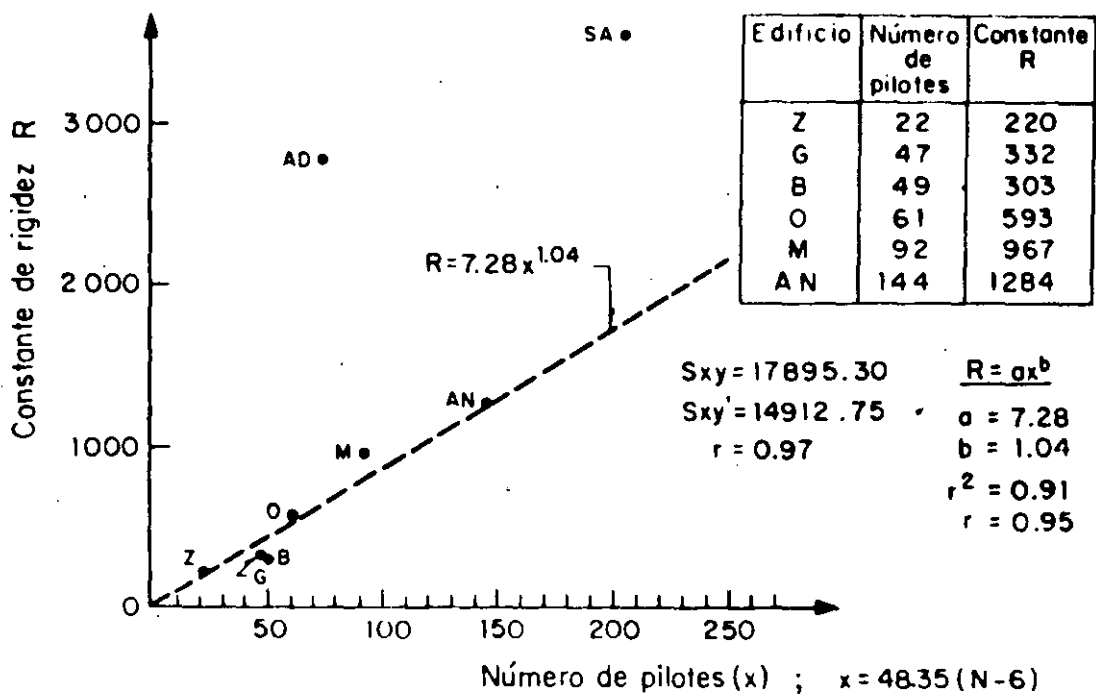
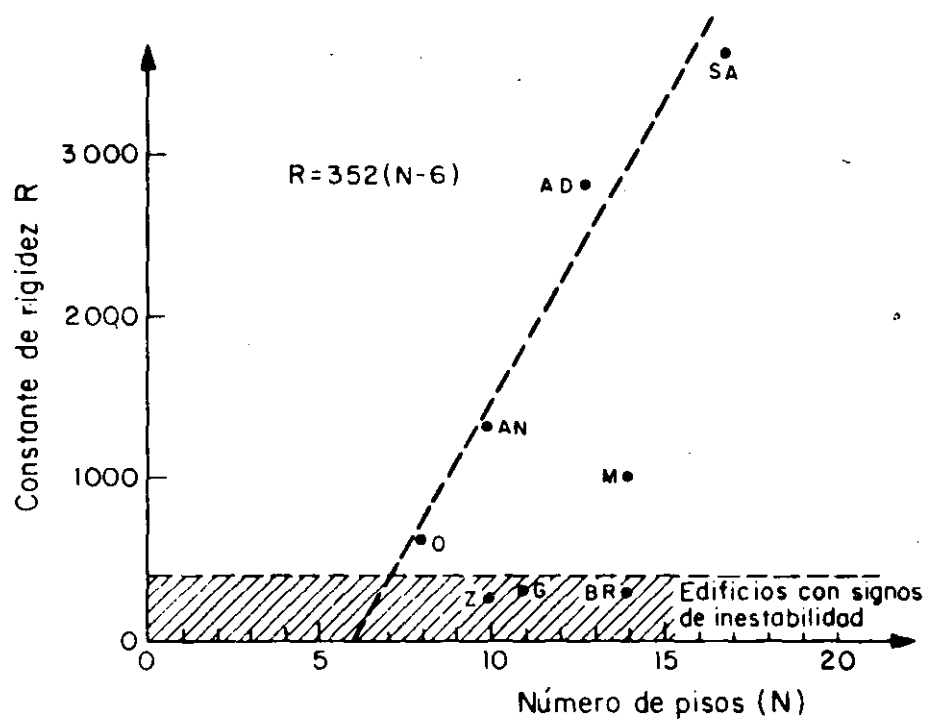


Fig 13 Efecto de la impedancia en la relación frecuencia de dos modos, y aquella que se obtiene al impedir el movimiento

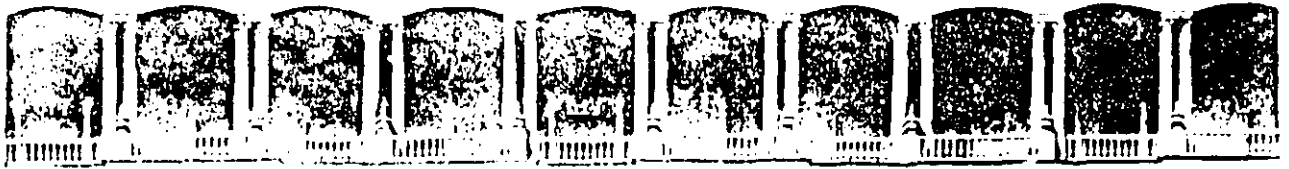


a) Relación entre número de pilotes y coeficiente de rigidez R



b) Relación entre número de pisos y coeficiente de rigidez R

Fig 14 Resultados obtenidos del estudio de cimentaciones



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVA

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Neftalí Rodríguez Cuevas

Introducción histórica

La acción de sismos o viento introduce fenómenos interesantes de interacción entre la losa de apoyo de estructuras sobre el suelo y los estratos que forman el subsuelo.

Se considera como aspecto fundamental en este fenómeno el poder describir el movimiento, la rigidez y los esfuerzos de contacto, como los aspectos más sobresalientes, cuando ondas de diversos tipos actúan contra la base de un edificio.

Cuando se trata de interacción por la existencia de una losa de contacto, el problema se puede plantear como el de un cuerpo rígido que actúa en la frontera de un semiespacio viscoelástico; para simplificar la búsqueda, se establecen seis grados de libertad a la base rígida, consistentes en tres posibles desplazamientos a lo largo de tres ejes ortogonales colocados en la base y las rotaciones alrededor de dichos ejes.

Estos movimientos han sido ya estudiados por diversos investigadores, al considerar variación armónica en el tiempo. En la ref 1 se hace una presentación del trabajo realizado hasta 1968 por diversos autores, que Richart y coautores resumen en un libro.

Se puede clasificar a los estudios realizados en tres grandes

grupos:

10. En este grupo la respuesta se obtiene al considerar que la distribución de presiones entre el suelo y la cimentación proviene de consideraciones estáticas, sin considerar efectos dinámicos.

Dentro de este grupo de trabajos cabe destacar las aportaciones de Reissner (ref 2 y 3), Reissner y Sagoci (ref 4), Quinlan (ref 5) y Sung (ref 6) quienes estudiaron analíticamente el efecto de vibraciones verticales y torsionales, mientras que Arnold y coautores (ref 7) y Bycroft (ref 8), estudiaron el balanceo y desplazamientos laterales de una cimentación circular rígida.

20. En este grupo, la respuesta se obtiene por planteamientos analíticos-numéricos que resuelven el problema completo de valores de frontera mixtos, mediante la reducción de las ecuaciones que gobiernan el movimiento a ecuaciones no homogéneas, del tipo de integrales de Fredholm. Por medio de este enfoque, las rigideces dinámicas, o las flexibilidades de la cimentación, se pueden obtener en forma compleja, como función de la frecuencia. En este grupo de estudios se pueden mencionar a Collins (ref 9) quien trata los efectos torsionales; Robertson (ref 10) quien trata los movimientos verticales y Gladwell (ref 11) quien estudia oscilaciones laterales y de rotación de la base. Veletsos y Wei (ref 12) presentaron el análisis de movimientos

acoplados de un disco rígido en desplazamientos lateral y rotación, mientras que Luco y Westman (ref 13) consideraron el efecto adicional de oscilaciones verticales y torsionales acopladas. Veletsos y Vervic (ref 14) consideraron el problema viscoelástico de un semiespacio que sostiene un disco rígido que experimenta desplazamiento lateral y rotación, tomando así en consideración los efectos de amortiguamiento por geometría y por radiación, al considerar las partes imaginarias de las rigideces complejas de las cimentaciones rígidas.

30. En este tercer grupo, se agrupan métodos aproximados de análisis de cimentaciones rígidas de cualquier forma. Lysmer (ref 15) determinó la correcta flexibilidad vertical de un disco rígido, al considerar un conjunto de anillos concéntricos uniformemente cargados. Un planteamiento similar fue presentado por Elorduy y coautores (ref 16), para oscilaciones verticales de placas rígidas de forma arbitraria, las cuales se discretizaron en un número finito de subregiones, en las cuales las fuerzas de contacto se reemplazaron por fuerzas concentradas, cuya influencia en el semiespacio se obtuvo mediante la solución de Pekeris (ref 17). Wong y Luco, (ref 18) siguieron la misma idea de discretizar a la superficie de contacto y desarrollaron una secuencia numérica más eficiente para obtener la respuesta dinámica de cimentaciones de cualquier forma, considerando que en cada subregión rectangular se presentaba una

distribución uniforme de esfuerzos de contacto, y consideraron las flexibilidades propuestas por Thomson y Kabori (ref 19) para cada rectángulo. Ellos aplicaron su método para obtener las flexibilidades vertical, horizontal y de balanceo para cimentaciones cuya planta es rectangular. Al seguir un planteamiento similar, Gaul (ref 20) logró estudiar el comportamiento dinámico de cimentaciones rígidas de cualquier forma, en un semiespacio viscoelástico.

La respuesta dinámica de cimentaciones rígidas de forma arbitraria en semiespacios elásticos fue también estudiada por Kitamura y Sakurai (ref 21 y 22) así como por Adeli y coautores (ref 23), por medio de aproximaciones eficientes similares a las expresadas por los autores de las ref 16 y 18. Una versión mejorada del método propuesto por la ref 17 ha sido elaborada por Hamidzadeh-Eraghi y Grootenius (ref 24). Se debe aquí hacer mención del trabajo desarrollado por Savidis y Richter (ref 25), quienes estudiaron el problema de interacción de dos cimentaciones rectangulares, por un método similar al propuesto por Wong y Luco (ref 18). El efecto de ondas sísmicas oblicuas a la superficie, en cimentaciones rígidas ha sido estudiado por Wong y Luco (ref 26), quienes consideraron ondas SH, SV y P y Luco y Wong (ref 27) quienes consideraron el efecto de ondas de Rayleigh. Bielak y Coronato consideraron el efecto de ondas SH y de Rayleigh en dos cimentaciones rectangulares sobre la superficie de un espacio viscoelástico (ref 28). Se ha encontrado (ref 26 y 27) que el tratamiento de ondas

sísmicas incidentes que no actúan verticalmente requiere no solo de la matriz de rigideces completa de la cimentación, sino que también es necesario conocer el movimiento de entrada a la cimentación y de aquellas ondas que excitan a modos de vibración adicionales a aquellos que se producen por ondas verticales.

Se debe mencionar que en las referencias ya mencionadas del tercer grupo, excepto la ref 26 y 27, se consideran condiciones de frontera relajadas. Se debe mencionar que Wong y Luco (ref 26) mostraron que la diferencia en respuesta de sistemas relajados y restringidos es pequeña y que de hecho es menor que la diferencia en los valores estimados por diferentes autores para el mismo problema. En dos artículos de Werner y sus coautores (ref 29) y de Luco y Wong (ref 30), en donde sintetizan los resultados de trabajos previos, ellos pueden formular y resolver el problema de definir la respuesta de puentes sobre pilas y de estructuras de edificios respectivamente, con cimentaciones superficiales de forma arbitraria, sometidos a la acción de ondas sísmicas incidentes inclinadas respecto a la vertical.

El problema de la respuesta dinámica de cimentaciones ha sido ampliamente estudiado por medio de modelos discretos. Los métodos más ampliamente usados han sido el método de elementos finitos (MEF) y el método de diferencias finitas (MDF); el primero de ellos ha sido el más popular.

En principio, el MEF se aplica a problemas de interacción

suelo-estructura de carácter lineal y parece ser bastante efectivo, ya que se puede aplicar a geometrías complejas y proporciona la solución mediante la técnica de la transformada de Fourier o por integración paso a paso. Pocos casos de cimentaciones rígidas superficiales han sido estudiados por el MEF y se pueden mencionar los trabajos de Roesset y Gonzáles (ref 31) así como de Gupta y coautores (ref 32) quienes analizaron modelos tridimensionales. La mayor parte de las aplicaciones del MEF se han hecho en cimentaciones enterradas, superficiales y flexibles en suelos heterogéneos, para lo cual el método presenta ventajas sobre otros métodos. Sin embargo, el MEF adolece del defecto de que el semiespacio tiene que ser representado por una porción del semiespacio, de dimensiones finitas. Para remediar esto se ha recurrido a un gran tamaño de la porción o mediante el uso de fronteras trasmisoras (ref 33 y 34); al uso de elementos infinitos (ref 35 y 36) o al de técnicas híbridas especiales (ref 37, 38, 39 y 40). El estudio detallado de las diferencias entre ambos métodos ha sido realizado por Hadjian y coautores (ref 41) quien favorece a los métodos del continuo y por Seed y coautores (ref 42) quien favorece al MEF.

El MDF se ha empleado en la solución de problemas dinámicos de interacción suelo-estructura (ref 43 y 44) en un número de publicaciones más restringido que aquellas que emplearon MEF, debido a las dificultades inherentes al manejo de geometrías complicadas.

Durante los últimos 13 años se ha dedicado una gran actividad al desarrollo de otra técnica numérica, el método de elementos de frontera (MEFR). Este método ha sido aplicado con éxito a una variedad de problemas en la ciencia de la Ingeniería, como lo demuestra un texto reciente de Banerjee y Butterfield (ref 45).

En la elasticidad lineal el método directo del MEFR parte de la aplicación del principio de deformaciones recíprocas de Betti y usando funciones de Green, llega a una ecuación integral que relaciona los desplazamientos con los esfuerzos a lo largo de la frontera del dominio que se estudia.

Por tanto, el MEFR parece ser el apropiado para tratar problemas de interacción suelo-estructura, especialmente en problemas tridimensionales, ya que solo discretiza en la superficie del dominio y no en su interior y toma automáticamente en consideración las condiciones de radiación debido a la existencia de funciones singulares de Green.

En lo anterior se han manejado soluciones elásticas; cuando se consideran problemas viscoelasto-dinámicos, o problemas de transitorios, han surgido tres alternativas en el MEFR: a) Obtención de soluciones a problemas estacionarios armónicos por el MEFR y el uso de síntesis de Fourier para obtener la respuesta dinámica en el dominio del tiempo (ref 46 y 47).

b) Solución del problema en el dominio de la transformada de

Laplace por el MEFR y su subsecuente inversión para obtener la respuesta en el dominio del tiempo, como se muestra en las refs 48 a 52.

- c) Formulación en el dominio del tiempo y su solución mediante MEFR e integración paso a paso (ref 53 y 54).

Manolis (ref 55) compara los tres planteamientos previos y muestra que para el mismo nivel de precisión, el MEFR en el dominio del tiempo es la solución más costosa, pero la que proporciona mejores resultados en el inicio del movimiento y establece la base para la posible extensión del método para la solución de problemas no-lineales.

Domínguez (ref 56) fue el primero que obtuvo solución a problemas de cimentaciones, tanto bidimensionales como tridimensionales de planta rectangular, tanto en la superficie o con nivel de desplante bajo la superficie del semiespacio, al obtener, en el dominio de las frecuencias, las rigideces dinámicas de las cimentaciones.

Apsel (ref 57), al usar el MEFR indirecto en el dominio de las frecuencias, obtuvo las rigideces dinámicas de cimentaciones cilíndricas dentro de un semi-espacio viscoelástico uniforme, o con estratificaciones. Recientemente Ottenstreuer y Schmid (ref 58) siguieron el planteamiento de Domínguez (ref 56) y estudiaron el problema de interacción entre dos cimentaciones rectangulares rígidas.

En páginas anteriores se ha intentado resumir los diversos métodos que han sido empleados para estudiar el comportamiento dinámico de cimentaciones rígidas en semiespacios, dentro del dominio de las frecuencias. Ello implica una limitación importante, ya que evita la extensión de dichos métodos a aplicaciones a problemas de carácter no-lineal.

Sin embargo, existen ya estudios de la respuesta dinámica de cimentaciones rígidas sin masa, de cualquier forma, que descansan en un semiespacio elástico, mediante análisis en el dominio del tiempo, recurriendo al MEFR, tomando ventaja del método para calcular directamente la respuesta dinámica y simultáneamente estableciendo bases firmes para la extensión del método a problemas de carácter no-lineal.

Existen estudios en los cuales se ha considerado la existencia de fuerzas externas, así como de ondas sísmicas incidentes inclinadas respecto a la superficie de un semiespacio como perturbaciones dinámicas, para definir los movimientos verticales, horizontales de rotación y de balanceo de las estructuras.

Underwood y Geers (ref 59) han generado ya un MEFR doblemente asintótico, que permite obtener solución a problemas bidimensionales de interacción suelo-estructura; su método es un MEFR estático mediante el cual definen a la matriz de rigideces del suelo que permitan su uso en la ecuación estándar para MEF dinámico de la estructura.

El trabajo de Veletsos y Verbic (ref 60) probablemente representa el primer esfuerzo para encontrar la formulación en el dominio del tiempo, del problema de interacción suelo-estructura, aunque el trabajo se limita a estudiar cimentaciones circulares y usa funciones de respuesta impulsivas en una formulación de convolución con lo que establece las bases para extender el método a casos de suelos no lineales.

Karabalís y Beskos (ref 61) extienden el método a cimentaciones de forma arbitraria. Su método reduce las dimensiones del problema y toma automáticamente en consideración los efectos de radiación, eliminando la necesidad de frontera no reflejantes comunmente usadas en el MEF o en MDF.

Finalmente cabe mencionar el tratamiento de problemas de interacción suelo-estructura mediante el MEF en conjunción con resortes independientes de la frecuencia y amortiguadores para representar la rigidez del suelo. El procedimiento permite la formulación en el dominio del tiempo, tal como se menciona en las refs 1, 62 y 63. Sin embargo, este procedimiento, que representa ventajas de economía y conveniencia, resulta ser un procedimiento aproximado, generalmente restringido a problemas bidimensionales, que requiere un amplio juicio ingenieril para seleccionar a los resortes y a los amortiguadores apropiados para una buena solución.

En el campo de las cimentaciones profundas ha existido un amplio trabajo de investigación por diversos autores.

Se pueden mencionar las aportaciones originales presentadas por Novak (ref 63 y 64) así como las aportaciones de Poulos y Davis (ref 65), quienes mediante el manejo de la solución de Mindlin a problemas de semi-espacios, resuelven el problema de grupos de pilotes con diversas configuraciones, sometidos a movimientos horizontales, verticales, de rotación y torsión, mediante enfoques de carácter estático. Así mismo los estudios de Benarjee y Butterfield (ref 66) sientan las bases para estudiar problemas viscoelásticos en grupos de pilotes.

En nuestro medio, existen algunos trabajos de Rodríguez Cuevas (ref 67 y 68) en los que mediante simplificaciones que reducen el tiempo de máquina, se logra calcular las constantes de rigidez y establecer las bases para poder estudiar las condiciones de estabilidad de estructuras esbeltas, desplantadas sobre grupos de pilotes de fricción.

En la versión en estudio del Reglamento de Construcciones, se establecen algunas consideraciones simplistas para considerar los efectos de rotación de la base de estructuras sobre pilotes de fricción, asociándolos a bases rígidas sobre semiestratos, sin considerar la presencia de pilotes, pero alterando los coeficientes que aparecen en la literatura.

Es de notar el trabajo realizado por Wolf (ref 69), quien en su libro presenta un resumen importante de procedimientos desarrollados en Europa para considerar los efectos de interacción suelo-estructura.

Referencias

1. Richart, FE; Hall, JR y Woods, RD: "Vibrations of Soils and Foundations". Prentice Hall, New Jersey, 1970
2. Reissner, E: "Stationäre axialsymmetrische durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogen elastischen Halbraumes". Ing Arch, 7, 1936, pp 331-396
3. Reissner, E: "Freie und erzwungene Torsionsschwingungen des elastischen Halbraumes". Ing Arch, 8, 1937 pp 229-245
4. Reissner, E y Sagoci, HF: "Forced torsional oscillations of an elastic halfspace". Journal Applied Physics, 15, 1944 pp 652-652
5. Quinlan, PM: "The elastic theory of soil dynamics". Sym. on Dynamic Testing of Soils ASTM, STP No 156, 1954, pp 3-34
6. Sung, T Y: "Vibrations of semi-infinite solids due to periodic surface loadings" Sym. on Dynamic Testing of Soils, ASTM, STP No 156, 1954, pp 35-64
7. Arnold, RM; Bycroft, GN y Warburton, GB: "Forced vibrations of a body on an infinite elastic solid". Jour. of applied Mechanics, ASME, 22, 1955, pp 397-400
8. Bycroft GN: "Forced vibrations of a circular rigid plate on a semi-infinite elastic space and on an elastic stratum" Philosophical Trans Royal Soc. Londres, A 248, 1956, pp 327-

368

9. Collins, WD: "The forced torsional oscillations of an elastic half-space and an elastic stratum": Proc. London Math. Soc, 12, 1962, pp 226-244
10. Robertson, IA: "Forced vertical vibration of a rigid circular disc on a semi-infinite elastic solid". Proc Cambridge Phil Soc, 62, 1966, pp 547-553
11. Gladwell, GML: "Forced tangential and rotatory vibration of a rigid circular disc on a semi-infinite solid", International Jour. of Eng. Sci. 6, 1968 pp 591-607
12. Veletsos, AS y Wei, YT: "Lateral and rocking vibrations of footings". ASCE Jour. Eng. Mech. Div. 97, 1971, pp 1227-1248
13. Luco, JE y Westmann, RA: "Dynamic response of circular footings". ASCE Jour. Eng. Mech. Div., 97, 1971 pp 1381-1395
14. Veletsos, AS y Verbic, B: "Vibration of Viscoelastic foundations" Earth. Eng. Struct. Dyn. 2, 1973, pp 87-102
15. Lysmer, J: "Vertical motion of rigid footing" PhD dissertation, University of Michigan Ann Arbor, agosto 1963
16. Elorduy, J; Nieto, JA y Szekely, EM "Dynamic response of bases of arbitrary shape subjected to periodic vertical

- loading" Proc. Intern. Wave Propagation Albuquerque, Nuevo México, 1967, pp 105-121
17. Pekeris, CL: "The seismic surface pulse" Proc. Nat. Acad. Science USA, A1, 1955 pp 469-480
 18. Wong, HL y Luco, JE: "Dynamic response of rigid foundation of arbitrary shape" Earth. Eng. Struct. Dyn. 4, 1976, pp 579-587
 19. Thomson, WT y Kobori, T: "Dynamic compliance of rectangular foundations on an elastic half-space" Jour. Appl. Mech. ASME 39, 1972, pp 527-534
 20. Gaul, L: "Dynamische wechsell wirkung eiries Fundamentes mit dem viskoelastischen Halbraum" Ing. Arch. 46, 1977, pp 401-422
 21. Kitamura, Y, Sakurai, S: "Dynamic stiffness for rectangular rigid foundations on a semi-infinite elastic medium" Intern. Journ. Num. Anal. methods in geomechanics, 3, 1979, pp 159-171
 22. Kitamura, Y y Sakurai, S: "A numerical method for determining dynamic stiffness" Num. Meth in Geomechanics (Ed. Z, Eisenstein) Balkema, Rotterdam, 1982 pp 393-399
 23. Adeli, H; Hejazi, MS; Keer, LM y Nemat-Nasser, S: "Dynamic response of foundations with arbitrary geometry" ASCE

- Jour. Eng. Mech. Div. 107, 1981, pp 953-967
24. Hamidzadeh-Eregbi, HR y Grootenhuis, P: "The dynamics of a rigid foundation on the surface of an elastic half space" Earth Eng. Struct. Dyn. 9, 1981, pp 501-515.
 25. Savidis, SA y Richter, T: "Dynamic interaction of rigid foundations" Proc. 9th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Eng. Tokio, 2, 1977, pp 369-374
 26. Wong HL y Luco, JE: "Dynamic response of rectangular foundations to obliquely incident seismic waves" Earth Eng. Struct. Dyn, 6, 1978, pp 3-16
 27. Luco, JE y Wong, HL: "Dynamic response of rectangular foundations for Rayleigh wave excitation" Proc. 6th WCEI New Delhi, India, 1977, pp 1542-1548
 28. Bielak, J y Coronato, JA: "Response of multiple mass systems to non-vertical seismic wave" proc. Int Conf. on Recent advances in Geotech. Earth. Eng. Soil Dyn. University of Missouri - Rolla, 1981, pp 801-804
 29. Werner, SD; Lee, Lc; Wong, HL y Trifunac, MD: "Structural response to travelling seismic waves" ASCE Journ of Struct Div. 105, 1979, pp 2547-2564
 30. Luco, JE y Wong HL: "Response of structures to nonvertically incident seismic waves" Bull. Seism. Soc. Am 72, 1982,

pp 275-302

31. Roesset JM y González, JJ: "Dynamic interaction between adjacent structures". Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics (Ed. B. Prange) Balkema, Rotterdam, Vol 1, 1978, pp 127-166
32. Gupta, S; Pienzien, J; Lin, Tw y Yeh, CS: "Three dimensional hybrid modelling of soil-structure interaction" Earth. Eng. Struct. Dyn. 10, 1982, pp 69-87
33. Roesset, JM y Ettouney, MM: "Transmitting boundaries; a comparison" Int. Jour. Num. Anal, Meth. Geomech. 1, 1977 151-176
34. Kausel, E y Tasoulas, JL: "Transmitting boundaries: a closed form comparison" Bull Seis. Soc. Am. 71, 1981, pp 143-159
35. Bettess, P y Zienkiewicz, DC: "Diffraction and refraction of surface waves, using finite and infinite elements". Int. Jour. Num. Meth. Eng.", 1977, pp 1271-129
36. Chow, YK y Smith, IM: "Infinite elements for dynamic foundation analysis". Numerical Methods in Geomechanics (Ed Z. Eisenstein) Balkema, Rotterdam, Vol 1, 1982, pp 15-22
37. Gutiérrez, JA y Chopra, AK: "A substructure method for

- earthquake analysis of structures, including soil structure interaction". Earth. Eng. Struct. Dynam. 6, 1978 pp 51-69
38. Gupta, S; Pienzien, J; Lin, TW y Yeh, CS: "Three dimensional hybrid modelling of soil-structure interaction". Earth. Eng. Struct. Dyn. 10, 1982, pp 69-87
39. Nelson, I, Isemer, J: "Soil island approach to structure media interaction" Num. Meth in Geomechanics (ED. CS Desai) ASCE, 1976, pp 41-57
40. Murkami, H; Shioya, S; Yamada, R. y Luco, JE: "Transmitting boundaries for time-harmonic elastodynamics on infinite domains" Int. Jour. Num. Meth Eng. 17, 1981, pp 1697-1716
41. Hadjian, AH; Luco, JE y Tsai, NC: "Soil-structure interaction: Continuum or finite element" Nucl. Eng. Des. 31, 1974, pp 151-167
42. Seed, HB; Lysmer, J y Hwang, R.: "Soil-structure interaction analyses for seismic response" Jour. Geotech. Eng. Divl. ASCE 101, 1975, pp 439-457
43. Ang, AHS y Newmark, NM: "Computation of underground structural response" Univ. of Illinois Report for Defense Nuclear Agency. DASA Rep. 1386, Washington, DC junio 1963
44. Wilkings, ML y coautores: "A method for computer simulation of Problems in Solid Mechanics and Gas Dynamics in three dimensions and time". Informe UCRL-51574 Lawrence Livermore Laboratory. University of California 1974

59. Underwood, P y Geers, TL : "Doubly asymptotic boundary element analysis of dynamic soil-structure interaction" Int. Jour. Solids Struct. 17, 1981, pp 687-697
60. Veletsos AS y Verbic, B: "Basic response function for elastic foundations" Jour Eng Mec Div. ASCE 100, 1974 pp 189-202
61. Karabalis, DL y Beskos, DE: "Dynamic response of 3-D Rigid Surface Foundations" Earth. Eng. Struct. Dun. Vol 12, 1984, pp 73-93
62. Clough, RW y Penzien, J: "Dynamics of structures", Mc Graw Hill, 1975, pp 578-594
63. Novak, M: "Foundations and soil-structure interaction" Proc 6th WCEE. Nueva Delhi, India, 1977, pp 1421-1448
64. Novak, M: "Dynamic stiffness and damping of piles NRCC Canadian Geotechnical Journal, Vol 11, No 4, 1974, pp 574-598
65. Poulos, HG y Davis, EH: "Elastic solutions in soil and rock mechanics". John Wiley, 1974, pp 269-296
66. Butterfield, R y Banerjee, PK: "The elastic analysis of compressible piles and pile groups" Geotechnique, 21, No 1, 1971 pp 135-142
67. Rodríguez Cuevas, N: "Estabilidad de estructuras esbeltas

apoyadas sobre pilotes de fricción", Proy 7191, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1978

68. Rodríguez Cuevas, N: "Estabilidad de estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción" XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS. Querétaro, 1984, pp 147-156
69. Wolf, JP: "Dynamic soil-structure interaction". Prentice Hall, Nueva Jersey, 1985.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
MODULO IV: DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES
DEL 26 AL 30 DE JUNIO DE 1995
DIRECTORIO DE PROFESORES

DR. JAVIER AVILES LOPEZ
INVESTIGADOR
INST. DE INV. ELECTRICAS
INTERNADO PALMIRA S/N
CUERNAVACA, MORELOS
TEL. 91 73 18 38 11 EXT. 7574

DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY
INVESTIGADOR
INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
04510 MEXICO, D.F.
TEL. 548 97 93/53=48 99 57

M. EN I. LUIS EDUARDO PEREZ ROCHA
INVESTIGADOR
CENTRO DE INVESTIGACIONES SISMICA, A.C.
CAMINO AL AJUSCO 203
COL. HEROES DE PADIERNA
14200 MEXICO, D.F.
TEL. 645 49 59

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS
SECCION DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES
INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
04510 MEXICO, D.F.
TEL. 622 34 72

DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
MODULO IV: DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES
DEL 26 AL 30 DE JUNIO DE 1995
DIRECTORIO DE ASISTENTES

MARCO ANTONIO BRAVO ROA
INST. MEX. DEL TRANSPORTE

MIGUEL A. CALDERON ACHERITOBEBHERE
DIRECTOR DE OBRAS PARTICULARES
MUNICIPALIDAD DE ESQUEL
MITRE 524
ESQUEL 9200 ESQUEL
TEL. 54 945 2030/2096

CARLOS DE LA TORRE DAVALOS
DOCENTE PRINCIPAL
UNIV. TECNICA AMBATO
CALLE CHILE Y AV. COLOMBIA
AMBATO

CARLOS R. DIAZ IBARRA
JEFE SUBDEPTO. ING. D. ARQ.
MINISTERIO OBRAS PUBLICAS
MORANDE 59
SANTIAGO - CHILE

JAVIER GUERRERO MENDEZ
ENC. DEL AREA DE ESTRUCTURAS
U.R.P.S.T. Y C.
BLVD. GARCIA DE LEON 586
COL. NUEVA CHAPULTEPEC SUR
58280 MORELIA, MICHOACAN
TEL. 91 43 14 52 27

YADER ANDRES JARQUIN MONTALVAN
PROFESOR ASISTENTE
UNIV. NAL. DE INGENIERIA
COSTADO SUR VILLA PROGRSO
TEL. 41 309

ANTONIO CACHO VAZQUEZ
ACADEMICO
CIUDAD UNIVERSITARIA
04510 MEXICO, D.F.
TEL. 595 88 14

JULIO CESAR CAMACHO ALVAREZ
INGENIERO ESTRUCTURAL
CONSTRUCTORA ROCHA
LA PAZ - BOLIVIA

ALEJANDRO DIAZ GARCIA
LABORATORISTA
ENEP ACATLAN
AV. ALCANFORES S/N
NAUCALPAN EDO. DE MEXICO
TEL. 623 17 65

ADRIAN GARCIA GONZALEZ
PROYECTISTA Y SUPERVISOR
DESP. PARTICULAR D'ARQ.
HABANA 419
COL. TEPEYAC INSURGENTES
07020 MEXICO, D.F.
TEL. 750 00 50

JOSE RAMON HERNANDEZ DIAZ
GERENTE GENERAL
DICOHER, SA. DE CV.
PRADERAS 27
FRACC. LA VIRGEN METEPEC
92149 METEPEC, EDO. DE MEX.
TEL. 70 82 58

JUERGENS LACAYO MARTINEZ
DIRECTOR DESARR. TECNOLOG.
MINIST. DE CONST. Y TRANSP.
FRENTE AL ESTADIO NACIONAL
MANAGUA, NICARAGUA

ALVARO LOEZA ALCANTARA
 INGENIERO CIVIL
 DESP. PART. DIS. ESTRUCTURAL
 AV. UNIVESIDAD 726 PISO 3
 COL. LETRAN VALLE
 03100 MEXICO, D.F.
 TEL. 799 44 79

RICARDO MARROQUIN ROSADA
 JEFE DE AREA
 UNIV. IBEROAMERICANA
 REFORMA 880
 COL. LOMAS SANTA FE
 01210 MEXICO, D.F.
 TEL. 292 25 08

JOSÉ ECO ORTEGA LOERA
 DIRECTOR
 INGS. CONSTRUCTORES, SA. CV.
 INSURGENTES NORTE 755-2
 COL. SAN SIMON
 06970 MEXICO, D.F.
 TEL. 599 86 09

CLAUDIA ROJAS SERNA
 CERRO DE LAS CRUCES 218
 COL. LOS PIRULES
 54040 TLALNEPANTLA, EDO. DE MEX.

VICTOR SCHMIDT DIAZ
 COORD. LAB. ING. SISMICA
 UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
 NIVEL 3-A FAC. DE INGENIERIA
 2060 SAN PEDRO, COSTA RICA
 TEL. 551 10 35

MIGUEL TORRES SANTOYO
 JEFE DE OFICINA
 I.M.P.
 EJE LAZARO CARDENAS 152
 ATEPEHUACAN
 TEL. 368 59 11-21119

PASCUAL LOPEZ GOMEZ
 PROFESOR
 ENEP ARAGON
 AV. RANCHO SECO S/N
 FRAC. BOSQUES DE ARAGON
 NEZAHUALCOYOTL, EDO. DE MEX.
 TEL. 623 08 50

MIGUEL A. MARTINEZ GUERRERO
 ASESORIA Y DIS. ESTRUCTURAL
 RIO NIAGARES 9-604
 COL. CUAUHEMOC
 06500 MEXICO, D.F.
 TEL. 208 16 75

MARTIN REYES NORIEGA
 SUPERVISOR TECNICO
 D.G. CARR. FED. (S.G.T.)
 ALTADENA 23
 COL. NAPOLES
 DEL. B. JUAREZ, MEX. DF.
 TEL. 687 61 99 EXT. 127

ALEJANDRO RUIZ SIBAJA
 PROFESOR
 ESIA - IPN - UPZ
 AV. JUAN DE DIOS BATIZ S/N
 U. PROF. ZACATENCO
 07738 MEXICO, D.F.
 TEL. 729 69 99 EXT. 53083

URIEL TECALPA VILLARRUEL
 COORD. LIC. EN ING. CIVIL
 UNIV. IBEROAMERICANA
 PROL. P. DE LA REFORMA 880
 01210 MEXICO, D.F.
 TEL. 292 25 08

CARLOS TOVAR MENDEZ
 INGENIERO CIVIL
 MINIST. DE VIVIENDA
 AV. MEXICO
 PANAMA, PANAMA
 TEL. 262 72 22 EXT. 287

HUMBERTO VEHARA GUERRERO
COORD. AREA ESTRUCTURAS
FAC. INGENIERIA DE QUERETARO
CENTRO UNIVERSITARIO
76010 QUERETARO, QRO.
TEL. 42 15 66 56

LINO JOHN VASSALLO MALDONADO
PROF. 1 DEPTO. DE ING. SISMICA
FUNVISIS
FINAL PROL. CALLE MAVA, EL LLANITO
1061 CARACAS, VENEZUELA
TEL. 98 78 410

ERNESTO VICTORIA OJEDA
INGENIERO CL-A
LUZ Y FUERZA
VELAZQUEZ DE LEON 104
COL. SAN RAFAEL
09490 MEXICO, D.F.
TEL. 535 87 56-672 08 05

HECTOR G. VARGAS VARGAS
INGENIERO CIVIL
PROFESIONAL INDEPENDIENTE
CARRERA 12. N. 20-72 PISO 2
TUNJA COLOMBIA
TEL. 40 33 25

RAUL VERA NOGUEZ
PROFESOR
FAC. INGENIERIA U.A.E.M.
CERRO DE COATEPEC S/N
50130 TOLUCA, EDO. DE MEX.
TEL. 14 08 55

SALVADOR VILLARREAL SALAZAR
INGENIERO CIVIL
INDEPENDIENTE
ZACATECAS 176-402
COL. ROMA
06700 MEXICO, D.F.
TEL. 584 31 69