



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

**Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.**

**El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.**

**Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.**

**Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.**

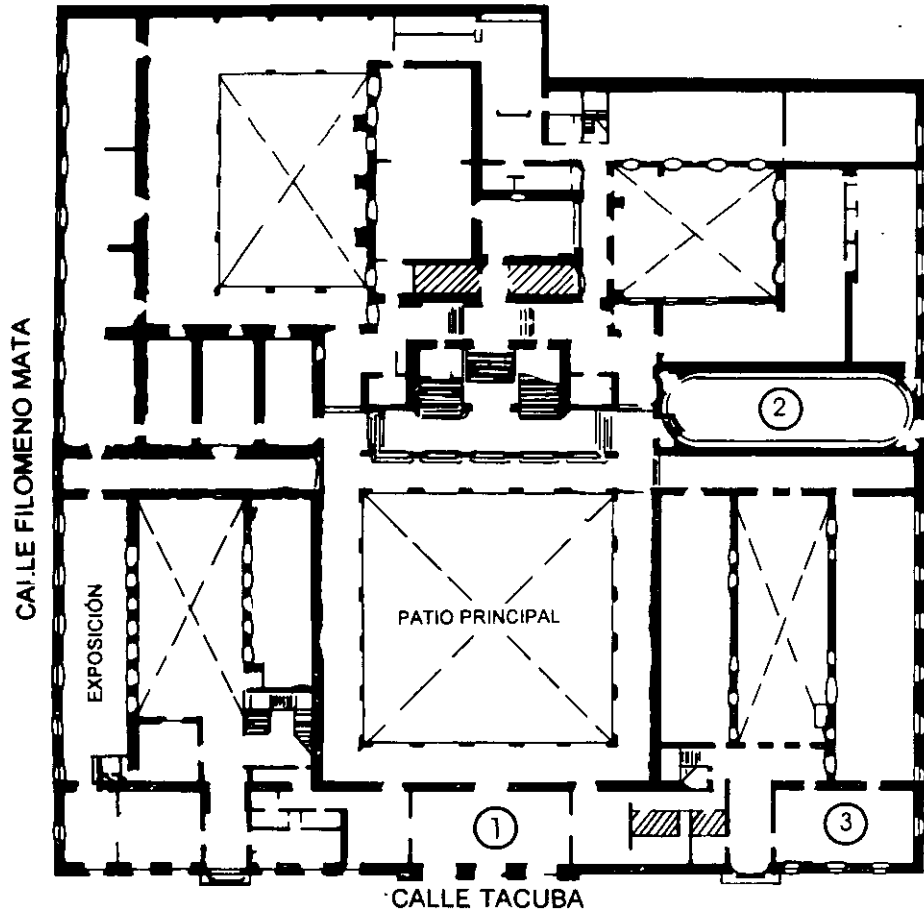
**Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.**

**Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.**

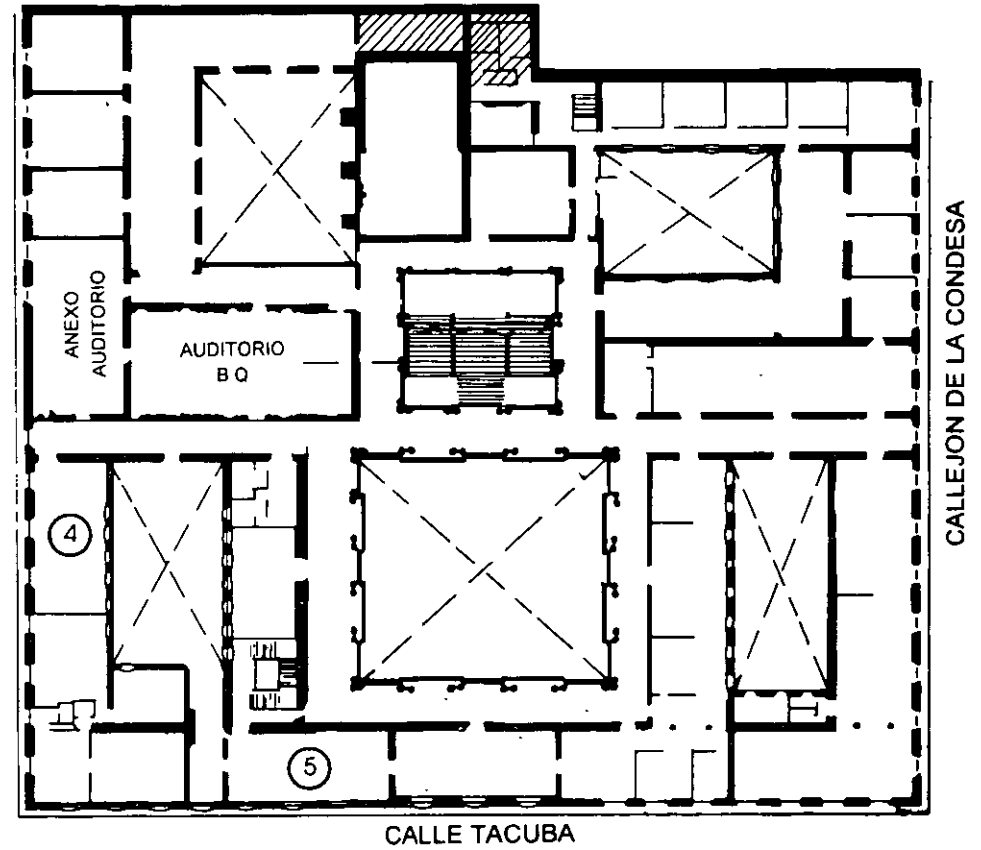
**Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.**

**Atentamente  
División de Educación Continua.**

# PALACIO DE MINERIA

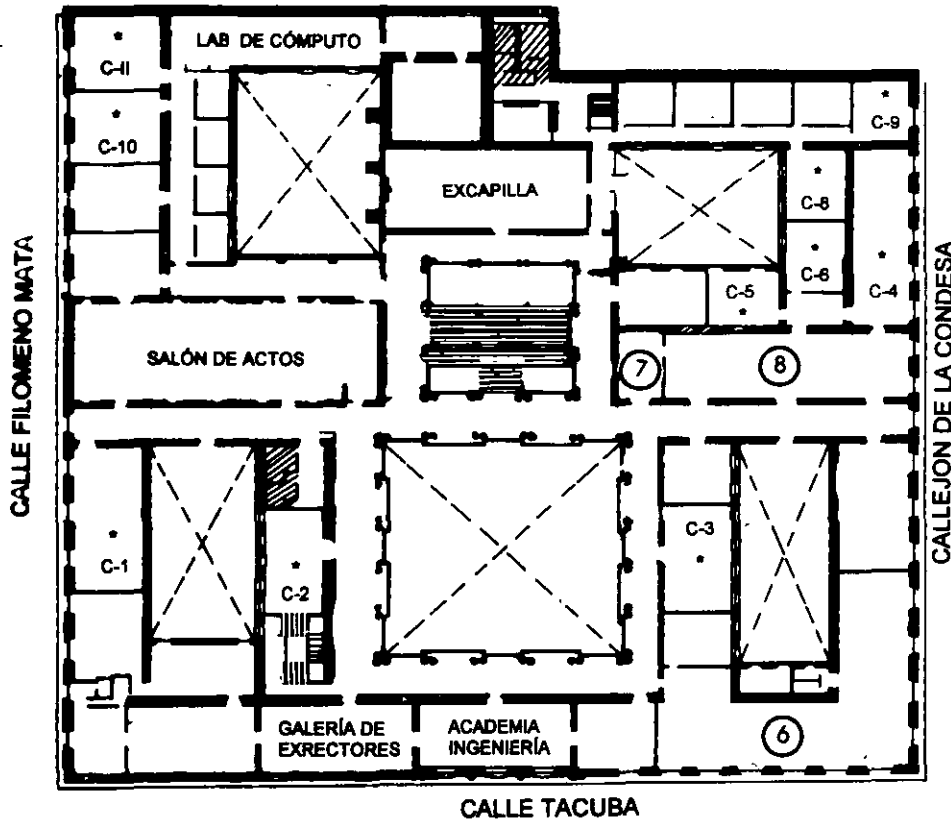


**PLANTA BAJA**



**MEZZANINNE**

# PALACIO DE MINERIA



**1er. PISO**

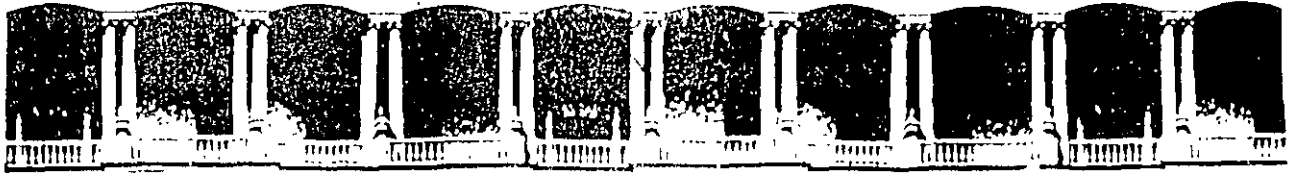
## GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
  2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
  3. LIBRERÍA UNAM
  4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
  5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
  6. OFICINAS GENERALES
  7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
  8. SALA DE DESCANSO
- SANITARIOS
- \* AULAS



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.  
CURSOS ABIERTOS





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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:  
PRUEBA DE CONO SÍSMICO  
EN LA CIUDAD DE MÉXICO**

**EXPOSITOR: DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY  
1997**

Ovando E.

*Proc X Panam Conf  
Guadalajara, Mex  
Vol 2*

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,  $\lambda$ . 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  $\lambda$  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  $\rho$  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 1997). 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.

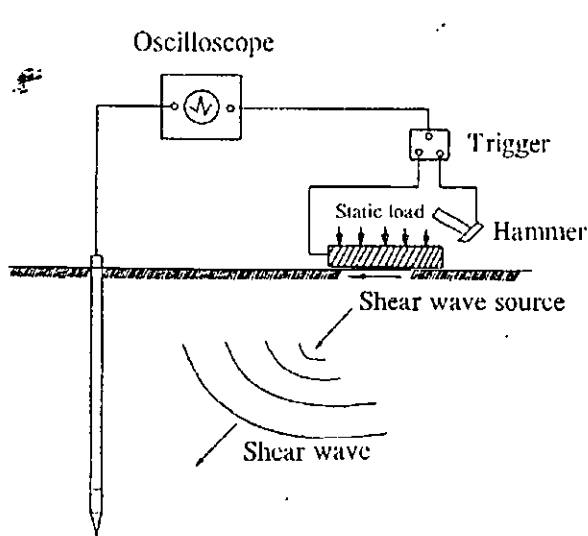


Fig 1 Seismic cone penetrometer (after Robertson et al, 1986)

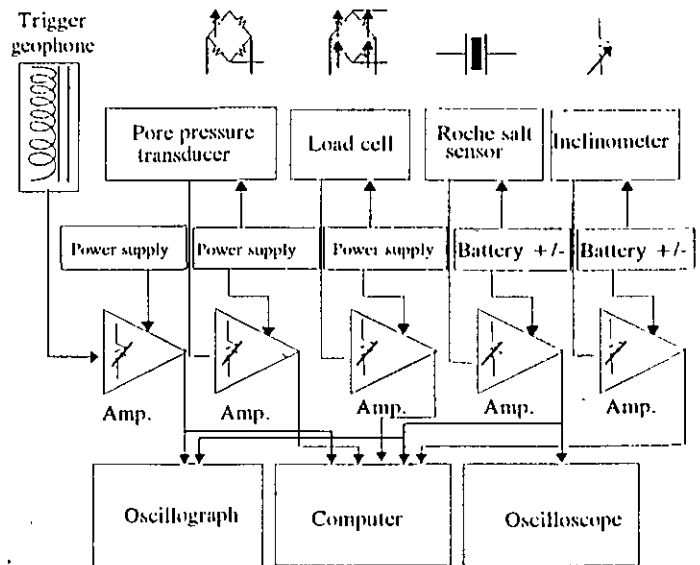


Fig 2 Schematic view of the seismic cone developed at UNAM

## 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 (Figueroa, 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,  $R_{ab}$ :

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

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

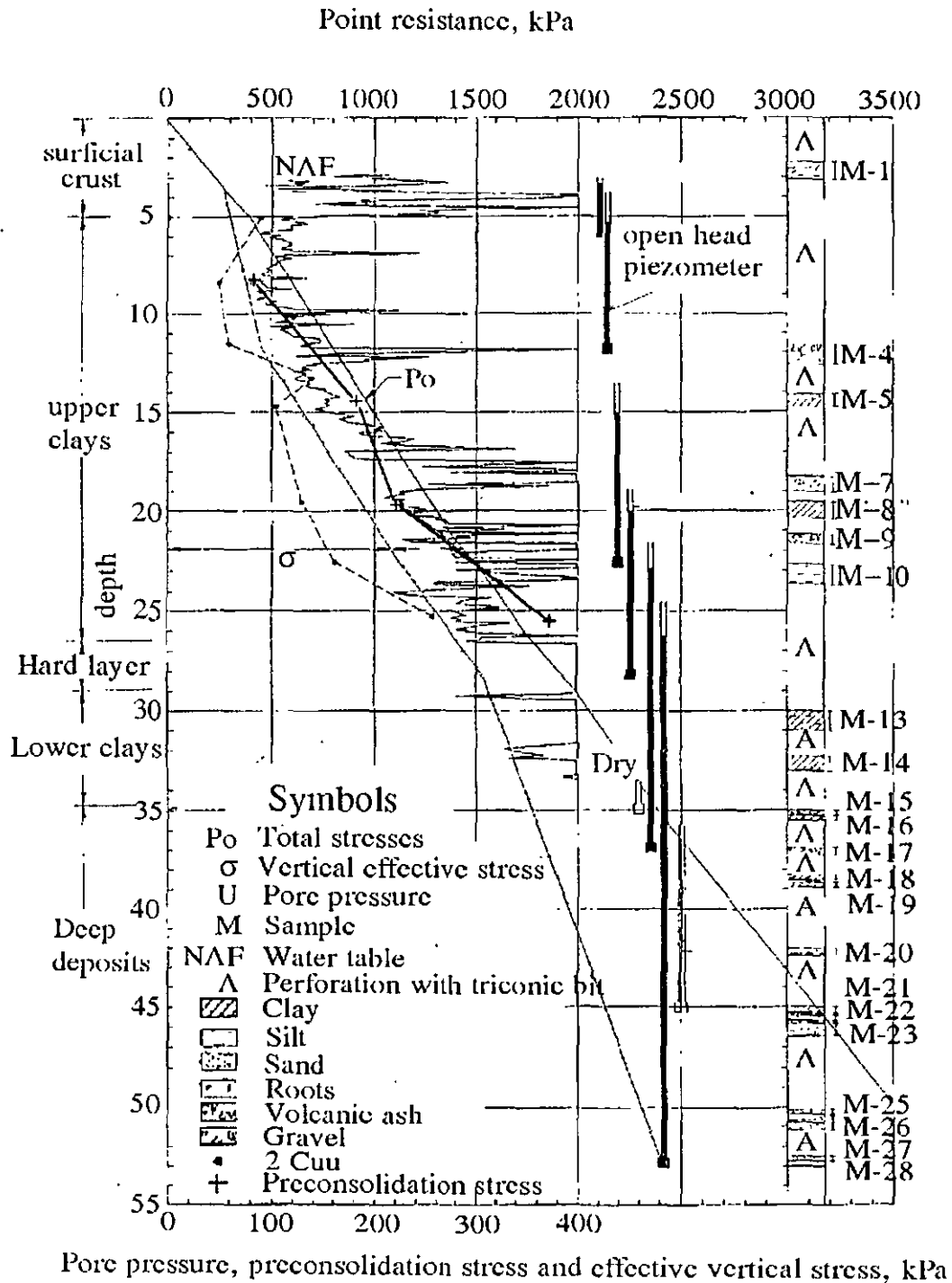


Fig 3 Geotechnical Conditions at the site



### 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  $\eta$  is a constant that depends on soil type and varies between 23.3 and 40.0;  $\gamma_s$  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.

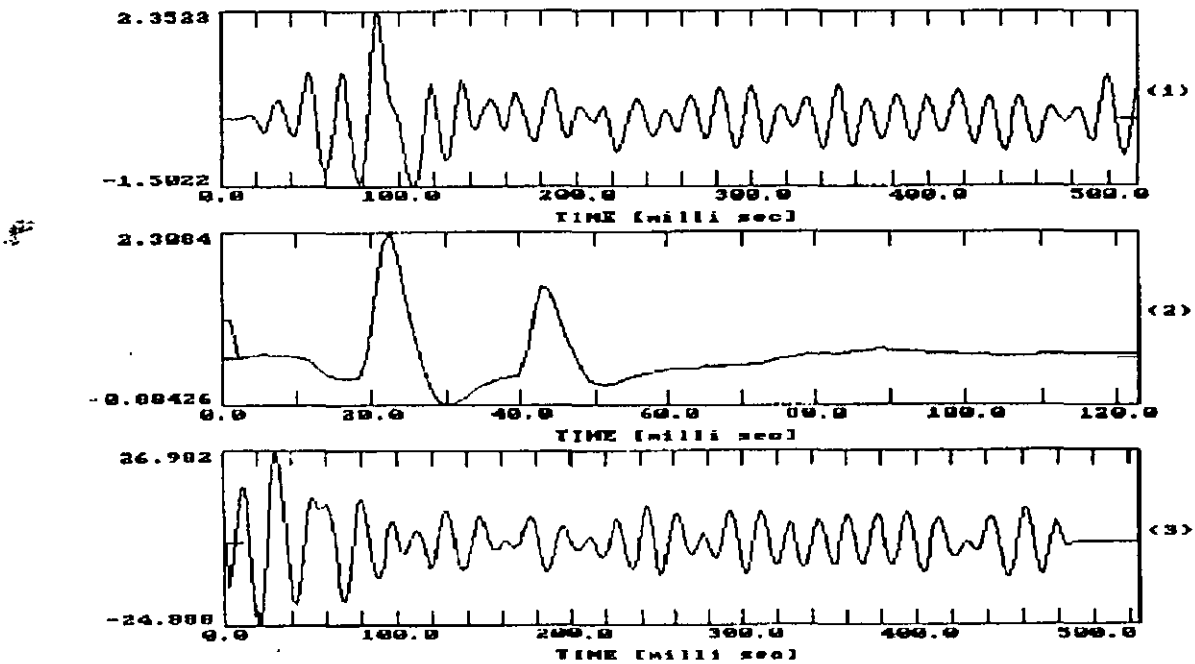


Fig 4 Example of signals logged during the seismic cone test. The upper signal was registered with the Roche Salt sensors, the middle trace is the trigger signal and the bottom curve is the crc correlation of the above two.

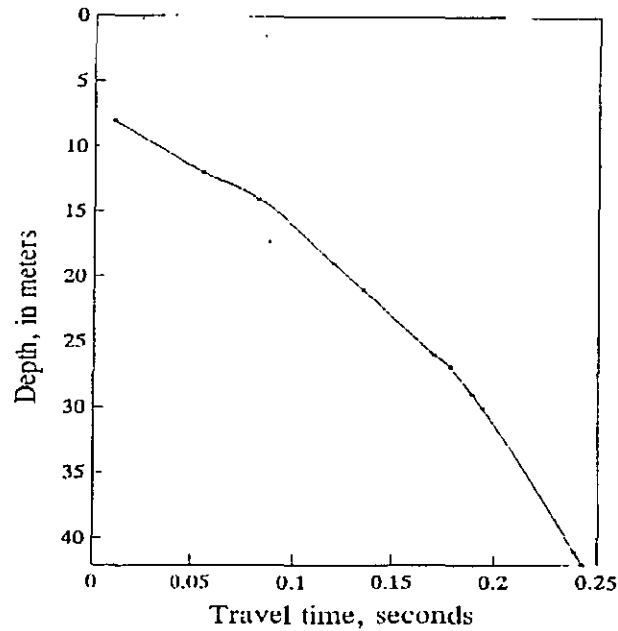


Fig 5 Arrival times as a function of depth

### 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 %	$\gamma_0$ KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_{c'}$ 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

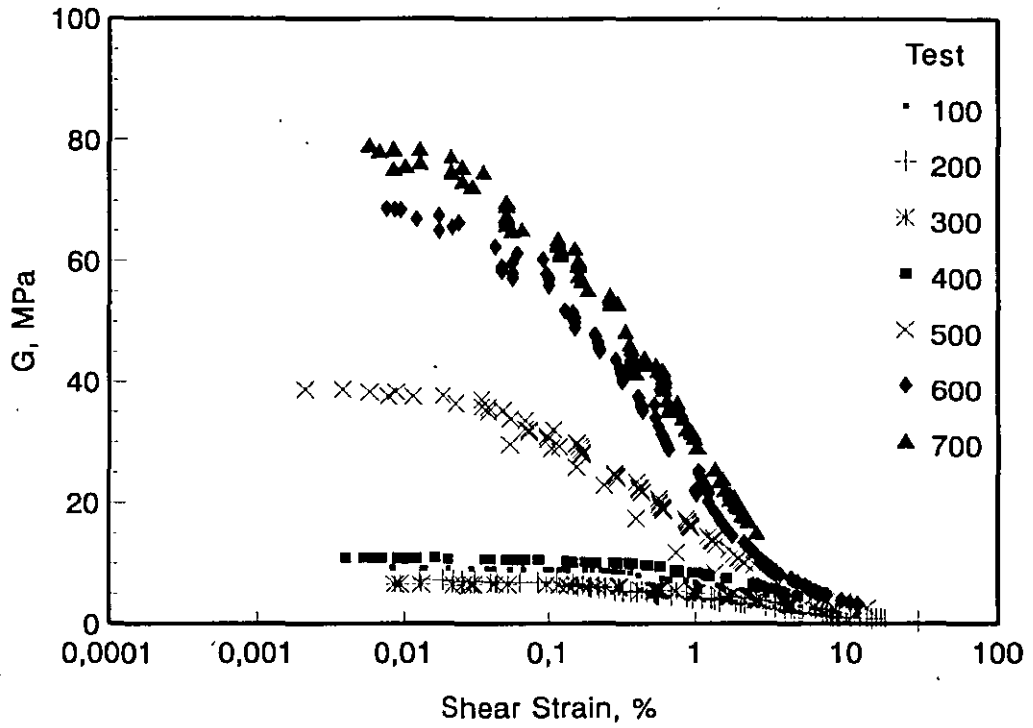


Fig 6 Shear moduli as a function of strain obtained from cyclic triaxial tests

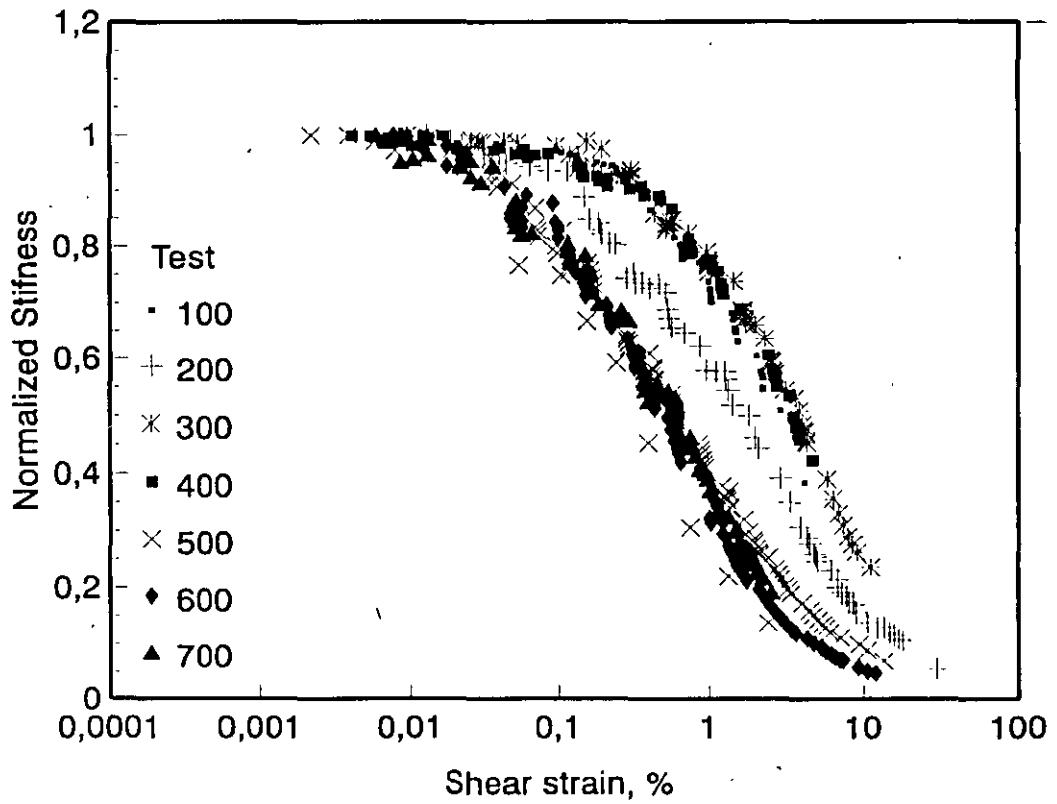


Fig 7 Normalized moduli ( $G/G_{max}$ ) as a function of strain

#### 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 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.

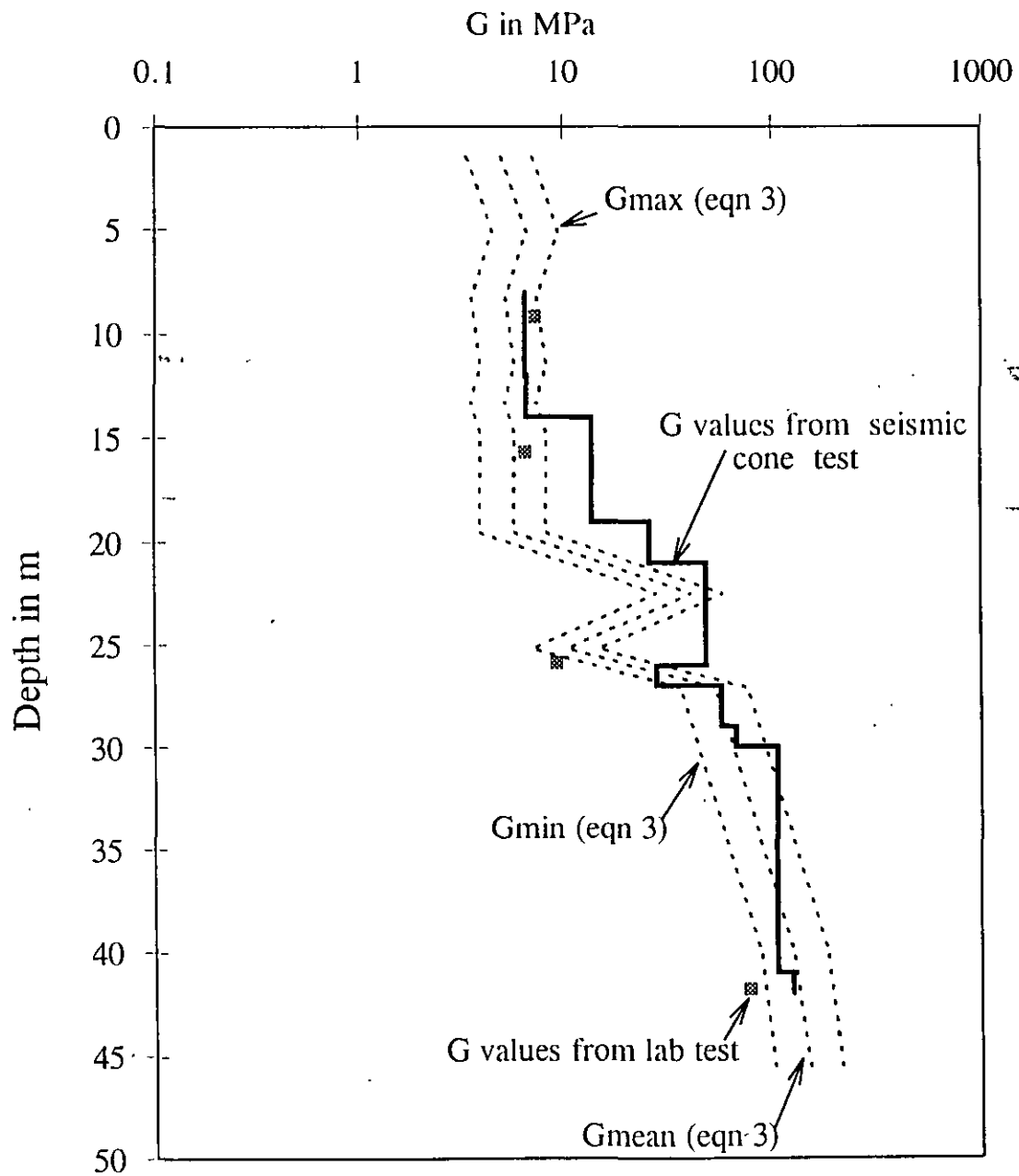


Fig 8 Shear wave velocity profile obtained from the seismic cone test

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).

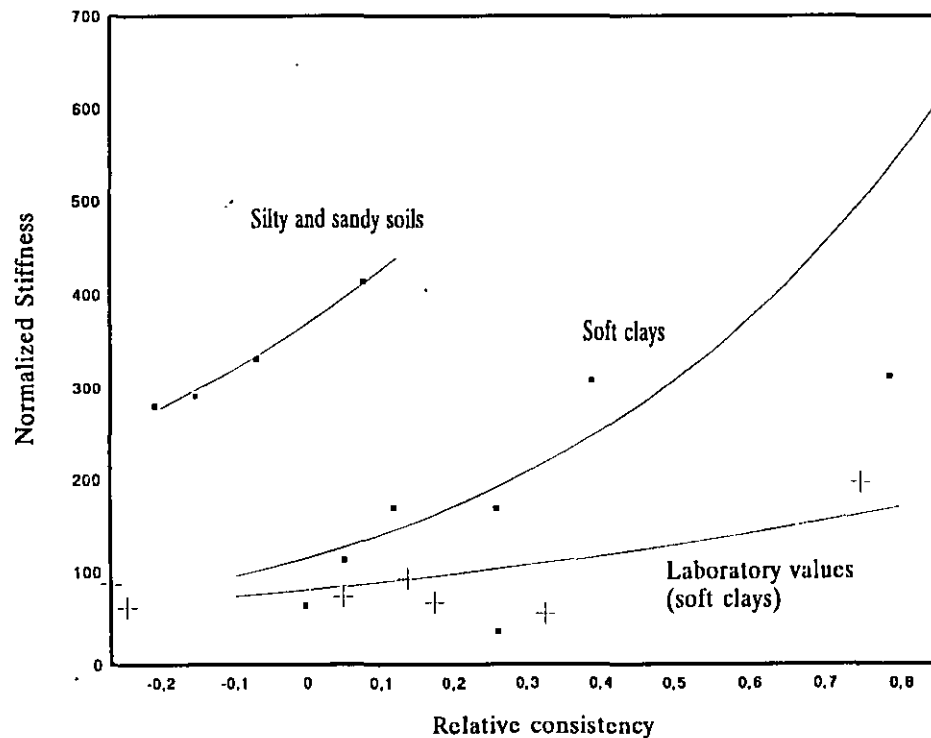


Fig 9 Normalized stiffness ( $G/p'$  and  $G/\sigma'_0$ ) as a function of relative consistency

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  $c = 81$  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

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

$\gamma_r$  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 incorporated

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.

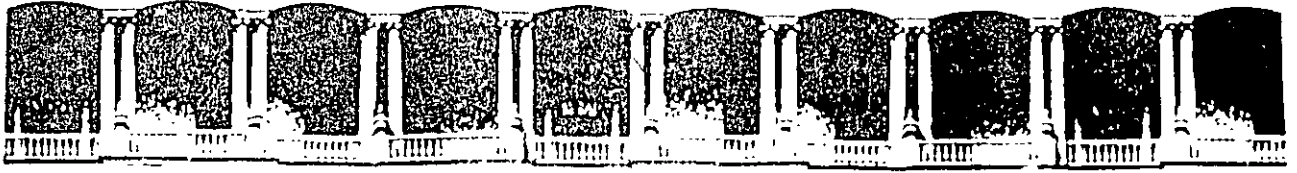
Romo, M. P. and Ovando E. (1995), A model for the dynamic behaviour of a Mexican marine clay, *Proc. X Panamerican Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Guadalajara, Mexico, in press.

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 Araqs., (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**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:  
INITIAL DINAMIC STIFFNESS  
OF MEXICO CITY CLAYS  
FROM FIELD TESTS**

**EXPOSITOR: DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY  
1997**

Proc. 11 WLEE  
Acapulco, Mexico  
June, 1976

## INITIAL DYNAMIC STIFFNESS OF MEXICO CITY CLAY FROM FIELD TESTS

E. OVANDO-SHELLEY

Instituto de Ingeniería, UNAM  
Coyoacán 04510, Mexico City

### ABSTRACT

This paper presents expressions that correlate shear wave velocities with CPT strengths for soils in Mexico City. 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.

### KEYWORDS

Shear moduli; shear wave velocity; field tests; correlations; CPT soundings

### INTRODUCTION

Stress-strain relationships to model the seismic behaviour of soils often specify the functions that relate shear modulus with strain and are expressed, on many occasions, in terms of the value of the shear modulus,  $G$ , at small strains. This value is usually denoted by  $G_{\max}$  since shear moduli generally adopt their maximum value when shear strains are smaller than about  $10^{-3}$  %. Field tests to measure shear wave velocities,  $V_s$ , are particularly well suited for obtaining values of  $G_{\max}$ , as they commonly induce even smaller strains in the soil mass.

Approximations to  $V_s$  and consequently to  $G_{\max}$ , can be obtained from correlations with the results of geotechnical soundings like the standard or the cone penetration tests (SPT or CPT). These correlations are extremely useful in regional analyses, preliminary studies or in less-than-desirable situations where it is simply not possible to perform field or laboratory tests to obtain dynamic soil properties. This paper presents the derivation of correlations between shear wave velocities and cone penetration resistance,  $q_c$ , for soils in Mexico City by interpreting a CPT sounding with cavity expansion theory and, also, by assuming that soil behaviour is adequately modelled with hyperbolic stress-strain relationships.

## FIELD TESTS

Shear wave velocities were determined from the results of down-hole and suspension logging tests performed in 15 sites within the lake zone in Mexico City. The former type of test is well known and the latter, developed by Oyo Corp during the late 70's and early 80's, is described *in extenso* elsewhere (e. g. Kitazunesaki, 1980). CPT soundings were performed at each of the test sites so that profiles of  $V_s$  and  $q_c$  against depth were available in each of them, as exemplified by the graphs presented in figs 1 and 2.

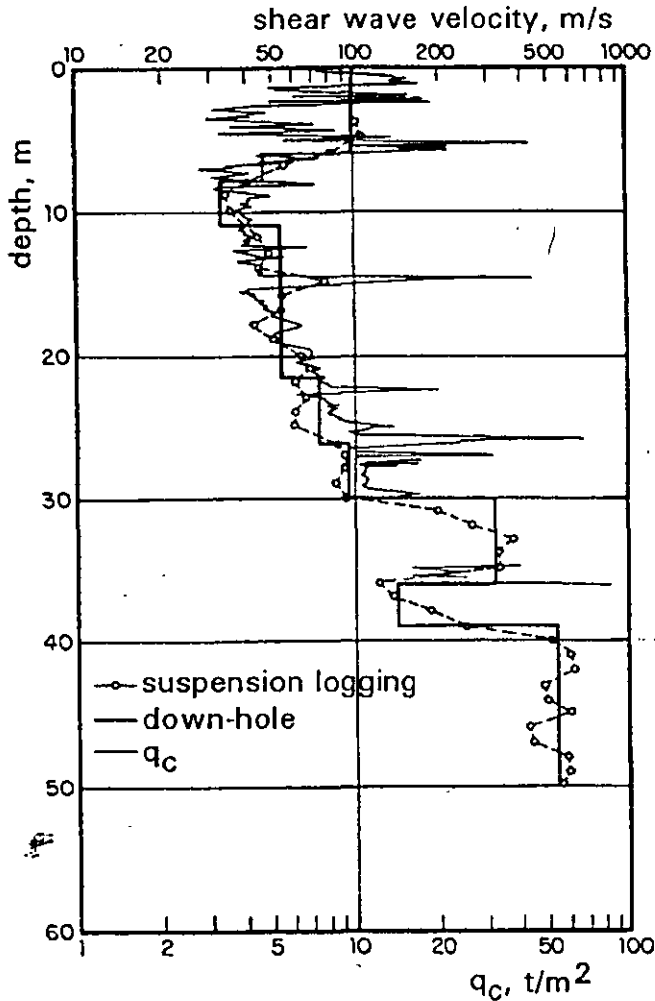


Fig 1 CPT sounding and shear wave velocity profiles in a site in the pre-loaded lake bed

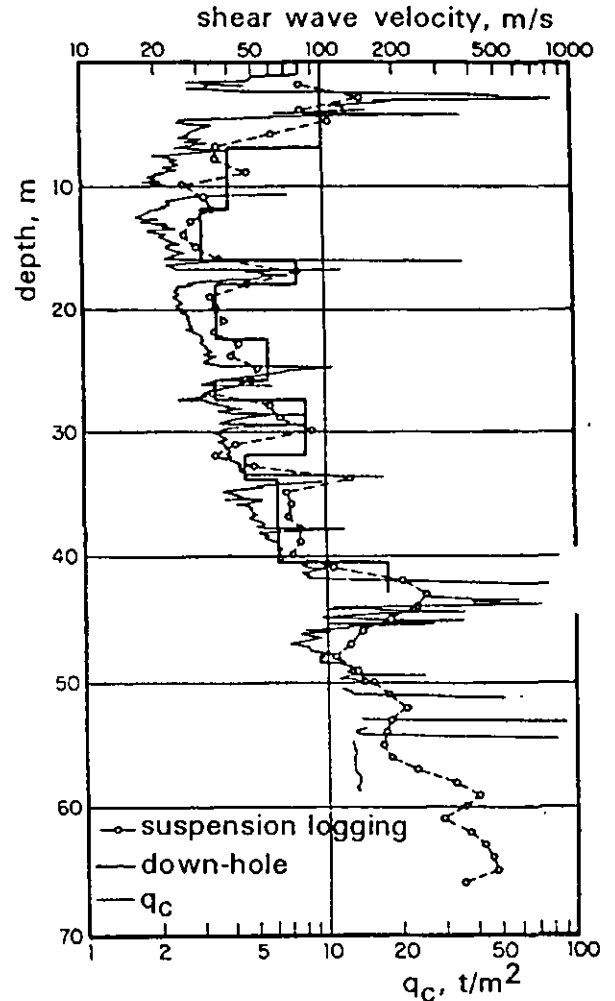


Fig 2 CPT sounding and shear velocity profiles for a site in the former Xochimilco-Chalco lake

Stratigraphy at the test sites is characterized by the presence of highly compressible lacustrine clays. Two main clay strata were identified in each of the soundings. The first one extends from about 3 to 5 m, down to depths that vary between 30 to 40 m. The second one is separated from the upper clays by a much harder silts and silty sands that constitute the first hard layer, usually 2 to 3 m thick. The lower clay stratum is less compressible and has been subjected to increases in effective stresses brought about by deep well pumping; its base is located at depths that vary between 40 and 50 m. Numerous studies have demonstrated that most of the seismic amplification effects for which Mexico City is so notorious occur within these two clay strata (e. g. Romo and Ovando, 1995).

## DERIVATION OF CORRELATIONS

*Penetration resistance and undrained shear strength*

For the Mexico City clays, the following empirical relationship relates undrained shear strength,  $c_u$ , with  $\tau_c$ :

$$c_u \approx \frac{q_c}{N_k} \quad (1)$$

where  $N_k$  is a correlation coefficient that depends on soil type and on the shape and size of the penetrating tip. This expression has been used in the Mexico City area for several decades now and is backed by the results of large amounts of CPT and static unconsolidated undrained triaxial tests from which it has been found that  $N_k$  varies between 10 and 14 (Santoyo *et al.*, 1989). In establishing a relationship between  $V_s$  and  $c_u$ , undrained strength must be interpreted as a dynamic parameter and consequently, the value of the coefficient parameter can be expected to be lower.

#### *Relationships between $q_c$ and $V_s$ from cavity expansion theory*

Classical plasticity has been used to study the longitudinal expansion of a cylindrical cavity within an elasto-plastic medium (Hill, 1950). The same theory has been applied to estimate the point bearing capacity of piles (Ladanyi, 1967) and can also be used to interpret a CPT test. The internal pressure required to produce a continuous longitudinal expansion of such a cavity,  $p_i$ , is related to the stress state within the soil mass before the expansion of the cavity and to soil properties. Assuming that the soil behaves like a perfect elasto-plastic solid,  $p_i$  can be expressed as (Ovando and Romo, 1992):

$$p_i = p_0 + \frac{2}{3} q_p \left[ 1 + \ln \left( \frac{2E_p}{3q_p} \right) \right] \quad (2)$$

where  $p_0$  is the mean effective stress before the expansion of the cavity;  $E_p$  stands for undrained Young's modulus at half the deviator stress at failure ( $= q_p$ ). In the case of a CPT test,  $p_i$  is related to tip penetration resistance and the soil's undrained strength.

$$q_c = p_i + q_p \quad (3)$$

with the usual values of  $N_k$ ,

$$q_c = c_u N_k \approx p_i \quad (4)$$

It is convenient to express the mean effective stress in terms of  $q_c$ . To this end,  $p_0$  must first be expressed as a function of the vertical effective stress,  $\sigma_v$ . Next, it is assumed that the ratio between undrained strength and vertical effective stress is constant,  $c_u/\sigma_v = \beta$ . Hence,

$$p_0 = \frac{(1 + 2K_0)}{3\beta} \frac{q_c}{N_k} \quad (5)$$

where  $K_0$  is the coefficient of earth pressure at rest.

Introducing  $p_0$  into equation (2), and taking into account that  $E_p = 2\rho(1+\nu)V_s^2$ , an expression for  $V_s$  is obtained:

$$V_s = \sqrt{\frac{3\rho q_c}{2N_k(1+\nu)} \exp \left[ \frac{3N_k - 4}{4} - \frac{1}{2\beta} \right]} \quad (6)$$

Non-defined terms are mass density,  $\rho$ , and Poisson's ratio,  $\nu$ ; it was also assumed that  $K_0 = 0.5$ .

### Use of hyperbolic functions

Relationships between shear wave velocity and penetration resistance can also be obtained assuming that the stress-strain behaviour can be represented by a hyperbolic model. Take, for example, the Ramberg-Osgood model:

$$\tau = \frac{G_{max}\gamma}{1 + \alpha \left| \frac{\tau}{c_u} \right|^{r-1}} \quad (7)$$

where  $\tau$  and  $\gamma$  are shear stresses and strains, respectively;  $\alpha$  and  $r$  are experimentally determined parameters. An equivalent expression to equation (7) is:

$$\alpha \frac{\tau^r}{c_u^r} + \frac{\tau}{c_u} = \frac{\gamma}{\gamma_r} \quad (8)$$

where  $\gamma_r$  is the reference strain;  $\gamma_r = c_u/G_{max}$ . If  $\gamma \rightarrow 0$  in the equation above, the left hand side of the equation will also tend to zero. However, since the value of  $r$  for the Mexico City clay is about 2 (Jaime, 1987), the term containing this exponent will approach zero faster. Hence,

$$\frac{\tau}{c_u} \approx \frac{\gamma}{\gamma_r} \quad (9)$$

Making the appropriate substitutions one finds that

$$s = \sqrt{\frac{q_c}{\rho N_{kh} \gamma_r}} \quad (10)$$

$N_{kh}$  is another coefficient of correlation.

## COMPARISON WITH FIELD MEASUREMENTS

Penetration values obtained from formulas (6) and (10) were used to estimate shear wave velocities and the results were then compared with measured values of  $s$ . In using equation (6), it was assumed that  $\beta = 0.26$ , which appears to be a reasonable hypothesis for normally consolidated or lightly overconsolidated soils, like those found in Mexico City. In order to use equation (10), the value of  $\gamma_r$ , which depends strongly on soil plasticity, must be specified first. Results of cyclic triaxial and resonant column tests performed previously were used to assign values to  $\gamma_r$  (Romo, 1995).

Soil type and stress history will influence shear wave velocity and consequently, the field data were grouped following two criteria. The first one takes into account the location of the test site and whether it has been subjected to significant external overburdens. Accordingly, it was possible to separate shear wave velocity data from three different zones: the virgin lake Texcoco bed (sites with no significant external loads), data from the heavily urbanized core of the city (pre-loaded lake Texcoco bed) and,

finally, data from the southernmost portion of the Mexico City basin (Xochimilco-Chalco lake bed). The other criterion is stratigraphical and it distinguishes between the highly plastic clay formations and the other non plastic materials that form the first hard layer and the dessicated surficial crust.

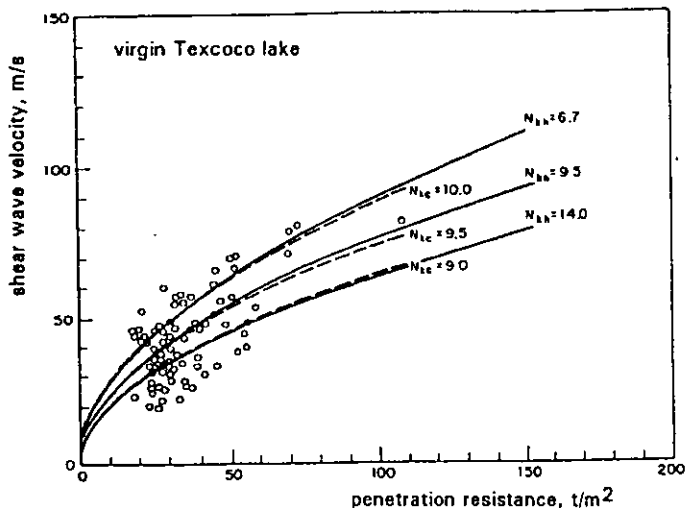


Fig 3 Shear wave velocity against penetration resistance. Virgin Texcoco lake

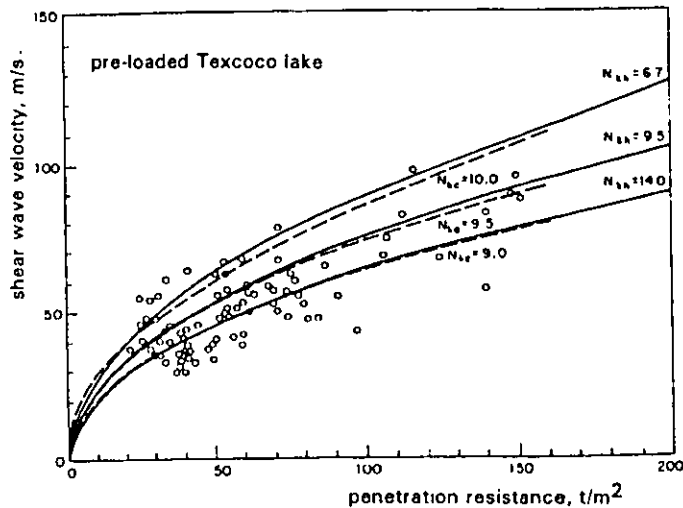


Fig 4 Shear wave velocity against penetration resistance. Pre-loaded Texcoco lake

The graphs in figs 3 to 5 show the results obtained for the clayey soils from the three zones mentioned previously. In the case of non-plastic materials, the experimental data can be accommodated in a single graph, irrespective of the location of the test sites, fig 6. Mean values obtained with either equation (6) or (10) are roughly equivalent. As expected, field values show a rather large scatter due to several factors, like experimental errors in the measurement of  $q_c$  and  $v_s$ . The hypotheses assumed for deriving the correlations may not necessarily simulate actual soil behaviour in the field and will also contribute to the observed dispersion; the same is true in regard to the uncertainties involved in assigning values to some of the parameters. However, the correlations do follow the expected trends and for practical applications the scatter can be reduced making an additional consideration.

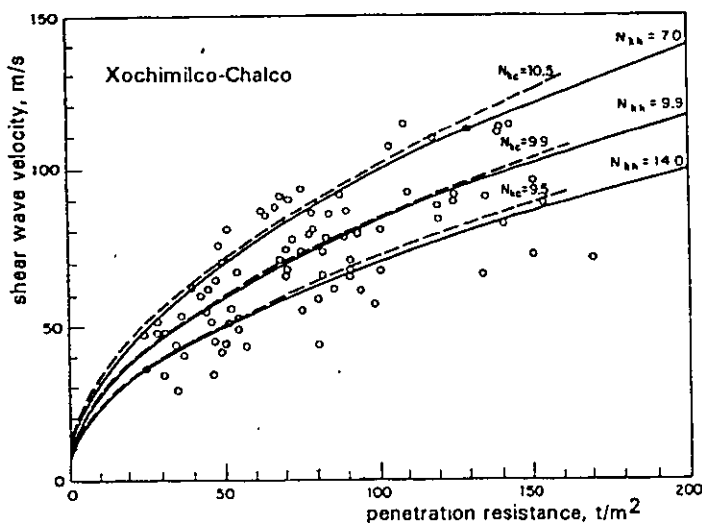


Fig 5 Shear wave velocity against penetration resistance. Xochimilco-Chalco lake

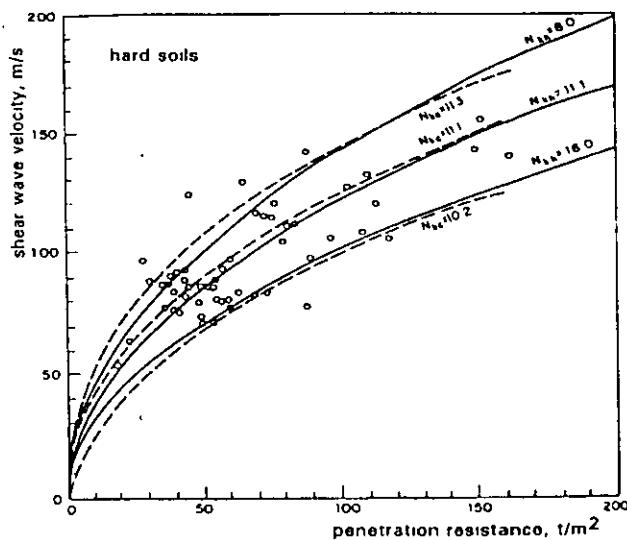


Fig 6 Shear wave velocity against penetration resistance. Non plastic soils in the totality of the ancient lake beds in the Valley of Mexico

The elastic relationship between the dominant period,  $T_0$ , of a soil deposit of depth  $H$  and mean shear wave velocity,  $\hat{V}_s$  is  $T_0 = 4H/\hat{V}_s$ . The value obtained thus agrees well, in general, with dominant periods determined experimentally in many sites in Mexico City from ambient vibration studies or from surficial movements recorded during earthquakes, even for large magnitude events like those that occurred in 1985 (Lermo *et al*, 1990) due to the fact that Mexico City clay exhibits nearly elastic behaviour at rather large strains levels, as has been shown and discussed previously (e. g. Romo and Ovando, 1995). An expression for  $\hat{V}_s$  is:

$$\hat{V}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{si}}} \quad (11)$$

where  $h_i$  and  $V_{si}$  are the thicknesses and the shear wave velocities of the strata that constitute the soil deposit.

The procedure for using equation (6) or (10) is to first determine the dominant period from ambient vibration measurements, which is cheap and pretty straight forward or, alternatively, from maps of equal period contours like those included in the Mexico City Building Code. Secondly, to find a combination of  $V_{si}$  values obtained from either of these equations, within the bounds of dispersion indicated in figs 4 to 6, such that it satisfies (10) and (11). In doing so, due regard must be given to stratigraphical variations observed in the results of any CPT sounding. This procedure reduces the scatter in the values of shear wave velocity.

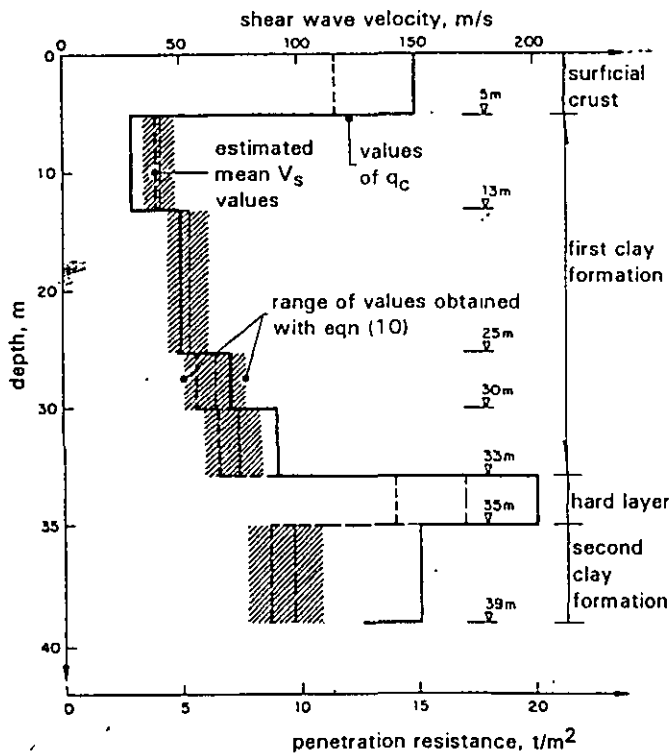


Fig 7 Simplified CPT and shear wave velocity profiles for a site in the pre-loaded Texcoco lakebed

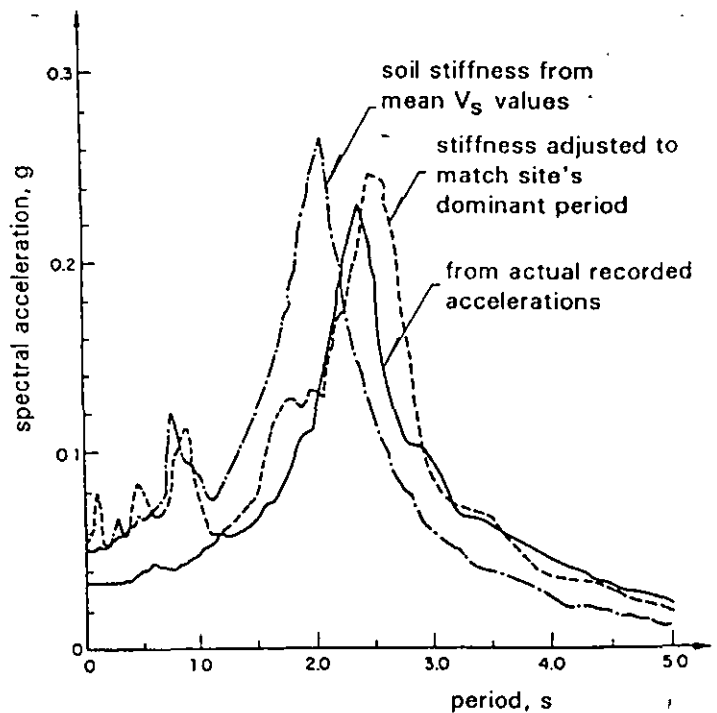


Fig 8 Response spectra from recorded accelerations and from 1-D analyses. The site is located in the pre-loaded Texcoco lakebed



## EXAMPLE

The use of the proposed correlations and the suggested procedure for applying them is illustrated with results of a CPT sounding performed at a site within the old lake bed in Mexico City. The simplified profile is shown in fig 7, together with the shear wave velocities estimated with equation (10). Surface acceleration records obtained during the 25 April, 1989, earthquake were available at that site. The data given in figure 7 were used to model the stratigraphy. Surficial movements along one of the horizontal components were calculated using a one dimensional wave propagation model (Schanbel *et al*, 1972), using as input motion a record obtained at a hard soil site in the hills of the city. The response spectra shown in fig 8 (5 % damping) were obtained from the actual accelerograms and from the movements calculated with the 1-D model. As indicated there, one of the response spectra was obtained from a model in which shear wave velocities are the mean values predicted by equation (10), i. e.  $N_{kb} = 9.5$ , whilst the other one was obtained adjusting the values of shear wave velocity within the bounds indicated in fig 7, until the site's natural period was matched. This spectrum closely agrees with the one obtained from the actual surficial accelerations.

## CONCLUSIONS

Cavity expansion theory can be used to interpret CPT soundings and to relate soil stiffness and strength. Other relationships between stiffness and strength can be obtained postulating that dynamic soil behaviour can be adequately represented with hyperbolic stress-strain models. Both these approaches were used to justify the correlations between penetration resistance, obtained from CPT soundings, and shear wave velocity.

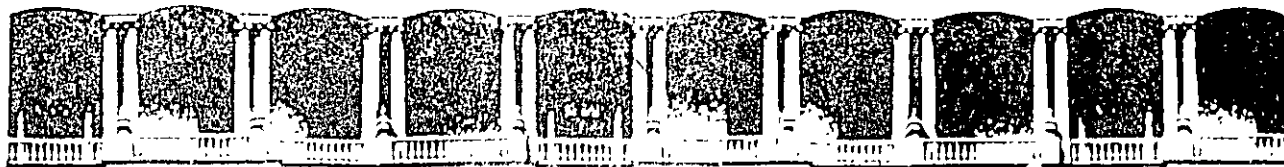
Shear wave velocities obtained from down-hole and suspension logging tests, together with the results of CPT soundings were used to calibrate the proposed correlations. Experimentally determined data follow the expected trends but show considerable scatter and the correlations must therefore be used judiciously. A site's dominant period reduces the uncertainty involved in using the proposed correlations and may lead to very satisfactory estimations of actual response spectra in Mexico City.

The correlations derived in this paper provide useful approximate estimates of the shear wave velocity profiles from CPT soundings and also give an idea of their range of variation but must never be used to substitute field or laboratory tests to obtain dynamic soil properties.

## REFERENCES

- Hill, R. (1950). *The Mathematical Theory of Plasticity*, Oxford University Press, Oxford, United Kingdom
- Jaime, A. (1987). *Características dinámicas de la arcilla del valle de México*, tesis doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM
- Kitsunesaki, C. (1980). A new method for shear wave logging, *Geophysics*, 45, 110
- Ladanyi, B. (1967). Deep punching of sensitive clays, *Memorias del Tercer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, 1, 533-546, Caracas, Venezuela
- Lermo, J., Cabrera, R., Cesati, G. y Ortega R. (1990). Estimación del período dominante en 18 sitios del Distrito Federal, *Memorias XV Reunión Nacional de Mecánica Suelos*, 1, 55-68, San Luis Potosí, México
- Ovando, E. y Romo, M. P. (1992). Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono, *Sismodinámica*, 2, 107-123

- Romo, M.P. (1995). Clay behavior, ground response and soil-structure interaction studies in Mexico City, State of the Art Paper, *Proc. Third Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earth. Eng. and Soil Dynamics*, Univ. of Missouri, Rolla, St. Louis, Mo.
- Romo, M. P. and Ovando, E. (1995). Geoseismic zonation in Mexico and its application for design spectra computations, State of the Art Paper, *Proc. Xth Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, vol. 4, Guadalajara, México
- Santoyo, E., Riqing, L. X. y Ovando, E. (1989). *El Cono en la Exploración Geotécnica*, TGC Geotecnia, México
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. y Seed, H. B. (1972). *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*, rep. UCB/EERC-72/12, Universidad de California, Berkeley



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:  
MODELLING THE DINAMIC  
BEHAVIOR OF MEXICAN CLAYS**

**EXPOSITOR: DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY  
1997**

Proc 11 WCEE  
Acapulco, Mexico  
June, 1996

## MODELLING THE DYNAMIC BEHAVIOUR OF MEXICAN CLAYS

M. P. ROMO and E. OVANDO-SHELLEY

Instituto de Ingeniería, UNAM  
A. P. 70-472, Coyoacán 04510, Mexico City

### ABSTRACT

This paper presents a cursory look into some of the results of recent research carried out in the Instituto de Ingeniería, UNAM, into the dynamic behaviour of clayey soils. It shows the development of hyperbolic stress-strain relationships with which the most relevant features of the behaviour of two very different soils can be modelled, clays from the Campeche Sound in the Gulf of Mexico and Mexico City clays. The model depends on parameters that can be expressed in terms of experimental functions of plasticity index and relative consistency. Even though the models are formally the same, the functions that define them are different for the two soils studied. This reflects the influence of soil origin and type, mineralogy and geological formation processes on these functions.

### KEYWORDS

Laboratory tests, dynamic properties, marine clays, lacustrine clays, behavior modelling

### INTRODUCTION

Among other factors, the dynamic behaviour of clays depends on the magnitude of the strains induced by the application of stresses. For shear strains of the order of  $10^{-4}$  %, they behave like viscous elastic solids; for strains of up to about  $10^{-1}$  %, stiffness and strength depend on stress history and state, and are influenced strongly by soil plasticity. Experimental results accumulated over the last few years at the Instituto de Ingeniería, UNAM, indicate that relative consistency (or liquidity index) also bears an important influence on the shape of stiffness-strain and damping ratio-strain curves; together with soil plasticity, it is one of the key parameters for studying the behaviour of clayey soils subjected to cyclic dynamic loads. This paper describes the way in which these two index properties can be incorporated into hyperbolic stress-strain relationships to model the dynamic behaviour of two types of clays with highly contrasting plasticity index values.

The first material is a marine clay from the Campeche Sound, in the Gulf of Mexico, off the coasts of state of Campeche. Samples were retrieved from the sea bottom at depths ranging from 16 to more than 120 m. A detailed description of index properties as well as of its static and dynamic characteristics can be found elsewhere (Romo and Ovando, 1993). The clays referred to in this paper had natural water contents that varied between 25 and 72 % (average: 45 %); their plasticity indices ranged from 31 to 59 % (average: 39 %).

Mexico City clay is notorious for its high plasticity, low strength and it is also very compressible. The test results presented here were taken from studies performed using materials sampled from three different sites within the old lake zone; the behaviour observed in these results is a representative example of the one described more thoroughly in other papers (Romo, 1995; Romo and Ovando, 1995). Natural water contents of the samples tested vary between 155 and 366 % (average: 242 %) and their plasticity indices between 149 and 190 % (average: 189 %).

Each of the specimens was consolidated isotropically and subjected to undrained cyclic two-way loading in triaxial cells; the samples underwent 30 cycles of increasing amplitude until failure was attained. Some of the samples were also tested in a resonant column in order to look at their small strain behaviour.

### SHEAR MODULUS AT SMALL STRAINS

Values of the shear modulus at small strains provide estimates of its initial or maximum value,  $G_{max}$ , which can be obtained from geophysical tests in the field or, typically but not exclusively, from the resonant column test in the laboratory. Field tests measure shear wave velocity propagation,  $V_s$ , and shear modulus is obtained indirectly with an elastic relationship ( $G = \rho V_s^2$ ;  $\rho$  = mass density).  $G_{max}$  values estimated from a field test are usually higher than those obtained from resonant column tests as the strain levels induced in the former type of test can be at least an order of magnitude smaller than the strains experienced by a soil sample tested in a resonant column. Disturbances due to sampling or handling of soil specimens also affect the results of laboratory tests; so do ageing effects which can not be reproduced in the laboratory. These problems have received the attention of numerous workers in the past, like Anderson and Richart (1976), Anderson and Stokoe (1978), Hight *et al* (1985), *inter alia*.

Recent comparative studies have shown that in the highly plastic Mexico city clays with low relative consistencies, differences in field and laboratory estimates of  $G_{max}$  are less important than in less plastic materials having higher relative consistencies (Ovando *et al*, 1995). Calling  $G_{max}^f$  the field value of the initial shear modulus and  $G_{max}^l$  its value obtained from a laboratory test, the quotient between both of these was found to be (pending further verification):

$$G_{max}^f / G_{max}^l \approx 1.4e^{C_r} \quad (1)$$

where  $C_r$  is the relative consistency. Brittle soils having large relative consistencies are more prone to be affected by sampling or handling disturbances; hence the quotient tends to a value of about 4 whilst it tends to 1.4 for soils with water contents equal to their liquid limit.

Initial shear moduli obtained in the laboratory also depend strongly on relative consistency. In order to view this, values of  $G_{max}$  obtained from cyclic triaxial cells were plotted against the consolidation stress. The graph presented in fig 1 shows data obtained from tests on soils from the Campeche Sound and the one in fig 2, from the Mexico City clays. A cursory look at the data would indicate that  $G_{max}$  is not related to

consolidation pressure. However, when data are organized according to the values of relative consistency, definite trends can be established, as suggested by fig 1 for the case of the soils from the Campeche Sound. The data there were fitted to the following equation.

$$G_{max} = G_0 + \frac{95(C_r - 0.023)}{1 - (C_r - 0.023)} \sigma'_c \quad (2)$$

where  $G_0$  is the shear modulus obtained when the confining pressure,  $\sigma'_c$ , is nil.

The data from the Mexico City clays is better organized when plasticity index,  $PI$ , is introduced as an additional parameter and can be fitted to

$$G_{max} = 122 P_a \left( \frac{1}{PI - C_r} \right)^{(PI - C_r)} \left( \frac{\sigma'_c}{P_a} \right)^{0.82} \quad (3)$$

where  $P_a$  is an arbitrary reference pressure to obtain dimensional homogeneity. The curves of  $G_{max}$  against  $\sigma'_c$  of figs 1 and 2 can not be fitted in one graph leading, consequently, to a single analytical expression to relate them. This is not surprising as it reflects that soil origin and type, geological formation processes and mineralogy, amongst other factors, affect initial stiffness. Further research is required to clarify the influence and importance of each of them.

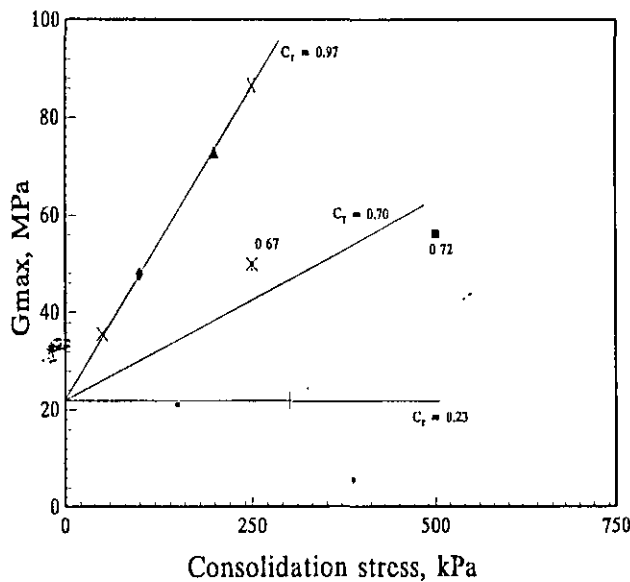


Fig 1 Initial shear modulus of the Campeche Sound clay as a function of consolidation stress and relative consistency

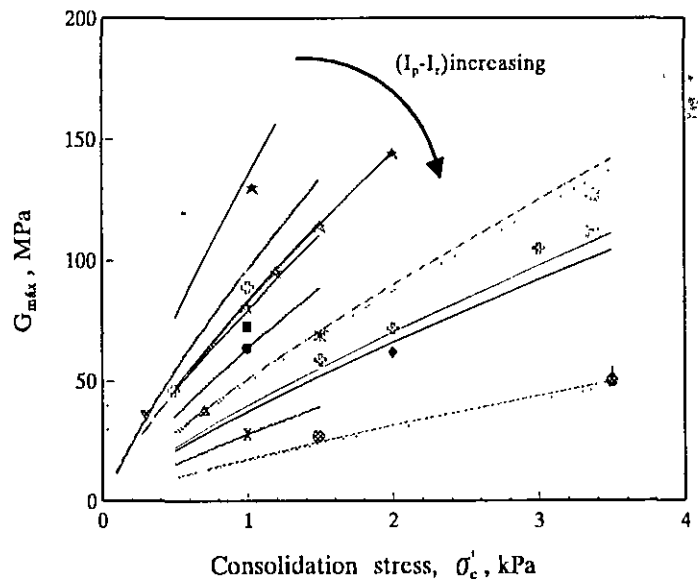


Fig 2 Initial shear of clays from Mexico City as a function of consolidation stress and the difference  $(PI - Cr)$

### SHEAR MODULI AT LARGER STRAINS

Cyclic triaxial test results were used to obtain values of shear moduli as a function of shear strain to produce the graphs in figs 3 and 4, for the clays from the Campeche Sound and Mexico City, respectively. All the samples were isotropically consolidated under different effective confining stresses. Note the rather small values of  $G_{max}$  exhibited by the Mexico City clay, which span from about 5 to 20 MPa whereas in the Campeche Sound materials these were mostly around 50 MPa. Referring to fig 3, the flat initial portion of the curves obtained for the stiffer, more brittle materials from the Campeche Sound, covers strain levels of

about 0.01 % whilst the more plastic materials retrieved from shallow depths near the sea bed show little degradation of stiffness for strains well above 0.1 %. In fact, the stiffness-strain behaviour of the softer Campeche Sound clays closely resembles the one shown in fig 4 for the Mexico City clays. At least in respect, it can be argued that the latter are not unique. The curves in both fig 3 and 4 can be modelled as

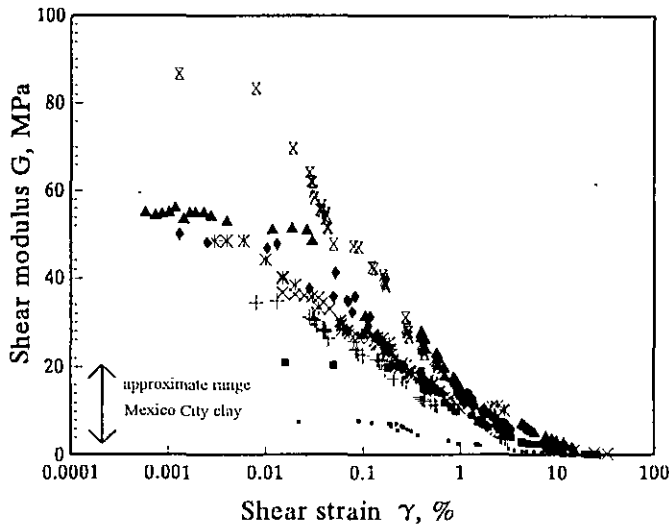


Fig 3 Shear moduli against strain for the Campeche Sound clays

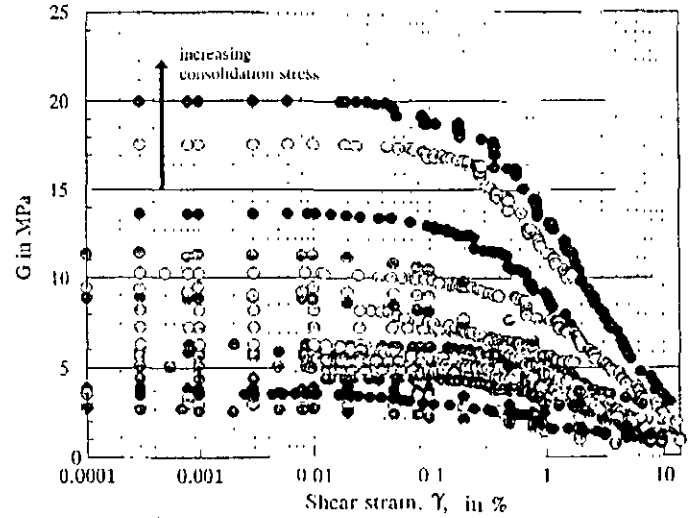


Fig 4 Stiffness-strain curves, Mexico City clay

$$G = G_{max}(1 - H(\gamma)) \quad (4)$$

where

$$H(\gamma) = \left[ \frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad (5)$$

$G$  is the shear modulus for any shear strain,  $\gamma$  and  $\gamma_r$  is a reference strain. The stiffness-strain curves for the marine clays from the Campeche Sound are adequately modelled adopting constant values of  $A (= 1.0)$  and  $B (= 0.5)$ . In the case of the Mexico City clays,  $A$  depends on an experimentally determined function of plasticity index,  $A'$ , and on relative consistency, i. e.  $A = A' + C_r$ ;  $B$  is another experimental function that only depends on the former. Plots of  $A'$  and  $B$  against plasticity index are given in figs 5 and 6. As it might have been expected,  $\gamma_r$ , also depends on plasticity index or relative consistency (figs 7 and 8 for the Campeche Sound and the Mexico City clays, respectively). The influence of plasticity index on the dynamic stiffness-strain behaviour of clays was noted previously by other researchers (e.g., Dobry and Vucetic, 1987).

### DAMPING RATIO

Hardin and Drnevich (1972) showed that the damping ratio,  $\lambda$ , of viscoelastic materials that obey Masing's rules during cyclic loading is related to shear modulus

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

where  $\lambda_{max}$  is the maximum value of the damping ratio before soil failure. From equations (4) and (5) and making the necessary substitutions, (6) becomes

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

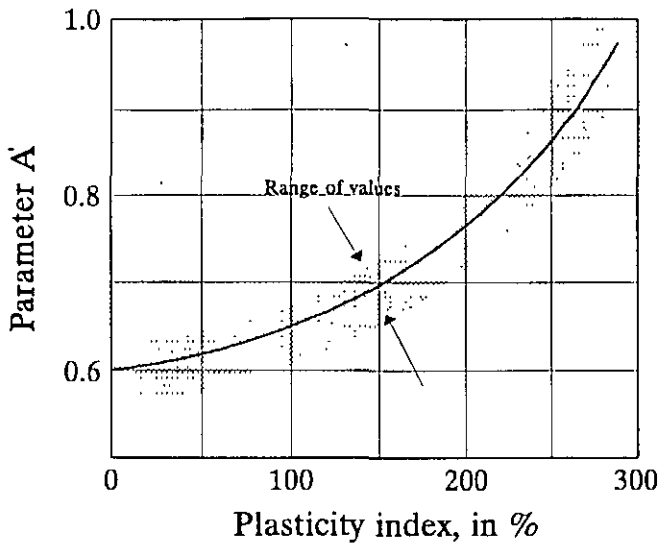


Fig 5 Effect of plasticity index on the parameter A'

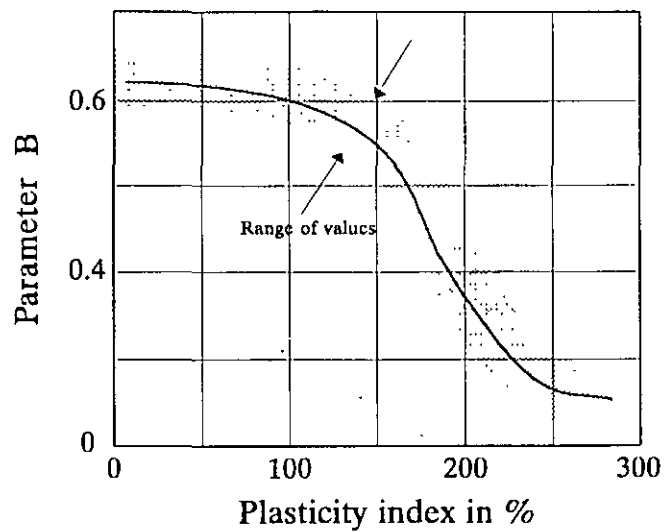


Fig 6 Effect of plasticity index on the parameter B

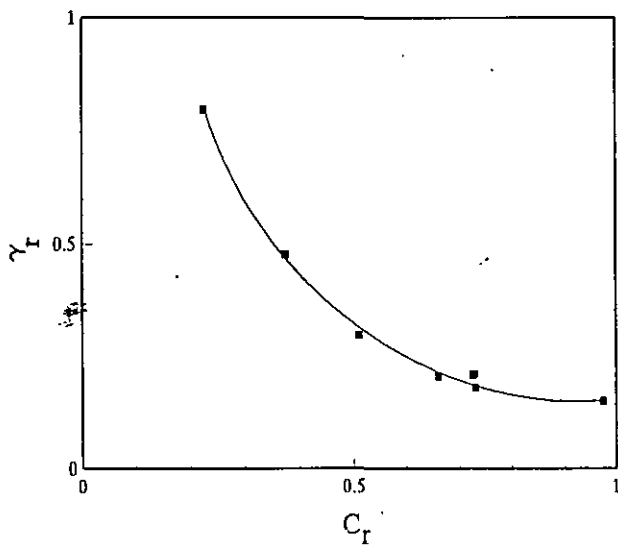


Fig 7 Reference strain,  $\gamma_r$ , as a function of relative consistency,  $C_r$

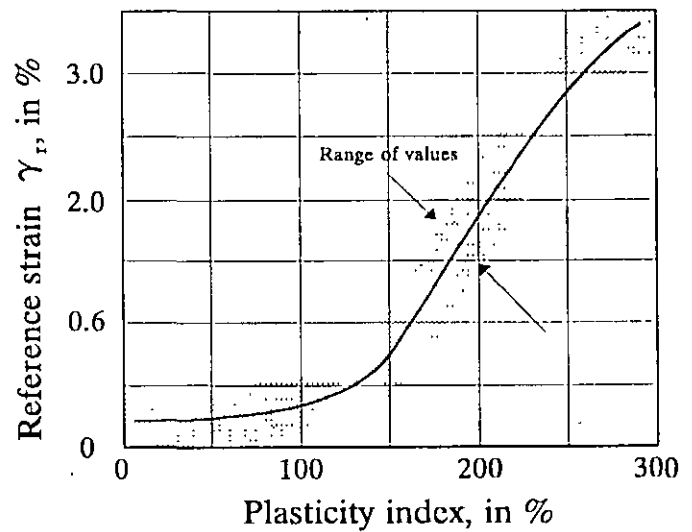


Fig 8 Effect of plasticity index on  $\gamma_r$

$\lambda_{min}$  is the initial or small strain value of the damping ratio. This expression shows that  $\lambda$  also depends on plasticity index and relative consistency by virtue of equation (5). The extreme values of  $\lambda$ ,  $\lambda_{min}$  and  $\lambda_{max}$ , can be assigned from the results of experiments like those conducted here. Referring to fig 9,  $\lambda_{min}$  and  $\lambda_{max}$  were found to equal 3 and 28 % for the marine clays. In contrast, the extreme values of the damping coefficient of the young lacustrine clays from Mexico City are only 0.5 and 13 %. While the former values all within the range of those found for many other plastic clays, the latter ones are much smaller than most of the values reported previously in the literature.



Initial stiffness,  $G_{max}$ , the relationships between stiffness and strain, damping and strain, as well as the extreme values of  $\lambda$ , can be used to describe many of the aspects of the undrained behaviour of plastic clays during earthquakes but there are other factors that can modify them. Two of them are briefly discussed in what follows.

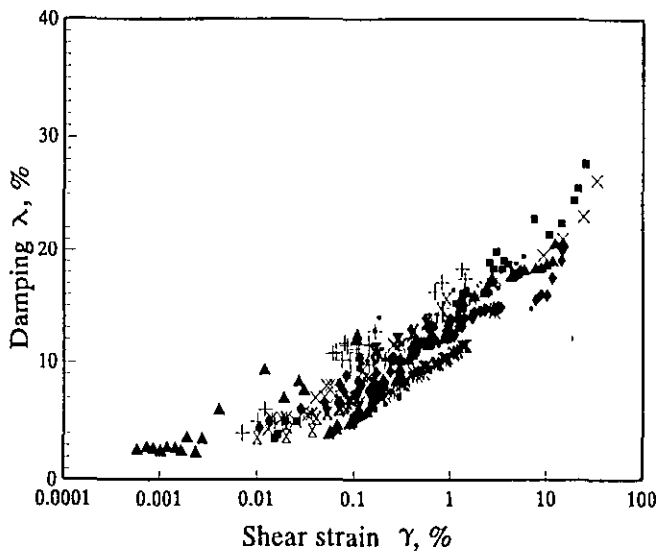


Fig 9 Damping-strain curves, Campeche Sound clays

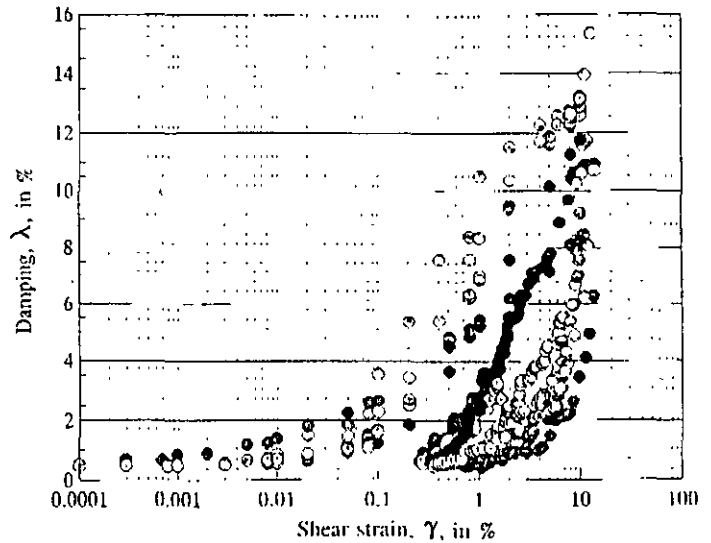


Fig 10 Damping-strain curves, Mexico City clay

### Fatigue effects

Repetitive loads degrade stiffness due to fatigue. The amount and rate of degradation depend on soil type and state, stress level, cyclic stress amplitude and number of applied cycles of stress. Cyclic angular distortions at the microstructural level bring about fatigue. Normally consolidated or lightly overconsolidated saturated clays generally accumulate positive pore pressures during cyclic loading which accelerates stiffness degradation but are less affected by this effect than loose non plastic (granular) materials in which it can be catastrophic and may even lead to liquefaction. Fatigue is more important in brittle than in plastic soils. For both the Campeche Sound and the Mexico City clays, the authors have found that the relation put forth by Idriss *et al* (1978) to evaluate fatigue effects, works well:

$$G_N = G_0 N^{-1} \quad (8)$$

Fatigue and the accumulation of positive pore pressures seem to be closely related and in the Campeche Sound clays it only became important when the cyclic stress amplitude exceeded 80 % of its undrained strength which roughly coincided with the cyclic stress level at which stiffness degradation also became significant (Romo and Ovando, 1993). The results of the tests described here and of many others performed in Mexico City clay indicate that pore pressure build up due to the application of repetitive loads only becomes apparent when the cyclic strain amplitude reaches 2 to 3 %. Even then, the magnitude of the excess pore pressure seldom exceeds  $0.3\sigma'_c$  (Romo, 1995).

### Permanent displacements

When a soil is subjected to cyclic loading, it undergoes transient cyclic deformations; after a number of load applications permanent, non reversible deformations appear. Both cyclic transient and permanent deformations depend on cyclic stress amplitude but the latter also depend on the duration of loading.

Experiments in a large variety of soils have shown that these deformations are correlated and that there exists a distinctive strain value beyond which permanent deformations accumulate faster. In the case of the Mexico City clay, the threshold shear strain is about 2.2 % (Romo, 1995), i. e. one order of magnitude larger than the strain obtained from the  $G$  versus  $\gamma$  curves of fig 4 to fix the boundary between linear and non linear clay behaviour. The difference between both thresholds suggests that even if the material behaves nonlinearly, it will not necessarily yield plastically. The much higher threshold for the appearance of plastic strains also indicates that irreversible deformations will develop significantly when the material is close to reaching its dynamic failure stress. According to the results of many tests, dynamic failure stresses exceed those found under static conditions by about 30 to 40 % (e. g. Romo and Ovando, 1995), a phenomenon that is most probably due to a loading rate or strain rate effect. Other less rate dependent clayey materials also exhibit different threshold strains to mark the limits of linearity and the appearance of plastic straining. In the case of the Campeche Sound clays the information gathered during the research does not allow for setting the threshold values with certainty but they are definitely smaller than in the Mexico City clays. The same can be expected to be true for other less plastic materials.

## CONCLUSIONS

Plasticity index and relative consistency have been shown to be key parameters in defining some of the most relevant features of the dynamic behaviour of two clays having different origins and characteristics: the highly plastic Mexico City clays and the medium plasticity clays from the Campeche Sound. These features can be expressed with a hyperbolic model which depends on properties such as the initial shear modulus, the extreme values of damping and a reference strain. All of these depend on the two key parameters. The model also requires that two experimental parameters be defined, A and B.

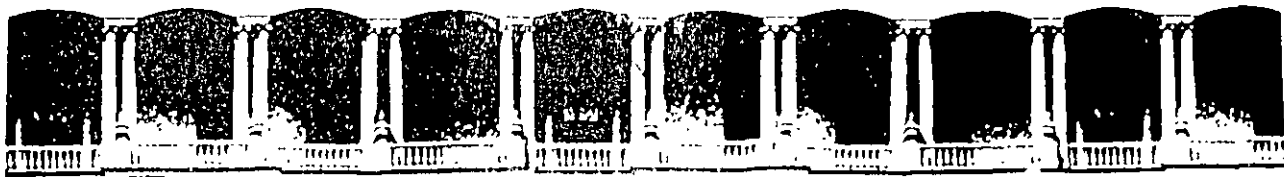
Even though the dynamic behaviour of the Campeche Sound and the Mexico City clays can be modelled with expressions that are formally equal, the experimental functions that define the dependency of the properties and experimental parameters of the model on plasticity index and relative consistency are different for these two materials. This reflects that soil origin and type, geological formation processes, microstructure, mineralogy and, indirectly, stress state and history, influence the form of these experimental functions. It also suggests that it may not be possible to obtain general soil models of the type expressed by equations (4) and (7) but it does point out that the approach shown here can be followed to obtain site, or even possibly, region-specific models.

Plasticity index and relative consistency can be obtained from simple tests. Hence, the appeal of the model described here to make preliminary estimations of dynamic properties and dynamic soil response, prior to the actual dynamic testing of soils.

## REFERENCES

- Anderson D G y Richart F E Jr, (1976), Effects of straining 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
- Dobry R and Vucetic M, (1987), Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits, *Proceedings International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, 2, 49-85

- 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
- Hight D W, Gens A and Jardine R J, (1985), Evaluation of geotechnical parameters from triaxial tests on offshore clay, Ch. 16 in : *Advanced in Underwater Technology. In Situ Testing and Sampling Effects*, London: Graham & Trollman
- Idriss I M, Dobry R y Singh R D, (1978), Nonlinear behavior of soft soil clays during cyclic loading, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol GT12, pp 1427-1447
- Ovando-Shelley E, Contreras R and Sámano A, (1995), Seismic cone test in Mexico City, Proc. X *Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, v 1, 340-352, Guadalajara, Mexico
- 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, (1995), Clay behavior, ground response and soil-structure interaction studies in Mexico City, State of the Art Paper, *Proc. Third Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earth. Engng. and Soil Dynamics*, Univ. of Missouri, Rolla, St. Louis, Mo.
- Romo M P and Ovando E (1995), Geoseismic zonation in Mexico and its application for design spectra computations, State of the Art Paper, *Proc. Xth Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, vol. 4, Guadalajara, México (in press)



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:**

**ZONIFICACIÓN GEOSÍSMICA EN MÉXICO  
Y SU APLICACIÓN AL CÁLCULO  
DE ESPECTROS DE DISEÑO**

**EXPOSITOR: DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY  
1997**

# ZONIFICACION GEOSISMICA EN MEXICO Y SU APLICACION AL CALCULO DE ESPECTROS DE DISEÑO

## GEOSEISMIC ZONATION IN MEXICO AND ITS APPLICATION FOR DESIGN SPECTRA COMPUTATIONS

Miguel P. Romo y Efraín Ovando, Instituto de Ingeniería, UNAM

*Proc X Panam Conf.  
vol 4 (en prensa)*

### RESUMEN

Se presentan los aspectos más relevantes de los estudios realizados en México para zonificarlo globalmente y a nivel de ciudades. Se comentan los efectos que pueden tener las características geotécnicas en la distribución del peligro sísmico en diversas localidades y la forma práctica en que deben considerarse en el cálculo de espectros de diseño de campo libre y de interacción (espectros de piso). También se discuten los aspectos más significativos que influyen en el comportamiento dinámico de los suelos, haciendo especial énfasis en las arcillas blandas de la ciudad de México.

### 1. INTRODUCCION

El impacto de los sismos en términos de la cantidad y costo de daños, así como en número de muertes en la última centuria es impresionante. Varios informes indican que en sismos como el de Mossina (1908), Italia hubo 160,000 fallecimientos; en el de Kansu (1920), China hubo 180,000 y 70,000 en la misma área en 1932; en Tokio (1923), Japón 143,000; 30,000 en Chile en 1939; 12,000 en Agadir, Marruecos en 1960; 67,000 en Chimbote (1970), Perú; 250,000 en Tangshan (1976), China; 3,000 en el sudeste de Irán en 1981; unos 6,500 en la ciudad de México en 1985 y varios cientos en sismos recientes en California, EU, en Oaxaca, México y Kobe, Japón. Existen informes que indican que la mayor tragedia asociada con sismos ocurrió en 1556 en Shensi, China donde aparentemente sucumbieron 830,000 personas (Idriss, 1985).

En cuanto a daños en propiedades, los sismos han causado pérdidas que van desde unos cuantos millones hasta varios miles de millones de dólares americanos. Por ejemplo, el daño total causado por el sismo de 1906 en San Francisco, California y sus consecuencias se estima en unos 400 millones de dólares (al precio de ese tiempo); el de Alaska de 1964 y el de San Fernando, California en 1971 fueron estimados en 400 millones cada uno (Idriss, 1985); el de México de 1985, sólo en la capital, se estimó en 5,000; el de Loma Prieta, California en 1987 causó daños, atribuibles al sismo, que costaron entre 6,000 y 10,000 millones; el de Northridge, California en 1994 se estima que causó pérdidas físicas entre 12,000 y 15,000; el de Kobe (rebautizado como Hanshiu-Awaji), Japón (1995) sólo en daños a puentes (15) del sistema Hanshiu Expressway Public Corporation, el costo se estimó en 5,000 millones de dólares. Estas cifras pueden incrementarse significativamente en sismos severos futuros debido a que la urbanización continúa y ahora se construyen edificaciones más audaces e infraestructura de mayor valía.

Todos los sismos que causan daños físicos (y personales) de consideración tienen el denominador común del comportamiento de los suelos durante los temblores. Muchos de los daños se relacionan con la inestabilidad global del suelo lo cual redundará en asentamientos diferenciales y totales importantes debido a la compactación de suelos granulares sueltos; asentamientos y desplomos en estructuras desplantadas en suelos blandos como se ilustra en la fig 1; generación de presiones de poro que conducen a la licuación de suelos

granulares, como se muestra en la fig 2; movimientos en presas de tierra y enrocamiento, deslizamientos de apoyos de puentes, etc.

Un efecto más sutil de las condiciones locales geotécnicas en el daño a estructuras es la influencia que tienen en las características de los movimientos sísmicos del terreno las cuales pueden tener un gran impacto en la severidad de los daños estructurales que se puedan desarrollar, aunque el suelo de apoyo permanezca estable durante el temblor. Indicaciones cualitativas y cuantitativas de la ocurrencia de este fenómeno han sido notadas desde hace muchos años en varios sismos; sin embargo, el caso que más claramente evidenció este efecto fue el de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. En la fig 3 se muestra una correlación entre daño estructural y las características dinámicas del depósito de suelo. Se observa que los edificios más dañados fueron aquellos que tenían entre 10 y 14 pisos y estaban desplantados en depósitos de arcilla con periodos naturales entre 1.5 y 2.0 segundos. Otros casos, como el de Caracas, Venezuela (en el sismo de 1967), el de Loma Prieta (1987), el de Northridge (1994) y el de Kobe (1995), refuerzan la idea de que las condiciones locales geotécnicas juegan un papel importante en la extensión y severidad de los daños que sufren las estructuras durante la acción de temblores de gran intensidad.

Fig 1. Asentamientos sísmicos en un edificio de la ciudad de México. Septiembre 19, 1985

Fig 2. Licuación en la Isla de Enmedio en la desembocadura del río Balsas. Septiembre 19, 1985

De acuerdo con los comportamientos observados resulta evidente que en la evaluación del peligro sísmico para una obra específica se incluya la estimación de los movimientos dinámicos del terreno que puedan inducir sismos futuros. Para esto, es necesario conocer las fuentes sísmicas que afectan al sitio específico, las distancias epicentrales incluyendo los aspectos geológicos y sismológicos, las leyes o relaciones de atenuación de la intensidad sísmica con la distancia y el tamaño y su frecuencia de los sismos asociados con cada fuente de generación de temblores. Conociendo estos elementos, se pueden evaluar las características de los movimientos sísmicos en el sitio, lo cual constituye la estimación del peligro sísmico. Una vez definido éste, el riesgo se puede investigar incorporando la vulnerabilidad de la estratigrafía en el sitio y el de la estructura para varios niveles de peligro así como el costo de reparación o el costo social que significa la pérdida de vidas.

El propósito de este artículo es resumir la práctica actual en la evaluación del peligro sísmico en la ingeniería geotécnica en México. Se pone especial atención a la zonificación geotécnica, y a su aplicación en la práctica a la determinación de espectros específicos para el diseño de edificios.

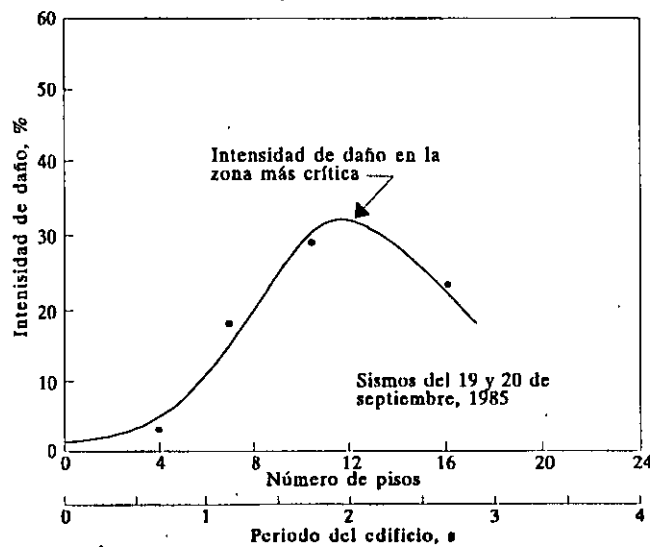


Fig. 7. Efecto del tipo de suelo en la intensidad de daños a edificios Septiembre 19, 1985 (Seed y Sun, 1989)

## 2. ZONIFICACION GEOSISMICA

Recientemente (1993) el Comité Técnico TC4 (Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering) de la ISSMFE (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering) publicó un manual para la zonificación de peligros geosísmicos que sugiere tres niveles del procedimiento a seguir para zonificar una región específica.

En el primero proponen que la zonificación se base en la compilación e interpretación de información existente en documentos históricos, informes o cualquier base de datos disponible. Este procedimiento es el más burdo y de menor costo y usualmente se aplica para cubrir regiones de gran amplitud como un país o un estado. La información sobresaliente en este nivel se obtiene de catálogos de sismos en los que se incluyen además de registros, distancias epicentrales, magnitudes, mecanismos focales, etc. La información se complementa con datos históricos sobre los daños inducidos por eventos sísmicos, los cuales pueden proporcionar un panorama de la distribución de la intensidad de movimientos en sismos históricos.

En el segundo grado la zonificación se realiza con mayor detalle. Sugieren que se recurra a fotografías aéreas para definir la localización de las fallas y sus condiciones geológicas, que se efectúen

estudios de campo adicionales para identificar las estructuras geológicas y las condiciones geotécnicas que puedan afectar a los movimientos sísmicos del terreno. Por último, proponen realizar mediciones con microtemores (vibración ambiental) para obtener información más detallada de la estratigrafía del sitio y sus capacidades para amplificar los movimientos del terreno.

En el tercer grado de zonificación consideran la definición de los movimientos sísmicos en áreas reducidas, para lo cual se requieren investigaciones de campo y laboratorio en el sitio específico. Los resultados de este tipo de estudios se incorporan en el análisis de la respuesta del depósito de suelo usando modelos numéricos de propagación de ondas sísmicas. Este nivel de zonificación es generalmente costoso, pero para sitios en los que el peligro es alto, o en los que los desarrollos existentes o en proyecto sean considerados en este tercer grado, generalmente se justifican plenamente.

Los casos de zonificación que se presentan en este trabajo se basan en información derivada de estudios de microtemores y geotécnicos, así como en análisis dinámicos específicos, tanto de campo libre como incluyendo la presencia de la estructura.

## 2.1 General de la República Mexicana

El acervo disponible para elaborar los mapas geosísmicos de toda la República Mexicana consistió de datos geofísicos y de características de temblores registrados en diversos sitios del país. La información geofísica está compuesta por las características de los sismos en la fuente, la cual acoplada con relaciones de atenuación (definidas a partir de mediciones de temblores en numerosos sitios) entre intensidad, magnitud, distancia epicentral y condiciones locales, permite estimar lo que pueda ocurrir en un sitio particular en un sismo futuro (Esteva y Ordaz, 1989).

Por lo general, en un sitio específico no se cuenta con datos sobre las características de los movimientos sísmicos del terreno; por lo que usualmente se tiene que recurrir a las leyes de atenuación para transformar los modelos matemáticos que describen la actividad de las fuentes vecinas en parámetros sísmicos como intensidad o magnitud. La forma más usual es representar la actividad sísmica de una fuente en términos de tasas de excedencia de magnitudes, las cuales se pueden transformar en curvas de tasas de excedencia de intensidades, en las que se incluyen los riesgos de falla que deben aceptarse.

### 2.1.1 Sismicidad de México

La actividad tectónica que genera grandes temblores ( $M_s \geq 6.5$ ) se concentra básicamente en cuatro zonas (fig 4). En la del Mar de Cortés el movimiento relativo entre las placas de Norteamérica y del Pacífico es de tipo lateral y ha generado sismos como el del 8 de junio de 1980 ( $M_s = 6.7$ , con epicentro en la falla de San Jacinto a 70km al sureste de la ciudad de Mexicali). El potencial sísmico en el norte de la península de Baja California está asociado a la extensión de las fallas de San Andrés y San Jacinto hacia el sur. La segunda zona es la de subducción de las placas oceánicas de Rivera (bajo el estado de Jalisco) y de Cocos (bajo los estados de Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas) que han generado sismos como el de Jalisco del 3 de junio de 1992 ( $M_s = 8.2$ ) y el de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 ( $M_s = 8.1$ ). En este siglo han ocurrido 35 sismos de magnitud mayor que 7.0 en el sur de México, entre Jalisco y Oaxaca. La continental es la tercera y refleja el rompimiento de litósfera oceánica debida a la penetración de la Placa de Cocos por debajo de la Placa de Norteamérica con un ángulo que varía de  $35^\circ$  en Colima-Michoacán a  $15^\circ$  en Oaxaca. La manifestación superficial de este fenómeno es el Eje Volcánico Transmexicano no para a la Trinchera de Acapulco. A profundidades del orden de 50 a 100km se generan mecanismos de falla normal que



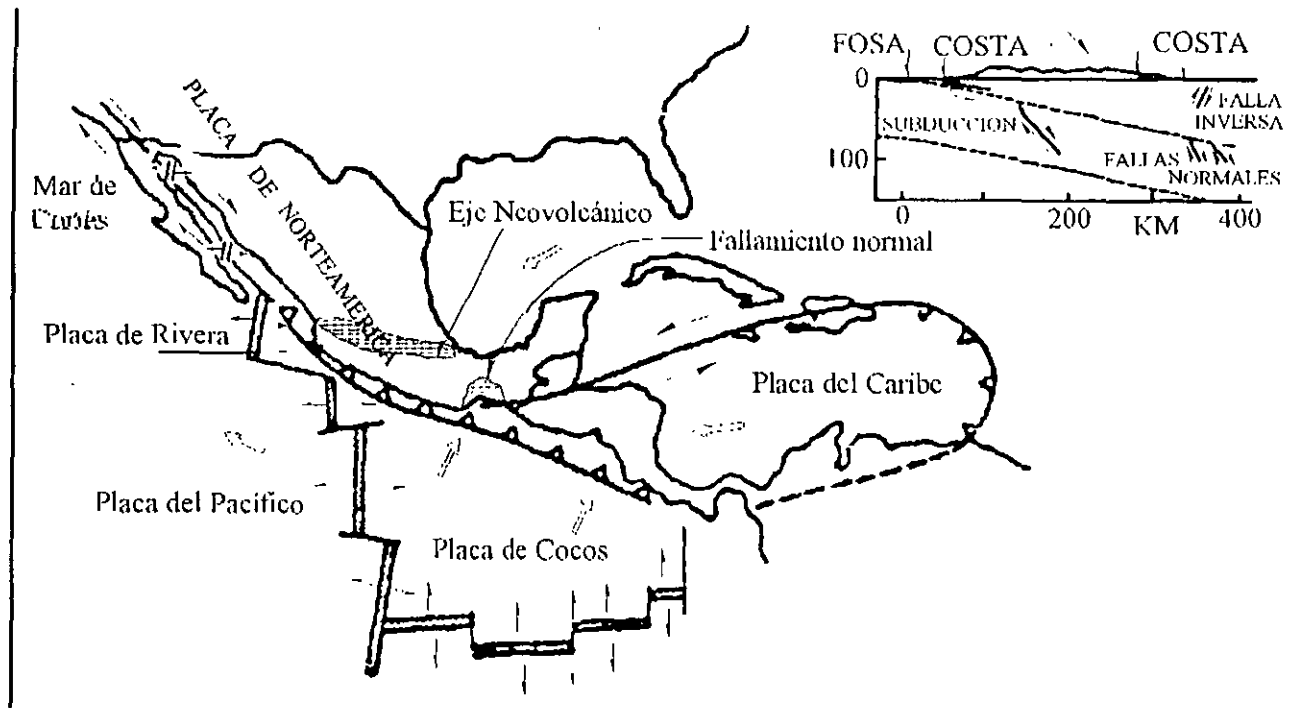


Fig 4. Regiones Sísmicas en la República Mexicana

han causado temblores como el de Oaxaca del 15 de enero de 1931 ( $M_s = 7.8$ ) y ha afectado a poblaciones de Puebla, Veracruz y el norte de Oaxaca. En la última zona ocurren dentro de la placa continental como el de Acambay ( $M_s = 7.0$ ) del 19 de noviembre de 1912, asociado al Eje Volcánico Transmexicano. Estos sistemas son de tipo de falla normal someros (15-15km de profundidad), lo que los hace especialmente peligrosos en la zona epicentral.

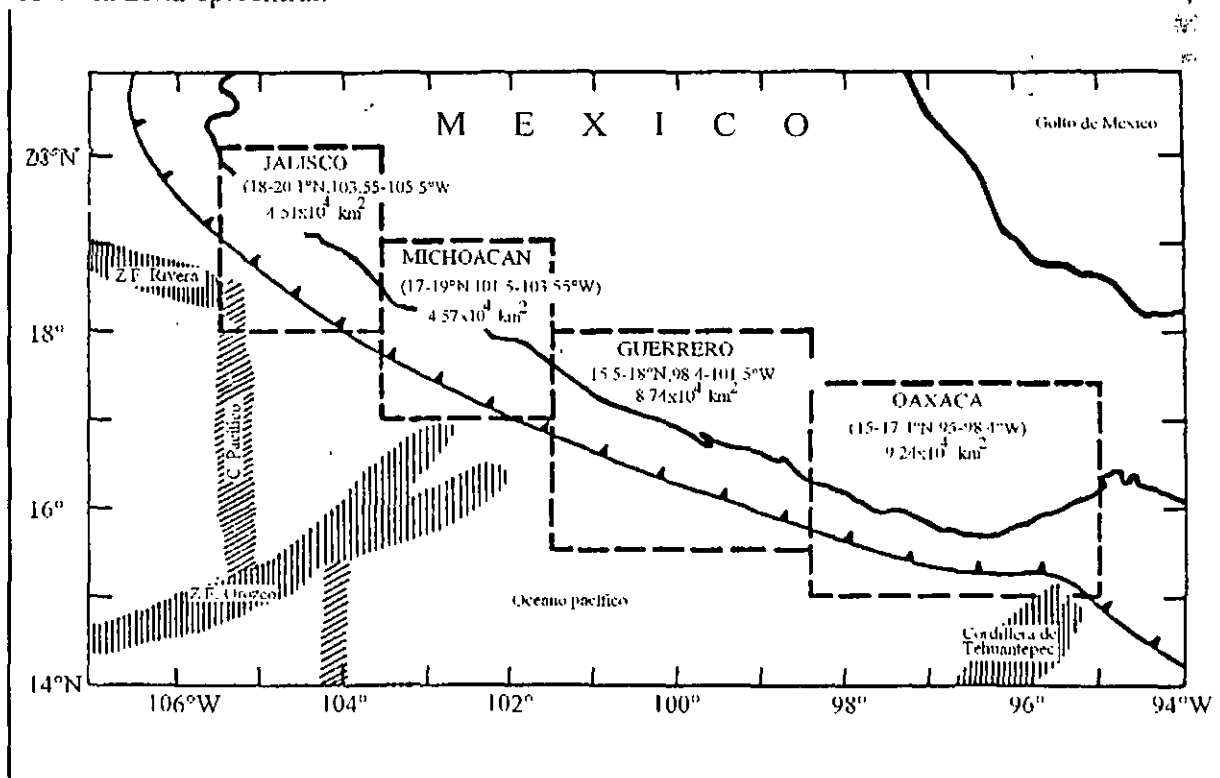


Fig 5. Provincias tectónicas a lo largo de la zona de subducción (Modificada de Esteva y Ordaz, 1989)

De estas cuatro, la que genera sismos más severos es la de subducción en el Pacífico (fig 5). En esta zona, los temblores se generan a profundidades relativamente superficiales, que aumentan hacia el interior del territorio, como se indica en la fig 6 (Kelleher et al, 1973) a lo largo de varias secciones transversal a la trinchera que delimita el contacto entre las placas de Cocos y de Norteamérica.

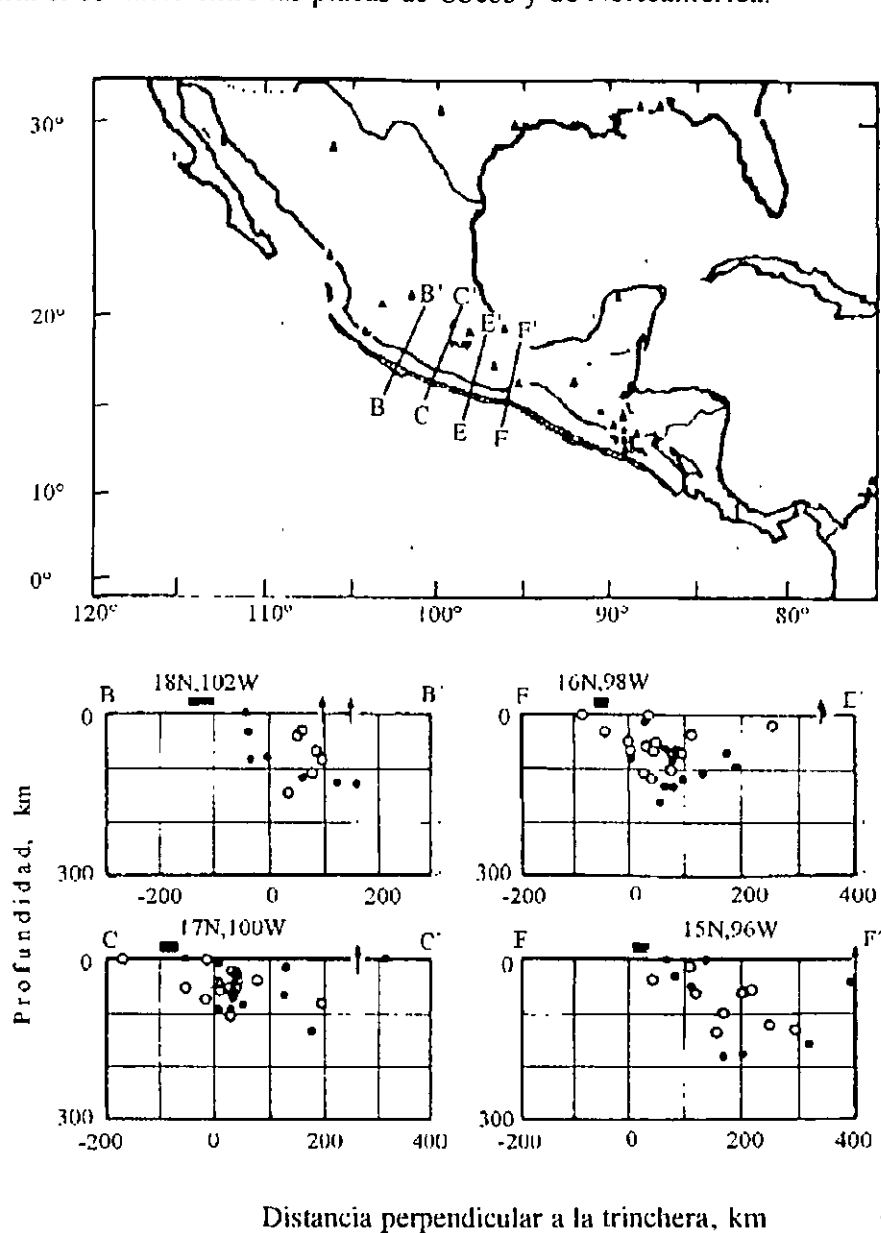


Fig 6. Focos de temblores en secciones transversales a la zona de subducción (Modificada de Kelleher, 1973)

Durante los últimos años, a raíz de los sismos de 1985, se ha observado que en la zona de subducción (y quizá en otras partes del mundo) la actividad sísmica resulta de la superposición de dos procesos, uno que es totalmente aleatorio y otro constituido por los temblores característicos de gran magnitud que tienen periodos de recurrencia más o menos definidos. Debe esperarse que estudios futuros sobre riesgo sísmico incluyan este doble fenómeno. En las relaciones magnitud-recurrencia de la fig 7 se observa claramente que para las magnitudes moderadas y grandes el modelo tradicional ( $N$  disminuyendo con valores crecientes de  $M_s$ ) no se cumple ya que los datos indican que  $N$  aumenta para valores moderados de  $M$ , alcanza un máximo y luego decrecen para magnitudes muy elevadas (Rosenblueth, 1987).

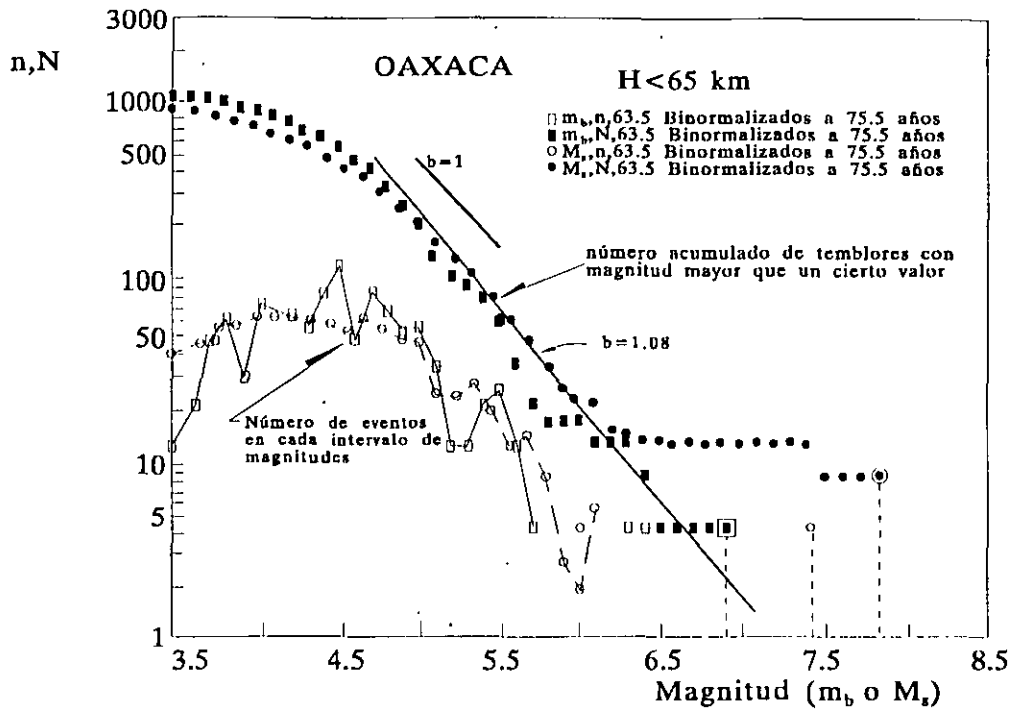


Fig 7. Efecto de temblores grandes (periódicos) en las tasas de excedencia de magnitudes (Esteva y Ordaz, 1989)

### 2.1.2 Regionalización Geosísmica

El mapa de zonificación sísmica que actualmente se usa como base para estimar los movimientos sísmicos en un sitio específico, a falta de estudios detallados para el lugar, es el indicado en la fig 8 (Esteva y Ordaz, 1989). La escala de intensidad de los movimientos sísmicos varía de A (la más baja) a D (la más severa).

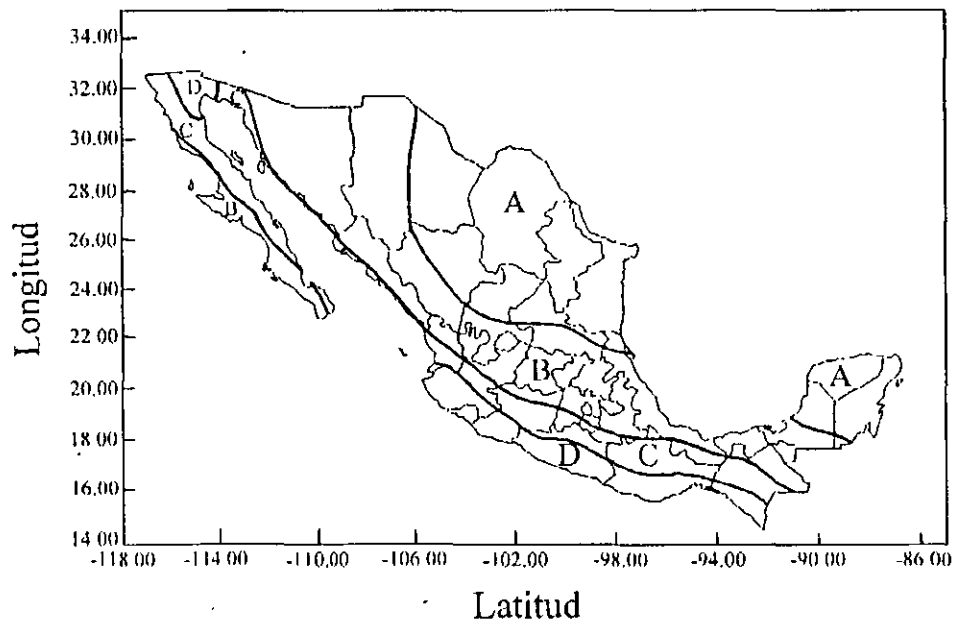


Fig 8. Regionalización sísmica de la República Mexicana (Esteva y Ordaz, 1989)

Además de la regionalización de la fig 8, se ha hecho una clasificación de las condiciones del suelo local que incluye tres categorías dependiendo de sus características de rigidez. En la literatura existen diferentes definiciones para clasificar a cada uno de los tres tipos de suelo. En la mayoría de ellas se tienen descripciones cualitativas que pueden mal interpretarse con relativa facilidad ya que un suelo puede identificarse atendiendo a sus características de consistencia y rigidez; sin embargo, en su conjunto (en toda la estratigrafía) puede constituir depósitos con características dinámicas diferentes. Por esta razón, y atendiendo a las experiencias en gran cantidad de sitios en los que se han registrado temblores y medido las propiedades de rigidez de los suelos que integran la estratigrafía del depósito, se considera que el tipo de suelo debe definirse con base en el periodo natural del depósito. Se encuentra que los límites adecuados serían: Suelo tipo I para depósitos de suelo con  $T$  (periodo natural)  $\leq 0.15s$ ; suelo tipo II para depósitos de suelo con  $0.15 \leq T \leq 0.80s$ , y suelo tipo III para depósitos de suelo con  $T > 0.8s$ . El periodo natural corresponde al depósito de suelo que sobreyace a un estrato de terreno firme que tenga un módulo de rigidez al corte mayor que  $85,000t/m^2$  (onda de corte superior a  $800m/s$ ) o cuando los ensayos de penetración estándar muestren más de 50 golpes (por 30cm de penetración) de manera sistemática en una longitud mayor que 4.0m. En los casos en que la transición entre el depósito de suelo y el estrato firme no se defina claramente, deben considerarse tres fronteras localizadas a partir de que se cumplan las condiciones de rigidez mencionadas, de tal manera que se cubra dos veces la profundidad del estrato. El periodo máximo obtenido es el que debe usarse para definir el tipo de suelo. En las conclusiones se propone un procedimiento para clasificar geosísmicamente los suelos.

Con esta clasificación, se pretende dar la alternativa de utilizar procedimientos indirectos para definir de manera expedita el tipo de suelo. Así, con medición de microtemblores, registros de sismos, o ensayos de campo sencillos se puede lograr el objetivo de evaluar el periodo natural del sitio específico.

En la selección del tipo de suelo deben tomarse en cuenta sólo los suelos que se encuentren debajo del nivel de desplante de la losa de cimentación. En caso de cimientos a base de una cajón y pilotes, el suelo a considerar es el que subyace al cajón.

### 2.1.3 Espectros de Diseño

En la definición de los espectros de diseño, se consideró un concepto de minimización que conduce a la mínima suma del costo inicial de la estructura y la esperanza del valor presente de las pérdidas por daños sísmicos (Esteva y Ordaz, 1989). Utilizaron el modelo de recurrencia de sismos casual siguiendo con una distribución tipo Poisson (aunque la evidencia acumulada para la zona de subducción indica que además se generan sismos severos con periodos de retorno más o menos definidos) y una ley de tasas de excedencia de tipo exponencial.

Los espectros de diseño que se proponen para las cuatro zonas sísmicas y los tres tipos de terreno se definen con la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 S_a &= a_0 + \frac{c - a_0}{T_a} T & \text{para } 0 \leq T \leq T_a \\
 S_a &= c & \text{para } T_a \leq T \leq T_b \\
 S_a &= c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r & \text{para } T_b \leq T
 \end{aligned} \tag{1}$$

donde  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$  están dadas en la tabla 1, y  $S_a$  es el coeficiente sísmico, para amortiguamiento estructural del 5%. Esta información se resumió y se hizo pública en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1993).

Tabla 1. Parámetros de los espectros de diseño para la República Mexicana

Zona sísmica	Tipo de suelo	$a_0$ (g)	$c$ (g)	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	$r$
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

#### 2.1.4 Peligro Sísmico Actual en el País

La descripción anterior ilustra que existe peligro sísmico en una parte importante del país. Para los terremotos de subducción los periodos de recurrencia son más o menos entre 35 y 80 años, lo que indica que existen dos brechas que pueden romperse en un periodo no muy largo; una es la de Guerrero, entre Zihuatanejo y Acapulco, y la otra es la del Istmo de Tehuantepec, en Oaxaca. Las magnitudes, de acuerdo con el tamaño de la brecha puede variar entre 7.9 y 8.3, la probabilidad de que ocurra un terremoto en estas dos es alta, de acuerdo con el conocimiento actual de la tectónica global.

Los periodos de recurrencia de los grandes temblores de profundidad intermedia son del orden de 100 años. Aunque no se ha localizado confiablemente la sismicidad de fondo, en general, se podría decir que las zonas con mayor peligro son la parte sur de Puebla y norte de Oaxaca, con sismos que pueden alcanzar magnitudes del orden de 7.0.

Las descripciones históricas sobre los sismos que han ocurrido en el Eje Volcánico Transmexicano y en el Golfo de México no permiten estimar periodos de retorno confiables para estas provincias tectónicas; sin embargo, las magnitudes esperadas deben al menos ser iguales a las máximas observadas instrumentalmente.

#### 2.2 Distrito Federal

La información disponible en esta zona creció exponencialmente a partir de los sismos de septiembre de 1985. Actualmente se disponen mapas detallados que muestran la zonificación geotécnica, mapas que indican la profundidad al estrato de suelo firme, y de isoperiodos. Además, existen funciones de amplificación (y de formas espectrales) características para un gran número de sitios distribuidos en el Distrito Federal. Esta información permite de manera expedita evaluar las características de vibración de un

sitio en particular. Además, este volumen creciente de datos tiene la consecuencia positiva de que las incertidumbres inherentes a la estimación de los movimientos sísmicos en un sitio se reduzcan apreciablemente.

### 2.2.1 Sismicidad General

Los movimientos del terreno en el valle de México pueden ser generados básicamente por cuatro mecanismos de liberación de energía (Rosenblueth et al, 1989). Los temblores que provienen de la zona de subducción son los que históricamente han causado los daños más intensos en la ciudad de México y de esta provincia sísmica los más peligrosos son los que se generan en las costas de Michoacán y Guerrero debido a su mayor cercanía a la cuenca de México. Un segundo mecanismo es el de falla normal que se produce entre las placas de Cocos y la de Norteamérica dentro del continente que, como se mencionó, produce temblores con magnitudes decrecientes al internarse en el continente; debido a la profundidad que alcanza la placa de Cocos bajo el valle de México (unos 80km) la magnitud máxima esperada es de 6.5 en la escala de Richter. El tercer mecanismo se debe a liberación de energía en la placa continental, cuyo extremo oriental es el más peligroso; las fallas que definen el graben de Acambay (Mooser, 1990) son capaces de generar sismos con una magnitud máxima de 7.0 y una distancia focal de 80km. Por último, el cuarto mecanismo se debe a fallas en la placa Norteamericana en las inmediaciones del valle de México. La magnitud máxima registrada en este siglo para temblores locales es de 5.1, aunque se estima que puedan alcanzar 5.5 (Mooser, 1990).

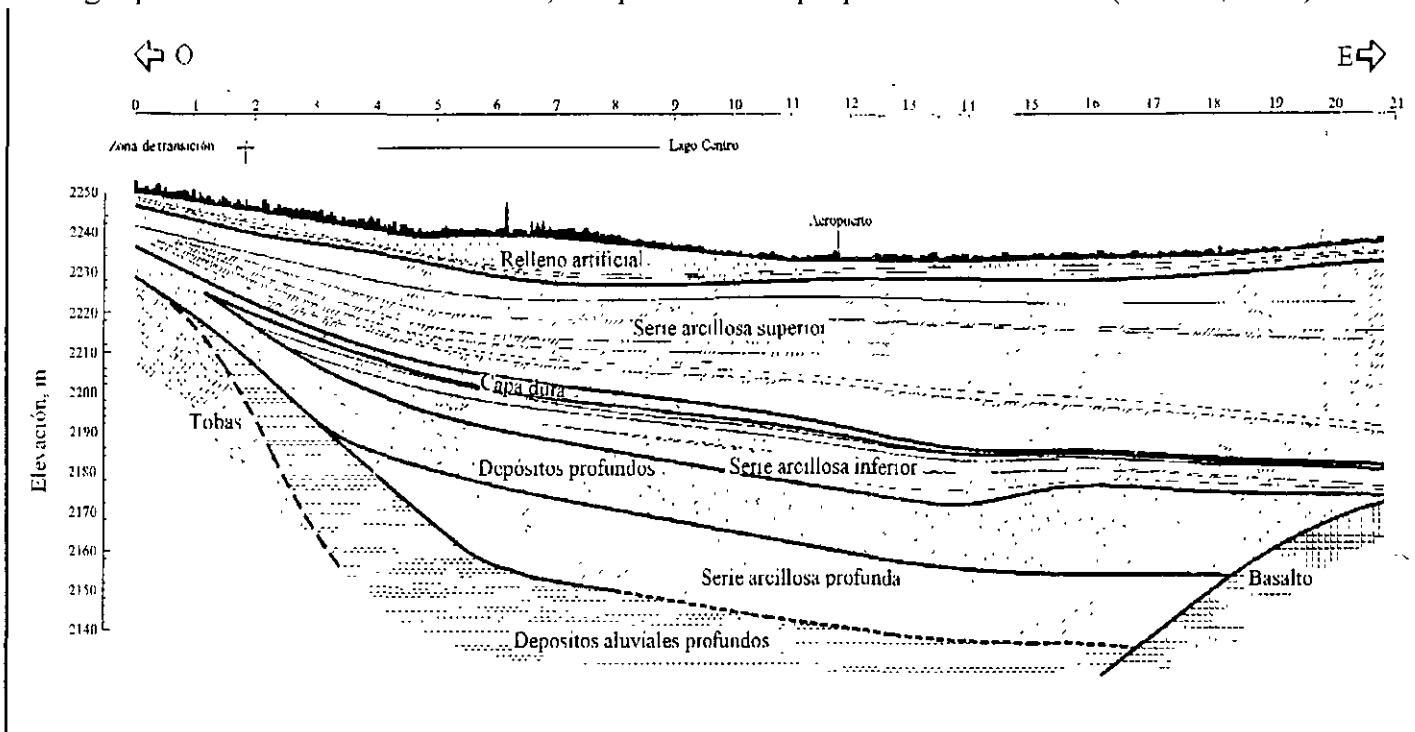


Fig 9. Estratigrafía de la ciudad de México (cortesía de Carlos E. Gutiérrez)

### 2.2.2 Regionalización Geosísmica

Las condiciones geotécnicas de la ciudad de México se han estudiado con gran detalle durante los últimos años y están razonablemente bien establecidas. La ciudad se fundó en el vaso del lago de Texcoco y se ha extendido hacia sus riveras y hacia el sur invadiendo el vaso de los lagos de Xochimilco-Chalco. Gran parte de la actual ciudad de México se asienta sobre arcillas blandas y el resto en terreno de consistencia media y terreno firme. En la fig 9 se muestra un perfil que indica la variación de las condiciones del suelo, en la fig 10 se presenta la zonificación geosísmica actual en la zona metropolitana del valle de México. La zonas del lago, de transición y de lomas corresponden a la III, II y I definidas en párrafos anteriores.

Los análisis de registros obtenidos dentro del valle de México y fuera de él, aparentemente indican que existen efectos de sitio a escala regional que conducen a amplificaciones de los movimientos sísmicos en terreno firme (Ordaz y Singh, 1992; Singh et al, 1993). Sin embargo, la amplificación más importante se debe a la presencia de la capa de arcilla blanda que sobreyace a los depósitos de terreno firme (ver fig 9). El gran contraste en rigideces entre los depósitos profundos y el estrato superficial, así como las propiedades cuasielásticas y de bajo amortiguamiento se combinan para producir las grandes amplificaciones observadas en la zona III (del lago) durante un gran número de sismos que arriban al valle con directividades diferentes y con características variables. Estudios analíticos (Romo y Jaime, 1986; Romo y Seed, 1987) y observaciones recientes (Singh y Ordaz, 1992) muestran que la evaluación de las características más significativas de la respuesta de los depósitos de suelo en la ciudad de México (zonas III y II) se puede definir con buen grado de aproximación usando modelos unidimensionales de propagación de ondas sísmicas SH. Los resultados de estas investigaciones indican que realizar microzonificaciones sísmicas para definir los movimientos específicos en un sitio en particular, por ejemplo, resulta una tarea relativamente económica, que está al alcance de la práctica profesional.

### 2.2.3 Espectros de Diseño

El Distrito Federal, de acuerdo a la regionalización sísmica de la República (fig 8), se encuentra en la zona B. Sin embargo, debido a las condiciones del sitio comentadas en el inciso anterior los parámetros generales para la República, incluidos en la tabla 1, no se aplican. Los que se han propuesto (Rosenblueth et al, 1987) y se incluyen en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1987; RCDF) se dan en la tabla 2.

Tabla 2. Parámetros de los espectros de diseño (5% de amortiguamiento) para el Distrito Federal

Zona	$a_0$ (g)	$c$ (g)	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	$r$
I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

Los coeficientes sísmicos,  $c$ , de la tabla 2 se incrementan en un 50% dependiendo del tipo de edificio según se define en el RCDF87.

Con base en estudios de mediciones de vibración ambiental y de registros de sismos se definió un mapa de isoperiodos (fig 11) que permite estimar el periodo natural del estrato de suelo blando, para definir el tipo de suelo donde se desplante la estructura. Con esta información es posible determinar el coeficiente sísmico aplicable en cada caso

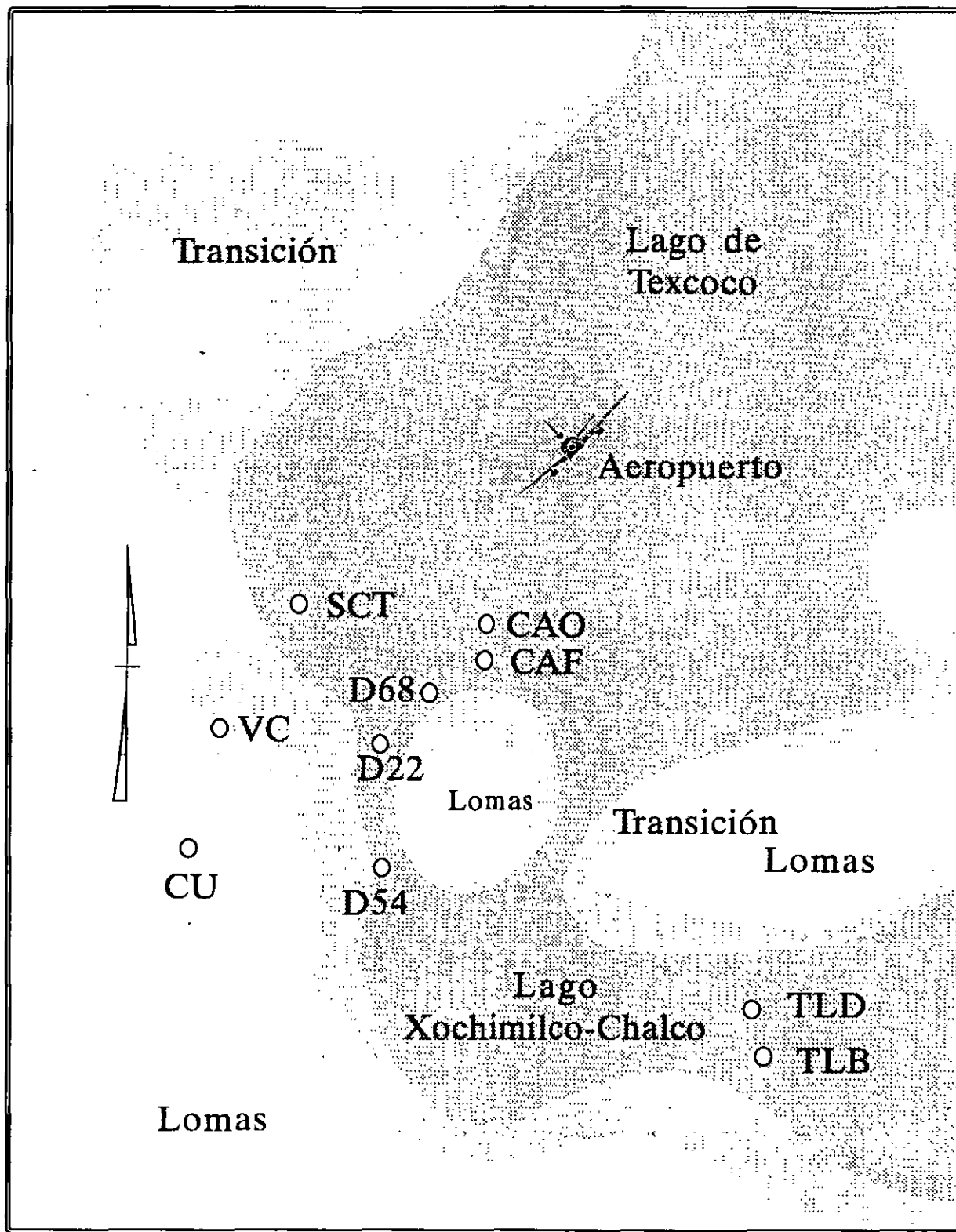


Fig 10. Zonificación geosísmica de la ciudad de México



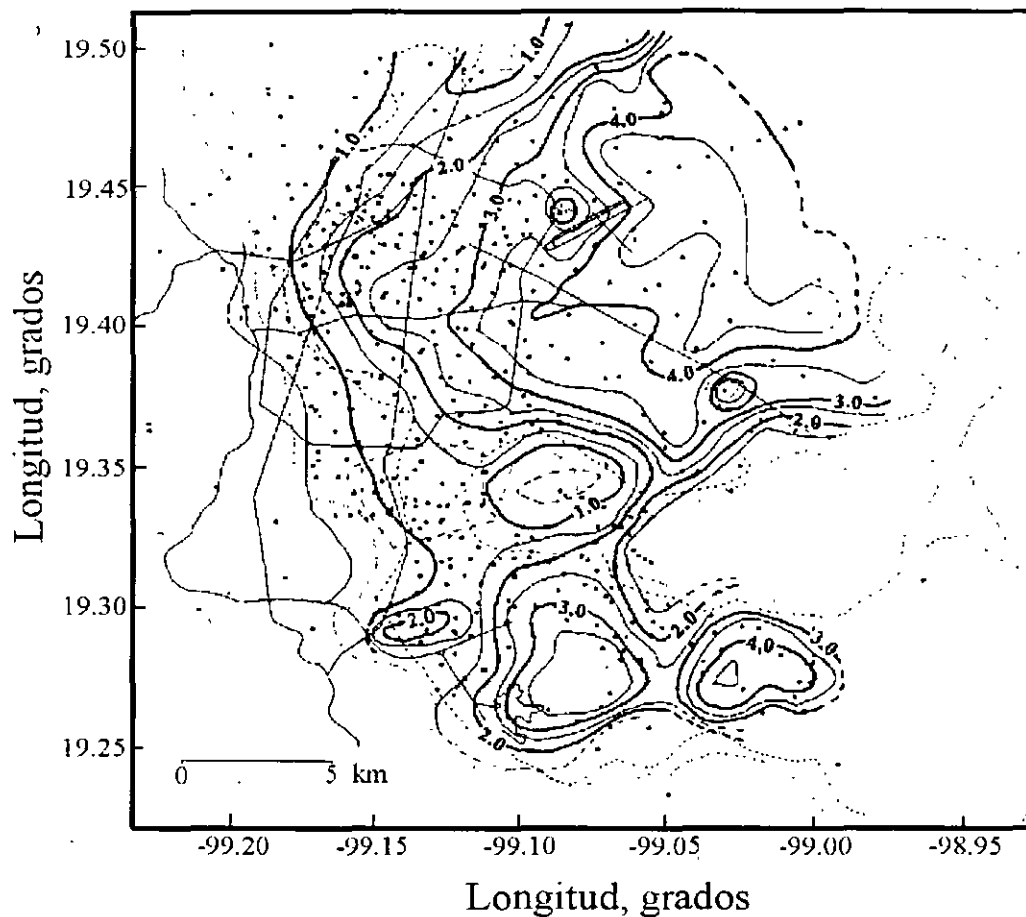


Fig 11. Curvas de isoperiodos en la ciudad de México (Lermo y Chávez-García, 1994)

### 2.3 Puerto de Acapulco

La geología superficial del área que ocupa la zona metropolitana del puerto de Acapulco está integrada por rocas metamórficas, afloramientos de granito sobre los cuales se sitúa gran parte de la ciudad de Acapulco y por depósitos recientes de barra compuestos por arenas finas, aluviones y turbas.

#### 2.3.1 Sismicidad General

Los temblores en esta zona se deben a la interacción de la placa de Cocos con la Norteamericana. Actualmente la parte más preocupante es la denominada brecha de Guerrero que hacia el noreste llega cerca de los  $101^{\circ}\text{W}$  (ver fig 5); su límite sureste puede llegar hasta la barrera producida por la segmentación de la placa de Cocos en esa zona, alrededor de los  $99^{\circ}\text{W}$ . Si se considera que su ancho es de 80km, el área que podría romperse es de  $A=18,000\text{km}^2$  lo cual daría, según la relación empírica (Singh et al, 1980)

$$M_s = 0.887 \log A + 4.532 \quad (2)$$

una magnitud máxima esperada de  $M_s = 8.3$ . Aunque la información histórica existente indica que el sismo severo que ha generado la brecha sísmica de Guerrero tuvo una magnitud  $M_s$  de 7.7, aparentemente la energía potencial acumulada podría generar uno o dos sismos  $M_s = 8.0$  o bien entre 2 y 4 de  $M_s = 7.8$  (Singh y Ordaz, 1990).

### 2.3.2 Regionalización Geosísmica

En un estudio reciente (Ovando et al, 1989) se recopiló y analizó la información geotécnica de 92 sondeos con el propósito de zonificar el área metropolitana. Siguiendo la misma filosofía usada para la ciudad de México, la región se subdividió en tres tipos de suelo de acuerdo a su consistencia y a los periodos naturales de terreno medidos con la técnica de microtremores inicialmente propuesta por Nakamura para analizar ondas de Rayleigh.

Las evaluaciones en 92 sitios en la zona del puerto de Acapulco, usando la técnica de microtremores, así como los registros sísmicos obtenidos por tres sismógrafos digitales, cuyas magnitudes oscilan entre 3.2 y 6.8, permitieron evaluar los periodos naturales mostrados en las figs 12 y 13 para la Bahía de Acapulco y la zona al sureste que presenta la mayor tasa de desarrollo urbano en la actualidad, respectivamente (Gutiérrez et al, 1989).

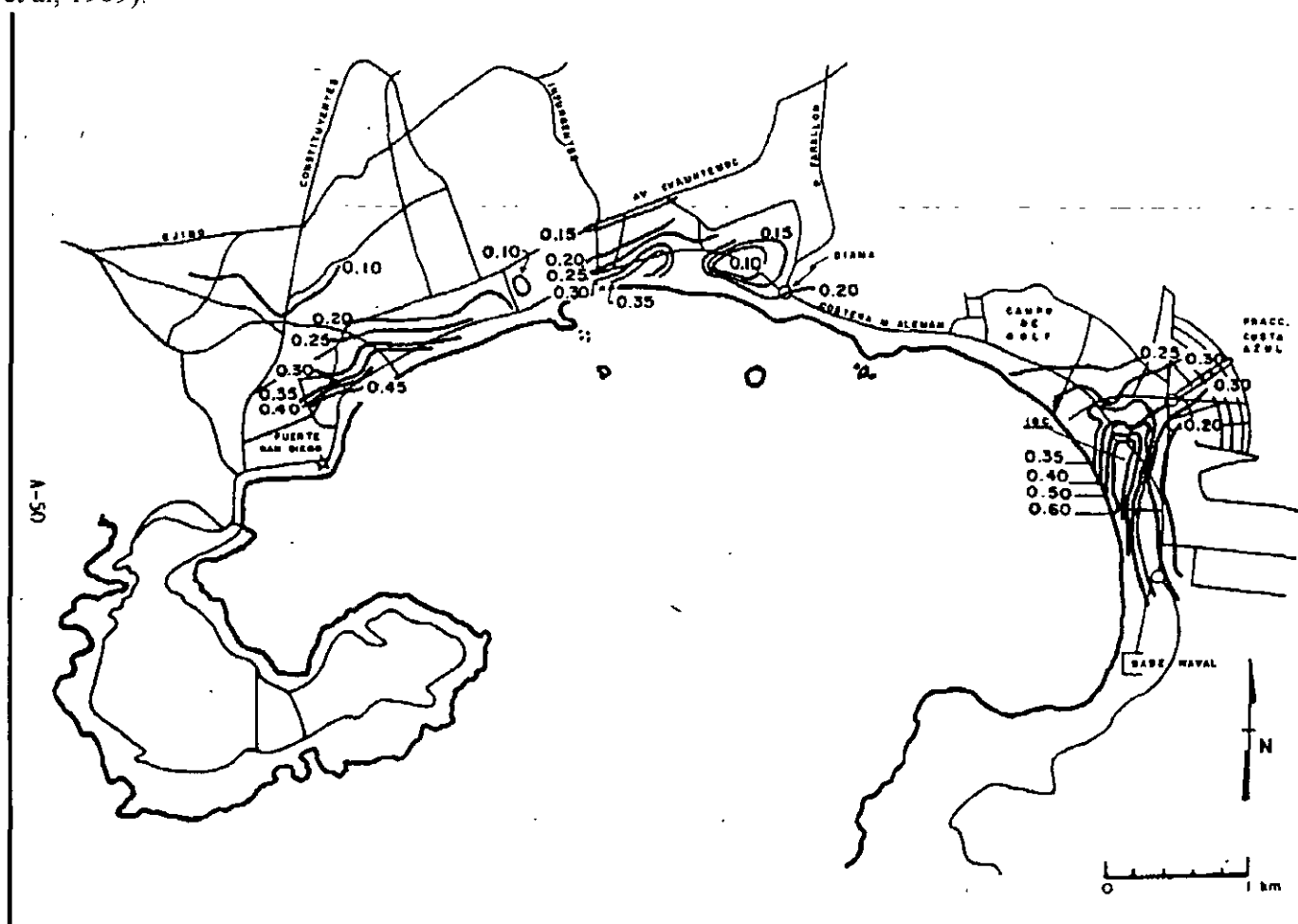


Fig 12. Periodos naturales medidos en la Bahía de Acapulco (Gutiérrez et al, 1989)

Con base en esta información, sismológica y geotécnica, se sugieren tres zonas geosísmicas que concuerdan con los límites, en términos de los periodos naturales antes descritos, de 0.15s como máximo para suelo tipo I, 0.75 para suelo tipo II, y mayores que este límite se clasifican como suelo tipo III. Aunque en el Reglamento de Construcciones del estado de Guerrero se propone un mapa con la zonificación que difiere con esta propuesta, se estima que debido a la erraticidad en las condiciones geotécnicas en extensas áreas, es preferible definir los periodos naturales y las características específicas del sitio.

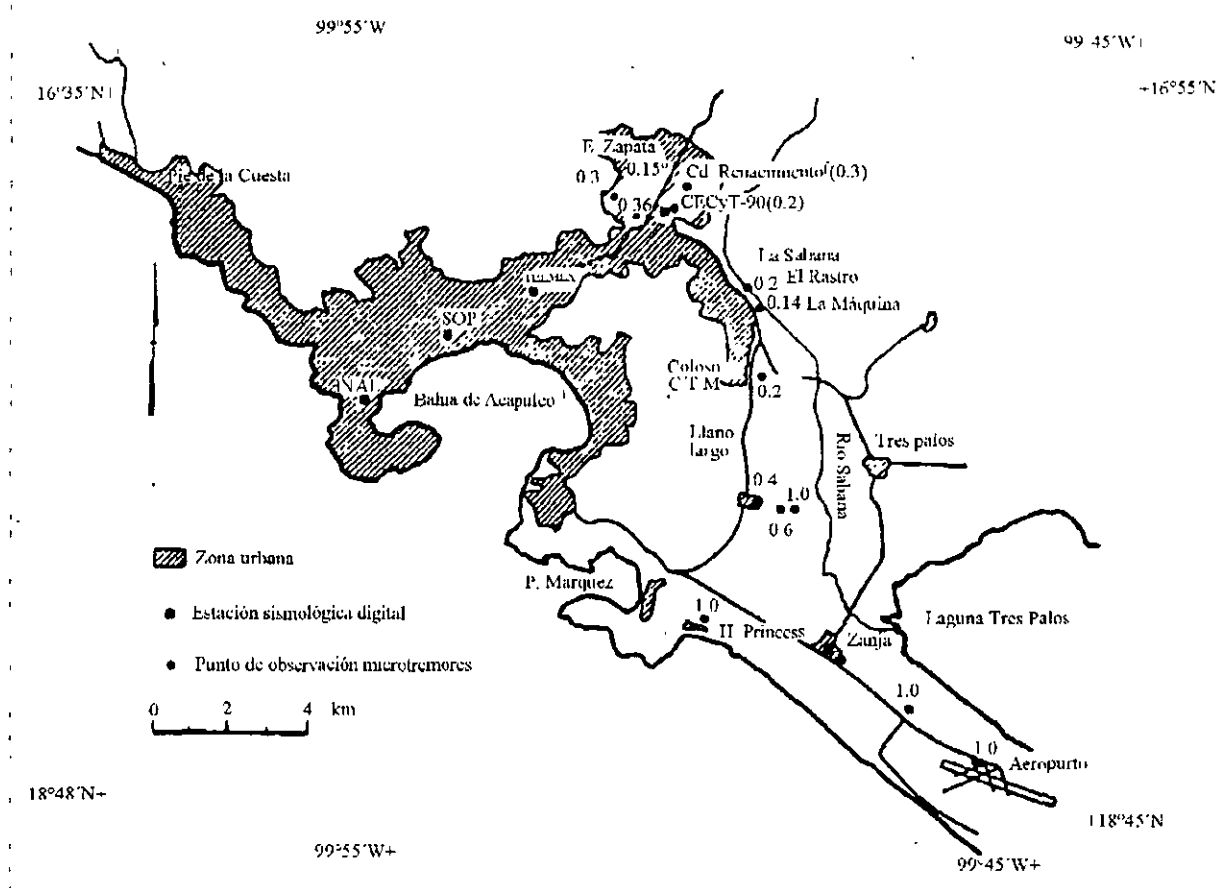


Fig 13. Periodos naturales medidos en el sur de la Bahía de Acapulco (Gutiérrez et al, 1989)

### 2.3.3 Espectros de Diseño

Para definir los espectros de diseño en el área del puerto de Acapulco se partió de la anterior información geotécnica, de registros sísmicos y de microtremores y se complementó con análisis de respuesta dinámica de diversos sitios usando modelos unidimensionales no lineales (Romo, 1990; Ovando y Romo, 1992). Los resultados de los estudios se adecuaron a la sismicidad general de la República Mexicana quedando finalmente los espectros para cada tipo de terreno como se especifican en la Tabla 1.

### 2.4 Ciudades de Jalapa y Veracruz

La ciudad de Jalapa está ubicada en el Eje Neovolcánico Mexicano y se asienta sobre los derrames basálticos del volcán Macuiltépetl, abanicos aluviales y depósitos lacustres (Esquivel, 1976). La información geotécnica disponible permite identificar tres formaciones integradas básicamente por a) los derrames del volcán Macuiltépetl, b) los abanicos aluviales y depósitos lacustres, y c) lomas de flujos piroclásticos y brecha volcánica (Lermo et al, 1995a).

La ciudad de Veracruz se asienta entre la margen izquierda del río Jamapa y el litoral del Golfo de México. La información geotécnica disponible muestra depósitos de dunas (paralelas a la playa) formados por el acarreo de arenas litorales por acción elástica; depósitos de arena fina formados por la acción de marea alta en la zona de playa, los cuales sobreyacen formaciones coralíferas que se encuentran entre 15 y 20m de profundidad; y los depósitos aluviales compuestos por arena gruesa en la parte occidental de la ciudad y por arcillas limosas hacia la planicie costera sobre la margen izquierda del río Jamapa (Esquivel, 1976; Lermo et al, 1995b).

### 2.4.1 Sismicidad General

En los últimos cuatro siglos, la ciudad de Jalapa ha sido sacudida principalmente por sismos locales de intensidades estimadas de VI y VIII en la escala de Mercalli. El más severo en este siglo fue el llamado temblor de Jalapa que ocurrió el 3 de enero de 1920 con epicentro a unos 50km al sureste de la ciudad. La magnitud estimada de este evento es de 6.4 y se cree se originó en una falla local relativamente superficial a unos 10km de profundidad (Suárez, 1991).

En cuanto al puerto de Veracruz, ha experimentado sismos locales como el ocurrido el 11 de marzo de 1967 que tuvo una magnitud de 5.3 y su epicentro se localizó en la plataforma continental a unos 20km al sureste del puerto. Aunque más lejano, al sur de Veracruz, se tiene registro de otro sismo importante, el de Jáltipan que ocurrió el 26 de agosto de 1959 con magnitud  $M_s = 6.4$  y prácticamente destruyó este poblado. Estos dos sismos tuvieron características tectónicas similares (fallas inversas a profundidades de 20 a 26km y con los ejes principales de compresión orientados en la dirección del movimiento relativo de las placas de Cocos y Norteamericana) lo cual pone de manifiesto que las fallas a lo largo de Eje Neovolcánico pueden generar sismos severos que induzcan daños de consideración en las estructuras. Además de los sismos continentales, ha habido una serie de sismos localizados en la costa suroccidental del Golfo de México con magnitud moderada inferior a 5.0. Los epicentros de estos movimientos telúricos se concentran en la parte norte del Istmo de Tehuantepec, en la vecindad de las ciudades de Coatzacoalcos y Minatitlán del estado de Veracruz.

### 2.4.2 Regionalización Geosísmica

En estudios recientes usando la técnica de Nakamura, se determinaron los periodos naturales de suelos en varios sitios de ambas ciudades. Los resultados que obtuvieron se muestran en las figs 14 y 15(Lermo et al, 1995a; Lermo et al, 1995b).

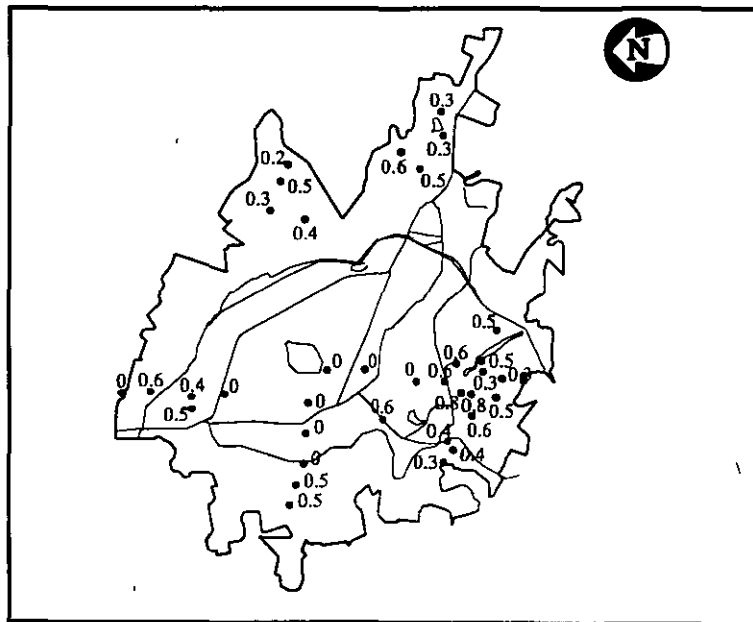


Fig 14. Periodos naturales medidos en la ciudad de Jalapa (Lermo et al, 1995a)

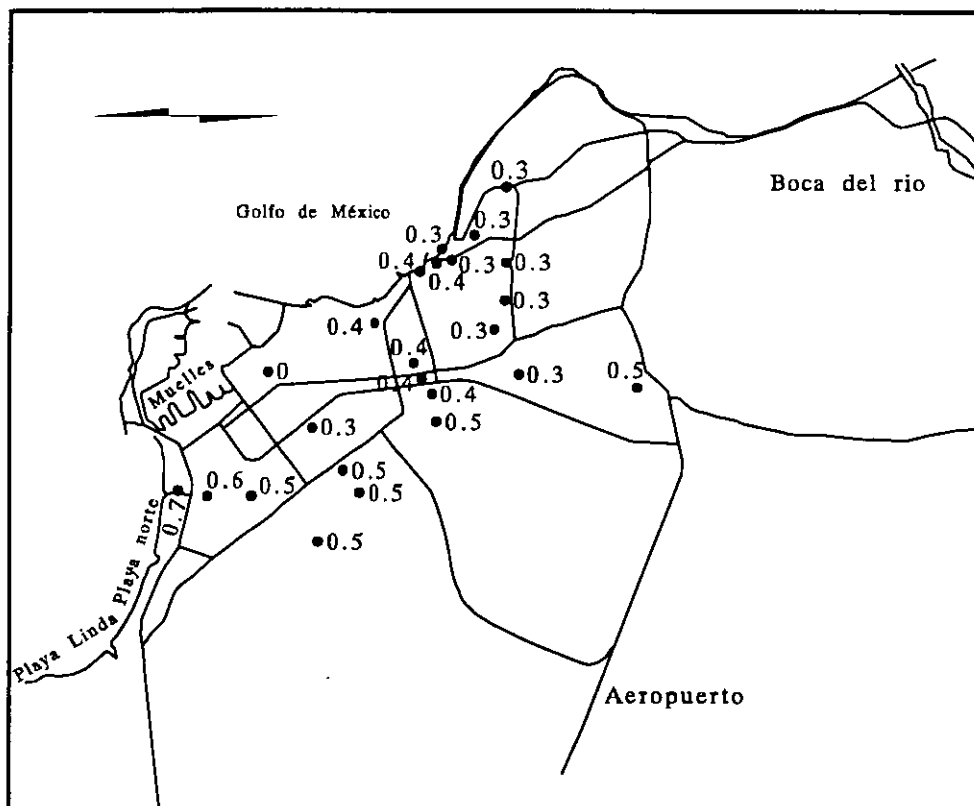


Fig 15. Periodos naturales medidos en la ciudad de Veracruz (Lermo et al, 1995b)

De acuerdo con la clasificación de los tipos de suelo, en función del periodo natural del terreno, se observa que en la ciudad de Jalapa existen las tres clasificaciones. Por otro lado, en la ciudad de Veracruz aparentemente sólo se presentan los suelos tipo I y II, aunque en la zona de Playa Norte (ver fig 15) podría haber depósitos de suelo con periodos superiores a 0.75s.

#### 2.4.3 Espectros de Diseño

Los movimientos sísmicos en estas dos ciudades se pueden estimar con base en los espectros definidos por la ec 1 y los parámetros correspondientes de la tabla 1.

### 2.5 Ciudad de Puebla

Los estudios disponibles (Auvinet, 1976) indican que la geología de la ciudad de Puebla está integrada por un basamento de calizas del Cretáceo sobreyacido por una secuencia de tobas volcánicas y depósitos sedimentarios. Estos depósitos fueron producidos por la actividad volcánica relacionada con la evolución del Cinturón Volcánico Mexicano.

#### 2.5.2 Regionalización Geosísmica

En la fig 16 se muestran los periodos naturales medidos en diferentes sitios con la técnica de microtemores (Chávez-García y Lermo, 1995). Los resultados muestran que existen zonas donde se tienen periodos naturales altos (2.5s) que indican la presencia (aunque restringida a áreas pequeñas) de depósitos de suelo blando. De acuerdo con la clasificación de suelos la variación de periodos indica que en la ciudad de Puebla se tienen los tres tipos de suelo.

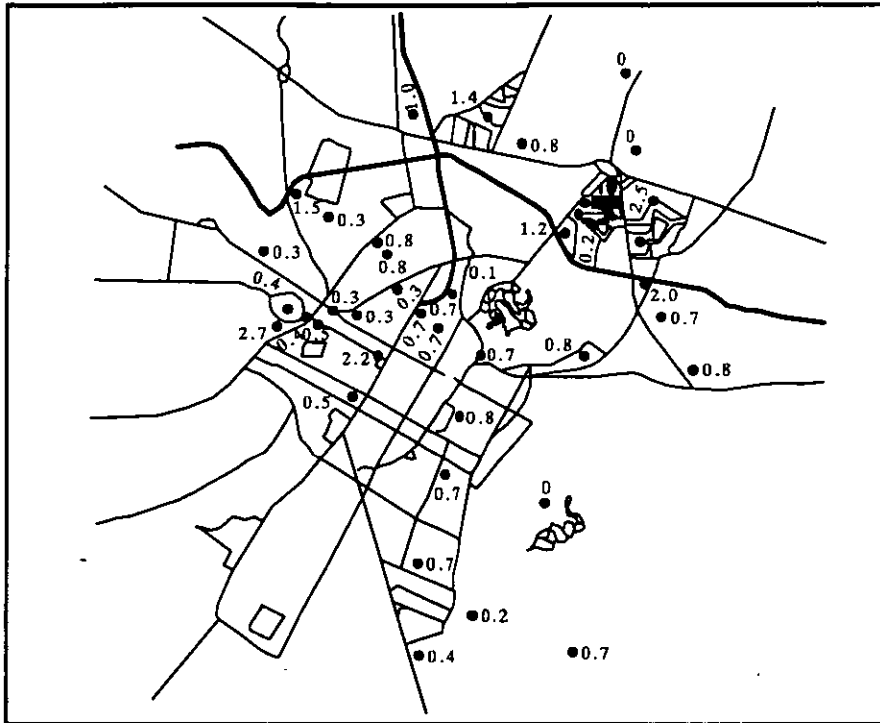


Fig 16. Periodos naturales medidos en la ciudad de Puebla (Chávez-García y Lermo, 1995)

### 2.5.3 Espectros de Diseño

El medio ambiente sísmico se puede estimar usando los espectros propuestos en la regionalización de la República Mexicana (ec 1 y tabla 1).

## 2.6 Otras ciudades

### 2.6.1 Ciudad de Colima

La actividad sísmica en esta zona proviene de las interacciones entre las placas Norteamericana y Rivera, y entre las de Cocos y Norteamericana, lo que provoca los temblores de subducción. Además, se tiene la sismicidad de fondo que produce temblores superficiales asociados probablemente con el graben de Colima. La actividad del Volcán de Colima también ha originado sismos de magnitud media.

Los temblores más importantes de este siglo generados en esta zona de subducción son los del 3 y 18 de junio de 1932 ( $M_s = 8.2$  y  $M_s = 7.8$ , respectivamente) y el del 9 de octubre de 1995 ( $M_s = 7.6$ ). Se estima que el temblor de  $M_s = 8.2$  (denominado el temblor de Jalisco) tuvo una longitud de ruptura de 220km, con un ancho de 80km, aproximadamente. Estos sismos han afectado severamente a toda la región del estado de Colima y las poblaciones costeras vecinas en los estados de Jalisco y Michoacán.

El subsuelo de la ciudad de Colima está integrado por estratos de aluvión, conglomerado volcánico alterado y conglomerado volcánico compacto. Los espesores de estas tres capas varían desde unos cuantos metros hasta varias decenas dependiendo de la zona. Las velocidades de onda de corte y compresión son del orden de 160m/s y 340m/s para el conglomerado volcánico alterado. La velocidad de las ondas de compresión medida para el conglomerado volcánico compacto es de 1900m/s. Estas mediciones se hicieron en el Parque Regional Metropolitano usando refracción sísmica (Lermo et al, 1989).

Los periodos naturales determinados en varios sitios usando la técnica de microtemores se muestran en la fig 17. Se puede observar que en general los periodos son bajos, lo que indica que, de acuerdo con la clasificación sugerida en este trabajo, se tienen tipos de suelo I y II en toda la ciudad, excepto en una pequeña área al sur (ver fig 17) donde aparecen dos puntos con periodos de 2.0 y 2.5s. Aunque esta zona está localizada en los terrenos dedicados a la agricultura en donde se tienen depósitos aluviales, estos periodos parecen altos si se toma en cuenta la consistencia de los suelos existentes

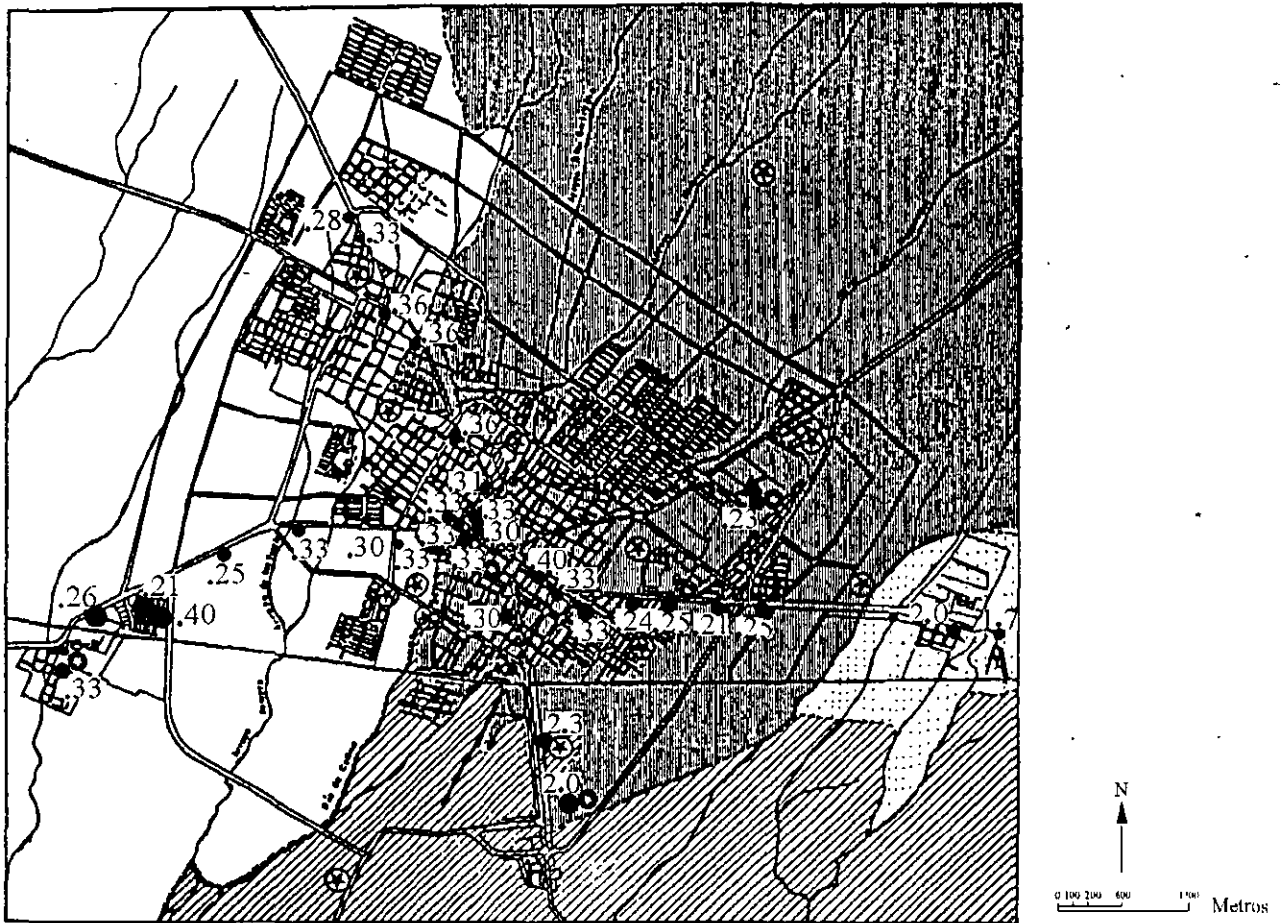


Fig 17. Periodos naturales medidos en la ciudad de Colima (Lermo et al, 1989)

El medio ambiente sísmico se puede estimar de los espectros de diseño propuestos para la República Mexicana definidos por la ec 1 y los parámetros de la tabla 1.

### 2.6.2 Ciudad Guzmán

De acuerdo con una cronología de los sismos sentidos en esta ciudad se observa que en este siglo han ocurrido cuatro temblores que causaron daños severos en las estructuras, siendo el más destructivo el del 19 de septiembre de 1985 (Lermo et al, 1989).

Ciudad Guzmán se localiza en el valle de Zapotlán, al sur del estado de Jalisco, el cual está rodeado por la Sierra de la Media Luna al oeste, la Sierra del Tigre al este y el Nevado de Colima al sur.

Con base en mediciones de vibración ambiental y usando la técnica Nakamura, Lermo et al (1989) definieron el mapa de isoperiodos de la fig 18. Los resultados muestran que los periodos se incrementan significativamente hacia la Laguna de Zapotlán. La importante variación de los periodos en distancias cc concurda, en general, con las distribuciones de daños causados por diversos sismos de subducción, lo indica que los efectos de sitio en Ciudad Guzmán son de consideración.

Los movimientos sísmicos se pueden estimar usando los espectros definidos por la ec 1 y los parámetros correspondientes de la tabla 1.

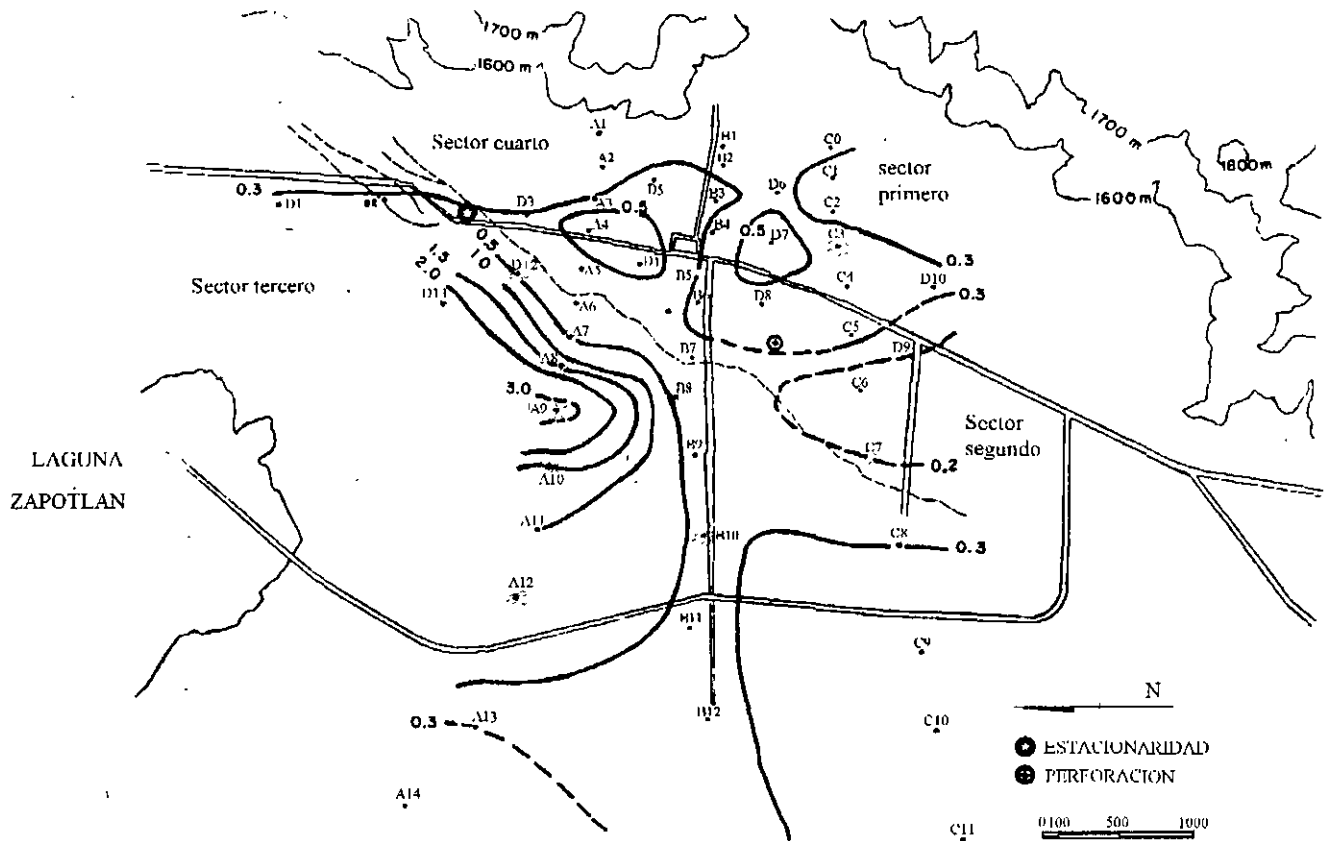


Fig 18. Periodos naturales medidos en Ciudad Guzmán (Lermo et al, 1989)



### 3. EFECTOS DE SITIO

#### Introducción

Un ejemplo clásico para ilustrar los efectos de sitio durante un temblor es el de la ciudad de México. En pocos lugares se manifiesta tan notoria y, en ocasiones tan dramáticamente, la influencia de las condiciones del subsuelo en la respuesta sísmica local. Los efectos de sitio se han observado en muchos otros países y ciudades. Considerando únicamente al continente americano, cada vez es más abundante el número de casos bien documentados, basados en observaciones instrumentales.

Los efectos de sitio influyen en la cuantía y distribución de los daños, dependiendo de las características mecánicas y geométricas del subsuelo y las de los movimientos sísmicos que inciden en su base. Debido a ellos, cambia el contenido de frecuencias de los movimientos sísmicos y su amplitud se amplifica o atenúa. Los materiales arcillosos plásticos y blandos generalmente los amplifican, en especial cuando la excitación sísmica contiene vibraciones de periodo largo y cuando su intensidad no lleva a la masa de suelo más allá del límite de comportamiento elástico; asimismo, la duración de los temblores se incrementa. Por otro lado, las irregularidades laterales de algunos depósitos arcillosos producen ondas superficiales. Los movimientos sísmicos también se pueden modificar por la presencia de eminencias orográficas. Finalmente, en los suelos granulares saturados, puede ocurrir la licuación o la movilidad cíclica. Estos fenómenos constituyen los efectos de sitio más significativos.

En este capítulo se da cuenta de los estudios realizados en el Instituto de Ingeniería y en algunas otras instituciones con relación a los efectos de sitio en la ciudad de México y en algunas otras de la República Mexicana, principalmente aquellos que se llevaron a cabo después de los grandes temblores de septiembre de 1985.

#### 3.2 Observaciones instrumentales

En 1960 se obtuvieron los primeros registros acelerográficos en la República mexicana. La red se amplió poco a poco y en 1985 se tenían 150 estaciones, 10 de ellas en la ciudad de México, algunas más en Acapulco y el resto en diversas ciudades así como en algunas presas importantes como la Villita, El Infiernillo, etc. Después, con la experiencia de los temblores de septiembre de 1985, se vio la necesidad de ampliar la red acelerográfica; en 1993 se tenían 402 estaciones de registro acelerográfico, 168 de ellas instaladas en la ciudad de México, varias decenas en algunas de las ciudades más expuestas al peligro sísmico como Acapulco, Ciudad Guzmán, Puebla, Guadalajara, Colima y Chilpancingo; existen redes adicionales para registrar los movimientos fuertes cerca de la zona de subducción en la costa del Pacífico, la red acelerográfica de Guerrero, y para seguirlos desde la costa hasta la ciudad de México, la red de atenuación. La red acelerográfica de las presas operadas por la Comisión Federal de Electricidad se ha modernizado y ahora dispone de aparatos en 15 de las presas más importantes de país. Baja California también cuenta con su propia red, 16 instrumentos, distribuidos en las ciudades principales, Ensenada, Mexicali, Tijuana y en otras zonas de ese estado pero con una alta concentración en la zona sismogénica del valle de Mexicali. Las instituciones que operan los aparatos también se han multiplicado, además de los institutos de Geofísica y de Ingeniería de la UNAM, participan la Fundación Javier Barros Sierra, la Universidad de Guadalajara, el Centro Nacional de Prevención de Desastres, la Universidad Autónoma Metropolitana, el CICESE de Ensenada. En una publicación reciente se describe la localización de las estaciones existentes en el país y se anexa información referente al tipo de suelo e institución responsable de su funcionamiento (SMIS, 1993). La cantidad de información imposibilita su tratamiento exhaustivo y por ello, en lo que sigue se discuten los resultados de sólo algunas de las investigaciones realizadas con base en el análisis de datos instrumentales de movimiento fuerte registrados principalmente en la ciudad de

México y en otras cuantas.

### 3.3 Observaciones instrumentales en la ciudad de México

Las estaciones de la red acelerográfica de la ciudad de México y su zona conurbada se encuentran distribuidas según se indica en la fig 19. Estos instrumentos permitieron efectuar estudios regionales a partir de los acelerogramas registrados en dos temblores con los que se han podido distinguir algunas de las características generales de los movimientos fuertes, de su distribución en la cuenca de México y su relación con las condiciones locales del subsuelo (Ovando y Romo, 1990; Ovando et al, 1993). Estos eventos ocurrieron el 8 de febrero de 1988 y el 25 de abril de 1989, sus magnitudes fueron  $M_s = 5.4$  y 6.8, respectivamente, con acimut de N45.3E el primero y de N3.5E el segundo. Sismos recientes han proporcionado información que apunta en el mismo sentido que los resultados mostrados adelante.

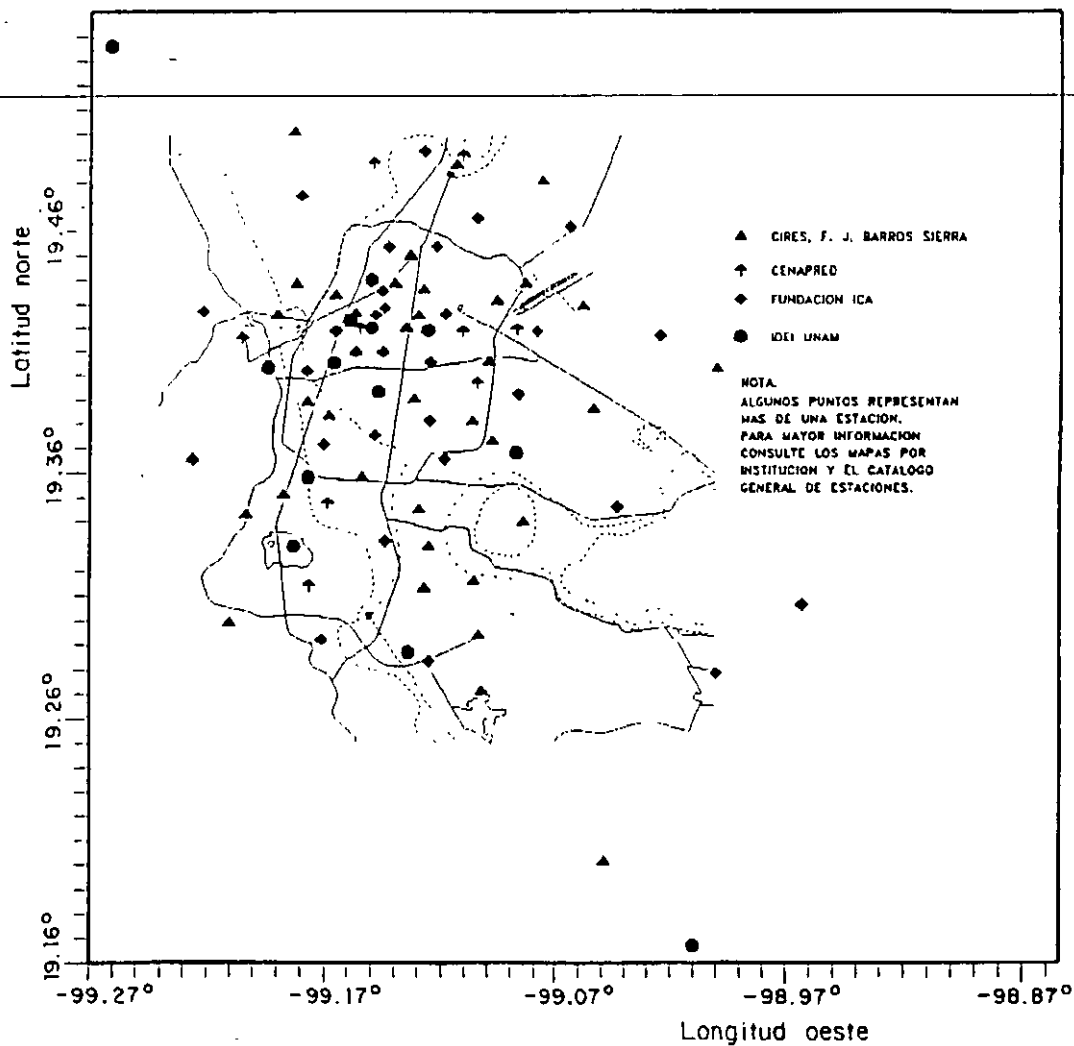


Fig 19. Localización de estaciones acelerográficas en el valle de México (SMIS, 1993)

*Distribución de la intensidad instrumental.* La intensidad de los movimientos sísmicos se calculó valuando la intensidad de Arias (1973) en todos los sitios en donde se registraron acelerogramas en estos dos temblores y en la figs 20 y 21 se presentan mapas de curvas de igual intensidad, normalizados con respecto al sitio CU en donde afloran basaltos volcánicos y en donde las intensidades sísmicas son significativamente más bajas que en aquellos sitios donde el subsuelo está constituido por arcillas plásticas

altamente compresibles. Esta medida de la intensidad,  $I_{m\acute{a}x}$ , se valuó con

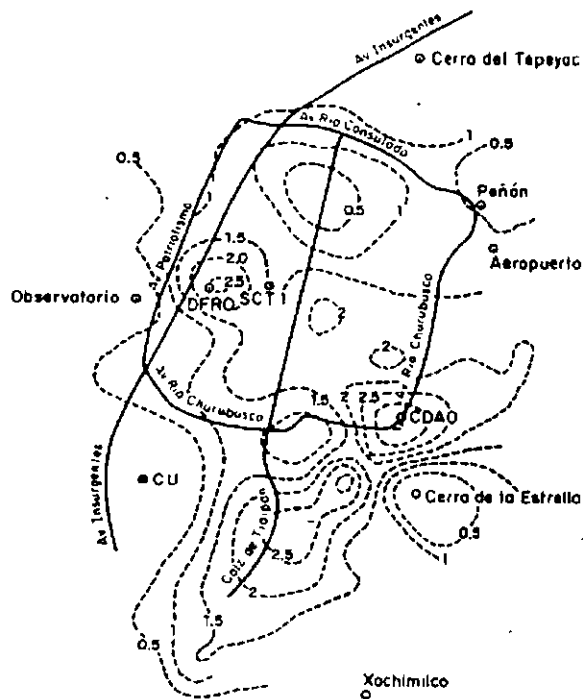


Fig 20. Contornos de energía máxima normalizada, 8 de febrero de 1988 (Ovando y Romo, 1990)

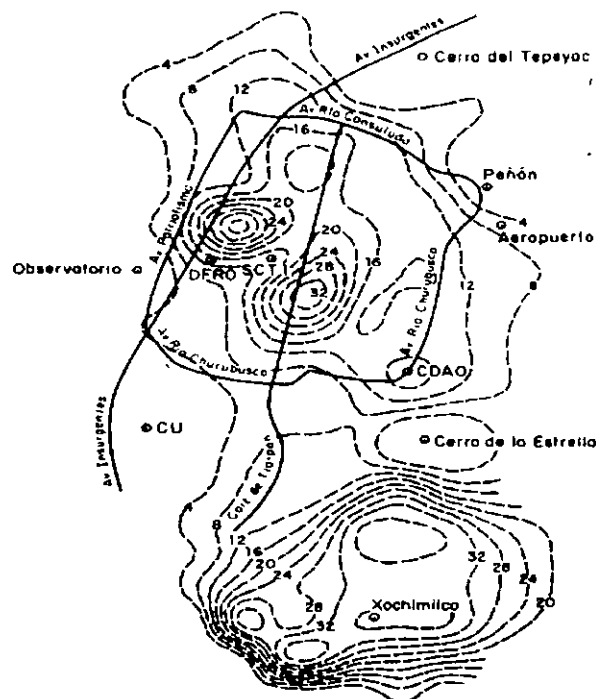


Fig 21. Contornos de energía máxima normalizada, 25 de marzo de 1989 (Ovando y Romo, 1990)

$$I_{m\acute{a}x} = \int_{T_1}^{T_2} a^2(t) dt \quad (3)$$

en donde la aceleración del terreno,  $a(t)$ , se proyectó a lo largo de la dirección que la hace máxima; los límites de integración definen el intervalo de tiempo en donde el acelerograma contiene el 90 % de su energía y también permiten establecer la duración de la parte intensa del sismo, en cada sitio. La forma general de los contornos de igual intensidad de las figs 20 y 21 difiere notablemente. Entre otras causas, estas diferencias se deben a cambios en el contenido y distribución de frecuencias de un temblor a otro y a la influencia del acimut epicentral, sobre todo en las estaciones del NW y en las cercanas al cerro de la Estrella. A pesar de esto, las curvas de mayor intensidad se concentran aproximadamente en las mismas zonas, coincidiendo con las zonas tradicionalmente más dañadas de la zona del lago (ver fig 22) en temblores anteriores, incluidos los de 1985. Con base en estas observaciones y en las que se hicieron durante 1985, se estableció empíricamente que la energía local --proporcional a  $a^2(t)$ , (Arias, 1973)-- y la aceleración máxima del terreno se relacionan mediante

$$\log I_{m\acute{a}x} = -0.52 + 2.25 \log(\alpha_{m\acute{a}x}) \quad (4)$$

donde  $\alpha_{m\acute{a}x}$  está en gales y la  $I_{m\acute{a}x}$  en  $(\text{gales})^2(\text{seg})$ . El coeficiente de correlación es 0.961.

La duración del movimiento sísmico influye en la magnitud y distribución de daños y por ello también se estudió la variación de un parámetro que la incluye, la potencia media,  $\pi$ , definida como

$$\pi = \frac{I_{m\acute{a}x}}{T_{90}} \quad (5)$$

en donde  $T_{90}$  es la duración de la fase del acelerograma que incluye el 90 % de la energía. Este parámetro es la pendiente promedio de la curva de energía acumulada obtenida con la ec 3. La distribución de potencia media en los dos sismos referidos se presenta en las figs 23 y 24. Como ahí se aprecia, la potencia media se concentra en una zona mejor definida que cuando se utiliza la distribución de energía.  $\pi$  también se relaciona con la aceleración máxima mediante una expresión formalmente igual a la ec 4:

$$\log \pi = -1.10 + 1.94 \log(a_{m\acute{a}x}) \tag{6}$$

El coeficiente de correlación es 0.964.

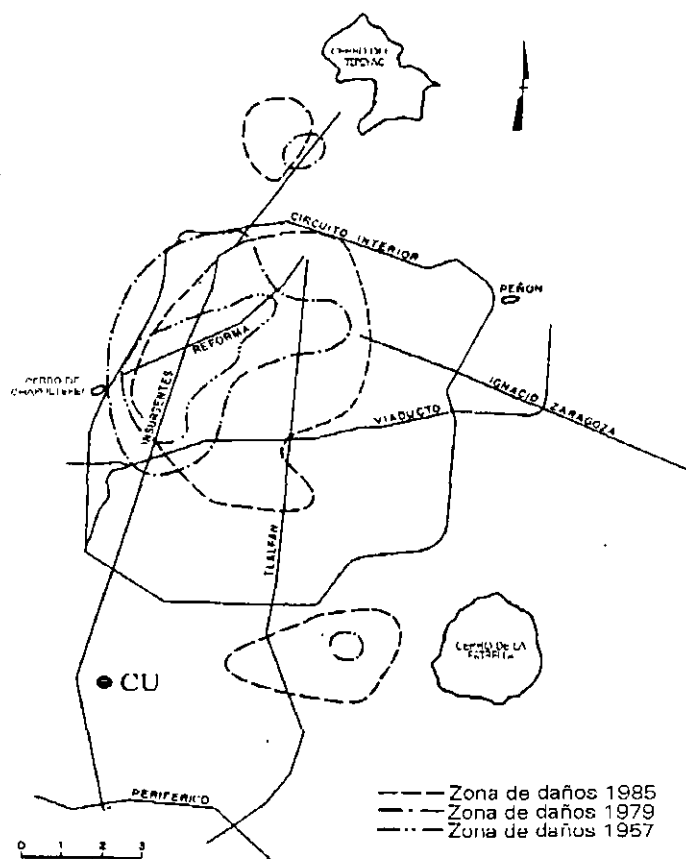


Fig 22. Zonas de daño en la ciudad de México

*Movimientos sísmicos en la base de los depósitos arcillosos.* El Centro Nacional de Prevención de Desastres instaló una red acelerográfica que incluye instrumentos colocados a diversas profundidades dentro de pozos. El 31 de mayo de 1990 esta red registró las aceleraciones producidas por un sismo de magnitud  $M_s = 5.5$  (acimut N36E). Por primera vez se dispuso de acelerogramas de la base de las dos formaciones arcillosas más superficiales y compresibles. Estos permitieron estimar el grado de uniformidad de los movimientos que inciden en la base de las arcillas compresibles. La cuestión es importante pues en la mayoría de los análisis de respuesta sísmica de depósitos de suelo, incluyendo los que se realizan en dos y tres dimensiones, debe suponerse que la excitación sísmica incidente es uniforme. La verificación se llevó a cabo calculando los cocientes espectrales de las amplitudes de Fourier de acelerogramas obtenidos con aparatos instalados a 70, 102 y 86 m de profundidad; la separación media entre ellos es de unos 12 km. El acelerógrafo instalado a 70 m de profundidad se localiza en Coyoacán (C), en el sur de la ciudad, la zona de transición; el que se instaló a 102 m se ubica en la Colonia Roma (R); el último, instalado a 86 m se encuentra en la zona oriente, cerca del aeropuerto (T). Los cocientes espectrales para las dos

componentes de aceleración horizontal se presentan en la fig 25; para obtenerlos se dividieron los espectros suavizados de amplitudes de Fourier de cada par de señales. Los resultados muestran que la estación T tiende a atenuar los valores de estos cocientes a frecuencias bajas pero en las otras estaciones no hay efectos significativos de atenuación o de amplificación. En el rango de frecuencias de interés para problemas de ingeniería sísmica o de dinámica de suelos (de 0.1 a 10 hz), se puede afirmar que los cocientes espectrales mostrados justifican razonablemente la hipótesis de uniformidad de los movimientos sísmicos en la base de los depósitos arcillosos de la ciudad de México.

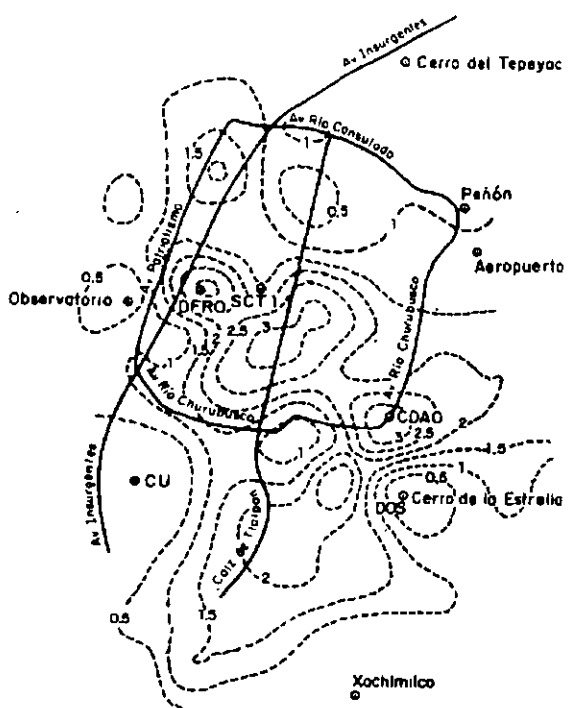


Fig 23. Contornos de potencia media normalizada, 8 de febrero, 1988 (Ovando y Romo, 1990)

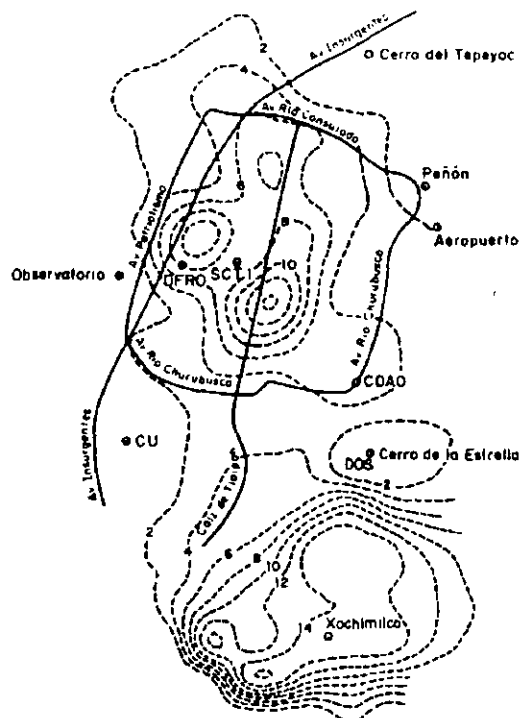


Fig 24. Contornos de potencia media normalizada, 25 de marzo, 1989 (Ovando y Romo, 1990)

*Movimientos en afloramientos de basalto.* En el sur de la ciudad de México afloran basaltos que se depositaron en diversos sitios después de la erupción del volcán Xitle. En estos sitios la intensidad de los movimientos sísmicos es varias veces menor que en los de la zona del lago, como pudo constatar en los mapas de igual energía de las figs 20 y 21. En análisis de la respuesta sísmica de los depósitos de suelo de la ciudad de México, suelen utilizarse los acelerogramas registrados en la zona de basaltos como señales incidentes en la base de las formaciones arcillosas o bien, los que se obtienen en otras zonas de terreno duro, en el poniente de la ciudad. Utilizando los acelerogramas obtenidos en la Ciudad Universitaria, en la zona de basaltos, y los de pozos profundos ya mencionados, se calcularon los cocientes espectrales del primero con respecto a los tres últimos. Como se aprecia en la fig 26, las aceleraciones en la Ciudad Universitaria están amplificadas con respecto a las de las otras estaciones para frecuencias que van de 0.1 a 1.0 hz; entre 1.0 y 10 hz, ocurre lo contrario. En esa misma figura se dibujó el cociente espectral promedio, que en este caso puede interpretarse como una función de transferencia empírica entre los movimientos que se registran en los basaltos y los que verdaderamente inciden en la base de las arcillas. Esta función de transferencia empírica permite estimar más realísticamente los espectros de Fourier de estos últimos.

*Movimientos registrados en pozos a diferentes profundidades.* En la fig 27 se presentan los espectros de aceleraciones obtenidos a diferentes profundidades, en el sitio Roma (R) de la zona del lago de la ciudad

de México el 31 de mayo de 1990. Con estos datos se verificó que los modelos unidimensionales predicen con muy buena aproximación los movimientos registrados, a diferentes profundidades y en la superficie (Ovando et al, 1993).

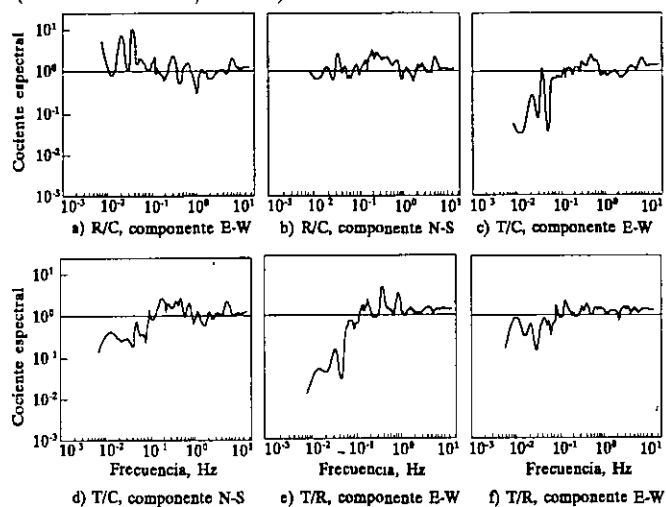


Fig 25. Amplificaciones relativas entre los sitios R, C y T en los depósitos profundos (Ovando et al, 1993)

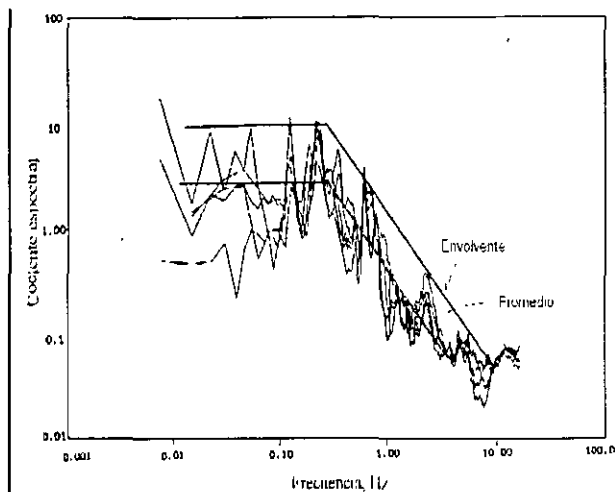


Fig. 26 Amplificaciones relativas entre los sitios CU, R, C y T (Ovando et al, 1993)

*Amplificación sísmica a partir de vibraciones ambientales.* Después de los sismos de 1985 se hizo evidente que los efectos de sitio influyen muy poco en las componentes verticales del movimiento. Al parecer, las componentes verticales están determinadas por las características de la fuente sismogénica y por trayectoria que siguen las ondas sísmicas desde ésta, hasta el punto de registro (Nakamura, 1989; Lern. Chávez-García, 1994). Con base en esto, los registros locales de movimientos horizontales y verticales en un lugar se pueden aprovechar para cuantificar los efectos de sitio mediante funciones de amplificación local,  $S_M$ , dadas por:

$$S_M = \frac{H_s}{V_s} \quad (7)$$

en donde  $V_s$  y  $H_s$  son las componentes vertical y horizontal de las amplitudes de Fourier de los movimientos sísmicos registrados en el lugar donde se evalúan los efectos de sitio. La expresión anterior permite obtener una medida de la amplificación local, en términos de una de las componentes horizontales de movimiento y de la componente vertical.  $S_M$  depende de las condiciones locales del sitio, es decir, de sus propiedades dinámicas (rigidez y amortiguamiento) y de sus características geométricas. La existencia de ondas superficiales puede alterar la forma de  $S_M$  introduciendo frecuencias espurias no relacionadas con el sitio. El método es útil para estimar el periodo de sitio, y se ha empleado, generalmente con éxito, para definir periodos locales registrando vibraciones ambientales.

El uso de las mediciones de ruido ambiental debe ejercerse cautelosamente. Por ejemplo, cuando se encuentran estratos de material muy rígido intercalados con materiales blandos, como es el caso de algunos sitios de la zona de transición, el ruido ambiental sólo excita las vibraciones de los estratos blandos superficiales. Consecuentemente, los resultados de los estudios de vibración ambiental para la obtención de periodos dominantes y amplificaciones relativas deben juzgarse considerando la estratigrafía local y las propiedades dinámicas esperadas a partir de ella. La extrapolación de los resultados de estas mediciones reales intensos también amerita cautela pues la energía suministrada en este último caso es varios órdenes de magnitud mayor y puede inducir efectos no lineales en la respuesta del suelo, aspecto ausente

en las mediciones de vibración ambiental.

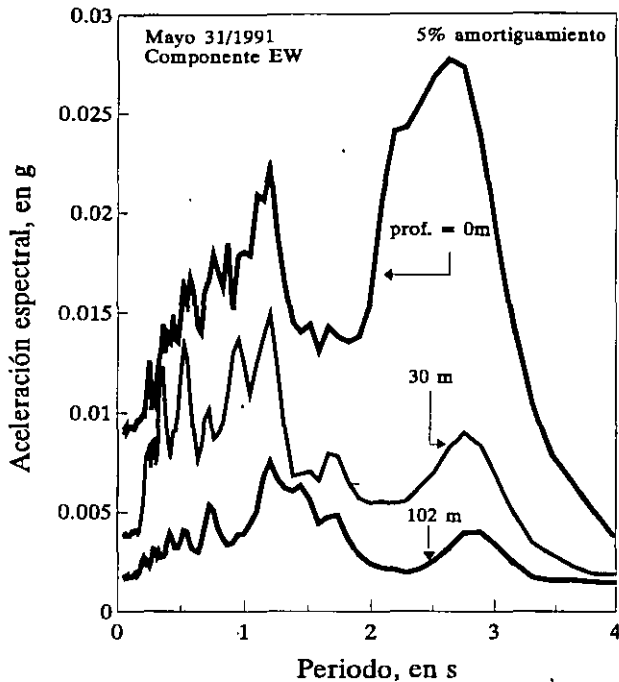


Fig 27. Variación de los movimientos sísmicos con la profundidad

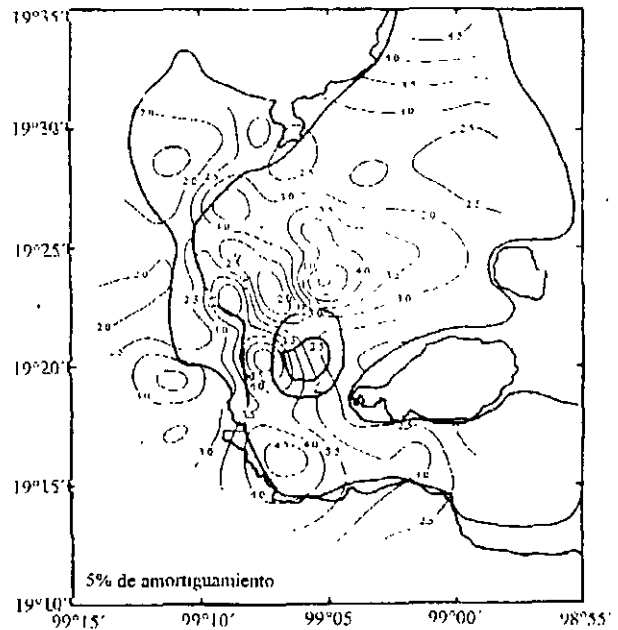


Fig 28. Ordenadas espectrales para periodo  $T=1.5s$

*ctos no lineales.* La posibilidad de que algunos estratos de suelo rebasen su rango no lineal de comportamiento aumenta con el tamaño del temblor. Las evidencias sobre efectos no lineales en el suelo no son muchas en la ciudad de México. Se ha estimado que, en general, las deformaciones inducidas, a pesar de ser relativamente grandes, no dieron lugar a manifestaciones importantes de no linealidad, con la excepción documentada de un sólo sitio al sur oriente de la ciudad, la Central de Abasto (Romo, 1987). Estudios observacionales posteriores y otros basados en el cálculo de la intensidad instrumental (ec 3), han confirmado que en esa parte de la ciudad se pueden presentar modificaciones en el periodo y la amplificación relativa, por efectos de comportamiento no lineal dentro de la masa de suelo (Bárcena y Romo, 1993). La aparición de efectos no lineales en otros sitios de la ciudad de México no puede descartarse, sobre todo en la zonas donde existen suelos de poca plasticidad, más propensos a sufrir la degradación de su rigidez por efecto de las deformaciones inducidas durante un sismo.

*Funciones de amplificación relativa.* De la comparación de las amplitudes del espectro de Fourier de registros obtenidos durante mismos sismos en puntos diferentes en las arcillas de la ciudad de México y en la estación CU (ver fig 10), se han definido funciones de amplificación relativas entre la zona de lomas y la zona del lago, las cuales permanecen prácticamente invariables para varios sismos con características y con incidencias acimutales diferentes. Estas funciones de amplificación empíricas pueden usarse junto con la teoría del valor extremo para evaluar espectros de respuesta en diversos sitios, una vez conocido el espectro correspondiente en el sitio CU. La aproximación de este procedimiento es aceptable desde el punto de vista práctico; sin embargo, debe tenerse en cuenta que debido al comportamiento casi elástico de las arcillas en los sismos usados para definir estas funciones de amplificación, su uso para un temblor severo, como el que se espera para la brecha de Guerrero, que induzca efectos no lineales importantes en arcillas, puede conducir a resultados poco confiables.

*Espectros de respuesta naturales.* La envolvente máxima de un conjunto de espectros de respuesta

normalizados puede utilizarse para mostrar el peligro sísmico potencial en diversos sitios de la ciudad de México, sin considerar la presencia de efectos de interacción suelo-estructura (Bárcena y Romo, 1993). Los espectros de respuesta --calculados para los sismos con  $M_s > 5.5$  registrados entre 1979 y 1990-- normalizaron con respecto a la aceleración máxima del terreno y posteriormente la envolvente máxima, escaló con respecto a una aceleración de referencia, la que produce un sismo de subducción registrada en terrenos firmes del valle de México, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones de la ciudad de México (0.04 g). La envolvente escalada o espectro natural se calculó en todas las estaciones que registraron temblores de las magnitudes indicadas y en sitios donde no se tenían registros, se utilizó un algoritmo de interpolación geoestadística para obtenerlos. Con los espectros interpolados se escogieron periodos y ordenadas espectrales para construir mapas como el de la fig 28. Los contornos de igual valor en este mapa corresponden a las ordenadas del espectro de respuesta (5 % de amortiguamiento) para un periodo  $T=1.5$  s. Es notable la coincidencia de las zonas con mayores aceleraciones espectrales con las que tradicionalmente han sufrido más daño en la ciudad de México.

*Observaciones en otras ciudades.* Los registros de aceleración en otras ciudades no son tan abundantes como los que se tienen en la ciudad de México y las redes acelerográficas locales cuentan en su mayoría con pocos aparatos. Sin embargo, se han evidenciado efectos de sitio notables durante algunos sismos en varias ciudades como Acapulco (Chávez-García y Cuenca, 1995) ciudad Guzmán (Lermo et al, 1989), en Puebla (Chávez-García y Lermo, 1995), el valle de Mexicali (CICESE), Guadalajara (Chávez), etc. El algunas otras como Chilpancingo y Morelia se han registrado vibraciones ambientales y, con base en ellas se han estimado las amplificaciones locales (Gama, 1992; Jara et al, 1993).

### 3.4 Estudios de Respuesta de Campo Libre

Desde el inicio de los estudios pioneros en sismología se reconoció la existencia de los efectos de sitio (Richter, 1910) y desde entonces ha existido la preocupación por establecer procedimientos para cuantificarlos. En el caso de materiales elásticos e isótropos, el fenómeno de la propagación de ondas queda descrito por las ecuaciones de Navier y, con las condiciones de frontera adecuadas, se ha usado para determinar los estados de esfuerzo y deformación de medios elásticos sometidos a la acción de ondas incidentes en algunas de sus fronteras. Las soluciones analíticas de la ecuación de Navier son complicadas cuando se considera la propagación de ondas en dos o tres dimensiones y por ello la solución del caso más simple, el de la propagación unidimensional, ha sido el más estudiado.

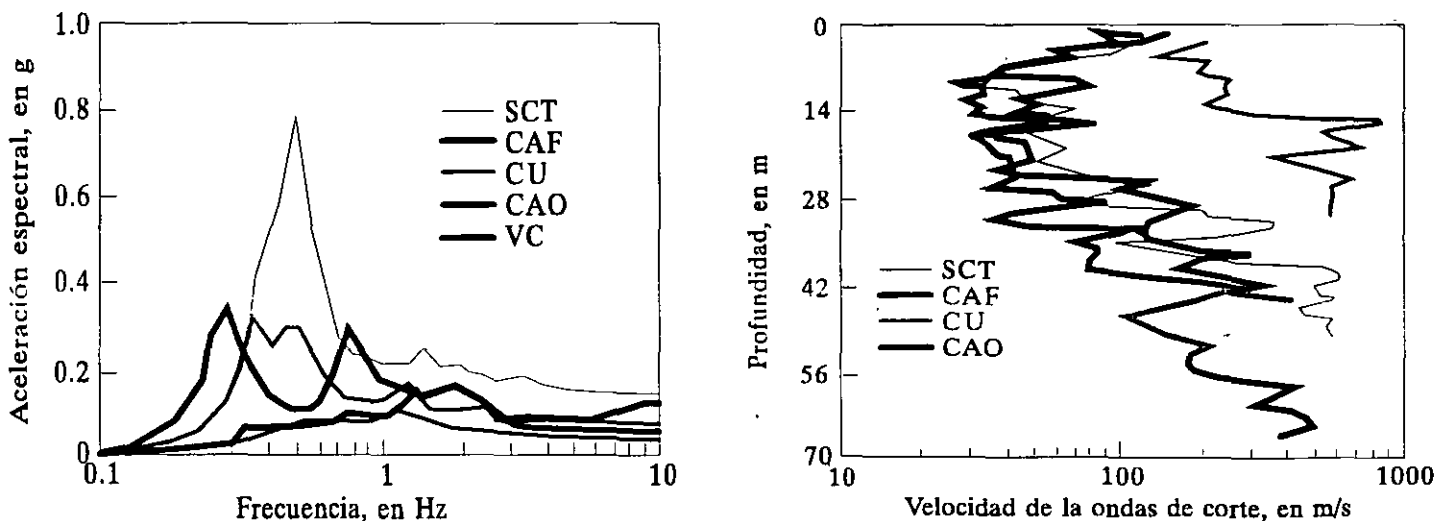


Fig 29. Variabilidad de los movimientos en función de las características del depósito de suelo



En muchos sitios la suposición de que el suelo se puede modelar como un espacio elástico homogéneo, no limitado lateralmente, sometido a la propagación unidimensional de ondas que inciden verticalmente (o con cierta inclinación) en su base proporciona resultados suficientemente aproximados, siempre y cuando las propiedades representativas del depósito de suelo sean las adecuadas. Las soluciones unidimensionales que consideran medios estratificados pueden aplicarse más ampliamente y para fines prácticos, resuelven el problema de predecir la respuesta sísmica de campo libre, en una gran cantidad de localidades. Estas soluciones se conocen desde hace varias décadas (Thomson, 1950, Haskell, 1953; Gutenberg, 1957, etc). En la ciudad de México, se desarrolló una de estas para calcular la respuesta de campo libre de los depósitos de arcilla de la zona lacustre, antes de que se dispusiera de registros acelerográficos (Rosenblueth, 1952). Cuando posteriormente se confrontaron los resultados que proporciona dicha solución con registros reales, se comprobó que son esencialmente correctos (Rosenblueth y Ovando, 1991). Usando un modelo de elementos finitos acoplado con teoría de vibraciones casuales y del valor extremo se obtuvieron conclusiones semejantes (Romo y Jaime, 1986; Romo, 1976).

En 1985, durante los temblores de septiembre de ese año, los efectos de sitio se manifestaron dramáticamente en la ciudad de México y se verificó que en los depósitos arcillosos de la zona del lago, variaciones relativamente pequeñas en sus espesores y en la distribución de sus propiedades dinámicas con la profundidad, daban lugar a muy importantes modificaciones en la respuesta sísmica puntual, a nivel de superficie. En la fig 29, que muestra los espectros de respuesta obtenidos de registros acelerográficos de varios sitios de la zona del lago, se ejemplifica esta variabilidad. Los perfiles de velocidades de propagación de ondas de corte indican que estas pueden adoptar valores tan bajos como 30 m/s y tan altos como unos 800 m/s, en la base de las formaciones de arcilla blanda, dentro de los depósitos profundos. Es evidente que la variabilidad en la distribución de las propiedades dinámicas de las arcillas y en su profundidad afecta significativamente la intensidad de los movimientos sísmicos en la zona del lago. Consecuentemente, es muy importante caracterizar adecuadamente a los depósitos arcillosos; lo contrario puede conducir a definiciones erróneas del ambiente sísmico para diseño de estructuras.

Las aceleraciones espectrales para 5% de amortiguamiento en sitios de terreno duro (el sitio CU, por ejemplo) se amplifican cerca de 13 veces en sitios de la zona del lago (sitio SCT) para periodos del orden de 2 s. Tales amplificaciones no tienen paralelo, hasta el momento, en ninguna otra parte del mundo y se deben a que la arcilla de la ciudad de México tiene un comportamiento casi elástico aún para deformaciones por cortante relativamente grandes (1%); aunado a lo anterior, los factores de amortiguamiento histerético son extremadamente pequeños (3 a 5%) para este mismo rango de deformaciones (Romo 1991; Romo y Ovando, 1994), lo cual evita disipación importante de energía.

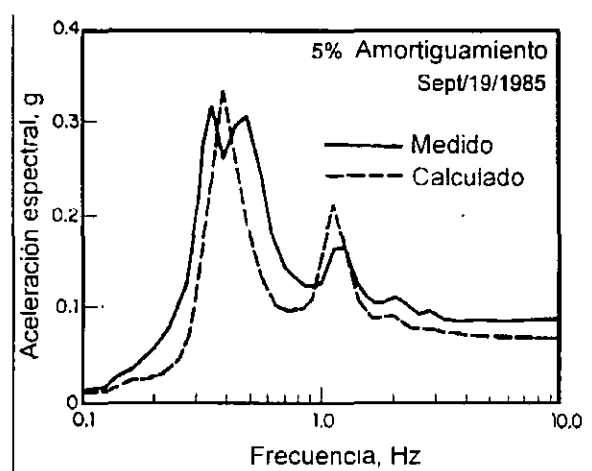
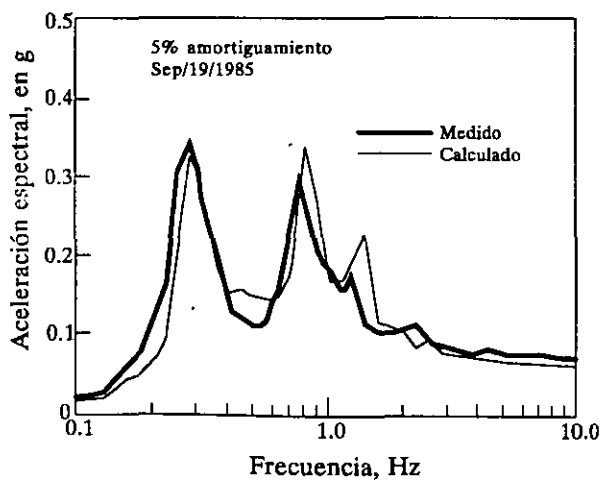


Fig 30. Espectros de respuesta en el sitio CAO

Fig 31 Espectros de respuesta en el sitio CAF

El grado de aproximación que se logra para reproducir los movimientos sísmicos utilizando modelos unidimensionales se puede juzgar comparando los espectros de respuesta obtenidos a partir de los acelerogramas registrados en diversos sitios de la zona del lago y los que se obtienen con estos modelos, como se ilustra en las figs 30 a 33 (Romo, 1991). El modelo usado se ilustra en la fig 34

La coda observada en algunos acelerogramas registrados en la ciudad de México, constituida por un batido armónico, se ha registrado recientemente en los acelerogramas de los depósitos profundos y al parecer se produce por efectos del trayecto que atraviesan las ondas sísmicas, desde la fuente sísmica hasta el sitio de registro y por efectos de la propia fuente (Ordaz y Singh, 1992). Cuando estas señales se aplican en la base de los depósitos arcillosos, el modelo unidimensional descrito, no sólo reproduce con buena aproximación la coda, sino también la duración de las aceleraciones registradas superficialmente.

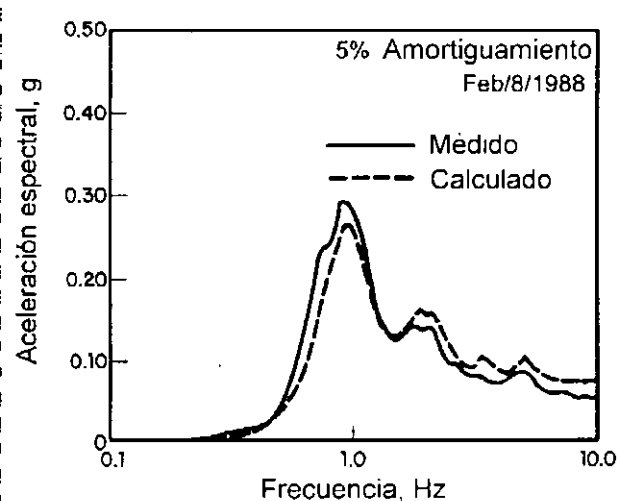
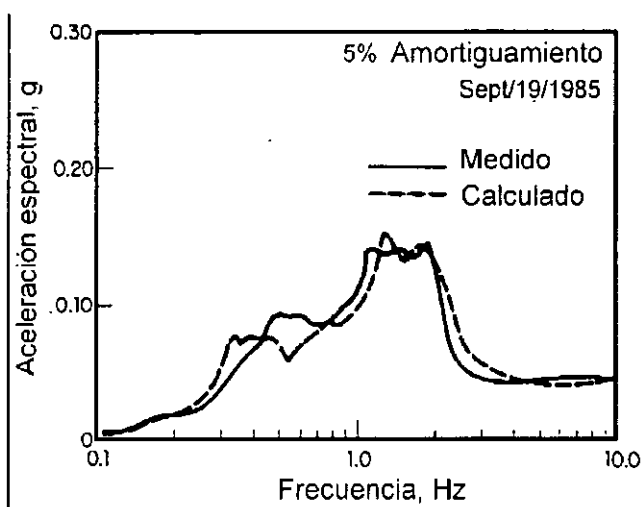


Fig 32. Espectros de respuesta en el sitio VC

Fig 33. Espectros de respuesta en el sitio D54

Otro aspecto de importancia para la ingeniería de cimentaciones es la variación vertical de los movimientos sísmicos, desde la base de un depósito de suelo, hasta su superficie. Los espectros de respuesta que se presentan en la fig 27 corresponden a registros acelerográficos de un arreglo vertical. El más profundo se registró a 102 m donde el terreno es considerablemente más rígido que en la otra estación, localizada a 30 m. Es interesante observar que la amplificación de las ordenadas espectrales ocurre, principalmente, entre esta última y la superficie, precisamente donde se tienen los suelos más blandos. Además, la forma de los espectros de respuesta se modifica al propagarse las ondas desde la base del depósito hacia la superficie; los periodos que sufren más amplificación son los cercanos a 2.3s y corresponden con mucha aproximación con el periodo dominante del sitio, algunos de los otros picos de estos espectros corresponden con periodos propios de modos superiores de vibración del depósito.

A pesar de que los modelos unidimensionales proporcionan resultados muy satisfactorios en buena parte de la zona del lago de la ciudad de México, no puede descartarse la posibilidad de que en algunos casos las aproximaciones que proporcionan no sean suficientemente buenas. Un enfoque ingenieril para resolver este problema consiste en identificar estas zonas y sitios y luego calibrar los modelos hasta lograr los resultados deseados. En otros sitios es evidente que los modelos unidimensionales no son capaces de reproducir los movimientos observados pues en ellos los efectos bi y tridimensionales dominan la respuesta sísmica. Tal es el caso de depósitos aluviales ubicados en la base de valles cerrados con fronteras inclinadas en donde la

relación entre el espesor de los estratos de suelos blandos y la dimensión más corta del valle es mucho mayor que en el caso de la ciudad de México. En el puerto de Acapulco, por ejemplo, se han identificado varias zonas en donde estos efectos geométricos pueden ser particularmente importantes (Ovando y Romo, 1992); en la ciudad de Puebla también existen depósitos de suelo compresible en donde los modelos unidimensionales no son capaces de reproducir adecuadamente la respuesta sísmica observada y en donde la morfología del sitio sugiere que sólo con modelos más completos se puede aspirar a aproximarse a ella; las ciudades de Colima y ciudad Guzmán también contienen depósitos de suelos blandos que potencialmente deben estudiarse con modelos de dos y tres dimensiones.

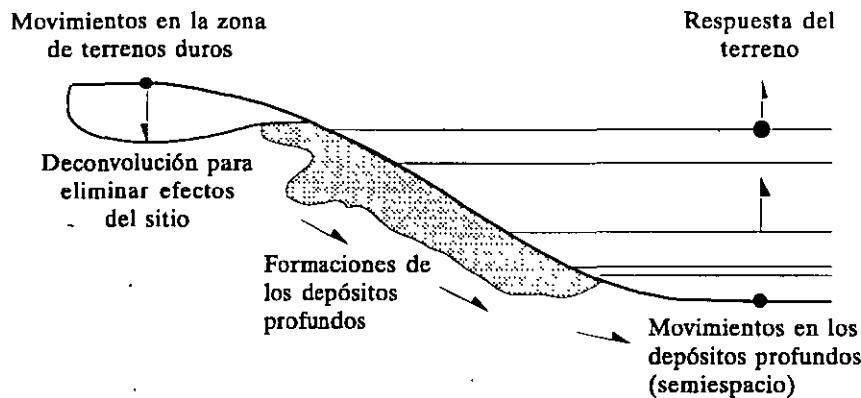


Fig 34. Modelación de los depósitos de suelo blando en análisis unidimensionales

### *Análisis en dos y tres dimensiones*

Para tomar en cuenta las inhomogeneidades laterales del terreno, se pueden realizar análisis bi- y tridimensionales con métodos como el del elemento finito, diferencias finitas, elementos de frontera, el de trazado de rayos y el de Aki-Larner (1970). De los estudios comparativos que existen, se ha observado que en general al aumentar el número de dimensiones se incrementan el factor de amplificación y la frecuencia predominante del sitio. Los requerimientos para realizar análisis bi- y tridimensionales fueron discutidos por Rosenblueth y Ovando (1991) y en un estudio reciente, se discuten los principales avances logrados con modelos analíticos y numéricos en dos y tres dimensiones (Sánchez-Sesma, 1995). Actualmente siguen siendo pocas las aplicaciones prácticas de estos métodos en la zonificación sísmica; sin embargo, dado el rápido desarrollo de la fuerza de cálculo, se espera que en un futuro no muy lejano se utilicen estos procedimientos en la micro-zonificación geosísmica.

### 3.5 Comportamiento Dinámico de Suelos

Las arcillas exhiben diferentes tipos de comportamiento, dependiendo de la magnitud de las deformaciones que inducen los esfuerzos aplicados. Para deformaciones por cortante pequeñas, del orden de  $10^{-4}$  %, se comportan como materiales elástico viscosos; cuando las deformaciones exceden  $10^{-2}$  %, su rigidez y resistencia dependen del estado e historia de esfuerzos aunque algunos suelos cohesivos manifiestan esta dependencia a deformaciones de tan sólo  $10^{-1}$  %, dependiendo de su índice de plasticidad,  $I_p$ , y de su consistencia relativa,  $I_r$ . Los resultados experimentales acumulados en el Instituto de Ingeniería, UNAM, durante los últimos años indican que estas dos propiedades índice son los parámetros clave para estudiar el comportamiento de materiales arcillosos, incluyendo el los suelos compresibles del valle de México y el de otras arcillas de mayor consistencia (Romo, 1990, 1991; Romo y Ovando, 1994, 1995).

*Módulo de rigidez a deformaciones pequeñas.* El módulo de rigidez a deformaciones pequeñas puede obtenerse en el laboratorio con pruebas de columna resonante y, en el campo, con métodos geofísicos para

determinar la velocidad de propagación de onda de corte. Sin embargo, los módulos evaluados con estas dos técnicas difieren, en general, por causas atribuibles a efectos no reproducibles en el laboratorio como el envejecimiento o al remoldeo producido por el muestreo y el manejo de las muestras en el laboratorio (Hardin y Drnevich, 1972; Afifi y Woods, 1971; Anderson y Richart, 1976; Anderson y Stokoe, 1976). En estudios comparativos recientes se demuestra que en arcillas altamente plásticas con consistencias relativas bajas, las diferencias entre las determinaciones de campo y laboratorio son menos importantes que las que se han reportado previamente (Ovando et al, 1995).

Con base en los resultados de ensayos de columna resonante efectuados en arcillas de la ciudad de México obtenidas de varios sitios y profundidades se estableció, que el valor inicial (a deformaciones pequeñas) del módulo de rigidez al corte,  $G_{max}$ , es una función del esfuerzo efectivo de consolidación,  $\sigma'_c$ , del índice de plasticidad y de la consistencia relativa. Esta última es

$$I_r = \frac{w_L - w_n}{I_p}$$

en donde  $w_L$  es el límite líquido y  $w_n$  el contenido de agua natural. La siguiente expresión se obtuvo con un análisis de regresión de mínimos cuadrados:

$$G_{max} = 122 Pa \left( \frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left( \frac{\sigma'_c}{Pa} \right)^{0.82} \quad (8)$$

en donde  $p_a$  es una presión de referencia arbitraria para lograr la homogeneidad dimensional. Las  $\sigma'_c$  variables ya se definieron. La expresión es válida cuando  $I_p - I_r$  es positiva, expresando el índice de plasticidad en decimales. La aproximación que se obtiene al emplear la ec 8 es muy buena como se aprecia en la fig 35.

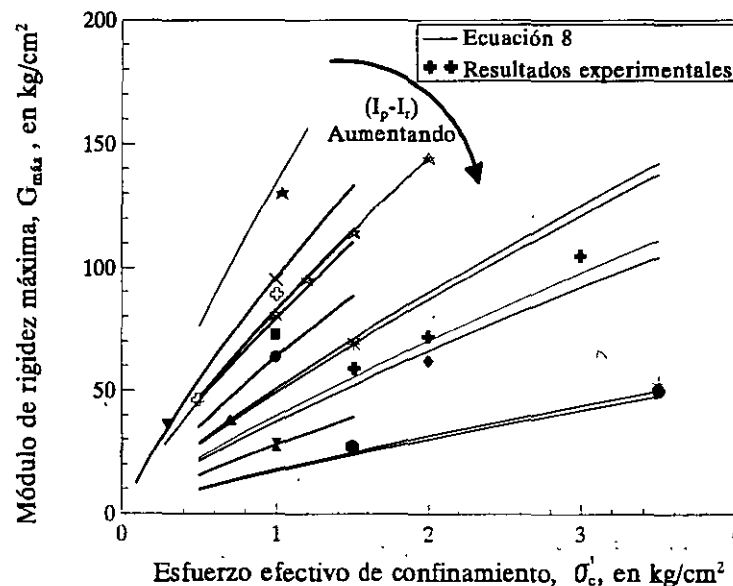


Fig 35. Variación de  $G_{max}$  con el esfuerzo efectivo de confinamiento y con  $(I_p - I_r)$

Después de 1985 se llevó a cabo una campaña de mediciones de campo para medir en el sitio las velocidades de propagación de ondas P y ondas S en diversos sitios de la ciudad de México en donde también se realizaron ensayos de penetración con cono eléctrico. La gráfica de la fig 36 presenta un resultado típico en

el que se observa que, cualitativamente, los perfiles de velocidad de propagación de ondas y el de resistencia a la penetración, son semejantes; por lo tanto, estas dos cantidades son correlacionables. Para establecer la correlación entre la velocidad de propagación de ondas de corte,  $V_s$ , y la resistencia a la penetración medida con un cono eléctrico,  $q_c$ , se supuso que el suelo es un medio elasto-plástico y que su comportamiento esfuerzo-deformación a pequeñas deformaciones está gobernado por una ley hiperbólica. Además, la penetración de la punta cónica se estudió con la teoría de expansión de cavidades (Ovando y Romo, 1991). La expresión resultante se discute en siguiente capítulo.

*Módulo de rigidez a deformaciones grandes.* El efecto de la amplitud de la deformación de cortante,  $\gamma$ , y del esfuerzo confinante,  $\sigma'_c$ , en el valor del módulo de rigidez se ilustra en la fig 37 y en las curvas de rigidez normalizada,  $G/G_{max}$ , contra  $\gamma$  correspondientes, en la fig 38. Como se ve, las arcillas de la ciudad de México se comportan como materiales casi elásticos hasta deformaciones por cortante que varían entre 0.2 y 0.5 %. El factor que determina el límite de comportamiento elástico de estas arcillas es la diferencia ( $I_p - I_r$ ) lo que modifica conclusiones anteriores en las que se había reportado que la forma de las curvas de  $G/G_{max}$  contra  $\gamma$  dependía únicamente de  $I_p$  (Dobry y Vucetic, 1987; Romo et al, 1988).

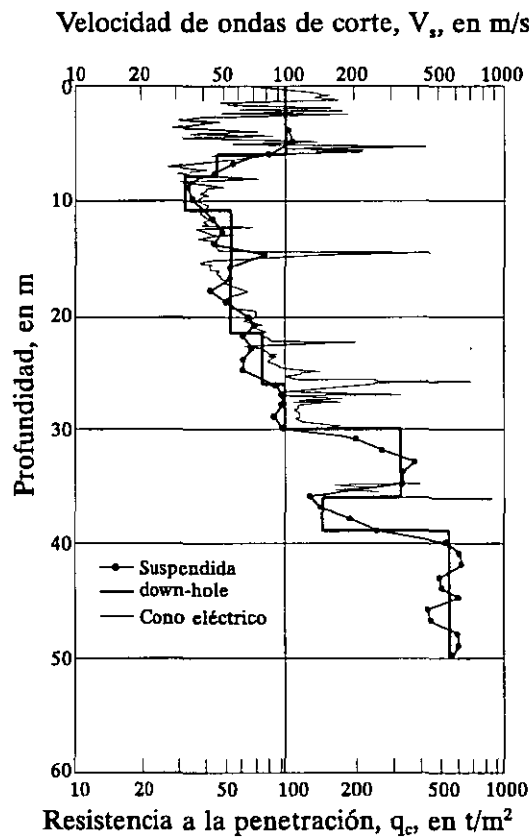


Fig 36. Perfiles típicos de resistencia de punta y velocidades de propagación de ondas  $S$  en la ciudad de México

Los resultados experimentales de las figs 37 y 38 se modelaron usando una ley hiperbólica a la que se agregaron las reglas de Masing para tomar en cuenta el carácter cíclico de las excitaciones sísmicas. La ecuación empleada está dada por la ec 12 (Romo, 1990). Posteriormente se discute el uso de dicho modelo. El comportamiento dinámico de suelos arcillosos de otro origen, con rangos de plasticidad diferentes, también se ha representado con modelos del mismo tipo. En otro trabajo de estas memorias, por ejemplo, se desarrolla uno para suelos marinos de la sonda de Campeche, en el Golfo de México (Romo y Ovando, 1995).

**Degradación del módulo de cortante por fatiga.** Una manera de cuantificar este fenómeno y de evaluar su importancia es observando la reducción de la rigidez por cortante durante pruebas de carga cíclica. Como se aprecia en la fig 39, construida con base en los resultados de ensayos de corte simple cíclico en arcillas de la ciudad de México (Cuanalo, 1993), depende de la amplitud del esfuerzo cortante cíclico y del número de ciclos aplicados. En esa figura se aprecia que la rigidez se reduce bruscamente cuando se aplica un cierto número de ciclos que depende de la amplitud del esfuerzo cortante cíclico; cuando esto ocurre, también se manifiesta un incremento sustancial de la presión de poro, fig 40. Resultados semejantes se han obtenido de ensayos triaxiales cíclicos. El otro factor que determina la importancia de la fatiga es el esfuerzo de confinamiento (ver ec 14).

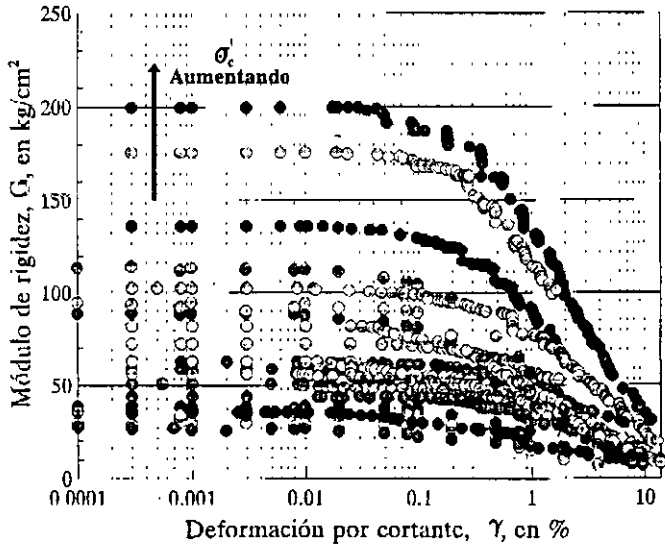


Fig 37. Módulos de rigidez dinámicos para arcillas de la ciudad de México

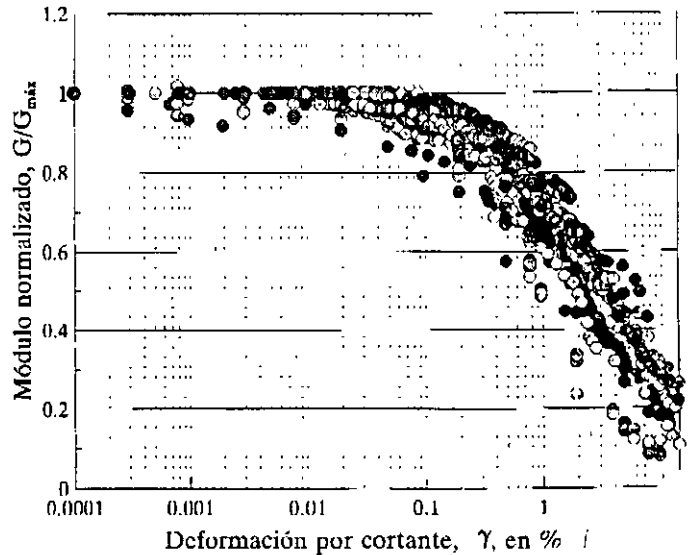


Fig 38. Módulos de rigidez normalizados para arcillas de la ciudad de México

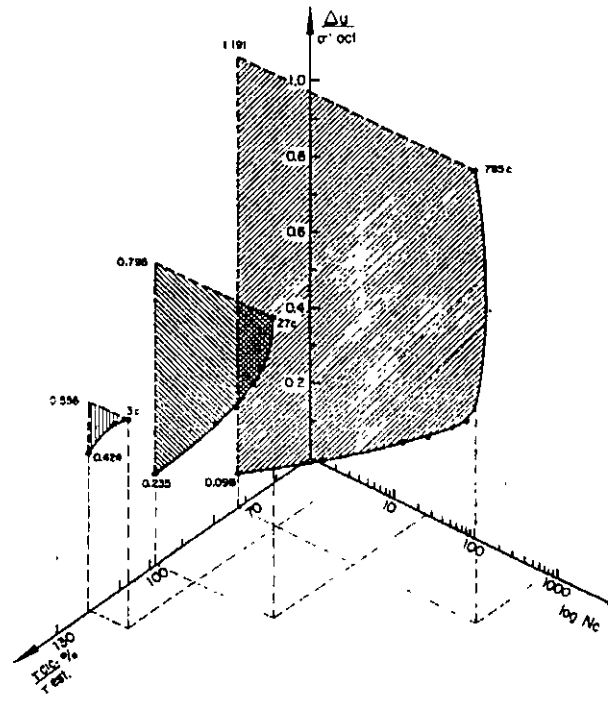
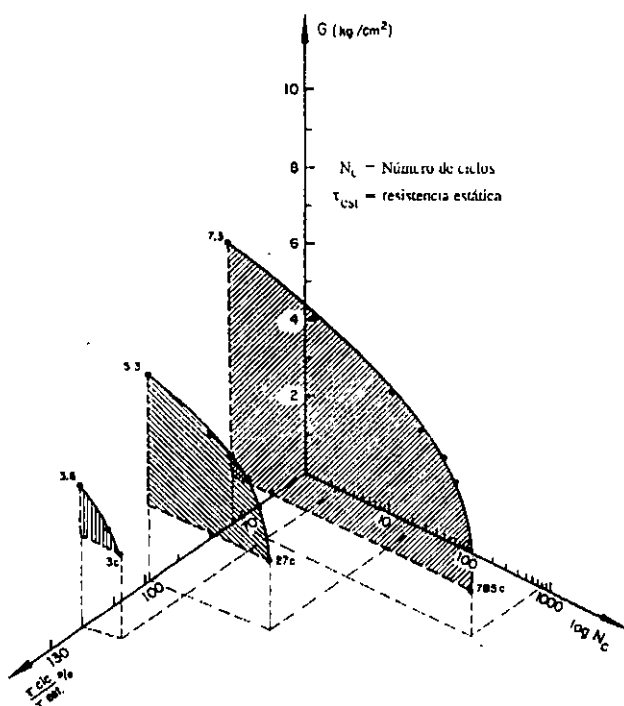


Fig 39. Fatiga de la arcilla de la ciudad de México en pruebas de corte simple cíclico (Cuanalo, 1993)

Fig 40. Presión de poro normalizada de la arcilla de la ciudad de México en pruebas de corte simple cíclico (Cuanalo, 1993)

*Relación de amortiguamiento.* La capacidad de las arcillas de la ciudad de México para disipar energía, expresada en términos de la fracción del amortiguamiento crítico,  $\lambda$ , varía con la deformación por cortante en la forma indicada en la fig 41. Las arcillas de la ciudad de México disipan poca energía a deformaciones pequeñas; cuando  $\gamma < 0.01$  % el valor de la fracción del amortiguamiento crítico,  $\lambda$ , es aproximadamente 2 % y a deformaciones aún más pequeñas, puede alcanzar valores tan bajos como 0.5 % ( $\lambda_{min}$ , ver ec 13). Por otro lado, cuando las deformaciones crecen, su valor aumenta y alcanza valores del orden de 13 % a deformaciones angulares cercanas a 10 % ( $\lambda_{max}$ , ver ec 13). Este último valor es menor que el observado en otras arcillas de menor plasticidad en las que  $\lambda_{max}$  puede adquirir valores de 20 a 26 %, lo cual sugiere que la relación de amortiguamiento también depende del índice de plasticidad y, a reserva de demostrarlo con más datos experimentales, de la consistencia relativa.

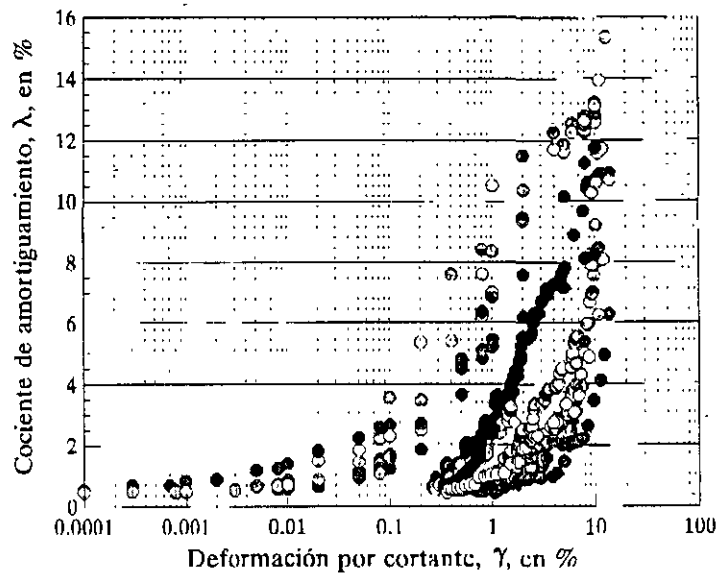


Fig 41. Amortiguamientos para arcillas de la ciudad de México

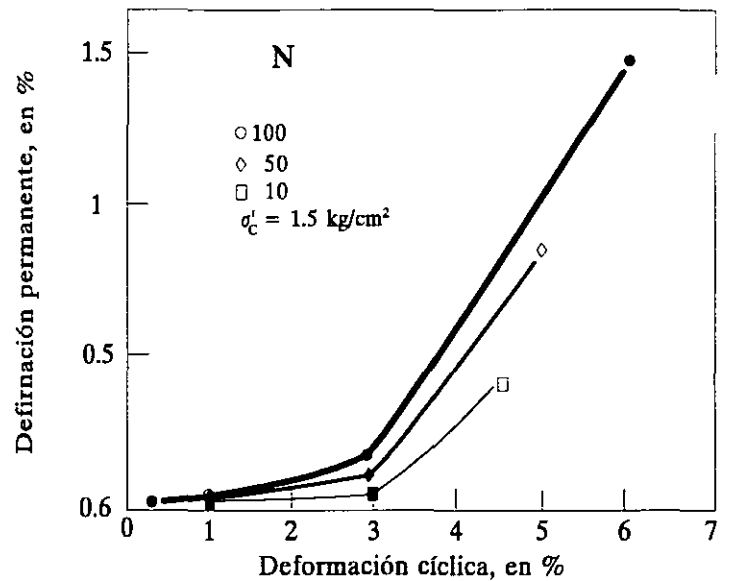
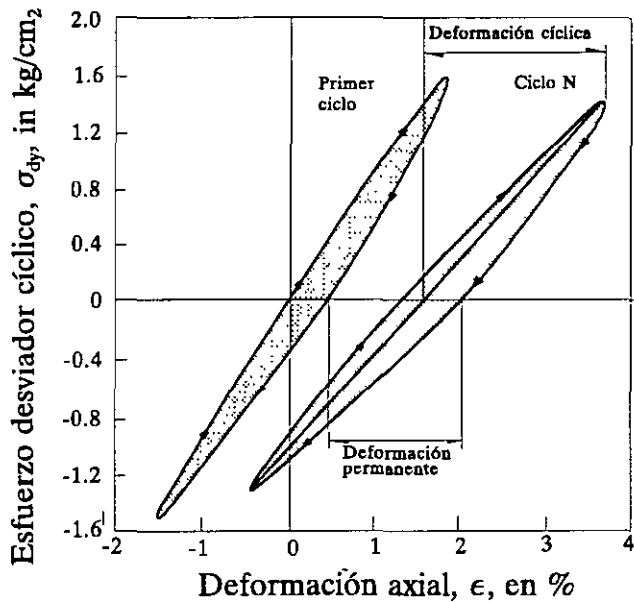


Fig 42. Componentes de la deformación cíclica

Fig 43. Acumulación de deformaciones permanentes en función de la deformación cíclica

**Comportamiento esfuerzo-deformación.** Las deformaciones que experimenta una muestra de suelo sometida a cargas cíclicas se pueden separar en dos componentes, las cíclicas y las permanentes que, en este trabajo, se definen como se muestra en la fig 42. En la arcilla de la ciudad de México la deformación cíclica a partir de la cual las deformaciones permanentes crecen sustancialmente (deformación crítica) es de 3% aproximadamente, fig 43, de acuerdo con los resultados de ensayos triaxiales y de corte simple (Romo et 1988; Cuanalo, 1993). La magnitud de la deformación permanente no sólo depende de la amplitud de ... deformación cíclica y del número de ciclos sino de la amplitud del esfuerzo cortante cíclico y de la historia previa de esfuerzos. Por otro lado, experimentalmente se ha observado que la resistencia dinámica excede a la estática entre 30 y 60%, dependiendo de las condiciones de ensaye (Romo, 1991).

**Presión de poro.** La experiencia experimental acumulada indica que la presión de poro dinámica generada durante ensayes triaxiales y de corte simple cíclico es despreciable, aún para estados de esfuerzo cercanos al de falla (Romo, 1991). Aparentemente, la magnitud de la presión de poro generada bajo condiciones dinámicas también está relacionada con la plasticidad de los suelos. Los que tienen índices de plasticidad mayores, acumulan menos presión de poro que los materiales de baja plasticidad. Este aspecto del comportamiento dinámico de las arcillas debe estudiarse aún más, incluyendo investigaciones con mediciones de campo de la presión de poro generada durante temblores.



#### 4. EVALUACION DE ESPECTROS ESPECIFICOS PARA EDIFICIOS

La determinación de los movimientos sísmicos de campo libre incluye una evaluación sismotectónica y el conocimiento de las fuentes sísmicas regionales y locales que puedan afectar al sitio específico. Es preciso, también, evaluar la historia de la sismicidad de la región, los sismos más severos asociados con las fuentes sísmicas importantes, así como la recurrencia de estos sismos. Con base en este tipo de información se llevan a cabo análisis probabilistas y/o deterministas para estimar los movimientos sísmicos esperados en un afloramiento rocoso, o en la roca basal.

Conocidos los movimientos sísmicos en terreno firme, se utilizan técnicas de propagación de ondas sísmicas (usualmente se emplean modelos unidimensionales) para definir los movimientos sísmicos del terreno. Una vez conocido el medio ambiente sísmico de campo libre, se realizan análisis de interacción suelo-estructura para evaluar los efectos de este fenómeno en los movimientos del terreno y así definir las características de la excitación a la que estará sometida una estructura en particular. La influencia de la interacción dinámica en los movimientos de campo libre puede ser significativa en el caso de estructuras desplantadas en suelo blando capaz de amplificar notablemente las ondas sísmicas que arriban al sitio donde se localiza la estructura.

##### 4.1 Métodos para Estimar la Máxima Magnitud Sísmica

Existe una amplia gama de procedimientos para estimar la magnitud del temblor máximo que puede generar una fuente sísmica. Todos los métodos se basan en correlaciones empíricas entre la magnitud y algunos parámetros clave de la falla geológica, tales como longitud de ruptura, desplazamiento ocurrido en la superficie de la falla después de un sismo, longitud y ancho de la falla estimados de estudios de las réplicas que siguen al evento principal.

Las correlaciones empíricas existentes, entre los parámetros mencionados y la magnitud, se han obtenido, en general, usando la información mundial disponible en análisis de regresión. Cada relación tiene limitaciones como la inhomogeneidad en la calidad de los datos empíricos, volumen de datos limitado, inconsistencias en el agrupamiento de datos provenientes de diversas provincias tectónicas, efectos de directividad y locales.

Los parámetros como longitud de la falla, desplazamiento por evento sísmico y tasa de deslizamiento de cada fuente telúrica, se determinan de estudios geológicos y sismológicos. Con esta información y los procedimientos empíricos antes mencionados se calculan las magnitudes máximas de los temblores asociados a cada falla. Debido a las incertidumbres involucradas en todo el proceso, es conveniente usar todos los métodos disponibles y determinar varios valores de la magnitud máxima. La selección del valor de la magnitud máxima para una fuente es el resultado de la aplicación de un razonamiento que involucra la comprensión de las características de la falla, del ambiente tectónico regional y de los datos sísmicos regionales. El uso de varios métodos para estimar la magnitud sísmica máxima para una fuente puede resultar más confiable que emplear un sólo procedimiento.

Un compendio de este tipo de expresiones que relacionan los parámetros clave de la falla con la magnitud del sismo se da en Idriss (1985), y Joyner y Boore (1988). Todas tienen forma semejante a la de la

## 4.2 Periodo de Recurrencia de Sismos Significativos

La actividad sísmica de una fuente se refleja directamente en los intervalos de recurrencia de sismos significativos. Los periodos de retorno se pueden estimar a partir de los datos sobre la tasa de deslizamiento y el desplazamiento por evento que se tengan de una fuente en particular. Cuando no se dispone de este tipo de información ni se cuenta con suficientes registros, se preparan gráficas que relacionan la frecuencia de ocurrencia contra la magnitud para sismos de baja y moderada magnitud y se extrapolan a magnitudes mayores para obtener estimaciones de la tasa media de ocurrencia de sismos más severos. Esta técnica tiene limitaciones porque se basa en sismicidad regional que puede no ser representativa de los intervalos de recurrencia para una falla específica. Además, como se muestra en la fig 7, existen zonas en que se generan temblores que ocurren aleatoriamente y, otros, de gran magnitud, que son recurrentes en tiempos más o menos constantes.

La tasa de excedencia  $\lambda = \lambda(M)$  de una magnitud dada,  $M$ , en una falla geológica o en una región sísmica está dada por  $\lambda = \lim_{t \rightarrow \infty} (n/t)$  donde  $n$  es el número de temblores cuya magnitud excede el valor de  $M$  en el tiempo de observación  $t$ . El periodo (o intervalo) de recurrencia correspondiente a esta magnitud es  $1/\lambda$ .

## 4.3 Leyes de atenuación

Para caracterizar los movimientos sísmicos del terreno para fines de diseño sísmico se han utilizado parámetros como la aceleración máxima, la velocidad máxima, ordenadas espectrales y espectros de Fourier. El más usado en la práctica ingenieril es el espectro de respuesta ya que se usa directa o indirectamente en el diseño de las estructuras.

Aunque en el pasado se le ha puesto mayor atención al desarrollo de relaciones para estimar la aceleración máxima del terreno, últimamente se han aumentado los esfuerzos para evaluar velocidades máximas y las formas espectrales. Existen procedimientos analíticos que consideran aspectos de la fuente-trayectoria-sitio y también se han introducido conceptos de vibraciones casuales así como simulaciones con el método de Monte Carlo. Joyner y Boore (1988) así como Idriss (1985) presentan diversos procedimientos empíricos para definir aceleraciones, velocidades y espectros de respuesta. Para los sismos de la zona de subducción en las costas de Guerrero, Singh y Ordaz (1990) proponen leyes de atenuación empíricas para estimar la aceleración y la velocidad máximas en terreno firme aplicables en la línea que una a la costa de Guerrero con la ciudad México.

## 4.4 Determinación de Espectros de Piso (Caso en la Ciudad de México)

La determinación de espectros de diseño consignados en los reglamentos de construcciones en general incluyen los aspectos ya mencionados además de hacer consideraciones sobre el riesgo de falla y su costo asociado. En el Distrito Federal, debido a que los sismos grandes de subducción son los más importantes, se decidió tratar con detalle estos temblores característicos asignando una distribución gama a los tiempos entre los eventos de esta índole originados en cada uno de los tramos en que se dividió la zona de subducción, y analizar como resultados de procesos de Poisson múltiples el resto de los temblores de subducción y todos los demás que fueran significativos para el diseño.

Para definir las distribuciones de probabilidad de los movimientos del terreno en sí representativos del valle de México se emplearon fórmulas de atenuación empíricas y análisis unidimensionales para evaluar los efectos del terreno. Con base en esta información se calcularon los

espectros de respuesta esperados para sitios representativos en la ciudad de México. Luego se tomó una decisión de consenso para reducir las ordenadas espectrales por un factor de 0.4 apoyándose en consideraciones de sobrerresistencia y comportamiento no lineal de las estructuras (Rosenblueth et al, 1989)

En el ejemplo que se describe a continuación se usó como representativo del medio ambiente sísmico en terreno firme del valle de México el espectro del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1991), el cual se define en la tabla 2

En la determinación de los espectros de piso para el diseño de estructuras importantes localizadas en las zonas geosísmicas II y III del Distrito Federal (ver fig 10), lo más conveniente es partir de los movimientos sísmicos definidos para la zona I (ver fig 10) en términos del espectro de aceleraciones dado en la tabla 2, ya que incluye los resultados de los estudios requeridos para evaluar los movimientos sísmicos del terreno, además de partir de las condiciones sísmicas estipuladas en el Reglamento

#### 4.4.2 Condiciones de Análisis

En la evaluación de los efectos de los sismos en las estructuras es muy importante establecer la relación que existe entre las características de los movimientos sísmicos, las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio, y la respuesta de las estructuras a estos movimientos sísmicos del terreno. Las condiciones geológicas y geotécnicas en general afectan las características de los temblores, por lo que es necesario cuantificar estos efectos para establecer criterios de diseño aceptables. Asimismo, al interactuar la estructura con el suelo adyacente, modifica los movimientos sísmicos del terreno, lo cual hace necesario evaluar los efectos de esta interacción en los movimientos sísmicos desarrollados en la estructura.

La respuesta del depósito de suelo se afecta por la interacción suelo-estructura y la evaluación de esta respuesta depende significativamente de la manera como se asignan los sismos de diseño. En algunos casos se introduce un conservadurismo innecesario en el diseño al especificar que la aceleración máxima del terreno permanece constante con la profundidad o por la asignación de un espectro de banda ancha inadecuado para las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio. En ocasiones se proponen aceleraciones máximas que son irreales para cierto tipo de depósitos de suelo o se especifican componentes de alta frecuencia en suelos donde no pueden naturalmente desarrollarse.

Para evitar estos conservadurismos es preciso definir apropiadamente los movimientos sísmicos de campo libre para el sitio específico donde se edificará la estructura, y usando este espectro de campo libre, analizar el problema de interacción suelo-edificio para definir el espectro de piso.

#### 4.4.3 Metodología

En este trabajo se adoptó un procedimiento de análisis basado en el método de la respuesta compleja que hace uso de la técnica de los elementos finitos. Para considerar el carácter aleatorio de los movimientos sísmicos se emplean las teorías de vibraciones casuales y del valor extremo (Romo, 1976). Con este procedimiento, el análisis de respuesta de un sistema suelo-estructura se puede llevar a cabo como se muestra esquemáticamente en la fig 44. La excitación dinámica se proporciona en términos de un espectro de aceleraciones y se puede especificar que actúa en la superficie del campo libre en cualquier estrato del campo libre o en la base del depósito de suelo. Los cálculos numéricos se realizaron con una versión modificada del programa de computadora PLUSH (Romo et al, 1981), el cual ha demostrado su capacidad para reproducir los movimientos sísmicos registrados durante varios eventos sísmicos en edificios desplantados en las arcillas blandas de la ciudad de México (Romo y Bárcena, 1992).

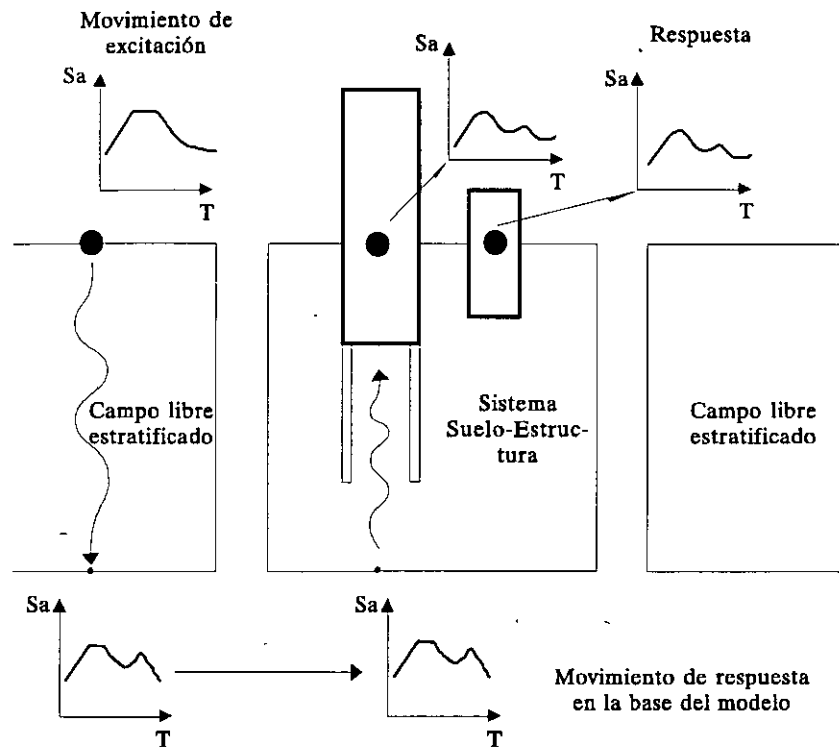


Fig 44. Sistema suelo-estructura excitado con el movimiento sísmico de campo libre en la superficie del terreno.

Se consideró un modelo como el de la fig 44, cuya base (semiespacio) se define donde aparecen los depósitos profundos. La excitación dinámica se representó por el espectro medio más una desviación estándar calculado en el inciso 4.4.6 y el punto de control se asignó en la superficie del campo libre.

#### 4.4.4 Caracterización Estratigráfica

El perfil estratigráfico del sitio se obtuvo de los sondeos de cono estático, como se muestra en la fig 45 (cortesía de Carlos E. Gutiérrez). La caracterización dinámica de la estratigrafía mostrada en la fig 35 se obtuvo usando un procedimiento propuesto por Ovando y Romo (1991) que permite calcular las velocidades de ondas de corte,  $V_s$ , a partir de las resistencias de punta,  $q_c$ , obtenidas de sondeos de cono hincado a una velocidad aproximada de 2cm/s. La expresión analítica propuesta por estos autores resultó de la comparación entre perfiles de resistencia de punta,  $q_c$ , y perfiles de velocidades de ondas de corte,  $V_s$ , obtenidos en perforaciones contiguas y en diferentes sitios de la ciudad de México. El marco teórico de referencia que usaron para llegar a esta correlación fue la teoría de expansión de cavidades cilíndricas y un modelo hiperbólico para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de las arcillas. La relación entre  $V_s$  y  $q_c$  que obtuvieron es

$$V_s = \eta \left( \frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s} \right)^{0.5} \quad (9)$$

donde  $V_s$  tiene unidades de m/s,  $q_c$  está dada en  $t/m^2$  y  $\gamma_s$  (peso volumétrico del suelo) en  $t/m^3$ . Los valores de los parámetros  $\eta$  y  $N_{kh}$  dependen del tipo de suelo y su intervalo de variación está consignado en la tabla 3.

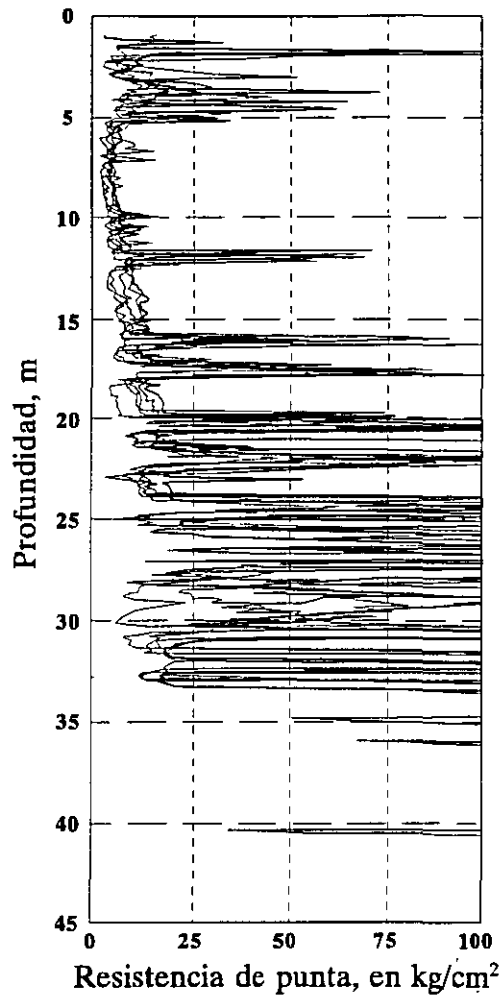


Fig 45. Sondeos de cono en el sitio (Cortesía de Carlos E Gutiérrez)

Tabla 3 Valores de los parámetros  $\eta$  y  $N_{kh}$  de la ec 3

Tipo de suelo	Valores de $N_{kh}$			Valores de $\eta$
	máximo	medio	mínimo	
Arcillas del lago Texcoco preconsolidado y virgen	14.0	9.5	6.7	23.33
Arcillas del lago Xochimilco-Chalco	14.0	9.9	7.0	26.40
Suelos areno-limosos de las capas duras del valle de México	16.0	11.1	8.0	40.00

El módulo de máxima rigidez,  $G_{m\acute{a}x}$ , se puede calcular usando la siguiente expresi3n de la teor3a de la elasticidad

$$V_s = \left( \frac{G}{\gamma_s} g \right)^{0.5} \quad (10)$$

donde  $g$  es la aceleraci3n de la gravedad en  $m/s^2$ .

Sustituyendo la ec 10 en la ec. 9 se obtiene la siguiente relación entre  $G$  (que corresponde a la máxima rigidez del suelo,  $G_{m\acute{a}x}$ ) y  $q_c$ :

$$G_{m\acute{a}x} = \left( \frac{\eta}{g} \right) \frac{q_c}{N_{kh}} \quad (11)$$

Los valores de  $G_{m\acute{a}x}$  usados en los análisis de respuesta del sitio y de interacción dinámica suelo-estructura se obtuvieron con la ec 11, usando los valores de  $V_s$  reportados en la tabla 4.

#### 4.4.5 Comportamiento Dinámico de los Suelos

En los problemas de respuesta sísmica de un sitio y de interacción dinámica suelo-estructura se generan dos tipos de no linealidades en la respuesta del suelo. La primera se debe al paso de las ondas sísmicas, la cual afecta a todo el medio; la segunda, a la interacción entre la cimentación y el suelo cercano a la cimentación. Ambos aspectos deben considerarse en el cálculo de la respuesta de sistemas suelo-estructura ya que los materiales térreos por un lado pierden rigidez al deformarse y por otro, aumenta su capacidad para disipar energía. La magnitud de los cambios en la rigidez y amortiguamiento de las arcillas depende de sus características y del nivel de deformaciones inducidas por la acción de los sismos. El efecto combinado de estas variaciones puede modificar apreciablemente las características de los movimientos sísmicos en campo libre y los que actúan en la base de la estructura, por lo que debe evaluarse con la mayor aproximación posible.

El comportamiento no lineal de los suelos que componen la estratigrafía del sitio se estimó de investigaciones en el laboratorio con ensayos de columna resonante y triaxiales dinámicos en muestras de suelo extraídas de diferentes sitios en la zona arcillosa de la ciudad de México. En forma analítica, los resultados experimentales se expresan con el siguiente modelo (Romo, 1991):

$$G(\gamma) = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \quad (12)$$

donde

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

$$A' = A + I_r$$

$G(\gamma)$  es el módulo de rigidez al corte en función de  $\gamma$   
 $\gamma$  es la deformación de corte en %  
 $G_{m\acute{a}x}$  es el valor de  $G(\gamma)$  para  $\gamma \leq 10^{-4}\%$   
 $A, B$  y  $\gamma_r$  son parámetros del suelo

La influencia de diferentes factores en los parámetros involucrados en la ec 12 y el amortiguamiento se discute en otro trabajo (Romo y Ovando, 1994) cuyos principales aspectos se resumen a continuación.

Los valores de  $A$ ,  $B$  y  $\gamma_r$  dependen del índice de plasticidad y para los suelos del sitio se pueden usar los valores reportados en las figs 46 a 48

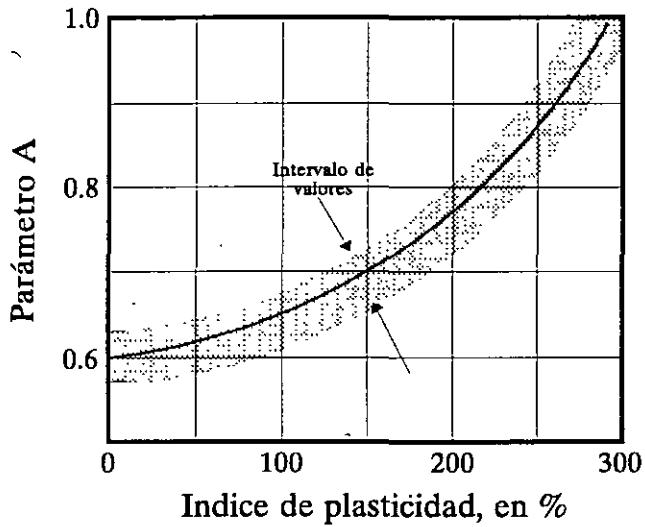


Fig 46. Efecto del índice de plasticidad en el parámetro A

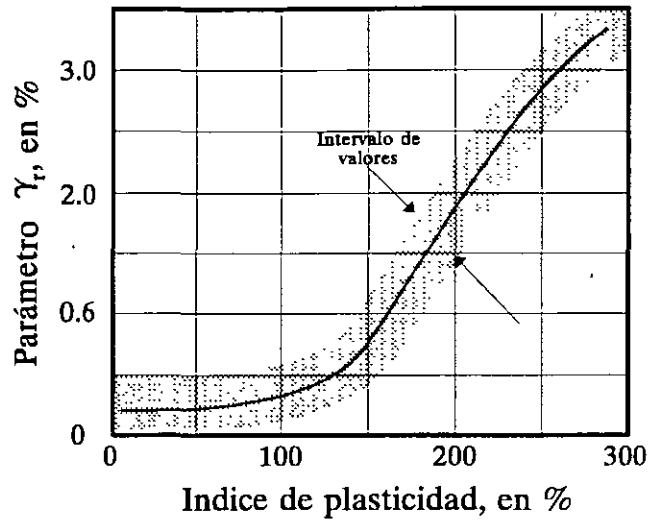


Fig 47. Efecto del índice de plasticidad en el parámetro  $\gamma_r$

La dependencia del amortiguamiento,  $\lambda$ , en términos de la deformación de corte y del módulo de cortante,  $G/G_{m\acute{a}x}$ , se expresa de la siguiente manera

$$\lambda = (\lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{m\acute{i}n}) H(\gamma) + \lambda_{m\acute{i}n} \quad (13)$$

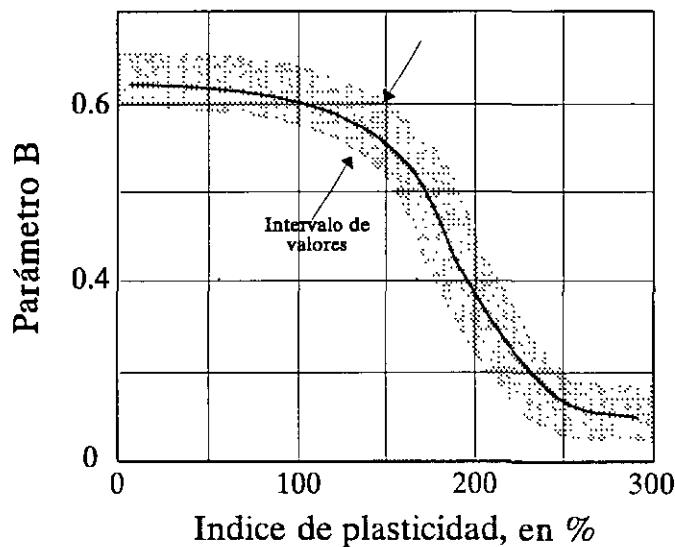


Fig 48. Efecto del índice de plasticidad en el parámetro B

donde  $\lambda_{m\acute{a}x}$  es el amortiguamiento máximo que desarrolla la arcilla, el cual se ha observado que es del orden del 13%,  $\lambda_{m\acute{i}n}$  es el amortiguamiento mínimo (valor de  $\lambda$  para deformaciones de corte del orden de  $10^{-4}$ ).

obtenido en los ensayos de laboratorio, el cual es aproximadamente igual a 0.5% (Romo y Ovando, 1994), la función  $H(\gamma)$  está definida por la ec 12.

El efecto de la fatiga en el comportamiento de las arcillas se incluye en el modelo de la ec 6 afectando el módulo de rigidez,  $G$ , de acuerdo con la siguiente ley (Idriss et al, 1978):

$$G_N = G_5 N^{-t} \tag{14}$$

donde  $G_N$  y  $G_5$  son los módulos de rigidez máxima correspondientes a los ciclos de carga  $N$  y 5,  $t$  es el parámetro de degradación el cual está dado por (Romo, 1991):

$$t = 0.0122 \epsilon_c, \text{ para consolidación anisotrópica} \tag{15}$$

$$t = 0.0299 \epsilon_c, \text{ para consolidación isotrópica}$$

donde  $\epsilon_c = 2\gamma/(1+\nu)$  es la deformación axial cíclica y  $\nu$  es la relación de Poisson.

Tabla 4. Propiedades dinámicas de los suelos del sitio

Prof (m)	$V_s$ (m/s)	$\gamma_{s_3}$ ( $t/m^3$ )	$I_p$ (%)	Relación de Poisson	$G/G_{m\acute{a}x}$	$\lambda^*$ (%)
0-3	120-160	1.40	80	0.35	Curvas correspondientes a los $I_p$ 's (ec 12)	Curvas de amortiguamiento de la arcilla de la ciudad de México (ec 13)
3-6	91-122	1.35	80	0.38		
6-9	40-58	1.20	220	0.49		
9-12	52-74	1.20	220	0.49		
12-15	65-94	1.20	220	0.49		
15-18	80-129	1.20	220	0.49		
18-21	114-165	1.30	120	0.40		
21-25	126-183	1.25	220	0.49		
25-29	138-200	1.28	120	0.40		
29-33	151-218	1.30	150	0.40		
33-37	255-368	1.79	150	0.30		

Semiespacio.  $V_s = 800\text{m/s}$ ;  $\gamma_s = 2.0\text{ t/m}^3$ ;  $\lambda = 2\%$

#### 4.4.6 Determinación de los Movimientos de Campo Libre

De acuerdo con el procedimiento utilizado para calcular la respuesta sísmica del sistema suelo-estructura, se tienen que definir primero los movimientos de campo libre. Para esto se utiliza un método de análisis basado en la teoría de propagación de ondas sísmicas en medios estratificados horizontalmente (Lysmer y Drake, 1972; Chen et al, 1981). Para tomar en cuenta las características aleatorias de los temblores se hace uso de las teorías de vibraciones casuales y del valor extremo (Romo, 1976). El análisis de respuesta de un depósito de suelo se puede llevar a cabo con el procedimiento esquematizado en la fig 49. La excitación dinámica se proporciona en términos de un espectro de aceleraciones y se puede especificar en un perfil de roca (fig 49), dentro del perfil estratigráfico en el semiespacio, en la superficie del depósito o en un suelo cercano al sitio o en cualquier estrato del depósito de suelo. Los cálculos numéricos se realizan con el programa de computadora FIELD (Romo et al, 1981) el cual ha demostrado su capacidad para



reproducir los movimientos del terreno registrados durante varios sismos en la ciudad de México y otros sitios de la República (Romo, 1986; Romo, 1991)

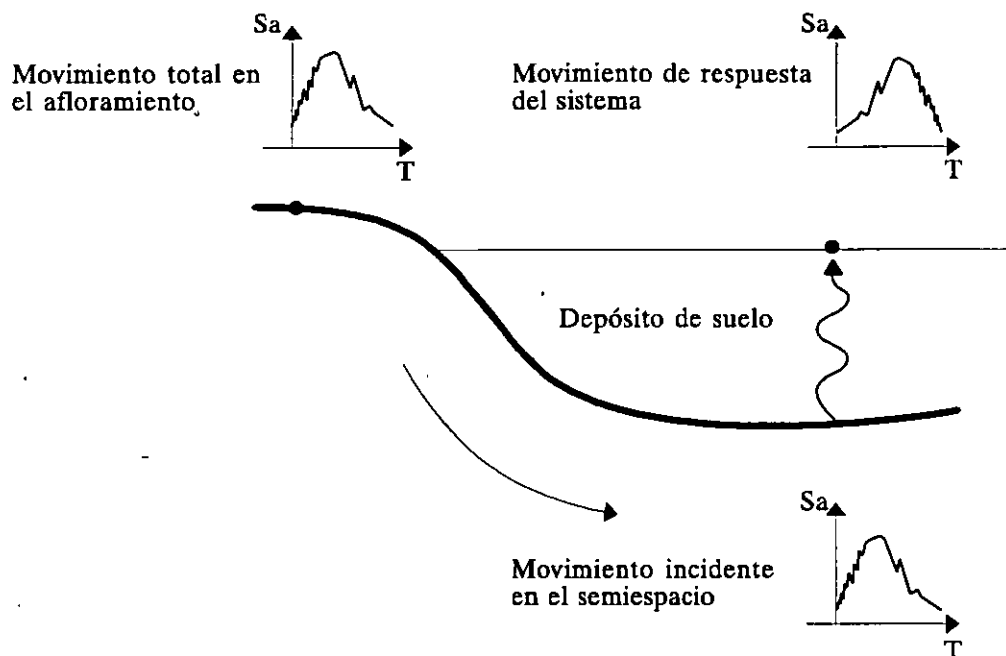


Fig 49. Sistema excitado con el movimiento del semiespacio que aflora

Para el sitio bajo estudio se considera un modelo como el de la fig 49, en el que el semiespacio define a partir de la elevación a la que aparecen, en la estratigrafía, los depósitos profundos (ver tabla 4). afloramiento de terreno firme se supone representado por el de terreno firme de la zona de lomas (zona I, según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 1987, ver fig 10). Consecuentemente, los movimientos sísmicos están representados por el espectro de aceleraciones correspondientes a la zona geosísmica I definido en la tabla 2. Al considerar este espectro como excitación dinámica se están implícitamente incluyendo todas las fuentes generadoras de sismos que afectan al valle de México. De acuerdo con Rosenblueth et al (1987) son cuatro los mecanismos más significativos: el de subducción en el Pacífico, el de falla normal en la zona de Oaxaca, el de falla lateral en Acambay y el de dislocaciones de fallas geológicas dentro del valle de México. La variabilidad en contenidos de frecuencia y en amplitudes de los movimientos sísmicos que generan estos cuatro mecanismos están incluidos en el medio ambiente sísmico representado por el espectro de la zona I consignado en el Reglamento.

Debido a las incertidumbres inherentes a la determinación de las propiedades dinámicas incluidas en la tabla 4, se desarrollan 25 perfiles aleatorios dentro de los límites de valores de  $V_S$  indicados en la tabla 4. Se considera que la variación de las velocidades entre estos límites tiene una distribución uniforme y que las velocidades de estratos contiguos son estadísticamente independientes. (Estas dos consideraciones son conservadoras ya que llevan a dispersiones importantes en los valores de  $V_S$  que en la realidad no se presentan. Esto repercute directamente en la amplitud del intervalo de períodos naturales del depósito de suelo que se analizan).

Las respuestas calculadas de las 25 estratigrafías se presentan en la fig 50 en términos de espectros de aceleraciones (5% de amortiguamiento) calculados en la superficie del terreno. Los movimientos sísmicos del terreno, en términos de espectros medio y medio ( $\pm$ ) una desviación estándar, resultantes del análisis estadístico de los 25 espectros de la fig 50, se muestran en la fig 51. Estos espectros representan al medio

ambiente sísmico de campo libre. El espectro medio + una desviación estándar se utiliza como excitación dinámica del sistema suelo-estructura en el cálculo de los espectros de interacción

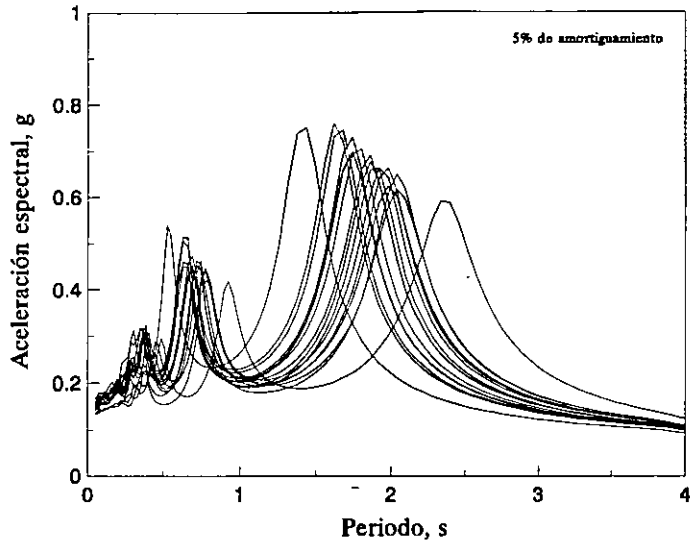


Fig 50. Movimientos superficiales de campo libre

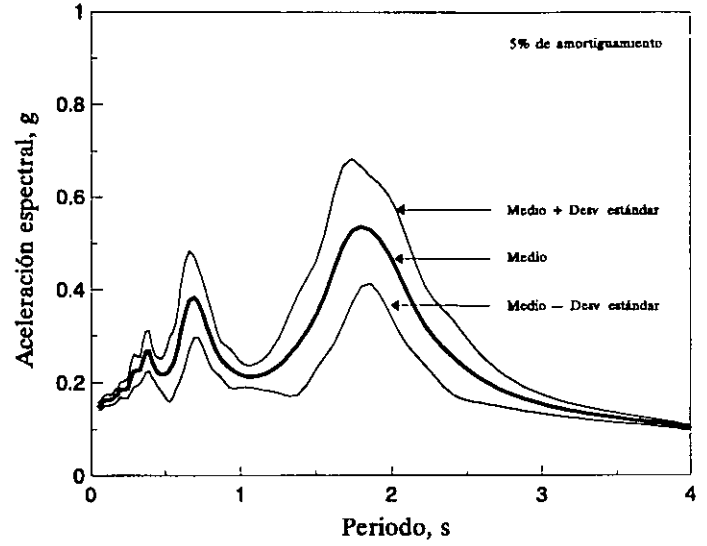


Fig 51. Espectros de campo libre en la superficie del terreno

En relación a los periodos naturales del depósito de suelo que se desprenden de la fig 51, debe comentarse que estos son periodos inelásticos debido a la respuesta no lineal del suelo ante una excitación tan severa como la especificada en el Reglamento para la zona I. Por esta razón el periodo elástico de un depósito de suelo puede incrementarse en un 50%.

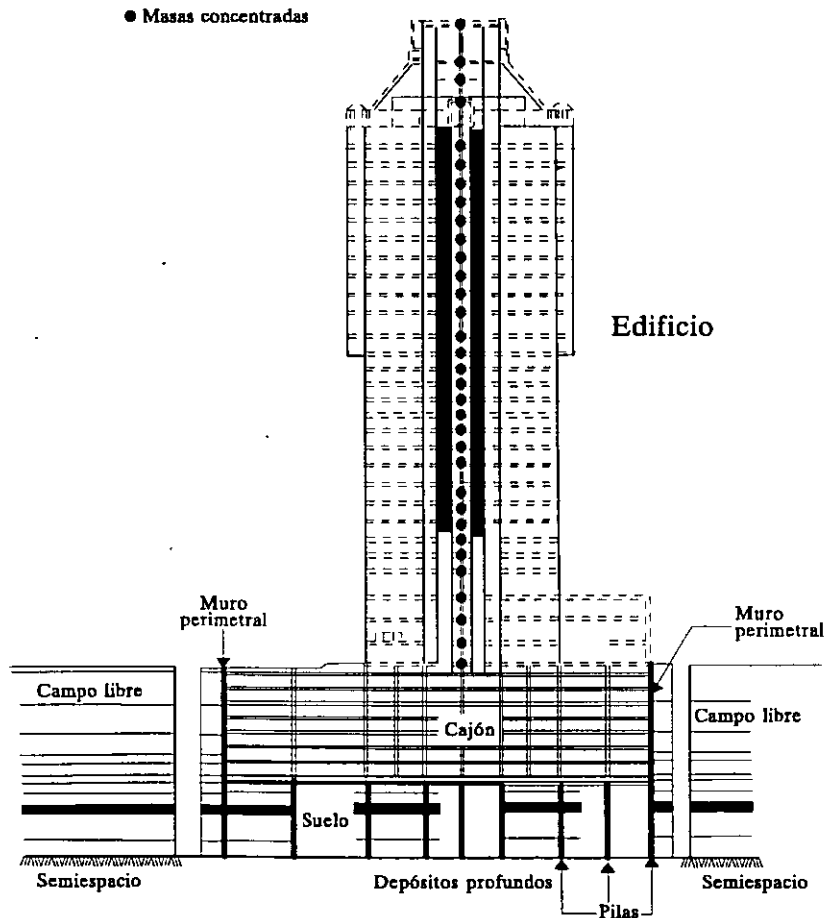


Fig 52 Modelación del sistema suelo-cimentación-edificio (Cortesía de Carlos E. Gutiérrez)

#### 4.4.7 Modelación del Sistema Suelo-Estructura

El edificio se modeló con un sistema de vigas y masas concentradas como se indica en la fig 52. Su cimentación (cuya planta de localización de pilas se muestra en la fig 53) y suelo de apoyo se modelaron con elementos finitos. El suelo se discretizó con elementos sólidos isoparamétricos de cuatro nudos, el cajón y las pilas de apoyo se representaron con elementos viga con tres grados de libertad (dos de traslación y uno de rotación) por nudo.

Las rigideces y masas concentradas usadas en el modelado de la estructura y del cajón de cimentación fueron proporcionados por el Ing. Carlos E. Gutiérrez. Debido a que el procedimiento de análisis es esencialmente bidimensional, las rigideces de las pilas que se utilizan en los análisis se obtienen suponiendo un modelo de viga de cortante en el que se asegura que el desplazamiento horizontal de la losa de apoyo es el mismo para la distribución de pilas real y para la distribución de las siete hileras de pilas equivalentes. Para los diámetros de proyecto de las pilas y suponiendo un  $f_y'$  del concreto de  $250 \text{ kg/cm}^2$  la rigidez equivalente que resulta de la anterior consideración es  $G = 534 \text{ kg/cm}^2$  por metro. En la fig 52 se muestra la distribución de pilas (en la dirección corta) y el cajón de cimentación que se usaron en el modelado del sistema suelo-cimentación. El muro tablestaca perimetral (ver fig 52) se supuso ligado estructuralmente al cajón de cimentación y se consideró con un espesor de 0.80m y propiedades semejantes a las de las pilas.

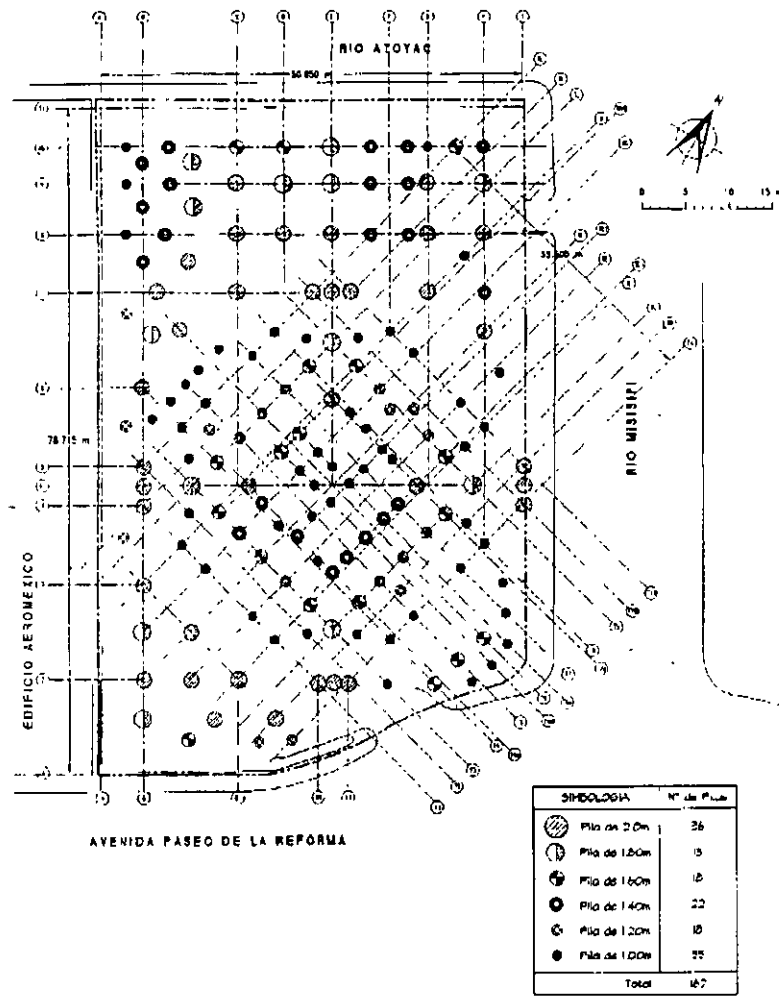


Fig 53. Distribución de pilas (Cortesía de Carlos E. Gutiérrez)

El amortiguamiento del edificio y de las pilas se supuso igual a 3%. El comportamiento de las pilas, cajón y estructura se supuso elástico lineal.

Las propiedades dinámicas del suelo de apoyo (módulo de rigidez y amortiguamiento) se modelaron siguiendo la metodología descrita en los incisos 4.4.4 y 4.4.5. Con estos procedimientos, los efectos no lineales inducidos por el paso de las ondas sísmicas y por la interacción suelo-estructura se incluyen directamente en los análisis dinámicos, por lo que los resultados reflejan estos efectos.

El procedimiento basado en el método de los elementos finitos presentado en el inciso 4.4.3 y descrito detalladamente en Romo et al (1981), permite analizar estructuras bidimensionales, aunque se puede hacer una aproximación tridimensional al permitir la disipación de energía generada por el fenómeno de interacción suelo-cimentación tanto en el plano de análisis como en su dirección ortogonal. Debido a que el análisis es plano, es preciso calcular la respuesta de la estructura en ambas direcciones considerando una rebanada con ancho igual a la dimensión (en planta) en la dirección perpendicular al plano de análisis. Sin embargo, debido a las características geométricas y de rigidez del edificio y su cimentación (cajón más pilas) resulta evidente que la dirección corta es más desfavorable ya que al ser más flexible su respuesta será mayor que la de la dirección larga. En este artículo sólo se presenta la respuesta del sistema suelo-estructura en la dirección corta.

#### 4.4 8 Espectros de Piso

El objetivo principal de los análisis de interacción es calcular los espectros de piso (espectros de interacción) para el análisis detallado del edificio. Por esta razón, la respuesta del sistema suelo-estructura se presenta en términos de espectros de interacción en la base de la torre (nivel del terreno). El resultado del análisis de interacción se muestra en la fig 54 en términos del espectro de aceleraciones de 5% de amortiguamiento. En la misma gráfica se incluye el espectro de campo libre (medio + una desviación estándar) correspondiente a la superficie del terreno.

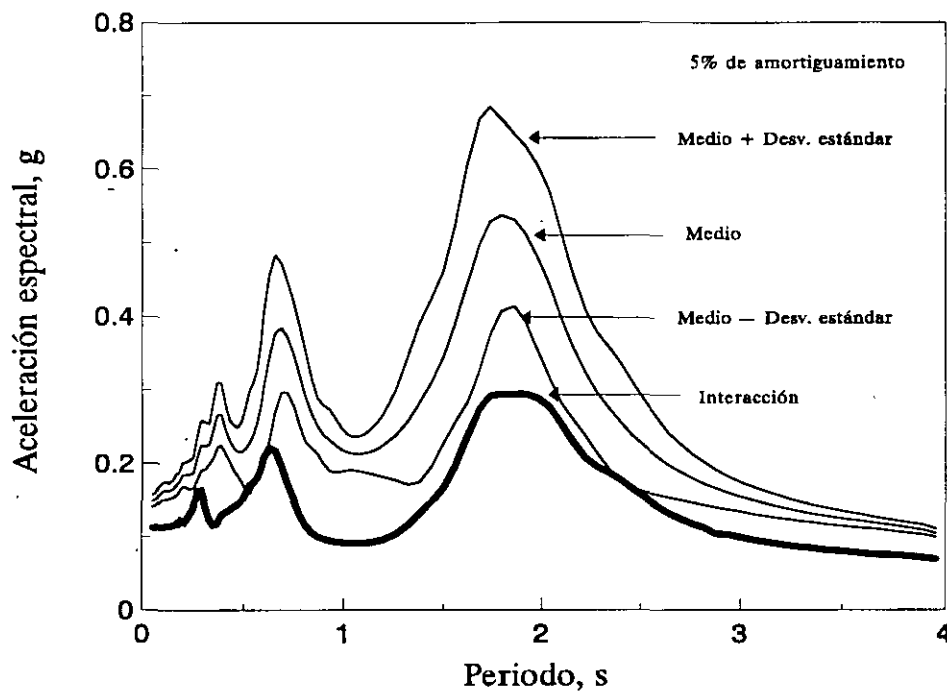


Fig 54. Efecto de la interacción en los movimientos superficiales

De la comparación mostrada en la fig 54, se desprende que el efecto de la interacción suelo-cimentación-edificio en los movimientos superficiales es menos significativo en el intervalo de periodos cortos. Las ordenadas del espectro de campo libre disminuyen hasta en un 50% por la presencia del sistema cimentación-edificio. Esta atenuación en principio parece demasiado alta; sin embargo, si se tiene en mente que la cimentación está compuesta por 162 pilas cuyos diámetros van desde 1.0m hasta 2.0m apoyadas en el material firme de los depósitos profundos, más un cajón desplantado a 23.0m de profundidad, confinados por un muro perimetral que se apoya en los depósitos profundos, resulta comprensible que una cimentación de tal rigidez y condiciones de apoyo no amplifique significativamente los movimientos sísmicos en los depósitos profundos. De hecho, existe evidencia experimental (ver fig 55) que muestra que efectivamente para el caso de cimentaciones profundas y rígidas, los movimientos en el terreno se atenúan significativamente (respecto a los de campo libre) y pueden ser (al menos en ciertos intervalos de periodo) semejantes o, incluso, menores a los de los depósitos profundos. En esta figura el espectro en la superficie del terreno se atenúa significativamente, por efecto de la interacción dinámica suelo-estructura, con respecto al espectro observado a 20m de profundidad (en arcilla blanda) y es semejante al espectro observado a 40m de profundidad (en los depósitos profundos).

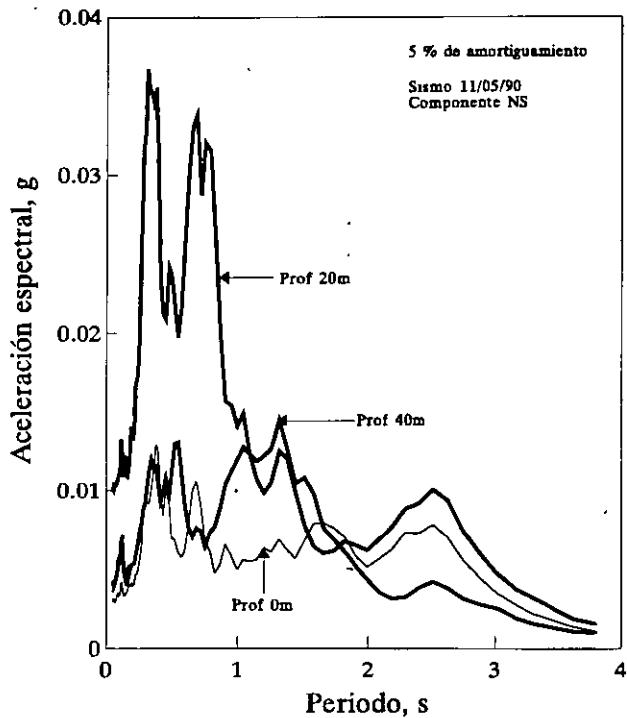


Fig 55. Efecto de la interacción y profundidad en los movimientos del terreno (mediciones bajo un edificio de la zona del lago)

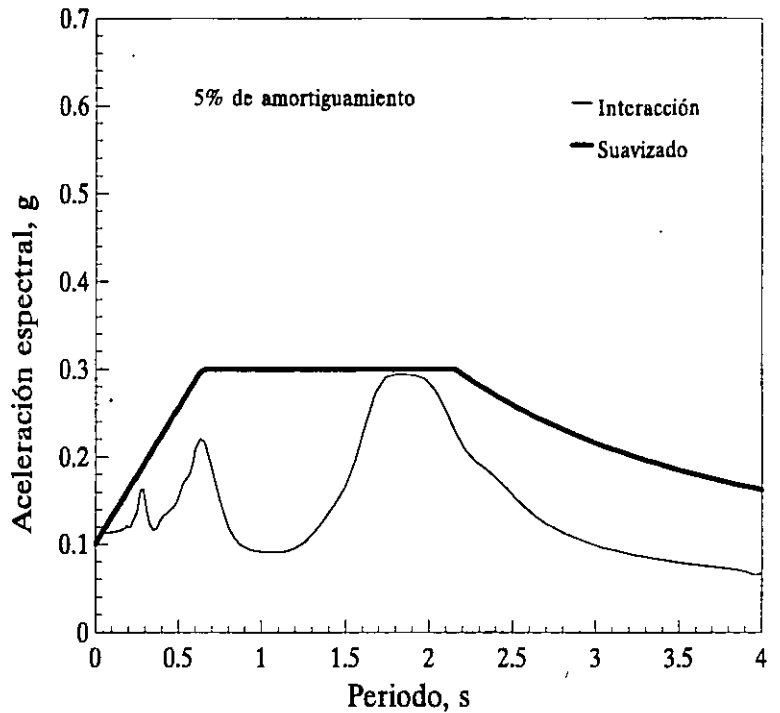


Fig 56. Espectros de interacción propuesto para el diseño del edificio

Con base en los resultados de interacción dinámica se definió el espectro suavizado de la fig 56 para el diseño del edificio. Este espectro se elaboró tomando en cuenta los lineamientos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 1987 (RCDF 87) en el sentido de que el periodo  $T_a$  (inicio de la parte horizontal del espectro) es igual a  $0.35T_s$ , donde  $T_s$  es el periodo (inelástico) del depósito de suelo que es de 1.80s (ver fig 51), lo cual da  $T_a = 0.64s$ . El periodo  $T_b$  (fin de la parte horizontal del espectro) se obtuvo multiplicando el periodo  $T_s$  por 1.2 para tomar en cuenta las incertidumbres inherentes en la determinación del periodo natural de la torre y el (eventual) alargamiento de su periodo por el efecto de la interacción inercial. El valor de  $T_b$  resulta = 2.16s. La rama descendente se adoptó con una caída igual a la del espectro de la zona III consignado en el RCDF 87, el cual es proporcional a  $1/T$ . De esta manera se están incluyendo las incertidumbres que existen respecto a los diferentes mecanismos de falla estructurales que pueden generarse

La representación analítica del espectro resultante es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 S_a &= 0.10 + \frac{0.2}{0.64} T & ; & \text{para } 0 \leq T \leq 0.64s \\
 S_a &= 0.30 & ; & \text{para } 0.64 < T \leq 2.16s \\
 S_a &= 0.30 \left( \frac{2.16}{T} \right) & ; & \text{para } 2.16 < T
 \end{aligned} \tag{16}$$

Este espectro es elástico y para su uso (en el análisis estructural detallado del edificio) debe aplicarse en la base de la estructura, la que debe considerarse empotrada (base fija, el suelo debe excluirse) en su base (nivel de la superficie del terreno). El cabeceo del conjunto cimentación-edificio es despreciable debido a la

condición de apoyo (por punta) de las pilas en los depósitos profundos. Por esto, en este caso sólo debe considerarse el modo de vibración horizontal.

## 5. CONCLUSIONES

Se presenta un resumen de los estudios disponibles sobre zonificación geosísmica que se han realizado en la República Mexicana. Las propuestas se basan tanto en observaciones de registros de movimientos sísmicos, en donde se tienen, como en mediciones del periodo natural del terreno por medio de la técnica de microtemores. En algunos lugares esta información está complementada con estudios geotécnicos que proporcionan datos relevantes sobre las características estratigráficas de los depósitos de suelo. Esta información es de importancia básica en la definición del tipo de terreno. En este trabajo se propone clasificar el tipo de suelo de acuerdo con el periodo natural que se determine a partir de mediciones de vibración ambiental y estudios geotécnicos en el sitio. Un depósito de suelo se clasifica como suelo tipo III si su periodo natural excede 0.75s, como tipo II si su periodo está entre 0.15 y 0.75 y tipo I si es menor que 0.15s. A esta clasificación del tipo de suelo con base en periodos habrá que agregarle la capacidad que tiene el terreno para amplificar los movimientos sísmicos relativos a un terreno firme de referencia. Con base en la información recabada en este trabajo sobre efectos locales se propone la fig 57 como opción para zonificar geosísmicamente una región. En las ordenadas de esta figura se da la amplificación máxima del terreno y en las abscisas el periodo natural del suelo.

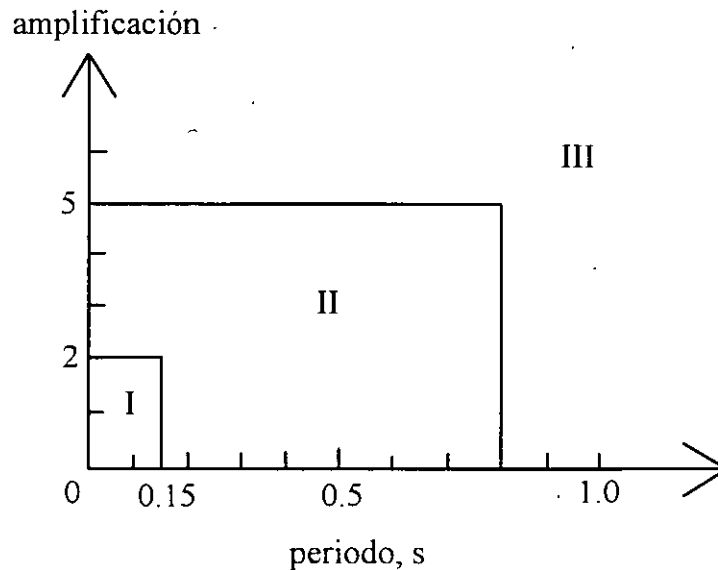


Fig 57 Propuesta para zonificar geosísmicamente una región

Se presenta la zonificación geosísmica de la República Mexicana en términos de cuatro niveles de intensidad, y se proporcionan los espectros de diseño (de campo libre) para cada una de ellas y los tres tipos de suelo. Este mismo tipo de información se incluye para la ciudad de México y para varias ciudades se dan los periodos naturales que permiten definir el tipo de suelo. Con estos datos es posible seleccionar el espectro de diseño correspondiente para prácticamente todo el territorio nacional. Debe notarse, sin embargo, que la aplicación directa de esta metodología puede llevar a determinaciones del medio ambiente sísmico, en un sitio específico, un tanto conservadoras debido a la poca información sobre las características de los movimientos sísmicos en muchas áreas del país.

Por tal motivo se recomienda que en los casos de obras civiles que así lo ameriten se realicen estudios específicos para evaluar los movimientos sísmicos de campo libre y, en su caso, de interacción. En este trabajo se discuten procedimientos para tales fines. Una alternativa, que se apega a los códigos de construcción vigentes en los diversos estados y el Distrito Federal, es considerar el espectro reglamentario especificado para terreno tipo I como representativo del medio ambiente sísmico de la zona bajo estudio.



Luego, evaluar los efectos de sitio utilizando procedimientos de análisis unidimensionales que consideren un tren de ondas compuesto por ondas sísmicas S, y que se basen en la teoría de vibraciones casuales y del valor extremo con el fin de que se utilice directamente como excitación del depósito de suelo el espectro reglamentario. En esta etapa de análisis deben incluirse las incertidumbres inherentes en la evaluación de las propiedades dinámicas de los suelos así como su respuesta ante sollicitaciones sísmicas. Cuando éstas son severas, se pueden inducir efectos no lineales significativos que afecten de manera importante los movimientos de campo libre. Los resultados de estos análisis usualmente se reportan en términos de un espectro medio y uno medio más una desviación estándar para varios amortiguamientos estructurales.

Para condiciones del suelo y de la estructura en que el efecto de la interacción entre ambos y la cimentación sea apreciable, conviene evaluar qué tanto afecta este fenómeno a los movimientos de campo libre. En este artículo se presenta un ejemplo que muestra que en el caso de suelos muy blandos, como el de la ciudad de México, las cimentaciones profundas pueden modificar significativamente los espectros de campo libre. El efecto de la interacción cinemática los atenúa notablemente debido a la fijación que se induce en el edificio y a la gran cantidad de energía que se disipa por radiación. En casos como el presentado en este trabajo, la cimentación profunda actúa como un disipador de energía colocado en la base de la estructura, lo cual apunta hacia la posibilidad de realizar diseños de cimentaciones acordes a las condiciones geosísmicas locales con base en estudios de interacción.

## 6 AGRADECIMIENTOS

Los autores hacen patente su agradecimiento a Arturo Paz y Roberto Soto por su valiosa participación en la edición de este artículo.

## 7. REFERENCIAS

- Yi 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
- 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
- Aki K y Larner K L, 1970, Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves, *J. Geophys Res* 75, 1921-1941
- Arias A, 1973, Earthquake intensity and smoothed earthquake spectra, *Proc. 5th World Conf. on Earthq. Engng.*, Roma
- Auvinet G, 1976, Información general acerca del subsuelo de 17 ciudades de México, Puebla, Pue., *Memorias de la VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Vol II*, pp 183-210
- Bárcena A y Romo M P, 1993, RADSH: Programa de computadora para analizar depósitos de suelos estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias, *Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, febrero*
- Janalo O, 1993, Estudio experimental de interfase arcilla-concreto, *Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, División de Estudios de Posgrado*
- Chávez-García F y Cuenca J, 1995, Site effects and microzonation, presentado para su posible publicación en *Earthquake Spectra*
- Chávez-García F J et al, 1995, Seismic microzonation of the city of Puebla, Mexico, *Proc. Third Intl. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol II*, pp 545-548, April
- Chen J C, Lysmer J y Seed H B, 1981, Analysis of local variations in field seismic ground motion, *Report No UCB/EERC-81/03, University of California, Berkeley*
- Dobry R and Vucetic M, Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits, *Proceedings International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soil*, 2, 49-85
- Esquivel R, 1976, Información general acerca del subsuelo de 17 ciudades de México, Jalapa, Ver., *Memorias de la VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Vol II*, pp 95-101, noviembre
- Esteva L y Ordaz M, 1989, Riesgo sísmico y espectros de diseño en la República Mexicana, *Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM*
- Lama G A, 1992, Propuesta de microzonificación sísmica para la ciudad de Chilpancingo, Guerrero, *Tesis de Maestría, Instituto Politécnico Nacional*

- Gutenberg B, 1957, Effects of ground on earthquake motion, Bull. Seismological Society of America, Vol 47, pp 221-250
- Gutiérrez C et al, 1989, Registro de temblores pequeños y medición de microtemblores en Acapulco para la microzonificación de la ciudad, VIII Congreso Nal. de Ing Sísmica, SMIS, Vol 1, pp A41-A50
- 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
- Hardin B O y Drnevich V P, 1972, Shear modulus and damping in soil. design equations and curves, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 98, GT7, pp 667-692
- Haskell, N A, 1960, Crustal reflection of plane SH waves, J. Geophys. Res. 65, 4147-4150
- Idriss I M, 1985, Evaluating seismic risk in engineering practice, Proc. XI ICSMFE, Vol 1, pp 255-320
- Jara et al, 1993, Zonificación sísmica de la ciudad de Morelia, Michoacán, Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, pp 175-181
- Joyner W B y Boore D M, 1988, Measurement, characterization and prediction of strong ground motion, Proc. of the Conference Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, ASCE, pp 43-102, june
- Kelleher J, Skyes L y Oliver J, 1973, Possible criteria for predicting earthquake locations and their application to major plate boundaries of the Pacific and the Caribbean, J. Geophysics Research, 78 ( ) pp 2547-2585 (citado por Esteva y Ordaz, 1989)
- Lermo J et al, 1989, Estimación de periodos dominantes y amplificación relativa del suelo en la zona urbana de Colima, Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Vol I, pp A51-A61
- Lermo J et al, 1989, Estudio del periodo dominante del suelo en la zona urbana de Ciudad Guzmán, Jal., Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Vol I, pp A87-A96
- Lermo J y Chávez-García F, 1994, Are microtremors useful in site response evaluation ?, Bulletin of the Seismological Soc. of America, vol 84, No 5, 1350-1364
- Lermo et al, 1995a, Efectos de sitio en la ciudad de Jalapa, México. Microzonificación sísmica preliminar, Memorias del XX Congreso Nacional de la Academia Nacional de Ingeniería, julio, en prensa
- Lermo J et al, 1995b, Efectos de sitio en el Puerto de Veracruz, México. Microzonificación sísmica preliminar, Memorias del XX Congreso Nacional de la Academia Nacional de Ingeniería, julio, en prensa
- Lysmer J y Drake L A, 1992, A finite element method for seismology, Methods in Computational Physics, Vol II, Cap. 4, pp 181-216, Academic Press
- Mooser F, 1990, Estratigrafía y estructuras del Valle de México, Memorias del Simposio El Subsuelo de Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años Sismo, SMMS, pp 29-36

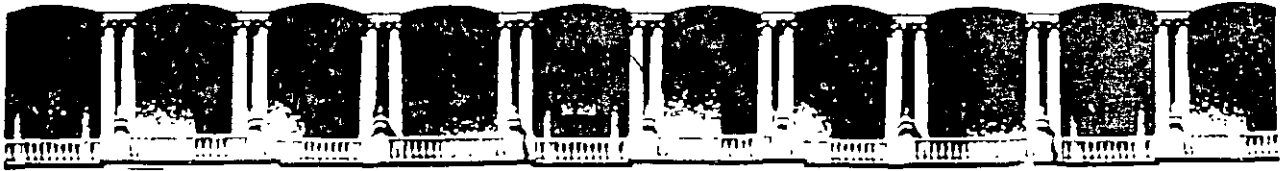
- Nakamura Y, 1989, A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, QRT of RTRI, vol 30, No 1, 25-33
- Jardaz M y Singh S K, 1992, Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City, Bull. Seism. Soc. Am., 82, pp 24-43
- Ovando E, Jurado T, Méndez E y Camacho L, 1989, Recopilación y análisis de datos geotécnicos de Acapulco, Informe Técnico, Fundación Javier Barros Sierra, México
- Ovando E y Romo M P, 1990, Direcciones principales de movimiento en la ciudad de México, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM
- Ovando E y 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, pp 107-123
- Ovando E y Romo M P, 1992, Geotechnical aspects for the microzonation of Acapulco, Memorias X Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Madrid, 6179-6185
- Ovando E, Romo M P y Díaz L, 1993, Ground movements in Mexico City during recent earthquakes, Proc., Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Mo., vol III, 1769-1775
- Ovando E, Contreras R y Sámano A, 1995, Seismic cone-test in Mexico City, Memorias, X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Guadalajara, México (en prensa)
- 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)
- Romo M P, 1976, Soil-structure interaction in a random seismic environment, PhD dissertation, University of California, Berkeley
- Romo M P et al et al, 1981, PLUSH: A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction, Report No UCB/EERC 77-1, University of California, Berkeley
- Romo M P y Jaime A, 1986, Características dinámicas de arcillas del valle de México y respuesta sísmica del suelo, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, al DDF, abril
- 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 Seed H B, 1987, Analytical modelling of dynamic soil response in the Mexico Earthquake of Sept. 19, 1985, Proc. of the Intl. Conf. The Mexico Earthquakes-1985, ASCE, pp 148-162
- Romo M P, Jaime A 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, Determinación de espectros de respuesta específicos para Acapulco, Gro., Informe Instituto de Ingeniería, UNAM, al Gobierno del Estado de Guerrero, marzo
- Romo M P, 1991, Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en ... ingeniería de cimentaciones, *Sismodinámica*, 2, pp 125-143
- Romo M P y Bárcena A, 1992, Análisis de interacción dinámica suelo-estructura en la ciudad de México, Informe Instituto de Ingeniería, UNAM, al DDF, noviembre
- Romo M P y Ovando E, 1994, Comportamiento dinámico y estático de los suelos de los proyectos Alameda y Torre Chapultepec, Informe Instituto de Ingeniería, UNAM, a Reichmann International, junio
- Romo M P y Ovando E, 1995, A model for the dynamic behavior of a Mexican marine clay, *Memorias, X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Guadalajara, México (en prensa)
- Rosenblueth E, 1952, Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos, Ediciones ICA, Serie B, 14, pp 3-12, México
- Rosenblueth E, 1987, Modelos probabilísticos de la ocurrencia de temblores, *Memorias del Simposio Generación, Propagación y Efectos de Temblores*, SMMS, SMIS, SMF, UGM, abril
- Rosenblueth E, Ordaz M, Sánchez-Sesma F y Singh S K, 1989, Design spectra for Mexico's Federal District, *Earthquake Spectra*, 5, No 1, pp 273-291
- Rosenblueth E y Ovando E, 1991, Geotechnical lessons from Mexico City and other recent earthquakes, *Proc. Second Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earth. Engng. and Soil Dynamics*, vol II, 1799-1811, Univ. of Missouri, Rolla
- Sánchez-Sesma F J, 1995, The computation of site effects during strong ground motion, in *Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures*, editado por D. E. Beskos, en preparación
- Seed H B y Sun J I, 1989, Implications of site effects in the Mexico City earthquake of Sept. 19, 1985 for earthquake-resistant design criteria in the San Francisco Bay area of California, Report No UCB/EERC-89/03, march
- Singh S K, Bazán E y Esteva L, 1980, Expected earthquake magnitude at a fault, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 70, pp 903-914
- Singh S K y Ordaz M, 1990, Sismicidad y movimientos fuertes en México: Una visión actual, Informe CENAPRED, noviembre
- Singh S K et al, 1993, Efectos de sitio en la zona de terreno firme del valle de México, *Mems X Conf Nacional de Ingeniería Sísmica*, SMIS, pp 119-124
- SMIS, 1993, Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes: Catálogo de Estaciones Acelerográficas 1960-1990, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica

Suárez G, 1991, El sismo de Jalapa del 3 de enero de 1920, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, 42, pp 3-15

Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, 1993, Manual for zonation on seismic geotechnical hazards, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, December

Thomson W T, 1950, Transmission of elastic waves through a stratified solid medium, J Appl. Phys. 21, 89-93



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:**

**TABLAS DE FUNCIONES DE IMPEDANCIA  
PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES  
ENTERRADAS EN UN  
ESTRATO SIMPLE**

**EXPOSITOR: DR. JAVIER AVILÉS  
1997**

### 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,  $\nu$ , 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,  $\beta$ . 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 1.1.2 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						
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						

Tabla 1.1.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared 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	
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	



Tabla 1.2.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ H/R = 4 D/R = 1/4						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.816$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.248$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .227$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1	1		1		1	
...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ H/R = 4 D/R = 1/4						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.012$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.736$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.544$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1	1		1		1	
...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...





Tabla 1.3.2 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.
0.9	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.8	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.7	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.6	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.5	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.4	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.3	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.2	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.1	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.05	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.02	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.01	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.
0.9	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.8	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.7	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.6	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.5	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.4	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.3	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.2	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.1	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.05	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.02	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.01	1.	1.	1.	1.	1.	1.



Tabla 1.3.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ H/R = 6 D/R = 1/2						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.027$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.729$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.024$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1. 0000	1. 0000	. 0000	1. 0000	. 0000	1. 0000	. 0000
0025	. 9388	. 0460	. 9999	. 0001	. 9999	. 0001
0500	. 8890	. 0841	. 9999	. 0001	. 9999	. 0001
1000	. 8220	. 1206	. 9998	. 0002	. 9998	. 0002
1500	. 7555	. 1556	. 9996	. 0004	. 9996	. 0004
2000	. 6888	. 1892	. 9993	. 0007	. 9993	. 0007
2500	. 6220	. 2216	. 9989	. 0011	. 9989	. 0011
3000	. 5555	. 2528	. 9984	. 0016	. 9984	. 0016
3500	. 4888	. 2828	. 9978	. 0022	. 9978	. 0022
4000	. 4220	. 3117	. 9971	. 0030	. 9971	. 0030
4500	. 3555	. 3395	. 9964	. 0040	. 9964	. 0040
5000	. 2888	. 3663	. 9956	. 0053	. 9956	. 0053
5500	. 2220	. 3921	. 9947	. 0069	. 9947	. 0069
6000	. 1555	. 4169	. 9938	. 0089	. 9938	. 0089
6500	. 0888	. 4407	. 9928	. 0114	. 9928	. 0114
7000	. 0220	. 4636	. 9918	. 0144	. 9918	. 0144
7500	. 0000	. 4856	. 9908	. 0179	. 9908	. 0179
8000	. 0000	. 5068	. 9898	. 0219	. 9898	. 0219
8500	. 0000	. 5272	. 9888	. 0265	. 9888	. 0265
9000	. 0000	. 5469	. 9878	. 0316	. 9878	. 0316
9500	. 0000	. 5659	. 9868	. 0373	. 9868	. 0373
10000	. 0000	. 5843	. 9858	. 0436	. 9858	. 0436
10500	. 0000	. 6021	. 9848	. 0504	. 9848	. 0504
11000	. 0000	. 6194	. 9839	. 0577	. 9839	. 0577
11500	. 0000	. 6362	. 9830	. 0655	. 9830	. 0655
12000	. 0000	. 6526	. 9821	. 0738	. 9821	. 0738
12500	. 0000	. 6686	. 9813	. 0826	. 9813	. 0826
13000	. 0000	. 6843	. 9805	. 0919	. 9805	. 0919
13500	. 0000	. 6996	. 9797	. 1017	. 9797	. 1017
14000	. 0000	. 7146	. 9790	. 1120	. 9790	. 1120
14500	. 0000	. 7293	. 9783	. 1228	. 9783	. 1228
15000	. 0000	. 7438	. 9776	. 1341	. 9776	. 1341
15500	. 0000	. 7581	. 9770	. 1459	. 9770	. 1459
16000	. 0000	. 7723	. 9764	. 1582	. 9764	. 1582
16500	. 0000	. 7863	. 9759	. 1711	. 9759	. 1711
17000	. 0000	. 8002	. 9754	. 1846	. 9754	. 1846
17500	. 0000	. 8139	. 9749	. 1987	. 9749	. 1987
18000	. 0000	. 8275	. 9745	. 2134	. 9745	. 2134
18500	. 0000	. 8409	. 9741	. 2287	. 9741	. 2287
19000	. 0000	. 8543	. 9737	. 2446	. 9737	. 2446
19500	. 0000	. 8675	. 9734	. 2611	. 9734	. 2611
20000	. 0000	. 8807	. 9731	. 2782	. 9731	. 2782

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ H/R = 6 D/R = 1/2						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.537$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.315$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.680$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1. 0000	1. 0000	. 0000	1. 0000	. 0000	1. 0000	. 0000
0025	. 0000	. 0000	. 9999	. 0001	. 9999	. 0001
0500	. 0000	. 0000	. 9998	. 0002	. 9998	. 0002
1000	. 0000	. 0000	. 9996	. 0004	. 9996	. 0004
1500	. 0000	. 0000	. 9993	. 0007	. 9993	. 0007
2000	. 0000	. 0000	. 9989	. 0011	. 9989	. 0011
2500	. 0000	. 0000	. 9984	. 0016	. 9984	. 0016
3000	. 0000	. 0000	. 9978	. 0022	. 9978	. 0022
3500	. 0000	. 0000	. 9971	. 0030	. 9971	. 0030
4000	. 0000	. 0000	. 9964	. 0040	. 9964	. 0040
4500	. 0000	. 0000	. 9956	. 0053	. 9956	. 0053
5000	. 0000	. 0000	. 9947	. 0069	. 9947	. 0069
5500	. 0000	. 0000	. 9938	. 0089	. 9938	. 0089
6000	. 0000	. 0000	. 9928	. 0114	. 9928	. 0114
6500	. 0000	. 0000	. 9918	. 0144	. 9918	. 0144
7000	. 0000	. 0000	. 9908	. 0179	. 9908	. 0179
7500	. 0000	. 0000	. 9898	. 0219	. 9898	. 0219
8000	. 0000	. 0000	. 9888	. 0265	. 9888	. 0265
8500	. 0000	. 0000	. 9878	. 0316	. 9878	. 0316
9000	. 0000	. 0000	. 9868	. 0373	. 9868	. 0373
9500	. 0000	. 0000	. 9858	. 0436	. 9858	. 0436
10000	. 0000	. 0000	. 9848	. 0504	. 9848	. 0504
10500	. 0000	. 0000	. 9839	. 0577	. 9839	. 0577
11000	. 0000	. 0000	. 9830	. 0655	. 9830	. 0655
11500	. 0000	. 0000	. 9821	. 0738	. 9821	. 0738
12000	. 0000	. 0000	. 9813	. 0826	. 9813	. 0826
12500	. 0000	. 0000	. 9805	. 0919	. 9805	. 0919
13000	. 0000	. 0000	. 9797	. 1017	. 9797	. 1017
13500	. 0000	. 0000	. 9790	. 1120	. 9790	. 1120
14000	. 0000	. 0000	. 9783	. 1228	. 9783	. 1228
14500	. 0000	. 0000	. 9776	. 1341	. 9776	. 1341
15000	. 0000	. 0000	. 9770	. 1459	. 9770	. 1459
15500	. 0000	. 0000	. 9764	. 1582	. 9764	. 1582
16000	. 0000	. 0000	. 9759	. 1711	. 9759	. 1711
16500	. 0000	. 0000	. 9754	. 1846	. 9754	. 1846
17000	. 0000	. 0000	. 9749	. 1987	. 9749	. 1987
17500	. 0000	. 0000	. 9745	. 2134	. 9745	. 2134
18000	. 0000	. 0000	. 9741	. 2287	. 9741	. 2287
18500	. 0000	. 0000	. 9737	. 2446	. 9737	. 2446
19000	. 0000	. 0000	. 9734	. 2611	. 9734	. 2611
19500	. 0000	. 0000	. 9731	. 2782	. 9731	. 2782
20000	. 0000	. 0000	. 9728	. 2959	. 9728	. 2959





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 1.5.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 5.353$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.535$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.373$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1	1		1		1	
2	1		1		1	
3	1		1		1	
4	1		1		1	
5	1		1		1	
6	1		1		1	
7	1		1		1	
8	1		1		1	
9	1		1		1	
10	1		1		1	
11	1		1		1	
12	1		1		1	
13	1		1		1	
14	1		1		1	
15	1		1		1	
16	1		1		1	
17	1		1		1	
18	1		1		1	
19	1		1		1	
20	1		1		1	
21	1		1		1	
22	1		1		1	
23	1		1		1	
24	1		1		1	
25	1		1		1	
26	1		1		1	
27	1		1		1	
28	1		1		1	
29	1		1		1	
30	1		1		1	

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 5.353$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.535$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.373$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1	1		1		1	
2	1		1		1	
3	1		1		1	
4	1		1		1	
5	1		1		1	
6	1		1		1	
7	1		1		1	
8	1		1		1	
9	1		1		1	
10	1		1		1	
11	1		1		1	
12	1		1		1	
13	1		1		1	
14	1		1		1	
15	1		1		1	
16	1		1		1	
17	1		1		1	
18	1		1		1	
19	1		1		1	
20	1		1		1	
21	1		1		1	
22	1		1		1	
23	1		1		1	
24	1		1		1	
25	1		1		1	
26	1		1		1	
27	1		1		1	
28	1		1		1	
29	1		1		1	
30	1		1		1	

Tabla 1.5.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.180$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.367$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .112$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1	1 1 1 1 1 1	0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0	1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0	0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0	1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0	0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.691$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.875$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.518$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1	1 1 1 1	0.0 0.0 0.0 0.0	1.0 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 0.0 0.0

Tabla 1.5.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.590$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.680$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .931$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0500	.0500	.0500	.0500	.0500	.0500	.0500
.1000	.1000	.1000	.1000	.1000	.1000	.1000
.1500	.1500	.1500	.1500	.1500	.1500	.1500
.2000	.2000	.2000	.2000	.2000	.2000	.2000
.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500
.3000	.3000	.3000	.3000	.3000	.3000	.3000
.3500	.3500	.3500	.3500	.3500	.3500	.3500
.4000	.4000	.4000	.4000	.4000	.4000	.4000
.4500	.4500	.4500	.4500	.4500	.4500	.4500
.5000	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000
.5500	.5500	.5500	.5500	.5500	.5500	.5500
.6000	.6000	.6000	.6000	.6000	.6000	.6000
.6500	.6500	.6500	.6500	.6500	.6500	.6500
.7000	.7000	.7000	.7000	.7000	.7000	.7000
.7500	.7500	.7500	.7500	.7500	.7500	.7500
.8000	.8000	.8000	.8000	.8000	.8000	.8000
.8500	.8500	.8500	.8500	.8500	.8500	.8500
.9000	.9000	.9000	.9000	.9000	.9000	.9000
.9500	.9500	.9500	.9500	.9500	.9500	.9500
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.235$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.300$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.676$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0500	.0500	.0500	.0500	.0500	.0500	.0500
.1000	.1000	.1000	.1000	.1000	.1000	.1000
.1500	.1500	.1500	.1500	.1500	.1500	.1500
.2000	.2000	.2000	.2000	.2000	.2000	.2000
.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500
.3000	.3000	.3000	.3000	.3000	.3000	.3000
.3500	.3500	.3500	.3500	.3500	.3500	.3500
.4000	.4000	.4000	.4000	.4000	.4000	.4000
.4500	.4500	.4500	.4500	.4500	.4500	.4500
.5000	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000	.5000
.5500	.5500	.5500	.5500	.5500	.5500	.5500
.6000	.6000	.6000	.6000	.6000	.6000	.6000
.6500	.6500	.6500	.6500	.6500	.6500	.6500
.7000	.7000	.7000	.7000	.7000	.7000	.7000
.7500	.7500	.7500	.7500	.7500	.7500	.7500
.8000	.8000	.8000	.8000	.8000	.8000	.8000
.8500	.8500	.8500	.8500	.8500	.8500	.8500
.9000	.9000	.9000	.9000	.9000	.9000	.9000
.9500	.9500	.9500	.9500	.9500	.9500	.9500
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000

Tabla 2.1.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 2$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.771$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.506$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .081$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0500	.0500	.0000	.0500	.0000	.0500	.0000
.1000	.1000	.0000	.1000	.0000	.1000	.0000
.1500	.1500	.0000	.1500	.0000	.1500	.0000
.2000	.2000	.0000	.2000	.0000	.2000	.0000
.2500	.2500	.0000	.2500	.0000	.2500	.0000
.3000	.3000	.0000	.3000	.0000	.3000	.0000
.3500	.3500	.0000	.3500	.0000	.3500	.0000
.4000	.4000	.0000	.4000	.0000	.4000	.0000
.4500	.4500	.0000	.4500	.0000	.4500	.0000
.5000	.5000	.0000	.5000	.0000	.5000	.0000
.5500	.5500	.0000	.5500	.0000	.5500	.0000
.6000	.6000	.0000	.6000	.0000	.6000	.0000
.6500	.6500	.0000	.6500	.0000	.6500	.0000
.7000	.7000	.0000	.7000	.0000	.7000	.0000
.7500	.7500	.0000	.7500	.0000	.7500	.0000
.8000	.8000	.0000	.8000	.0000	.8000	.0000
.8500	.8500	.0000	.8500	.0000	.8500	.0000
.9000	.9000	.0000	.9000	.0000	.9000	.0000
.9500	.9500	.0000	.9500	.0000	.9500	.0000
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 2$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.771$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.506$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .081$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0500	.0500	.0000	.0500	.0000	.0500	.0000
.1000	.1000	.0000	.1000	.0000	.1000	.0000
.1500	.1500	.0000	.1500	.0000	.1500	.0000
.2000	.2000	.0000	.2000	.0000	.2000	.0000
.2500	.2500	.0000	.2500	.0000	.2500	.0000
.3000	.3000	.0000	.3000	.0000	.3000	.0000
.3500	.3500	.0000	.3500	.0000	.3500	.0000
.4000	.4000	.0000	.4000	.0000	.4000	.0000
.4500	.4500	.0000	.4500	.0000	.4500	.0000
.5000	.5000	.0000	.5000	.0000	.5000	.0000
.5500	.5500	.0000	.5500	.0000	.5500	.0000
.6000	.6000	.0000	.6000	.0000	.6000	.0000
.6500	.6500	.0000	.6500	.0000	.6500	.0000
.7000	.7000	.0000	.7000	.0000	.7000	.0000
.7500	.7500	.0000	.7500	.0000	.7500	.0000
.8000	.8000	.0000	.8000	.0000	.8000	.0000
.8500	.8500	.0000	.8500	.0000	.8500	.0000
.9000	.9000	.0000	.9000	.0000	.9000	.0000
.9500	.9500	.0000	.9500	.0000	.9500	.0000
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000



Tabla 2.1.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 2$ $D/R = 1/4$						
$\eta$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.769$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.916$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .971$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
$\frac{2\pi}{2\pi}$	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.00000	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000
.00250	.00250	.00000	.00250	.00000	.00250	.00000
.00500	.00500	.00000	.00500	.00000	.00500	.00000
.00750	.00750	.00000	.00750	.00000	.00750	.00000
.01000	.01000	.00000	.01000	.00000	.01000	.00000
.01250	.01250	.00000	.01250	.00000	.01250	.00000
.01500	.01500	.00000	.01500	.00000	.01500	.00000
.01750	.01750	.00000	.01750	.00000	.01750	.00000
.02000	.02000	.00000	.02000	.00000	.02000	.00000
.02250	.02250	.00000	.02250	.00000	.02250	.00000
.02500	.02500	.00000	.02500	.00000	.02500	.00000
.02750	.02750	.00000	.02750	.00000	.02750	.00000
.03000	.03000	.00000	.03000	.00000	.03000	.00000
.03250	.03250	.00000	.03250	.00000	.03250	.00000
.03500	.03500	.00000	.03500	.00000	.03500	.00000
.03750	.03750	.00000	.03750	.00000	.03750	.00000
.04000	.04000	.00000	.04000	.00000	.04000	.00000
.04250	.04250	.00000	.04250	.00000	.04250	.00000
.04500	.04500	.00000	.04500	.00000	.04500	.00000
.04750	.04750	.00000	.04750	.00000	.04750	.00000
.05000	.05000	.00000	.05000	.00000	.05000	.00000
.05250	.05250	.00000	.05250	.00000	.05250	.00000
.05500	.05500	.00000	.05500	.00000	.05500	.00000
.05750	.05750	.00000	.05750	.00000	.05750	.00000
.06000	.06000	.00000	.06000	.00000	.06000	.00000
.06250	.06250	.00000	.06250	.00000	.06250	.00000
.06500	.06500	.00000	.06500	.00000	.06500	.00000
.06750	.06750	.00000	.06750	.00000	.06750	.00000
.07000	.07000	.00000	.07000	.00000	.07000	.00000
.07250	.07250	.00000	.07250	.00000	.07250	.00000
.07500	.07500	.00000	.07500	.00000	.07500	.00000
.07750	.07750	.00000	.07750	.00000	.07750	.00000
.08000	.08000	.00000	.08000	.00000	.08000	.00000
.08250	.08250	.00000	.08250	.00000	.08250	.00000
.08500	.08500	.00000	.08500	.00000	.08500	.00000
.08750	.08750	.00000	.08750	.00000	.08750	.00000
.09000	.09000	.00000	.09000	.00000	.09000	.00000
.09250	.09250	.00000	.09250	.00000	.09250	.00000
.09500	.09500	.00000	.09500	.00000	.09500	.00000
.09750	.09750	.00000	.09750	.00000	.09750	.00000
.10000	.10000	.00000	.10000	.00000	.10000	.00000

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 2$ $D/R = 1/4$						
$\eta$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.636$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.131$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.109$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
$\frac{2\pi}{2\pi}$	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.00000	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000
.00250	.00250	.00000	.00250	.00000	.00250	.00000
.00500	.00500	.00000	.00500	.00000	.00500	.00000
.00750	.00750	.00000	.00750	.00000	.00750	.00000
.01000	.01000	.00000	.01000	.00000	.01000	.00000
.01250	.01250	.00000	.01250	.00000	.01250	.00000
.01500	.01500	.00000	.01500	.00000	.01500	.00000
.01750	.01750	.00000	.01750	.00000	.01750	.00000
.02000	.02000	.00000	.02000	.00000	.02000	.00000
.02250	.02250	.00000	.02250	.00000	.02250	.00000
.02500	.02500	.00000	.02500	.00000	.02500	.00000
.02750	.02750	.00000	.02750	.00000	.02750	.00000
.03000	.03000	.00000	.03000	.00000	.03000	.00000
.03250	.03250	.00000	.03250	.00000	.03250	.00000
.03500	.03500	.00000	.03500	.00000	.03500	.00000
.03750	.03750	.00000	.03750	.00000	.03750	.00000
.04000	.04000	.00000	.04000	.00000	.04000	.00000
.04250	.04250	.00000	.04250	.00000	.04250	.00000
.04500	.04500	.00000	.04500	.00000	.04500	.00000
.04750	.04750	.00000	.04750	.00000	.04750	.00000
.05000	.05000	.00000	.05000	.00000	.05000	.00000
.05250	.05250	.00000	.05250	.00000	.05250	.00000
.05500	.05500	.00000	.05500	.00000	.05500	.00000
.05750	.05750	.00000	.05750	.00000	.05750	.00000
.06000	.06000	.00000	.06000	.00000	.06000	.00000
.06250	.06250	.00000	.06250	.00000	.06250	.00000
.06500	.06500	.00000	.06500	.00000	.06500	.00000
.06750	.06750	.00000	.06750	.00000	.06750	.00000
.07000	.07000	.00000	.07000	.00000	.07000	.00000
.07250	.07250	.00000	.07250	.00000	.07250	.00000
.07500	.07500	.00000	.07500	.00000	.07500	.00000
.07750	.07750	.00000	.07750	.00000	.07750	.00000
.08000	.08000	.00000	.08000	.00000	.08000	.00000
.08250	.08250	.00000	.08250	.00000	.08250	.00000
.08500	.08500	.00000	.08500	.00000	.08500	.00000
.08750	.08750	.00000	.08750	.00000	.08750	.00000
.09000	.09000	.00000	.09000	.00000	.09000	.00000
.09250	.09250	.00000	.09250	.00000	.09250	.00000
.09500	.09500	.00000	.09500	.00000	.09500	.00000
.09750	.09750	.00000	.09750	.00000	.09750	.00000
.10000	.10000	.00000	.10000	.00000	.10000	.00000





Tabla 2.2.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ H/R = 4 D/R = 1/4						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.369$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.202$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .600$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	1.000000	.000000
1.000000	.000000	.000000	.999999	.000001	.999999	.000001
1.000000	.000000	.000000	.999996	.000004	.999996	.000004
1.000000	.000000	.000000	.999991	.000009	.999991	.000009
1.000000	.000000	.000000	.999984	.000016	.999984	.000016
1.000000	.000000	.000000	.999974	.000025	.999974	.000025
1.000000	.000000	.000000	.999961	.000036	.999961	.000036
1.000000	.000000	.000000	.999945	.000049	.999945	.000049
1.000000	.000000	.000000	.999926	.000064	.999926	.000064
1.000000	.000000	.000000	.999903	.000081	.999903	.000081
1.000000	.000000	.000000	.999876	.000100	.999876	.000100
1.000000	.000000	.000000	.999845	.000121	.999845	.000121
1.000000	.000000	.000000	.999810	.000144	.999810	.000144
1.000000	.000000	.000000	.999771	.000169	.999771	.000169
1.000000	.000000	.000000	.999728	.000196	.999728	.000196
1.000000	.000000	.000000	.999681	.000225	.999681	.000225
1.000000	.000000	.000000	.999630	.000256	.999630	.000256
1.000000	.000000	.000000	.999575	.000289	.999575	.000289
1.000000	.000000	.000000	.999516	.000324	.999516	.000324
1.000000	.000000	.000000	.999453	.000361	.999453	.000361
1.000000	.000000	.000000	.999386	.000400	.999386	.000400
1.000000	.000000	.000000	.999315	.000441	.999315	.000441
1.000000	.000000	.000000	.999240	.000484	.999240	.000484
1.000000	.000000	.000000	.999161	.000529	.999161	.000529
1.000000	.000000	.000000	.999078	.000576	.999078	.000576
1.000000	.000000	.000000	.998991	.000625	.998991	.000625
1.000000	.000000	.000000	.998900	.000676	.998900	.000676
1.000000	.000000	.000000	.998805	.000729	.998805	.000729
1.000000	.000000	.000000	.998706	.000784	.998706	.000784
1.000000	.000000	.000000	.998603	.000841	.998603	.000841
1.000000	.000000	.000000	.998496	.000900	.998496	.000900
1.000000	.000000	.000000	.998385	.000961	.998385	.000961
1.000000	.000000	.000000	.998270	.001024	.998270	.001024
1.000000	.000000	.000000	.998151	.001089	.998151	.001089
1.000000	.000000	.000000	.998028	.001156	.998028	.001156
1.000000	.000000	.000000	.997901	.001225	.997901	.001225
1.000000	.000000	.000000	.997770	.001296	.997770	.001296
1.000000	.000000	.000000	.997635	.001369	.997635	.001369
1.000000	.000000	.000000	.997496	.001444	.997496	.001444
1.000000	.000000	.000000	.997353	.001521	.997353	.001521
1.000000	.000000	.000000	.997206	.001600	.997206	.001600
1.000000	.000000	.000000	.997055	.001681	.997055	.001681
1.000000	.000000	.000000	.996900	.001764	.996900	.001764
1.000000	.000000	.000000	.996741	.001849	.996741	.001849
1.000000	.000000	.000000	.996578	.001936	.996578	.001936
1.000000	.000000	.000000	.996411	.002025	.996411	.002025
1.000000	.000000	.000000	.996240	.002116	.996240	.002116
1.000000	.000000	.000000	.996065	.002209	.996065	.002209
1.000000	.000000	.000000	.995886	.002304	.995886	.002304
1.000000	.000000	.000000	.995703	.002401	.995703	.002401
1.000000	.000000	.000000	.995516	.002500	.995516	.002500
1.000000	.000000	.000000	.995325	.002601	.995325	.002601
1.000000	.000000	.000000	.995130	.002704	.995130	.002704
1.000000	.000000	.000000	.994931	.002809	.994931	.002809
1.000000	.000000	.000000	.994728	.002916	.994728	.002916
1.000000	.000000	.000000	.994521	.003025	.994521	.003025
1.000000	.000000	.000000	.994310	.003136	.994310	.003136
1.000000	.000000	.000000	.994095	.003249	.994095	.003249
1.000000	.000000	.000000	.993876	.003364	.993876	.003364
1.000000	.000000	.000000	.993653	.003481	.993653	.003481
1.000000	.000000	.000000	.993426	.003600	.993426	.003600
1.000000	.000000	.000000	.993195	.003721	.993195	.003721
1.000000	.000000	.000000	.992960	.003844	.992960	.003844
1.000000	.000000	.000000	.992721	.003969	.992721	.003969
1.000000	.000000	.000000	.992478	.004096	.992478	.004096
1.000000	.000000	.000000	.992231	.004225	.992231	.004225
1.000000	.000000	.000000	.991980	.004356	.991980	.004356
1.000000	.000000	.000000	.991725	.004489	.991725	.004489
1.000000	.000000	.000000	.991466	.004624	.991466	.004624
1.000000	.000000	.000000	.991203	.004761	.991203	.004761
1.000000	.000000	.000000	.990936	.004900	.990936	.004900
1.000000	.000000	.000000	.990665	.005041	.990665	.005041
1.000000	.000000	.000000	.990390	.005184	.990390	.005184
1.000000	.000000	.000000	.990111	.005329	.990111	.005329
1.000000	.000000	.000000	.989828	.005476	.989828	.005476
1.000000	.000000	.000000	.989541	.005625	.989541	.005625
1.000000	.000000	.000000	.989250	.005776	.989250	.005776
1.000000	.000000	.000000	.988955	.005929	.988955	.005929
1.000000	.000000	.000000	.988656	.006084	.988656	.006084
1.000000	.000000	.000000	.988353	.006241	.988353	.006241
1.000000	.000000	.000000	.988046	.006400	.988046	.006400
1.000000	.000000	.000000	.987735	.006561	.987735	.006561
1.000000	.000000	.000000	.987420	.006724	.987420	.006724
1.000000	.000000	.000000	.987101	.006889	.987101	.006889
1.000000	.000000	.000000	.986778	.007056	.986778	.007056
1.000000	.000000	.000000	.986451	.007225	.986451	.007225
1.000000	.000000	.000000	.986120	.007396	.986120	.007396
1.000000	.000000	.000000	.985785	.007569	.985785	.007569
1.000000	.000000	.000000	.985446	.007744	.985446	.007744
1.000000	.000000	.000000	.985103	.007921	.985103	.007921
1.000000	.000000	.000000	.984756	.008100	.984756	.008100
1.000000	.000000	.000000	.984405	.008281	.984405	.008281
1.000000	.000000	.000000	.984050	.008464	.984050	.008464
1.000000	.000000	.000000	.983691	.008649	.983691	.008649
1.000000	.000000	.000000	.983328	.008836	.983328	.008836
1.000000	.000000	.000000	.982961	.009025	.982961	.009025
1.000000	.000000	.000000	.982590	.009216	.982590	.009216
1.000000	.000000	.000000	.982215	.009409	.982215	.009409
1.000000	.000000	.000000	.981836	.009604	.981836	.009604
1.000000	.000000	.000000	.981453	.009801	.981453	.009801
1.000000	.000000	.000000	.981066	.010000	.981066	.010000

Pared lateral: contacto nulo  $\nu = 0.45$  H/R = 4 D/R = 1/4

$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.517$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.583$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.274$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	1.000000	.000000
1.000000	.000000	.000000	.999999	.000001	.999999	.000001
1.000000	.000000	.000000	.999996	.000004	.999996	.000004
1.000000	.000000	.000000	.999991	.000009	.999991	.000009
1.000000	.000000	.000000	.999984	.000016	.999984	.000016
1.000000	.000000	.000000	.999974	.000025	.999974	.000025
1.000000	.000000	.000000	.999961	.000036	.999961	.000036
1.000000	.000000	.000000	.999945	.000049	.999945	.000049
1.000000	.000000	.000000	.999926	.000064	.999926	.000064
1.000000	.000000	.000000	.999903	.000081	.999903	.000081
1.000000	.000000	.000000	.999876	.000100	.999876	.000100
1.000000	.000000	.000000	.999845	.000121	.999845	.000121
1.000000	.000000	.000000	.999810	.000144	.999810	.000144
1.000000	.000000	.000000	.999771	.000169	.999771	.000169
1.000000	.000000	.000000	.999728	.000196	.999728	.000196
1.000000	.000000	.000000	.999681	.000225	.999681	.000225
1.000000	.000000	.000000	.999630	.000256	.999630	.000256
1.000000	.000000	.000000	.999575	.000289	.999575	.000289
1.000000	.000000	.000000	.999516	.000324	.999516	.000324
1.000000	.000000	.000000	.999453	.000361	.999453	.000361
1.000000	.000000	.000000	.999386	.000400	.999386	.000400
1.000000	.000000	.000000	.999315	.000441	.999315	.000441
1.000000	.000000	.000000	.999240	.000484	.999240	.000484
1.000000	.000000	.000000	.999161	.000529	.999161	.000529
1.000000	.000000	.000000	.999078	.000576	.999078	.000576

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	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

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.090$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.994$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.447$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
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











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	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188
.0000	.6471	.7082	.0000	.4335	.1700	.1188

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	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.1080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

Tabla 2.4.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\eta$ $2\pi$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.399$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.987$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.397$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
0.000	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000
0.025	0.99700	0.10007	0.99893	0.00000	0.99777	0.10000
0.050	0.94444	0.10173	0.95855	0.00000	0.91555	0.10200
0.075	0.83888	0.63441	0.91233	0.00000	0.74444	0.22000
0.100	0.84033	0.69966	0.88844	0.00000	0.76666	0.33000
0.125	0.86311	0.94116	0.86144	0.00000	0.96699	0.44000
0.150	1.02177	0.73733	0.83044	0.00000	1.02202	0.55000
0.175	0.82855	0.82199	0.80111	0.00000	0.78855	0.66000
0.200	0.82000	0.88664	0.78633	0.00000	0.85000	0.77000
0.225	0.87033	0.78199	0.76777	0.00000	0.95033	0.88000
0.250	0.83944	0.82799	0.74777	0.00000	0.86944	0.99000
0.275	0.89981	0.87444	0.73888	0.00000	0.98981	1.10000
0.300	0.90466	0.81388	0.71955	0.00000	0.90466	1.21000
0.325	0.85855	0.83355	0.70222	0.00000	0.85855	1.32000
0.350	0.87775	0.82211	0.69955	0.00000	0.87775	1.43000
0.375	0.79884	0.82211	0.65889	0.00000	0.79884	1.54000
0.400	0.84333	0.82211	0.62777	0.00000	0.84333	1.65000
0.425	0.76775	0.85555	0.61111	0.00000	0.76775	1.76000
0.450	0.71333	0.85555	0.55555	0.00000	0.71333	1.87000
0.475	0.78111	0.86666	0.54444	0.00000	0.78111	1.98000
0.500	0.76777	0.86666	0.53333	0.00000	0.76777	2.09000
0.525	0.79999	0.86666	0.52222	0.00000	0.79999	2.20000
0.550	0.71333	0.86666	0.50000	0.00000	0.71333	2.31000
0.575	0.66666	0.86666	0.49199	0.00000	0.66666	2.42000
0.600	0.60000	0.86666	0.48199	0.00000	0.60000	2.53000
0.625	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	2.64000
0.650	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	2.75000
0.675	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	2.86000
0.700	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	2.97000
0.725	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	3.08000
0.750	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	3.19000
0.775	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	3.30000
0.800	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	3.41000
0.825	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	3.52000
0.850	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	3.63000
0.875	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	3.74000
0.900	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	3.85000
0.925	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	3.96000
0.950	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	4.07000
0.975	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	4.18000
1.000	0.60000	0.86666	0.47777	0.00000	0.60000	4.29000

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\eta$ $2\pi$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.949$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.226$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.464$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
0.000	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000
0.025	0.91144	0.08799	0.99100	0.00000	0.91033	0.09144
0.050	0.86377	0.87600	0.96129	0.00000	0.86333	0.10750
0.075	0.96645	0.53391	0.91799	0.00000	0.96600	0.15499
0.100	0.90188	0.74666	0.87799	0.00000	0.90000	0.27500
0.125	0.91888	0.77557	0.83388	0.00000	0.86288	0.40888
0.150	1.06111	0.61179	0.78688	0.00000	0.78600	0.42888
0.175	0.85228	0.69330	0.74533	0.00000	0.72555	0.63166
0.200	0.84333	0.72700	0.70799	0.00000	0.78336	0.64522
0.225	0.89900	0.65822	0.67000	0.00000	0.85220	0.64661
0.250	0.84599	0.87661	0.63356	0.00000	0.81331	0.82209
0.275	1.00088	0.69400	0.60036	0.00000	0.81331	0.82209
0.300	0.83999	0.68533	0.57557	0.00000	0.70222	0.87552
0.325	0.83225	0.66599	0.54977	0.00000	0.87844	0.87844
0.350	0.87577	0.68588	0.52233	0.00000	0.82224	1.00000
0.375	0.82378	0.65822	0.50566	0.00000	0.82226	1.01339
0.400	0.84447	0.64447	0.49442	0.00000	0.86600	1.11511
0.425	0.82624	0.64482	0.48441	0.00000	0.81440	1.10669
0.450	0.84100	0.64288	0.48885	0.00000	0.86645	1.08667
0.475	0.83775	0.61711	0.50008	0.00000	0.84422	1.15744
0.500	0.83547	0.60444	0.51924	0.00000	0.96604	1.08667
0.525	0.83818	0.61866	0.55622	0.00000	0.84422	1.15744
0.550	0.85055	0.60222	0.61102	0.00000	0.96604	1.08667
0.575	0.82555	0.56604	0.65990	0.00000	0.84422	1.15744
0.600	0.84162	0.54336	0.72667	0.00000	0.96604	1.08667
0.625	0.81011	0.55672	0.80112	0.00000	0.84422	1.15744
0.650	0.85349	0.55547	0.86633	0.00000	0.96604	1.08667
0.675	0.82202	0.55139	0.92277	0.00000	0.84422	1.15744
0.700	0.85333	0.50855	0.98899	0.00000	0.96604	1.08667
0.725	0.83554	0.53380	1.02664	0.00000	0.84422	1.15744
0.750	0.84971	0.52278	1.05099	0.00000	0.96604	1.08667
0.775	0.87335	0.48556	1.06888	0.00000	0.84422	1.15744
0.800	0.82386	0.47533	1.06888	0.00000	0.96604	1.08667
0.825	0.81112	0.45533	1.04699	0.00000	0.84422	1.15744
0.850	0.85055	0.44500	1.01799	0.00000	0.96604	1.08667
0.875	0.83022	0.45281	0.99899	0.00000	0.84422	1.15744
0.900	0.83856	0.49559	0.99322	0.00000	0.96604	1.08667
0.925	0.82670	0.49553	0.87441	0.00000	0.84422	1.15744
0.950	0.82738	0.50559	0.81118	0.00000	0.96604	1.08667
0.975	0.82066	0.46447	0.74771	0.00000	0.84422	1.15744
1.000	0.82418	0.48447	0.68808	0.00000	0.96604	1.08667



Tabla 2.5.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 10$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.725$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.486$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .420$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.8378	.5104	.9999	.0001	.9999	.0001
.0250	.8999	.6504	.9999	.0001	.9999	.0001
.0500	.9438	.7378	.9999	.0001	.9999	.0001
.0750	1.0024	.8019	.9999	.0001	.9999	.0001
.1000	1.0438	.8613	.9999	.0001	.9999	.0001
.1250	1.0775	.9111	.9999	.0001	.9999	.0001
.1500	1.1150	.9555	.9999	.0001	.9999	.0001
.1750	1.1550	.9950	.9999	.0001	.9999	.0001
.2000	1.1975	1.0300	.9999	.0001	.9999	.0001
.2250	1.2425	1.0600	.9999	.0001	.9999	.0001
.2500	1.2900	1.0850	.9999	.0001	.9999	.0001
.2750	1.3390	1.1050	.9999	.0001	.9999	.0001
.3000	1.3890	1.1200	.9999	.0001	.9999	.0001
.3250	1.4400	1.1300	.9999	.0001	.9999	.0001
.3500	1.4920	1.1350	.9999	.0001	.9999	.0001
.3750	1.5450	1.1350	.9999	.0001	.9999	.0001
.4000	1.6000	1.1300	.9999	.0001	.9999	.0001
.4250	1.6560	1.1200	.9999	.0001	.9999	.0001
.4500	1.7130	1.1050	.9999	.0001	.9999	.0001
.4750	1.7710	1.0850	.9999	.0001	.9999	.0001
.5000	1.8300	1.0600	.9999	.0001	.9999	.0001
.5250	1.8900	1.0300	.9999	.0001	.9999	.0001
.5500	1.9510	1.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.5750	2.0130	.9650	.9999	.0001	.9999	.0001
.6000	2.0760	.9250	.9999	.0001	.9999	.0001
.6250	2.1400	.8800	.9999	.0001	.9999	.0001
.6500	2.2050	.8300	.9999	.0001	.9999	.0001
.6750	2.2710	.7750	.9999	.0001	.9999	.0001
.7000	2.3380	.7150	.9999	.0001	.9999	.0001
.7250	2.4060	.6500	.9999	.0001	.9999	.0001
.7500	2.4750	.5800	.9999	.0001	.9999	.0001
.7750	2.5450	.5050	.9999	.0001	.9999	.0001
.8000	2.6160	.4250	.9999	.0001	.9999	.0001
.8250	2.6880	.3400	.9999	.0001	.9999	.0001
.8500	2.7610	.2500	.9999	.0001	.9999	.0001
.8750	2.8360	.1550	.9999	.0001	.9999	.0001
.9000	2.9120	.0550	.9999	.0001	.9999	.0001
.9250	2.9890	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.9500	3.0670	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.9750	3.1460	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
1.0000	3.2260	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 10$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.244$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.777$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.273$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.8466	.4883	.9999	.0001	.9999	.0001
.0250	.8956	.6133	.9999	.0001	.9999	.0001
.0500	.9416	.6931	.9999	.0001	.9999	.0001
.0750	1.0124	.7440	.9999	.0001	.9999	.0001
.1000	1.0562	.7744	.9999	.0001	.9999	.0001
.1250	1.0955	.7932	.9999	.0001	.9999	.0001
.1500	1.1300	.8000	.9999	.0001	.9999	.0001
.1750	1.1600	.8000	.9999	.0001	.9999	.0001
.2000	1.1865	.7932	.9999	.0001	.9999	.0001
.2250	1.2090	.7744	.9999	.0001	.9999	.0001
.2500	1.2275	.7440	.9999	.0001	.9999	.0001
.2750	1.2420	.7000	.9999	.0001	.9999	.0001
.3000	1.2525	.6440	.9999	.0001	.9999	.0001
.3250	1.2590	.5777	.9999	.0001	.9999	.0001
.3500	1.2615	.5000	.9999	.0001	.9999	.0001
.3750	1.2600	.4166	.9999	.0001	.9999	.0001
.4000	1.2550	.3300	.9999	.0001	.9999	.0001
.4250	1.2475	.2400	.9999	.0001	.9999	.0001
.4500	1.2375	.1500	.9999	.0001	.9999	.0001
.4750	1.2250	.0600	.9999	.0001	.9999	.0001
.5000	1.2100	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.5250	1.1925	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.5500	1.1725	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.5750	1.1500	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.6000	1.1250	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.6250	1.1000	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.6500	1.0750	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.6750	1.0500	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.7000	1.0250	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.7250	1.0000	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.7500	.9750	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.7750	.9500	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.8000	.9250	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.8250	.9000	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.8500	.8750	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.8750	.8500	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.9000	.8250	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.9250	.8000	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.9500	.7750	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
.9750	.7500	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001
1.0000	.7250	.0000	.9999	.0001	.9999	.0001

Tabla 2.5.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ H/R = 10 D/R = 1/2						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.229$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.969$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.355$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.050000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.100000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.150000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.200000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.250000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.300000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.350000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.400000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.450000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.500000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.550000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.600000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.650000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.700000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.750000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.800000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.850000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.900000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.950000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
2.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ H/R = 10 D/R = 1/2						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.830$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.223$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = - .466$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.050000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.100000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.150000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.200000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.250000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.300000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.350000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.400000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.450000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.500000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.550000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.600000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.650000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.700000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.750000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.800000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.850000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.900000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1.950000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
2.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

Tabla 3.1.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 2$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.144$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.385$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .257$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.9999	.0000	.9999	.0000	.9999	.0000
.0500	.9566	.0146	.9566	.0146	.9566	.0146
.1000	.8843	.0261	.8843	.0261	.8843	.0261
.1500	.7825	.0497	.7825	.0497	.7825	.0497
.2000	.6549	.0841	.6549	.0841	.6549	.0841
.2500	.5033	.1111	.5033	.1111	.5033	.1111
.3000	.3388	.1463	.3388	.1463	.3388	.1463
.3500	.1678	.1885	.1678	.1885	.1678	.1885
.4000	.0000	.2308	.0000	.2308	.0000	.2308
.4500	-.1824	.2885	-.1824	.2885	-.1824	.2885
.5000	-.4333	.3761	-.4333	.3761	-.4333	.3761
.5500	-.6565	.5033	-.6565	.5033	-.6565	.5033
.6000	-.8076	.6463	-.8076	.6463	-.8076	.6463
.6500	-.9004	.8004	-.9004	.8004	-.9004	.8004
.7000	-.9500	.9500	-.9500	.9500	-.9500	.9500
.7500	-.9666	1.0000	-.9666	1.0000	-.9666	1.0000
.8000	-.9566	1.0000	-.9566	1.0000	-.9566	1.0000
.8500	-.9146	1.0000	-.9146	1.0000	-.9146	1.0000
.9000	-.8443	1.0000	-.8443	1.0000	-.8443	1.0000
.9500	-.7425	1.0000	-.7425	1.0000	-.7425	1.0000
1.0000	.0000	1.0000	1.0000	1.0000	.0000	1.0000

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 2$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.144$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.385$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .257$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.9999	.0000	.9999	.0000	.9999	.0000
.0500	.9566	.0146	.9566	.0146	.9566	.0146
.1000	.8843	.0261	.8843	.0261	.8843	.0261
.1500	.7825	.0497	.7825	.0497	.7825	.0497
.2000	.6549	.0841	.6549	.0841	.6549	.0841
.2500	.5033	.1111	.5033	.1111	.5033	.1111
.3000	.3388	.1463	.3388	.1463	.3388	.1463
.3500	.1678	.1885	.1678	.1885	.1678	.1885
.4000	.0000	.2308	.0000	.2308	.0000	.2308
.4500	-.1824	.2885	-.1824	.2885	-.1824	.2885
.5000	-.4333	.3761	-.4333	.3761	-.4333	.3761
.5500	-.6565	.5033	-.6565	.5033	-.6565	.5033
.6000	-.8076	.6463	-.8076	.6463	-.8076	.6463
.6500	-.9004	.8004	-.9004	.8004	-.9004	.8004
.7000	-.9500	.9500	-.9500	.9500	-.9500	.9500
.7500	-.9666	1.0000	-.9666	1.0000	-.9666	1.0000
.8000	-.9566	1.0000	-.9566	1.0000	-.9566	1.0000
.8500	-.9146	1.0000	-.9146	1.0000	-.9146	1.0000
.9000	-.8443	1.0000	-.8443	1.0000	-.8443	1.0000
.9500	-.7425	1.0000	-.7425	1.0000	-.7425	1.0000
1.0000	.0000	1.0000	1.0000	1.0000	.0000	1.0000







Tabla 3.2.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ H/R = 4 D/R = 0						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.352$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.926$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .040$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.00000	.00000	.00000	1.00000	.00000	1.00000	.00000
.00000	.87500	.01170	.00000	.00000	.00000	.00000
.00000	.87050	.06624	.99488	.00033	.99295	.04339
.00000	.78777	.64944	.97888	.00700	.74155	.07704
.00000	.91117	.66990	.94944	.01233	.77355	.02981
.00000	1.00677	.55007	.90100	.02466	.06604	.01447
.00000	.97770	.41089	.82733	.07011	.39552	.05322
.00000	.80333	.34699	.79200	.14447	.36621	.05355
.00000	.67422	.41089	.77488	.17633	.66981	.02287
.00000	.74577	.44200	.75433	.19388	.43455	.02987
.00000	.88155	.64388	.72999	.20664	.73383	.03333
.00000	1.06055	.67966	.70255	.21666	.91299	.06090
.00000	.81444	.49340	.67119	.22554	1.32293	.40466
.00000	.61144	.49399	.63833	.23440	.57168	.11172
.00000	.70666	.55117	.60288	.24227	.16800	.08846
.00000	.95999	.62247	.53221	.25119	.44664	.05967
.00000	.44777	.64888	.56668	.26110	.45066	.09070
.00000	.95999	.57882	.49955	.26992	.51111	.46464
.00000	.99333	.49166	.46888	.27588	.43324	.46336
.00000	.77111	.52245	.43550	.28033	.64666	.88660
.00000	.73955	.58864	.39770	.28499	.21371	.76111
.00000	.86677	.53066	.35787	.28998	.84668	.59663
.00000	1.09997	.51933	.31887	.29466	.22867	.68882
.00000	.81622	.54466	.27997	.30021	.24622	.68138
.00000	.99333	.55711	.23887	.30553	.70337	.88966
.00000	.88800	.59776	.19332	.31055	.49880	.88966
.00000	.05588	.50722	.14668	.31530	.39227	.93411
.00000	.22144	.55533	.10111	.32038	.09000	.71129
.00000	.00000	.51511	.05522	.32508	.64966	.53342
.00000	.88222	.52229	.00667	.33208	.02622	.57322
.00000	.78333	.52229	.04668	.33738	.37664	.65885
.00000	.88333	.52229	.16301	.34226	.81140	.69574
.00000	.68999	.59979	.16011	.34664	.95188	.15044
.00000	.11000	.59979	.22882	.35115	.93336	.45113
.00000	.22666	.55355	.34660	.35370	.16335	.50885
.00000	.11000	.55355	.41622	.35700	.87993	.03304
.00000	.88222	.51888	.48776	.36407	.33278	.25662
.00000	.75550	.55500	.55881	.37447	.80774	.77099
.00000	.12218	.59904	.62275	.38487	.33871	.04633
.00000	.34110	.59978	.69974	.39224	.76089	.74023
1.00000	.34110	.59978	.76999	.39558	.77227	.87743

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ H/R = 4 D/R = 0						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.352$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.926$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .040$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.00000	.00000	.00000	1.00000	.00000	1.00000	.00000
.00000	.87500	.01170	.00000	.00000	.00000	.00000
.00000	.87050	.06624	.99488	.00033	.99295	.04339
.00000	.78777	.64944	.97888	.00700	.74155	.07704
.00000	.91117	.66990	.94944	.01233	.77355	.02981
.00000	1.00677	.55007	.90100	.02466	.06604	.01447
.00000	.97770	.41089	.82733	.07011	.39552	.05322
.00000	.80333	.34699	.79200	.14447	.36621	.05355
.00000	.67422	.41089	.77488	.17633	.66981	.02287
.00000	.74577	.44200	.75433	.19388	.43455	.02987
.00000	.88155	.64388	.72999	.20664	.73383	.03333
.00000	1.06055	.67966	.70255	.21666	.91299	.06090
.00000	.81444	.49340	.67119	.22554	1.32293	.40466
.00000	.61144	.49399	.63833	.23440	.57168	.11172
.00000	.70666	.55117	.60288	.24227	.16800	.08846
.00000	.95999	.62247	.53221	.25119	.44664	.05967
.00000	.44777	.64888	.56668	.26110	.45066	.09070
.00000	.95999	.57882	.49955	.26992	.51111	.46464
.00000	.99333	.49166	.46888	.27588	.43324	.46336
.00000	.77111	.52245	.43550	.28033	.64666	.88660
.00000	.73955	.58864	.39770	.28499	.21371	.76111
.00000	.86677	.53066	.35787	.28998	.84668	.59663
.00000	1.09997	.51933	.31887	.29466	.22867	.68882
.00000	.81622	.54466	.27997	.30021	.24622	.68138
.00000	.99333	.55711	.23887	.30553	.70337	.88966
.00000	.88800	.59776	.19332	.31055	.49880	.88966
.00000	.05588	.50722	.14668	.31530	.39227	.93411
.00000	.22144	.55533	.10111	.32038	.09000	.71129
.00000	.00000	.51511	.05522	.32508	.64966	.53342
.00000	.88222	.52229	.00667	.33208	.02622	.57322
.00000	.78333	.52229	.04668	.33738	.37664	.65885
.00000	.88333	.52229	.16301	.34226	.81140	.69574
.00000	.68999	.59979	.16011	.34664	.95188	.15044
.00000	.11000	.59979	.22882	.35115	.93336	.45113
.00000	.22666	.55355	.34660	.35370	.16335	.50885
.00000	.11000	.55355	.41622	.35700	.87993	.03304
.00000	.88222	.51888	.48776	.36407	.33278	.25662
.00000	.75550	.55500	.55881	.37447	.80774	.77099
.00000	.12218	.59904	.62275	.38487	.33871	.04633
.00000	.34110	.59978	.69974	.39224	.76089	.74023
1.00000	.34110	.59978	.76999	.39558	.77227	.87743





Tabla 3.3.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ H/R = 6 D/R = 0						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.435$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.451$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .025$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0025	.9950	.0045	.9936	.0041	.9950	.0045
.0050	.9900	.0090	.9872	.0087	.9900	.0090
.0075	.9850	.0135	.9809	.0132	.9850	.0135
.0100	.9800	.0180	.9746	.0179	.9800	.0180
.0125	.9750	.0225	.9683	.0226	.9750	.0225
.0150	.9700	.0270	.9620	.0273	.9700	.0270
.0175	.9650	.0315	.9557	.0319	.9650	.0315
.0200	.9600	.0360	.9494	.0366	.9600	.0360
.0225	.9550	.0405	.9431	.0413	.9550	.0405
.0250	.9500	.0450	.9368	.0460	.9500	.0450
.0275	.9450	.0495	.9305	.0507	.9450	.0495
.0300	.9400	.0540	.9242	.0554	.9400	.0540
.0325	.9350	.0585	.9179	.0601	.9350	.0585
.0350	.9300	.0630	.9116	.0648	.9300	.0630
.0375	.9250	.0675	.9053	.0695	.9250	.0675
.0400	.9200	.0720	.8990	.0742	.9200	.0720
.0425	.9150	.0765	.8927	.0789	.9150	.0765
.0450	.9100	.0810	.8864	.0836	.9100	.0810
.0475	.9050	.0855	.8801	.0883	.9050	.0855
.0500	.9000	.0900	.8738	.0930	.9000	.0900
.0525	.8950	.0945	.8675	.0977	.8950	.0945
.0550	.8900	.0990	.8612	.1024	.8900	.0990
.0575	.8850	.1035	.8549	.1071	.8850	.1035
.0600	.8800	.1080	.8486	.1118	.8800	.1080
.0625	.8750	.1125	.8423	.1165	.8750	.1125
.0650	.8700	.1170	.8360	.1212	.8700	.1170
.0675	.8650	.1215	.8297	.1259	.8650	.1215
.0700	.8600	.1260	.8234	.1306	.8600	.1260
.0725	.8550	.1305	.8171	.1353	.8550	.1305
.0750	.8500	.1350	.8108	.1400	.8500	.1350
.0775	.8450	.1395	.8045	.1447	.8450	.1395
.0800	.8400	.1440	.7982	.1494	.8400	.1440
.0825	.8350	.1485	.7919	.1541	.8350	.1485
.0850	.8300	.1530	.7856	.1588	.8300	.1530
.0875	.8250	.1575	.7793	.1635	.8250	.1575
.0900	.8200	.1620	.7730	.1682	.8200	.1620
.0925	.8150	.1665	.7667	.1729	.8150	.1665
.0950	.8100	.1710	.7604	.1776	.8100	.1710
.0975	.8050	.1755	.7541	.1823	.8050	.1755
.1000	.8000	.1800	.7478	.1870	.8000	.1800
1.0000	.8402	.1598	.7811	.1646	.8402	.1598

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ H/R = 6 D/R = 0						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.435$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.451$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .025$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0025	.9950	.0045	.9936	.0041	.9950	.0045
.0050	.9900	.0090	.9872	.0087	.9900	.0090
.0075	.9850	.0135	.9809	.0132	.9850	.0135
.0100	.9800	.0180	.9746	.0179	.9800	.0180
.0125	.9750	.0225	.9683	.0226	.9750	.0225
.0150	.9700	.0270	.9620	.0273	.9700	.0270
.0175	.9650	.0315	.9557	.0319	.9650	.0315
.0200	.9600	.0360	.9494	.0366	.9600	.0360
.0225	.9550	.0405	.9431	.0413	.9550	.0405
.0250	.9500	.0450	.9368	.0460	.9500	.0450
.0275	.9450	.0495	.9305	.0507	.9450	.0495
.0300	.9400	.0540	.9242	.0554	.9400	.0540
.0325	.9350	.0585	.9179	.0601	.9350	.0585
.0350	.9300	.0630	.9116	.0648	.9300	.0630
.0375	.9250	.0675	.9053	.0695	.9250	.0675
.0400	.9200	.0720	.8990	.0742	.9200	.0720
.0425	.9150	.0765	.8927	.0789	.9150	.0765
.0450	.9100	.0810	.8864	.0836	.9100	.0810
.0475	.9050	.0855	.8801	.0883	.9050	.0855
.0500	.9000	.0900	.8738	.0930	.9000	.0900
.0525	.8950	.0945	.8675	.0977	.8950	.0945
.0550	.8900	.0990	.8612	.1024	.8900	.0990
.0575	.8850	.1035	.8549	.1071	.8850	.1035
.0600	.8800	.1080	.8486	.1118	.8800	.1080
.0625	.8750	.1125	.8423	.1165	.8750	.1125
.0650	.8700	.1170	.8360	.1212	.8700	.1170
.0675	.8650	.1215	.8297	.1259	.8650	.1215
.0700	.8600	.1260	.8234	.1306	.8600	.1260
.0725	.8550	.1305	.8171	.1353	.8550	.1305
.0750	.8500	.1350	.8108	.1400	.8500	.1350
.0775	.8450	.1395	.8045	.1447	.8450	.1395
.0800	.8400	.1440	.7982	.1494	.8400	.1440
.0825	.8350	.1485	.7919	.1541	.8350	.1485
.0850	.8300	.1530	.7856	.1588	.8300	.1530
.0875	.8250	.1575	.7793	.1635	.8250	.1575
.0900	.8200	.1620	.7730	.1682	.8200	.1620
.0925	.8150	.1665	.7667	.1729	.8150	.1665
.0950	.8100	.1710	.7604	.1776	.8100	.1710
.0975	.8050	.1755	.7541	.1823	.8050	.1755
.1000	.8000	.1800	.7478	.1870	.8000	.1800
1.0000	.8402	.1598	.7811	.1646	.8402	.1598









Tabla 3.4.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.230$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.949$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .531$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.00000	1.00000	.00000	1.00000	.00000	1.00000	.00000
0.99081	.99081	.00007	.99081	.00005	.99081	.00002
0.98162	.98162	.00014	.98162	.00010	.98162	.00004
0.97243	.97243	.00021	.97243	.00015	.97243	.00006
0.96324	.96324	.00028	.96324	.00020	.96324	.00008
0.95405	.95405	.00035	.95405	.00025	.95405	.00010
0.94486	.94486	.00042	.94486	.00030	.94486	.00012
0.93567	.93567	.00049	.93567	.00035	.93567	.00014
0.92648	.92648	.00056	.92648	.00040	.92648	.00016
0.91729	.91729	.00063	.91729	.00045	.91729	.00018
0.90810	.90810	.00070	.90810	.00050	.90810	.00020
0.89891	.89891	.00077	.89891	.00055	.89891	.00022
0.88972	.88972	.00084	.88972	.00060	.88972	.00024
0.88053	.88053	.00091	.88053	.00065	.88053	.00026
0.87134	.87134	.00098	.87134	.00070	.87134	.00028
0.86215	.86215	.00105	.86215	.00075	.86215	.00030
0.85296	.85296	.00112	.85296	.00080	.85296	.00032
0.84377	.84377	.00119	.84377	.00085	.84377	.00034
0.83458	.83458	.00126	.83458	.00090	.83458	.00036
0.82539	.82539	.00133	.82539	.00095	.82539	.00038
0.81620	.81620	.00140	.81620	.00100	.81620	.00040
0.80701	.80701	.00147	.80701	.00105	.80701	.00042
0.79782	.79782	.00154	.79782	.00110	.79782	.00044
0.78863	.78863	.00161	.78863	.00115	.78863	.00046
0.77944	.77944	.00168	.77944	.00120	.77944	.00048
0.77025	.77025	.00175	.77025	.00125	.77025	.00050
0.76106	.76106	.00182	.76106	.00130	.76106	.00052
0.75187	.75187	.00189	.75187	.00135	.75187	.00054
0.74268	.74268	.00196	.74268	.00140	.74268	.00056
0.73349	.73349	.00203	.73349	.00145	.73349	.00058
0.72430	.72430	.00210	.72430	.00150	.72430	.00060
0.71511	.71511	.00217	.71511	.00155	.71511	.00062
0.70592	.70592	.00224	.70592	.00160	.70592	.00064
0.69673	.69673	.00231	.69673	.00165	.69673	.00066
0.68754	.68754	.00238	.68754	.00170	.68754	.00068
0.67835	.67835	.00245	.67835	.00175	.67835	.00070
0.66916	.66916	.00252	.66916	.00180	.66916	.00072
0.65997	.65997	.00259	.65997	.00185	.65997	.00074
0.65078	.65078	.00266	.65078	.00190	.65078	.00076
0.64159	.64159	.00273	.64159	.00195	.64159	.00078
0.63240	.63240	.00280	.63240	.00200	.63240	.00080
0.62321	.62321	.00287	.62321	.00205	.62321	.00082
0.61402	.61402	.00294	.61402	.00210	.61402	.00084
0.60483	.60483	.00301	.60483	.00215	.60483	.00086
0.59564	.59564	.00308	.59564	.00220	.59564	.00088
0.58645	.58645	.00315	.58645	.00225	.58645	.00090
0.57726	.57726	.00322	.57726	.00230	.57726	.00092
0.56807	.56807	.00329	.56807	.00235	.56807	.00094
0.55888	.55888	.00336	.55888	.00240	.55888	.00096
0.54969	.54969	.00343	.54969	.00245	.54969	.00098
0.54050	.54050	.00350	.54050	.00250	.54050	.00100
0.53131	.53131	.00357	.53131	.00255	.53131	.00102
0.52212	.52212	.00364	.52212	.00260	.52212	.00104
0.51293	.51293	.00371	.51293	.00265	.51293	.00106
0.50374	.50374	.00378	.50374	.00270	.50374	.00108
0.49455	.49455	.00385	.49455	.00275	.49455	.00110
0.48536	.48536	.00392	.48536	.00280	.48536	.00112
0.47617	.47617	.00399	.47617	.00285	.47617	.00114
0.46698	.46698	.00406	.46698	.00290	.46698	.00116
0.45779	.45779	.00413	.45779	.00295	.45779	.00118
0.44860	.44860	.00420	.44860	.00300	.44860	.00120
0.43941	.43941	.00427	.43941	.00305	.43941	.00122
0.43022	.43022	.00434	.43022	.00310	.43022	.00124
0.42103	.42103	.00441	.42103	.00315	.42103	.00126
0.41184	.41184	.00448	.41184	.00320	.41184	.00128
0.40265	.40265	.00455	.40265	.00325	.40265	.00130
0.39346	.39346	.00462	.39346	.00330	.39346	.00132
0.38427	.38427	.00469	.38427	.00335	.38427	.00134
0.37508	.37508	.00476	.37508	.00340	.37508	.00136
0.36589	.36589	.00483	.36589	.00345	.36589	.00138
0.35670	.35670	.00490	.35670	.00350	.35670	.00140
0.34751	.34751	.00497	.34751	.00355	.34751	.00142
0.33832	.33832	.00504	.33832	.00360	.33832	.00144
0.32913	.32913	.00511	.32913	.00365	.32913	.00146
0.31994	.31994	.00518	.31994	.00370	.31994	.00148
0.31075	.31075	.00525	.31075	.00375	.31075	.00150
0.30156	.30156	.00532	.30156	.00380	.30156	.00152
0.29237	.29237	.00539	.29237	.00385	.29237	.00154
0.28318	.28318	.00546	.28318	.00390	.28318	.00156
0.27399	.27399	.00553	.27399	.00395	.27399	.00158
0.26480	.26480	.00560	.26480	.00400	.26480	.00160
0.25561	.25561	.00567	.25561	.00405	.25561	.00162
0.24642	.24642	.00574	.24642	.00410	.24642	.00164
0.23723	.23723	.00581	.23723	.00415	.23723	.00166
0.22804	.22804	.00588	.22804	.00420	.22804	.00168
0.21885	.21885	.00595	.21885	.00425	.21885	.00170
0.20966	.20966	.00602	.20966	.00430	.20966	.00172
0.20047	.20047	.00609	.20047	.00435	.20047	.00174
0.19128	.19128	.00616	.19128	.00440	.19128	.00176
0.18209	.18209	.00623	.18209	.00445	.18209	.00178
0.17290	.17290	.00630	.17290	.00450	.17290	.00180
0.16371	.16371	.00637	.16371	.00455	.16371	.00182
0.15452	.15452	.00644	.15452	.00460	.15452	.00184
0.14533	.14533	.00651	.14533	.00465	.14533	.00186
0.13614	.13614	.00658	.13614	.00470	.13614	.00188
0.12695	.12695	.00665	.12695	.00475	.12695	.00190
0.11776	.11776	.00672	.11776	.00480	.11776	.00192
0.10857	.10857	.00679	.10857	.00485	.10857	.00194
0.09938	.09938	.00686	.09938	.00490	.09938	.00196
0.09019	.09019	.00693	.09019	.00495	.09019	.00198
0.08100	.08100	.00700	.08100	.00500	.08100	.00200
0.07181	.07181	.00707	.07181	.00505	.07181	.00202
0.06262	.06262	.00714	.06262	.00510	.06262	.00204
0.05343	.05343	.00721	.05343	.00515	.05343	.00206
0.04424	.04424	.00728	.04424	.00520	.04424	.00208
0.03505	.03505	.00735	.03505	.00525	.03505	.00210
0.02586	.02586	.00742	.02586	.00530	.02586	.00212
0.01667	.01667	.00749	.01667	.00535	.01667	.00214
0.00748	.00748	.00756	.00748	.00540	.00748	.00216
0.00000	.00000	.00763	.00000	.00545	.00000	.00218

Tabla 3.4.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.804$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 11.706$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.492$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
0.9500	.999999	.999999	.999999	.999999	.999999	.999999
0.9000	.999998	.999998	.999998	.999998	.999998	.999998
0.8500	.999997	.999997	.999997	.999997	.999997	.999997
0.8000	.999996	.999996	.999996	.999996	.999996	.999996
0.7500	.999995	.999995	.999995	.999995	.999995	.999995
0.7000	.999994	.999994	.999994	.999994	.999994	.999994
0.6500	.999993	.999993	.999993	.999993	.999993	.999993
0.6000	.999992	.999992	.999992	.999992	.999992	.999992
0.5500	.999991	.999991	.999991	.999991	.999991	.999991
0.5000	.999990	.999990	.999990	.999990	.999990	.999990
0.4500	.999989	.999989	.999989	.999989	.999989	.999989
0.4000	.999988	.999988	.999988	.999988	.999988	.999988
0.3500	.999987	.999987	.999987	.999987	.999987	.999987
0.3000	.999986	.999986	.999986	.999986	.999986	.999986
0.2500	.999985	.999985	.999985	.999985	.999985	.999985
0.2000	.999984	.999984	.999984	.999984	.999984	.999984
0.1500	.999983	.999983	.999983	.999983	.999983	.999983
0.1000	.999982	.999982	.999982	.999982	.999982	.999982
0.0500	.999981	.999981	.999981	.999981	.999981	.999981
0.0000	.999980	.999980	.999980	.999980	.999980	.999980

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.563$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.339$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.337$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
0.9500	.999999	.999999	.999999	.999999	.999999	.999999
0.9000	.999998	.999998	.999998	.999998	.999998	.999998
0.8500	.999997	.999997	.999997	.999997	.999997	.999997
0.8000	.999996	.999996	.999996	.999996	.999996	.999996
0.7500	.999995	.999995	.999995	.999995	.999995	.999995
0.7000	.999994	.999994	.999994	.999994	.999994	.999994
0.6500	.999993	.999993	.999993	.999993	.999993	.999993
0.6000	.999992	.999992	.999992	.999992	.999992	.999992
0.5500	.999991	.999991	.999991	.999991	.999991	.999991
0.5000	.999990	.999990	.999990	.999990	.999990	.999990
0.4500	.999989	.999989	.999989	.999989	.999989	.999989
0.4000	.999988	.999988	.999988	.999988	.999988	.999988
0.3500	.999987	.999987	.999987	.999987	.999987	.999987
0.3000	.999986	.999986	.999986	.999986	.999986	.999986
0.2500	.999985	.999985	.999985	.999985	.999985	.999985
0.2000	.999984	.999984	.999984	.999984	.999984	.999984
0.1500	.999983	.999983	.999983	.999983	.999983	.999983
0.1000	.999982	.999982	.999982	.999982	.999982	.999982
0.0500	.999981	.999981	.999981	.999981	.999981	.999981
0.0000	.999980	.999980	.999980	.999980	.999980	.999980

Tabla 3.5.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 10$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.225$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.435$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.002$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.9988	.0000	.9999	.0000	.9999	.0000
.0000	.9976	.0000	.9976	.0000	.9976	.0000
.0000	.9964	.0000	.9944	.0000	.9944	.0000
.0000	.9952	.0000	.9914	.0000	.9914	.0000
.0000	.9940	.0000	.9884	.0000	.9884	.0000
.0000	.9928	.0000	.9854	.0000	.9854	.0000
.0000	.9916	.0000	.9824	.0000	.9824	.0000
.0000	.9904	.0000	.9794	.0000	.9794	.0000
.0000	.9892	.0000	.9764	.0000	.9764	.0000
.0000	.9880	.0000	.9734	.0000	.9734	.0000
.0000	.9868	.0000	.9704	.0000	.9704	.0000
.0000	.9856	.0000	.9674	.0000	.9674	.0000
.0000	.9844	.0000	.9644	.0000	.9644	.0000
.0000	.9832	.0000	.9614	.0000	.9614	.0000
.0000	.9820	.0000	.9584	.0000	.9584	.0000
.0000	.9808	.0000	.9554	.0000	.9554	.0000
.0000	.9796	.0000	.9524	.0000	.9524	.0000
.0000	.9784	.0000	.9494	.0000	.9494	.0000
.0000	.9772	.0000	.9464	.0000	.9464	.0000
.0000	.9760	.0000	.9434	.0000	.9434	.0000
.0000	.9748	.0000	.9404	.0000	.9404	.0000
.0000	.9736	.0000	.9374	.0000	.9374	.0000
.0000	.9724	.0000	.9344	.0000	.9344	.0000
.0000	.9712	.0000	.9314	.0000	.9314	.0000
.0000	.9700	.0000	.9284	.0000	.9284	.0000
.0000	.9688	.0000	.9254	.0000	.9254	.0000
.0000	.9676	.0000	.9224	.0000	.9224	.0000
.0000	.9664	.0000	.9194	.0000	.9194	.0000
.0000	.9652	.0000	.9164	.0000	.9164	.0000
.0000	.9640	.0000	.9134	.0000	.9134	.0000
.0000	.9628	.0000	.9104	.0000	.9104	.0000
.0000	.9616	.0000	.9074	.0000	.9074	.0000
.0000	.9604	.0000	.9044	.0000	.9044	.0000
.0000	.9592	.0000	.9014	.0000	.9014	.0000
.0000	.9580	.0000	.8984	.0000	.8984	.0000
.0000	.9568	.0000	.8954	.0000	.8954	.0000
.0000	.9556	.0000	.8924	.0000	.8924	.0000
.0000	.9544	.0000	.8894	.0000	.8894	.0000
.0000	.9532	.0000	.8864	.0000	.8864	.0000
.0000	.9520	.0000	.8834	.0000	.8834	.0000
.0000	.9508	.0000	.8804	.0000	.8804	.0000
.0000	.9496	.0000	.8774	.0000	.8774	.0000
.0000	.9484	.0000	.8744	.0000	.8744	.0000
.0000	.9472	.0000	.8714	.0000	.8714	.0000
.0000	.9460	.0000	.8684	.0000	.8684	.0000
.0000	.9448	.0000	.8654	.0000	.8654	.0000
.0000	.9436	.0000	.8624	.0000	.8624	.0000
.0000	.9424	.0000	.8594	.0000	.8594	.0000
.0000	.9412	.0000	.8564	.0000	.8564	.0000
.0000	.9400	.0000	.8534	.0000	.8534	.0000
.0000	.9388	.0000	.8504	.0000	.8504	.0000
.0000	.9376	.0000	.8474	.0000	.8474	.0000
.0000	.9364	.0000	.8444	.0000	.8444	.0000
.0000	.9352	.0000	.8414	.0000	.8414	.0000
.0000	.9340	.0000	.8384	.0000	.8384	.0000
.0000	.9328	.0000	.8354	.0000	.8354	.0000
.0000	.9316	.0000	.8324	.0000	.8324	.0000
.0000	.9304	.0000	.8294	.0000	.8294	.0000
.0000	.9292	.0000	.8264	.0000	.8264	.0000
.0000	.9280	.0000	.8234	.0000	.8234	.0000
.0000	.9268	.0000	.8204	.0000	.8204	.0000
.0000	.9256	.0000	.8174	.0000	.8174	.0000
.0000	.9244	.0000	.8144	.0000	.8144	.0000
.0000	.9232	.0000	.8114	.0000	.8114	.0000
.0000	.9220	.0000	.8084	.0000	.8084	.0000
.0000	.9208	.0000	.8054	.0000	.8054	.0000
.0000	.9196	.0000	.8024	.0000	.8024	.0000
.0000	.9184	.0000	.7994	.0000	.7994	.0000
.0000	.9172	.0000	.7964	.0000	.7964	.0000
.0000	.9160	.0000	.7934	.0000	.7934	.0000
.0000	.9148	.0000	.7904	.0000	.7904	.0000
.0000	.9136	.0000	.7874	.0000	.7874	.0000
.0000	.9124	.0000	.7844	.0000	.7844	.0000
.0000	.9112	.0000	.7814	.0000	.7814	.0000
.0000	.9100	.0000	.7784	.0000	.7784	.0000
.0000	.9088	.0000	.7754	.0000	.7754	.0000
.0000	.9076	.0000	.7724	.0000	.7724	.0000
.0000	.9064	.0000	.7694	.0000	.7694	.0000
.0000	.9052	.0000	.7664	.0000	.7664	.0000
.0000	.9040	.0000	.7634	.0000	.7634	.0000
.0000	.9028	.0000	.7604	.0000	.7604	.0000
.0000	.9016	.0000	.7574	.0000	.7574	.0000
.0000	.9004	.0000	.7544	.0000	.7544	.0000
.0000	.8992	.0000	.7514	.0000	.7514	.0000
.0000	.8980	.0000	.7484	.0000	.7484	.0000
.0000	.8968	.0000	.7454	.0000	.7454	.0000
.0000	.8956	.0000	.7424	.0000	.7424	.0000
.0000	.8944	.0000	.7394	.0000	.7394	.0000
.0000	.8932	.0000	.7364	.0000	.7364	.0000
.0000	.8920	.0000	.7334	.0000	.7334	.0000
.0000	.8908	.0000	.7304	.0000	.7304	.0000
.0000	.8896	.0000	.7274	.0000	.7274	.0000
.0000	.8884	.0000	.7244	.0000	.7244	.0000
.0000	.8872	.0000	.7214	.0000	.7214	.0000
.0000	.8860	.0000	.7184	.0000	.7184	.0000
.0000	.8848	.0000	.7154	.0000	.7154	.0000
.0000	.8836	.0000	.7124	.0000	.7124	.0000
.0000	.8824	.0000	.7094	.0000	.7094	.0000
.0000	.8812	.0000	.7064	.0000	.7064	.0000
.0000	.8800	.0000	.7034	.0000	.7034	.0000
.0000	.8788	.0000	.7004	.0000	.7004	.0000
.0000	.8776	.0000	.6974	.0000	.6974	.0000
.0000	.8764	.0000	.6944	.0000	.6944	.0000
.0000	.8752	.0000	.6914	.0000	.6914	.0000
.0000	.8740	.0000	.6884	.0000	.6884	.0000
.0000	.8728	.0000	.6854	.0000	.6854	.0000
.0000	.8716	.0000	.6824	.0000	.6824	.0000
.0000	.8704	.0000	.6794	.0000	.6794	.0000
.0000	.8692	.0000	.6764	.0000	.6764	.0000
.0000	.8680	.0000	.6734	.0000	.6734	.0000
.0000	.8668	.0000	.6704	.0000	.6704	.0000
.0000	.8656	.0000	.6674	.0000	.6674	.0000
.0000	.8644	.0000	.6644	.0000	.6644	.0000
.0000	.8632	.0000	.6614	.0000	.6614	.0000
.0000	.8620	.0000	.6584	.0000	.6584	.0000
.0000	.8608	.0000	.6554	.0000	.6554	.0000
.0000	.8596	.0000	.6524	.0000	.6524	.0000
.0000	.8584	.0000	.6494	.0000	.6494	.0000
.0000	.8572	.0000	.6464	.0000	.6464	.0000
.0000	.8560	.0000	.6434	.0000	.6434	.0000
.0000	.8548	.0000	.6404	.0000	.6404	.0000
.0000	.8536	.0000	.6374	.0000	.6374	.0000
.0000	.8524	.0000	.6344	.0000	.6344	.0000
.0000	.8512	.0000	.6314	.0000	.6314	.0000
.0000	.8500	.0000	.6284	.0000	.6284	.0000
.0000	.8488	.0000	.6254	.0000	.6254	.0000
.0000	.8476	.0000	.6224	.0000	.6224	.0000
.0000	.8464	.0000	.6194	.0000	.6194	.0000
.0000	.8452	.0000	.6164	.0000	.6164	.0000
.0000	.8440	.0000	.6134	.0000	.6134	.0000
.0000	.8428	.0000	.6104	.0000	.6104	.0000
.0000	.8416	.0000	.6074	.0000	.6074	.0000
.0000	.8404	.0000	.6044	.0000	.6044	.0000
.0000	.8392	.0000	.6014	.0000	.6014	.0000
.0000	.8380	.0000	.5984	.0000	.5984	.0000
.0000	.8368	.0000	.5954	.0000	.5954	.0000
.0000	.8356	.0000	.5924	.0000	.5924	.0000
.0000	.8344	.0000	.5894	.0000	.5894	.0000
.0000	.8332	.0000	.5864	.0000	.5864	.0000
.0000	.8320	.0000	.5834	.0000	.5834	.0000
.0000	.8308	.0000	.5804	.0000	.5804	.0000
.0000	.8296	.0000	.5774	.0000	.5774	.0000
.0000	.8284	.0000	.5744	.0000	.5744	.0000
.0000	.8272	.0000	.5714	.0000	.5714	.0000
.0000	.8260	.0000	.5684	.0000	.5684	.0000
.0000	.8248	.0000	.5654	.0000	.5654	.0000
.0000	.8236	.0000	.5624	.0000	.5624	.0000
.0000	.8224	.0000	.5594	.0000	.5594	.0000
.0000	.8212	.0000	.5564	.0000	.5564	.0000
.0000	.8200	.0000	.5534	.0000	.5534	.0000
.0000	.8188	.0000	.5504	.0000	.5504	.0000
.0000	.8176	.0000	.5474	.0000	.5474	.0000
.0000	.8164	.0000	.5444	.0000	.5444	.0000
.0000	.8152	.0000	.5414	.0000	.5414	.0000
.0000	.8140	.0000	.5384	.0000	.5384	.0000
.0000	.8128	.0000	.5354	.0000	.5354	.0000
.0000	.8116	.0000	.5324	.0000	.5324	.0000
.0000	.8104	.0000	.5294	.0000	.5294	.0000
.0000	.8092	.0000	.5264	.0000	.5264	.0000
.0000	.8080	.0000	.5234	.0000	.5234	.0000
.0000	.8068	.0000	.5204	.0000	.5204	.0000
.0000	.8056	.0000	.5174	.0000	.5174	.0000
.0000	.8044	.0000	.5144	.0000	.5144	.0000
.0000	.8032	.0000	.5114	.0000	.5114	.0000
.0000	.8020	.0000	.5084	.0000	.5084	.0000
.0000	.8008	.0000	.5054	.0000	.5054	.0000
.0000	.8000	.0000	.5000	.0000	.5000	.0000

Pared lateral: contacto nulo  $\nu = 1/2$   $H/R = 10$   $D/R = 0$

$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.225$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.435$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.002$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$

1.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000	1.0000	.0000
.0000	.9988	.0000	.9999	.0000	.9999	.0000
.0000	.9976	.0000	.9976	.0000	.9976	.0000
.0000	.9964	.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	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.432$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.345$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = - .343$	
	$k_h$	$c_h$	$k_r$	$c_r$	$k_{hr}$	$c_{hr}$
1	1		1		1	



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:**

**RESORTES Y AMORTIGUADORES  
EQUIVALENTES DEL SUELO**

**EXPOSITOR: DR. JAVIER AVILÉS  
1997**

## RESORTES Y AMORTIGUADORES EQUIVALENTES DEL SUELO

Javier Avilés<sup>1,2</sup> y Eduardo Pérez-Rocha<sup>2,3</sup>

### 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  $K_m^0$ , and the stiffness and damping coefficients  $k_m$  and  $c_m$ , respectively, depending on the normalized frequency  $\eta_m$ , 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  $\zeta$ . 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  $\beta_0$  vale al menos 700 m/s. El módulo de rigidez al corte  $G_0$  se relaciona con  $\beta_0$  mediante la expresión

$$\beta_0 = \sqrt{G_0/\rho_0} \quad (1)$$

donde  $\rho_0 = \gamma_0/g$  es la densidad, siendo  $\gamma_0$  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  $\gamma_0 = 1.7 \text{ t/m}^3$ .

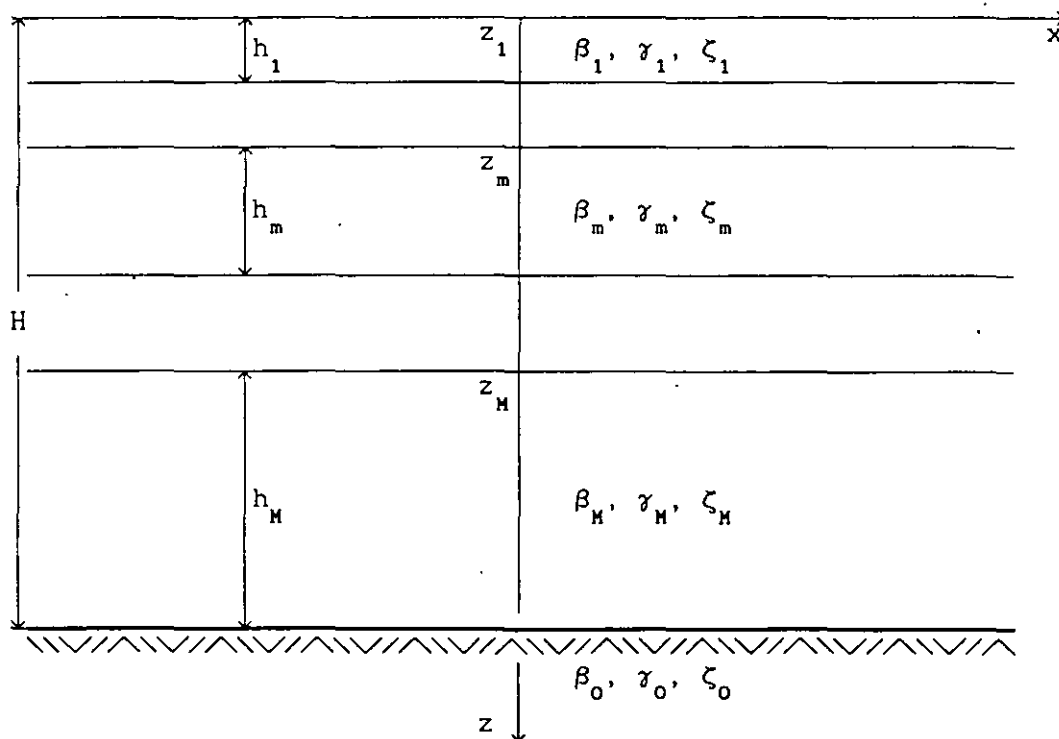


Fig. 1 Depósito estratificado horizontalmente

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  $\beta$ , 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  $\gamma$  y el amortiguamiento  $\zeta$  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.

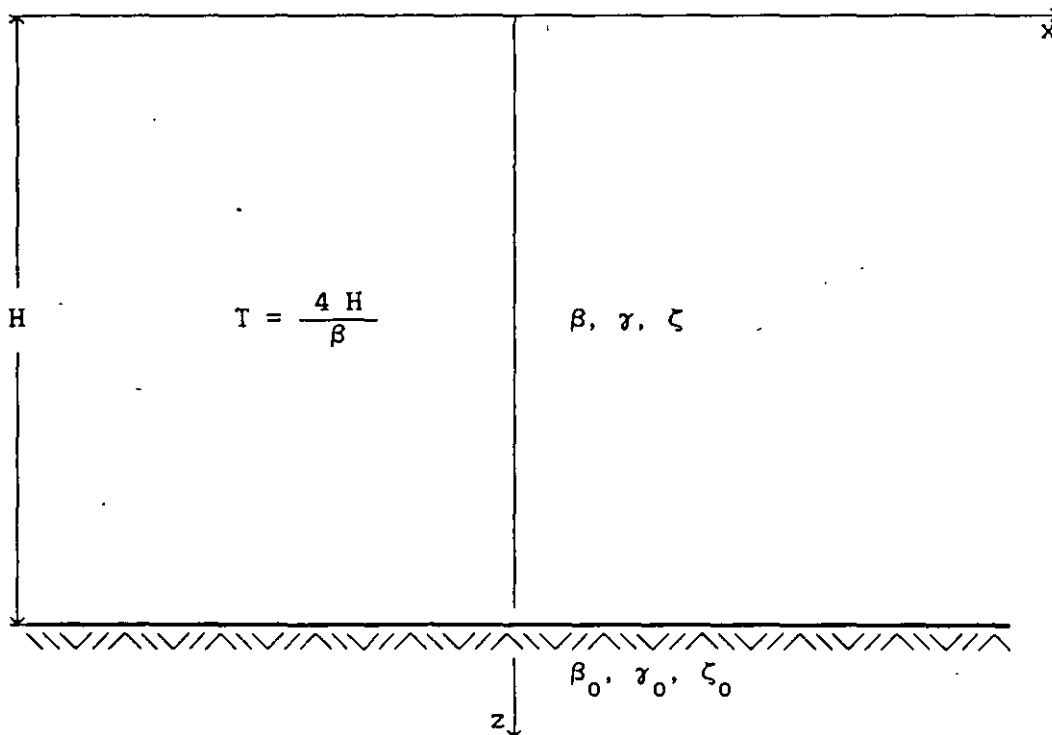


Fig. 2 Estrato equivalente

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  $\beta$  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  $t_d = \sum_m h_m / \beta_m$ , siendo  $h_m$  y  $\beta_m$  el espesor y la velocidad de propagación del  $m$ -ésimo estrato, respectivamente. Igualando los tiempos  $t_e$  y  $t_d$  se obtiene que la velocidad media de propagación vale

$$\beta = \frac{H}{\sum_{m=1}^M \frac{h_m}{\beta_m}} \quad (2)$$

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

$$\beta = \frac{\sum_{m=1}^M \beta_m h_m}{H} \quad (3)$$

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

$$T = \frac{4 H}{\beta} \quad (4)$$

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 subestratos 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  $N$  subestratos ( $N > M$ ), 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  $\omega_n$  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:

$$\mathbf{K, M} = \left[ \begin{array}{cccccc}
 \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & & & \\
 & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & & \\
 & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & \\
 & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & \\
 & & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & \\
 & & & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}}
 \end{array} \right] \quad (6)$$

Estas matrices se ensamblan con las matrices de estrato  $K^n$  y  $M^n$ , que tienen las siguientes formas:

$$K^n = G_n / h_n \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$M^n = \rho_n h_n \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix} \quad (8)$$

donde  $G_n$ ,  $\rho_n$  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. Fisicamente 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  $p(t) = P e^{i\omega t}$  se tiene en el estado estacionario una respuesta  $x(t) = X e^{i\omega t}$ , siendo  $\omega$  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:

$$\tilde{K}(\omega) = K ( k + i \omega c ) \quad (12)$$

donde  $k = 1 - \omega^2/\omega_0^2$  y  $c = 2\zeta_0/\omega_0$ , siendo  $\omega_0$  la frecuencia natural y  $\zeta_0$  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  $\tilde{K}$  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

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m^0 \left[ k_m(\eta_m) + i \eta_m c_m(\eta_m) \right] (1 + i 2 \zeta) \quad (13)$$

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  $\eta_m$  es la frecuencia normalizada. El factor de normalización  $(1 + i2\zeta)$  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  $\tilde{K}_h$  a partir de las fuerzas y los desplazamientos a lo largo de los ejes principales de la base, así como impedancias rotacionales  $\tilde{K}_r$  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  $\tilde{K}_{hr}$ , 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.



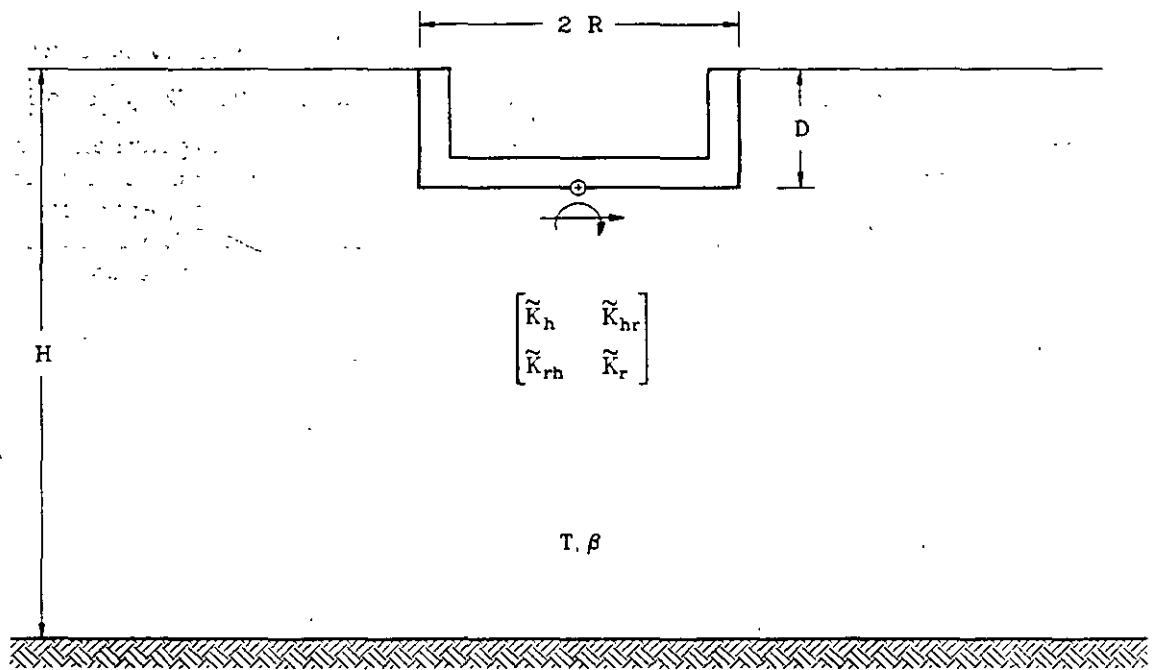


Fig. 3 Sistema suelo-cimentación

Si  $K_m$  representa el resorte y  $C_m$  el amortiguador equivalentes del suelo, como se ilustra en la Fig. 4, la función de impedancia se define alternativamente mediante la expresión compleja

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m(\omega) + i \omega C_m(\omega) \quad (14)$$

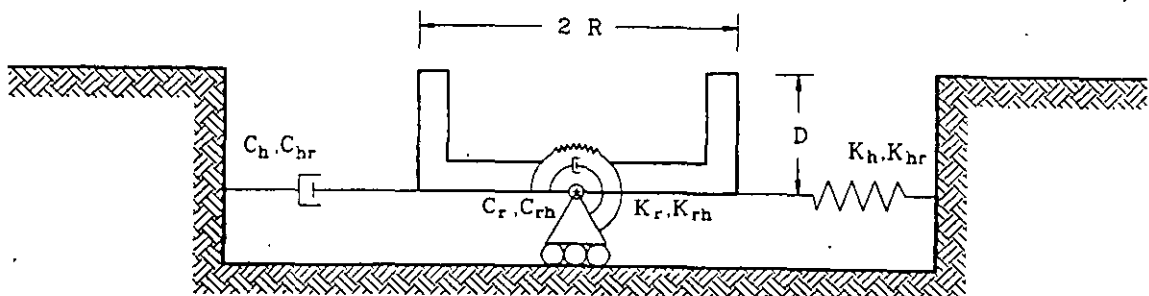


Fig. 4 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo

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  $\eta_h$ .

### 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  $\eta_s$  y  $\eta_p$  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 RIGIDECES 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  $\nu$ , 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  $\beta$ . 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 García-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.



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

## **XXII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA**

### **MODULO IV: DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA: EFECTOS DE SITIO E INTEGRACION SUELO-ESTRUCTURA  
PARA FINES DE REGLAMENTACION SISMICA**

**EXPOSITOR: DR. JAVIER AVILES  
MEN I LUIS E. PEREZ ROCHA**

# Efectos de Sitio e Interacción Suelo-Estructura para Fines de Reglamentación Sísmica

J. Avilés<sup>1</sup> y L. E. Pérez-Rocha<sup>2</sup>

## Resumen

*Se presenta una revisión de los criterios adoptados en reglamentos sísmicos para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura. Se hace referencia a los dos códigos sísmicos más importantes del país: las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCDS-DF) y el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE). Este último no tiene el carácter de reglamento, pero en la práctica funciona como una guía normativa de gran utilidad, no sólo para la determinación de riesgo sísmico en el territorio nacional, sino también para la definición de criterios de diseño sísmico para estructuras convencionales e industriales. Asimismo, se comentan los modelos simplificados en que se han basado los estudios que han llevado a la estipulación de tales criterios. No todos los efectos de sitio e interacción suelo-estructura se consideran explícitamente en las recomendaciones sísmicas vigentes. Los efectos ignorados se discuten aunque sea de forma somera, a fin de que en la práctica se tengan presentes las limitaciones reglamentarias que derivan del estado actual del conocimiento.*

## Introducción

El problema de las condiciones de sitio y la interacción dinámica entre el suelo y la estructura ha adquirido relevancia en los últimos años como resultado, principalmente, de los efectos producidos en las estructuras de la ciudad de México por los sismos de septiembre de 1985. Con base en la importancia de los fenómenos observados, se decidió entonces que los efectos de sitio e interacción suelo-estructura más importantes se tengan en cuenta explícitamente en el

diseño sísmico de estructuras desplantadas en sitios de suelo blando (Rosenblueth y Reséndiz, 1988; Rosenblueth y Gómez, 1991).

Debido a efectos locales, en formaciones de suelo blando las ondas sísmicas sufren importantes modificaciones con respecto a sus características en sitios de terreno firme (Sánchez-Sesma, 1987). Las interfases entre estratos y las fronteras laterales producen un fenómeno de difracción múltiple que genera amplificaciones y atenuaciones en el movimiento del suelo. La importancia práctica

<sup>1</sup>Instituto de Investigaciones Eléctricas, Apdo. 1-475, Cuernavaca 62001, México

<sup>2</sup>Centro de Investigación Sísmica, FIBS, Carretera al Ajusco 203, Héroes de Paderne 14200, México

de los efectos de sitio radica en que de ellos depende la caracterización del terreno de cimentación para fines de microzonificación sísmica, la cual es fundamental en la reglamentación sísmica.

La presencia de irregularidades laterales puede tener efectos muy significativos en la respuesta del sitio. Sin embargo, es común que las estimaciones de los efectos de sitio se basen en resultados obtenidos de modelos unidimensionales que no toman en cuenta la influencia de estas irregularidades. Aunque se sabe que los efectos de irregularidades laterales crecen con la cercanía del sitio a los bordes y decrecen con el amortiguamiento material del suelo, aún no existen criterios prácticos para estimar estos efectos en la respuesta del sitio.

Las NTCDS-DF y el MDS-CFE consideran los efectos de sitio por la vía de la microzonificación sísmica y el espectro de diseño. Para la clasificación del terreno de cimentación ante la ausencia de una microrregionalización, en el MDS-CFE se recurre al uso de una carta de microzonificación en función del periodo dominante y la velocidad efectiva del sitio. La dependencia de las ordenadas espectrales máximas en cada sitio con su periodo de vibración más largo sólo se considera en las NTCDS-DF, gracias a la valiosa información recabada a través del monitoreo sísmico de la ciudad de México.

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 problema de interacción suelo-estructura se puede descomponer en una parte inercial y otra cinemática (Kausel y col, 1978). El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el incremento o la reducción del amortiguamiento y la modificación de la ductilidad de la estructura, con respecto a los valores que tendría en su condición de base rígida, son producidos por la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema acoplado. Por su parte, la interacción cinemática reduce la traslación de la cimentación e induce torsión y cabeceo en ella, a la vez que filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

Usualmente, es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento sísmico en la superficie del terreno, el cual se toma como la excitación efectiva en la base de la cimentación. Aunque esta excitación no tiene componentes de rotación, generalmente es más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

Como se sabe, el periodo fundamental de la estructura interactuando con el suelo siempre se incrementa, porque el sistema acoplado tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura supuesta con base rígida (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). También se sabe que el amortiguamiento del sistema acoplado generalmente se incrementa, porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). Como la interacción suelo-estructura reduce la efectividad del amorti-



guamiento estructural, es posible que el amortiguamiento efectivo del sistema acoplado sea menor que el amortiguamiento de la estructura con base rígida, a menos que esta reducción sea compensada por el incremento debido al amortiguamiento del suelo.

Aún no se han desarrollado expresiones para evaluar el incremento o la reducción en las demandas de ductilidad de sistemas suelo-estructura con respecto a los valores correspondientes de la estructura supuesta con base rígida. En consecuencia, actualmente no es posible determinar sencillamente la resistencia de fluencia de un sistema acoplado que, ante una excitación dada, se requiere para limitar la demanda de ductilidad a una ductilidad disponible especificada. Solamente se ha sugerido que la ductilidad del sistema acoplado se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico, cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción (Rosenblueth y Reséndiz, 1988).

Las modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden conducir 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 diseño adoptados en códigos sísmicos consideran los efectos de interacción sólo en el periodo y amortiguamiento. A pesar de que se pueden introducir 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.

Las recomendaciones sísmicas actuales para tener en cuenta los efectos de interacción son todavía muy limitadas. En las NTCDS-DF se considera la influencia de la interacción inercial sólo en el periodo fundamental, mientras que en el MDS-CFE se hace tanto en el periodo como en el amortiguamiento del modo fundamental. Sin embargo, en ninguna de las dos normas se especifican criterios para incluir los efectos inerciales en la ductilidad estructural, ni para introducir la influencia de la interacción cinemática en el movimiento de la cimentación.

### **Modelo para efectos de sitio e interacción**

En la respuesta sísmica de estructuras intervienen varios factores que tienen que ver con la fuente, el trayecto, el sitio y la estructura misma. Con objeto de simplificar el cálculo de dicha respuesta se acostumbra adoptar como excitación de diseño un temblor característico definido en condiciones de terreno firme, de suerte que los efectos de fuente y trayecto se consideren implícitamente. De esta forma sólo faltaría tomar en cuenta los efectos de sitio e interacción suelo-estructura en la determinación de la respuesta estructural. Para llevar a cabo esto último se utiliza un modelo simplificado como el que se muestra en la fig 1. (Rosenblueth y Reséndiz, 1988), formado por un estrato equivalente y un oscilador elemental en representación del subsuelo del sitio y el modo fundamental de la estructura, respectivamente.

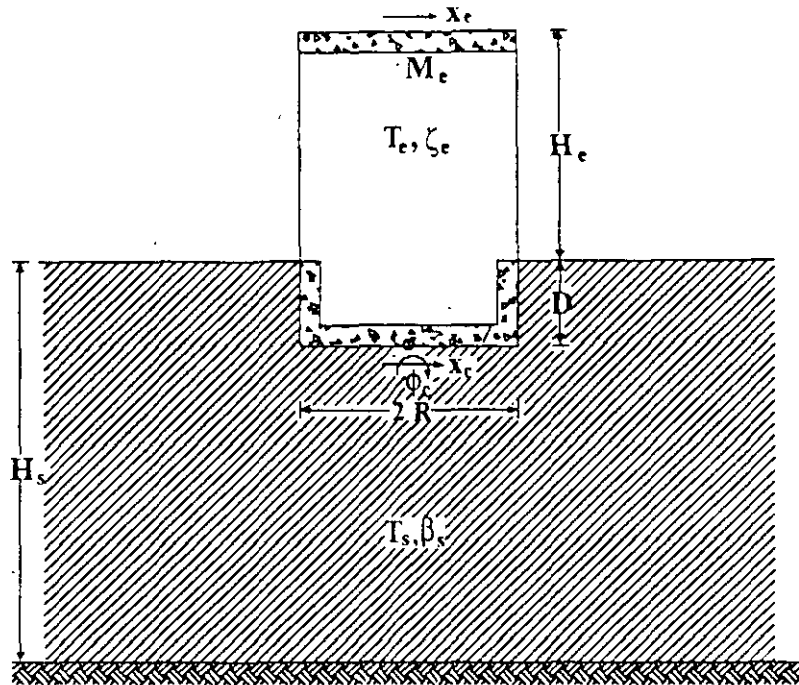


Figura 1. Modelo para considerar efectos de sitio e interacción suelo-estructura.

En este modelo los grados de libertad del conjunto son la deformación de la estructura,  $X_e$ , el desplazamiento relativo de la cimentación,  $X_c$ , y la rotación del cimiento,  $\Phi_c$ . Además,  $D$  es la profundidad de desplante de la cimentación,  $T_e$  y  $\zeta_e$  son el periodo y la relación de amortiguamiento del modo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable, respectivamente, mientras que  $M_e$  y  $H_e$  son la masa y altura efectivas de la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental, respectivamente, las cuales se definen como (Jennings y Bielak, 1973):

$$M_e = \frac{\left( \sum_n m_n x_n \right)^2}{\sum_n m_n x_n^2} \quad (1)$$

$$H_e = \frac{\sum_n m_n x_n h_n}{\sum_n m_n x_n} \quad (2)$$

donde  $x_n$  es el desplazamiento modal del  $n$ -ésimo nivel localizado a la altura  $h_n$  sobre el desplante y  $m_n$  es la masa de dicho nivel; las sumatorias se extienden sobre todos los pisos. Asimismo,  $T_s$  y  $\beta_s$  son el periodo

dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio, respectivamente, los cuales se relacionan con la profundidad  $H_s$  del estrato de suelo mediante (Newmark y Rosenblueth, 1971)

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} \quad (3)$$

La velocidad efectiva del sitio puede aproximarse mediante el promedio de las lentitudes del perfil estratigráfico, de acuerdo con

$$\beta_s = \frac{H_s}{\sum_n \frac{h_n}{\beta_n}} \quad (4)$$

donde  $\beta_n$  y  $h_n$  son la velocidad de cortante y el espesor del n-ésimo estrato; la sumatoria se extiende sobre todos los estratos.

### Representación de efectos de sitio

A nivel de reglamento de construcciones los efectos de sitio se tienen en cuenta mediante la microzonificación sísmica y el espectro de diseño. La microzonificación consiste grosso modo en agrupar los suelos en función de los valores esperados de ordenadas espectrales máximas y en asignar a cada grupo su espectro de diseño. La respuesta espectral de sitio depende de varios factores que caracterizan la geología superficial del lugar. Sin embargo, para fines prácticos puede suponerse que dicha respuesta se relaciona sólo con dos parámetros que conservan las características más relevantes de la formación de suelo, como son el periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio. En lo que sigue se examina el criterio especificado en las NTCDS-DF para considerar el periodo dominante del sitio en la determinación del espectro de diseño.

### Contornos de Respuesta Espectral

En las NTCDS-DF se pretende reconocer la dependencia de los espectros de respuesta con respecto al periodo dominante del sitio. Para ilustrar esto es conveniente representar los efectos de sitio mediante curvas de iso-aceleración espectral 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 manto simple, en función del periodo natural de la estructura y el periodo dominante del sitio, se les ha definido como contornos de respuesta espectral. El procedimiento de cálculo para la determinación de estos contornos se lleva a cabo como se indica a continuación.

**Excitación.** - Se postula como movimiento de control un temblor característico especificado en el afloramiento de la roca basal, para el que se calcula su espectro de aceleraciones de Fourier dado por (Clough y Penzien, 1975)

$$F_c(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \ddot{X}_c(t) e^{-i\omega t} dt \quad (5)$$

donde  $\ddot{X}_c$  representa el movimiento de control y  $\omega$  expresa la frecuencia de excitación.

**Sitio.** - Se obtiene la función de transferencia del estrato equivalente ante la incidencia vertical de ondas de cortante, mediante (Newmark y Rosenblueth, 1971)

$$Q_s(\omega) = \frac{1}{\cos(k_s H_s) + i p \operatorname{sen}(k_s H_s)} \quad (6)$$

en donde 
$$p = \frac{\rho_s \beta_s}{\rho_o \beta_o} \quad (7)$$

es la relación de impedancias entre el estrato y la roca basal y  $k_s = \omega/\beta_s$  es el número de onda de cortante del estrato;  $\rho_{o,s}$  y  $\beta_{o,s}$  son la densidad y velocidad de corte del suelo, respectivamente, ya sea del estrato (subíndice  $s$ ) o la roca basal (subíndice  $o$ ). La base del estrato se considera flexible para tener en cuenta la presencia del amortiguamiento geométrico, producto de la irradiación de ondas hacia la roca basal; el amortiguamiento material de tipo histerético se introduce reemplazando  $\beta_{o,s}$  por  $\beta_{o,s}(1+i\zeta_{o,s})$ , siendo  $\zeta_{o,s}$  el amortiguamiento del suelo.

**Estructura** - Se determina la función de transferencia del oscilador elemental sujeto a excitación en su base, como (Clough y Penzien, 1975)

$$Q_e(\omega) = \left( \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - 1 - i2\zeta_e \frac{\omega}{\omega_e} \right)^{-1} \quad (8)$$

donde  $\omega_e = 2\pi/T_e$  es la frecuencia natural de la estructura.

**Contornos de respuesta** - Conocidos el espectro de aceleraciones de Fourier de la excitación así como las funciones de transferencia del sitio y la estructura, se obtiene el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural, por medio de

$$|F_e(\omega)| = |F_c(\omega)| |Q_s(\omega)| |Q_e(\omega)| \quad (9)$$

Con base en este espectro y la duración del movimiento en el sitio de interés, estimada como

$$S_a(T_s, T_e) = D_s = D_o + \frac{0.2T_s}{\zeta_s} \quad (10)$$

donde  $D_o$  es la duración del movimiento en roca basal, se calculan los valores esperados de las respuestas máximas mediante la teoría de vibraciones casuales (Boore, 1983; Boore y Joyner, 1984), para cualquier configuración de sitio y estructura definida por los periodos

naturales de vibración  $T_e$  y  $T_s$ . Las aceleraciones espectrales obtenidas de esta manera representan las cotas de los contornos de respuesta.

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 que los análisis de la respuesta sísmica espectral cubran el intervalo de periodos de vibración, tanto de la estructura como del sitio, comprendido entre 0 y 5 s. Para propósitos de cálculo se adoptaron los valores convencionales  $p = 0.1$ ,  $\zeta_o = 0.03$ ,  $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$  y  $\nu_s = 0.5$ . Asimismo, la excitación considerada en terreno firme corresponde al componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 (19/IX/85) registrado en la estación CU, cuya duración estimada de la etapa intensa es de 40 s.

En la fig 2 se ilustra la forma típica de los contornos de respuesta espectral. En ellos se observa que las respuestas resonantes asociadas al modo fundamental del sitio se registran a lo largo de una línea imaginaria con pendiente uno, es decir, cuando el periodo natural de la estructura coincide con el periodo dominante del sitio; las respuestas resonantes asociadas a modos superiores del sitio se registran sobre rectas con pendientes tres y cinco. Los contornos espectrales revelan el escenario general de la respuesta sísmica espectral y son de gran utilidad para identificar los sitios donde se presentarían las mayores respuestas espectrales ante un temblor característico postulado en terreno firme; en este caso, tales sitios resultan ser los que tienen periodos dominantes de  $T_s = 2$  s. Si se realizan cortes en  $T_s = 0.55, 2$  y  $3.5$  s pueden inferirse los espectros de respuesta que se esperarían en los sitios VIV, SCT y CAO, respectivamente, los cuales son una buena aproximación de aquéllos que se obtienen

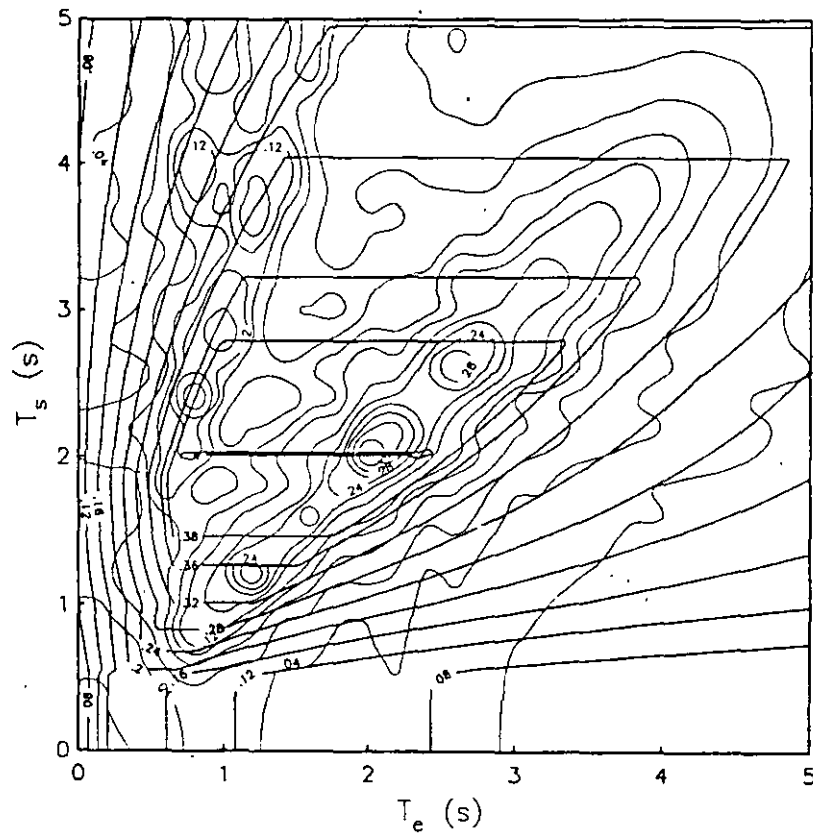


Figura 2. Contornos de respuesta espectral para el temblor del 19 de septiembre de 1985.

con las excitaciones registradas en esas estaciones, como se muestra en la fig 3. A partir de los contornos de respuesta se puede deducir la forma en que varían las ordenadas espectrales máximas con el periodo do-

minante del sitio; en la fig 4 se exhibe la curva que se obtiene al hacer un corte a lo largo de la recta con pendiente uno en el plano de periodos sitio-estructura.

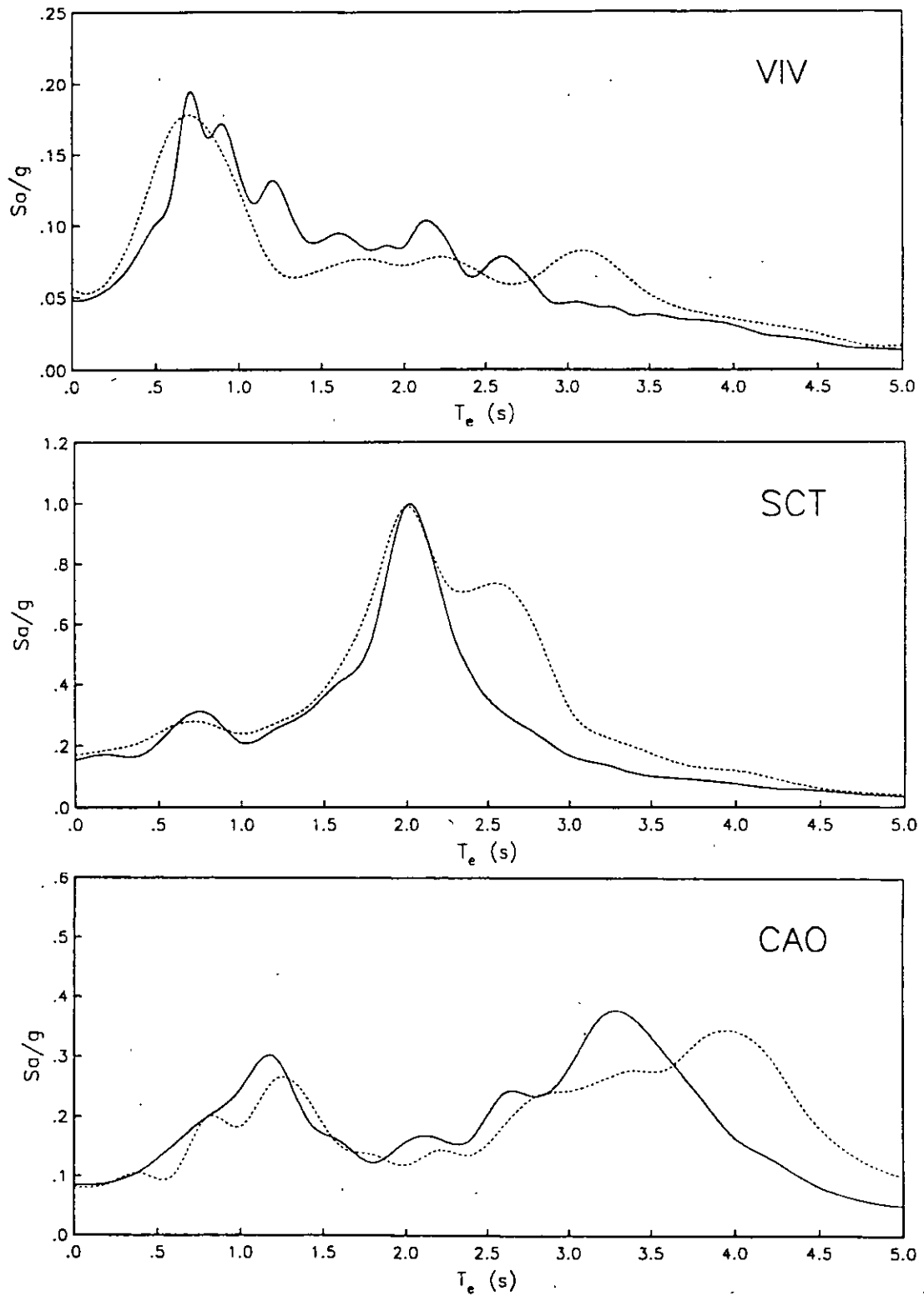


Figura 3. Espectros de respuesta obtenidos de los contornos espectrales (línea continua) y calculados in situ (línea punteada) para los sitios VIV, SCT y CAO.

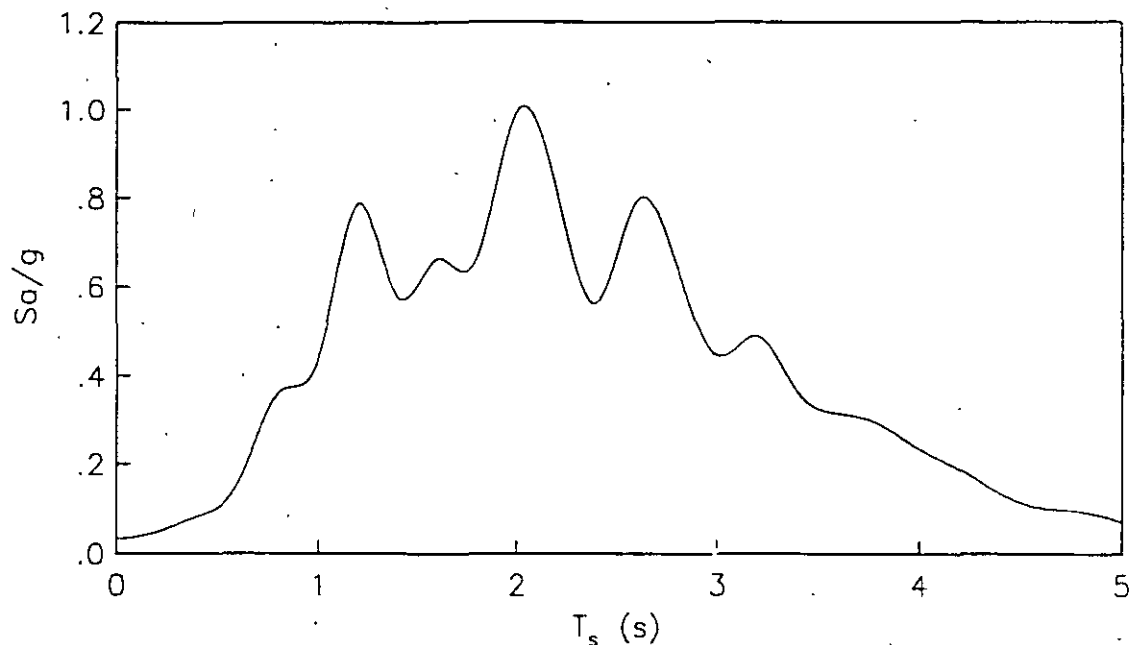


Figura 4. Variación de las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio.

### Espectros de Diseño

Es la primera vez que en los reglamentos mexicanos se considera la reducción de las ordenadas espectrales de diseño en función del periodo dominante del sitio. La variación de las máximas ordenadas espectrales en cada sitio con su periodo de vibración más largo presenta reducciones significativas para periodos cortos y largos con respecto al periodo característico de  $T_s = 2$  s. Por su carácter innovador, las disposiciones reglamentarias correspondientes se basaron en modelos simplificados que condujeron a recomendaciones particularmente sencillas, las cuales son aplicables solamente a las zonas II y III.

Las NTCDS-DF especifican espectros de diseño para cada una de las zonas geotécnicas en que se divide el valle de México. En la tabla 1 se indican los parámetros que se requieren para la construcción de dichos espectros. Las ordenadas espectrales de aceleración, como fracción de la gravedad, se obtienen usando las siguientes relaciones:

$$a = \frac{1+3 T_e/T_u}{4} c; \quad \text{si } T_e < T_u \quad (11)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_u < T_e < T_b \quad (12)$$

$$a = \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r c; \quad \text{si } T_e > T_b \quad (13)$$

donde  $T_e$  es el periodo natural de vibración de la estructura,  $c$  es el coeficiente sísmico,  $T_a$  y  $T_b$  son los periodos característicos que

delimitan la meseta del espectro de diseño y  $r$  es el exponente que asigna la forma en que decrece su parte curva.

Tabla 1. Parámetros del espectro de diseño para estructuras del grupo B

Zona	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	$r$	$c$
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.5	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1	0.40

Si se conoce el periodo de vibración más largo del sitio, el valor del coeficiente sísmico puede ser menor que el que se requeriría de no aplicarse el Apéndice A4 de las NTCDS-DF. La reducción estipulada para el coeficiente sísmico en función del periodo dominante del sitio está dada por

$$c = \frac{1.6 T_s}{4 + T_s^2} \quad (14)$$

Esta expresión es de carácter empírico; para su calibración se utilizó el espectro de respuesta en el sitio SCT para el temblor del

19/IX/85. Con ella no se obtienen reducciones del coeficiente sísmico para  $T_s = 2$  s, ya que en esos sitios es donde se han registrado las máximas aceleraciones producidas por un sismo. La variación del coeficiente sísmico con el periodo dominante del sitio se muestra en la fig 5. Con líneas discontinuas verticales se marcan las fronteras entre zonas geotécnicas como si correspondieran a  $T_s = 0.5$  y  $1$  s para las zonas I-II y II-III, respectivamente, lo cual es cierto de forma muy aproximada. A la vez, con líneas discontinuas horizontales se mar-

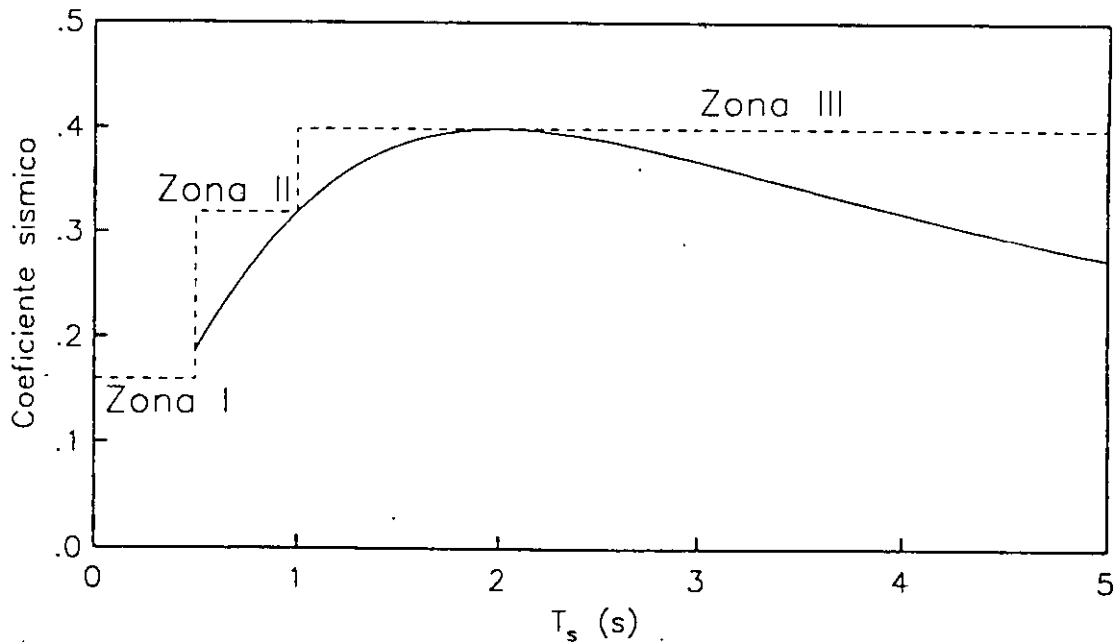


Figura 5. Variación del coeficiente sísmico con el periodo dominante del sitio.



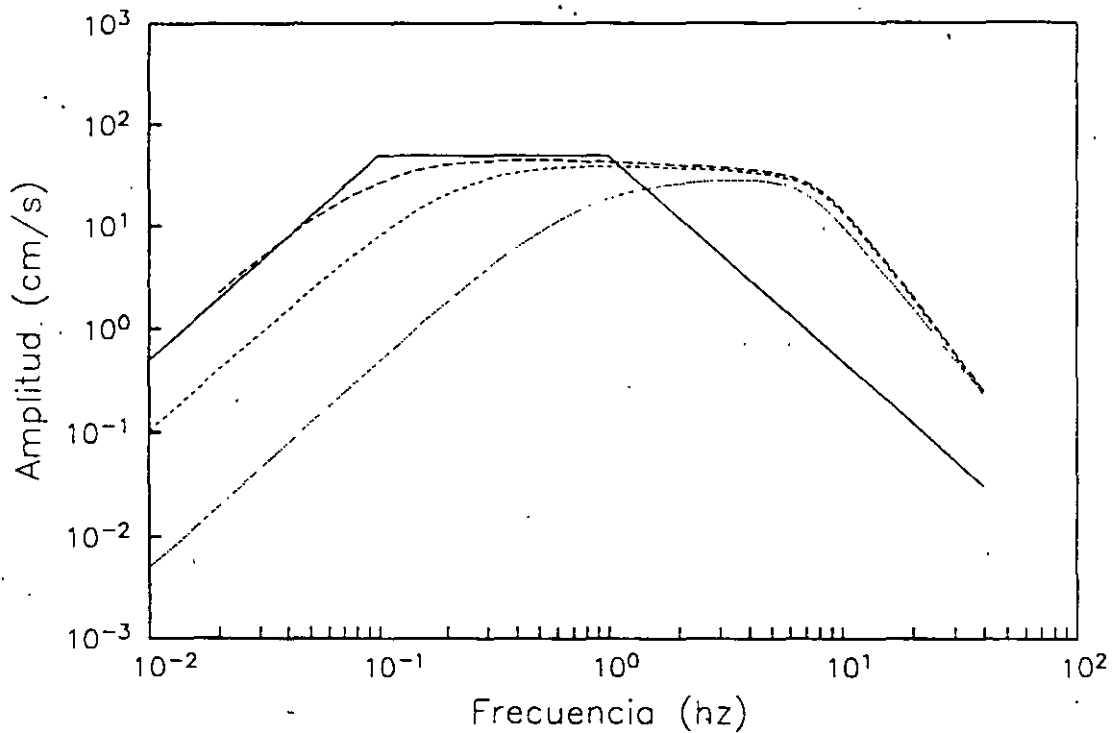


Figura 6. Espectros de amplitudes de Fourier de aceleración para los eventos seleccionados como sismos de diseño; Guerrero(—), Normal, Acambay y Local(· · ·)

can los valores del coeficiente sísmico para cada zona geotécnica cuando se ignora la dependencia con el periodo del sitio

Para la determinación de los espectros de diseño que se estipulan en las NTCDS-DF se utilizaron los espectros de amplitudes de Fou-

rier de aceleración que se muestran en la fig 6; ellos corresponden a los cuatro temblores representativos que se supone son los más peligrosos para la ciudad de México. Postulando estos sismos como movimientos de control se calcularon los contornos de respuesta espectral que aparecen en la

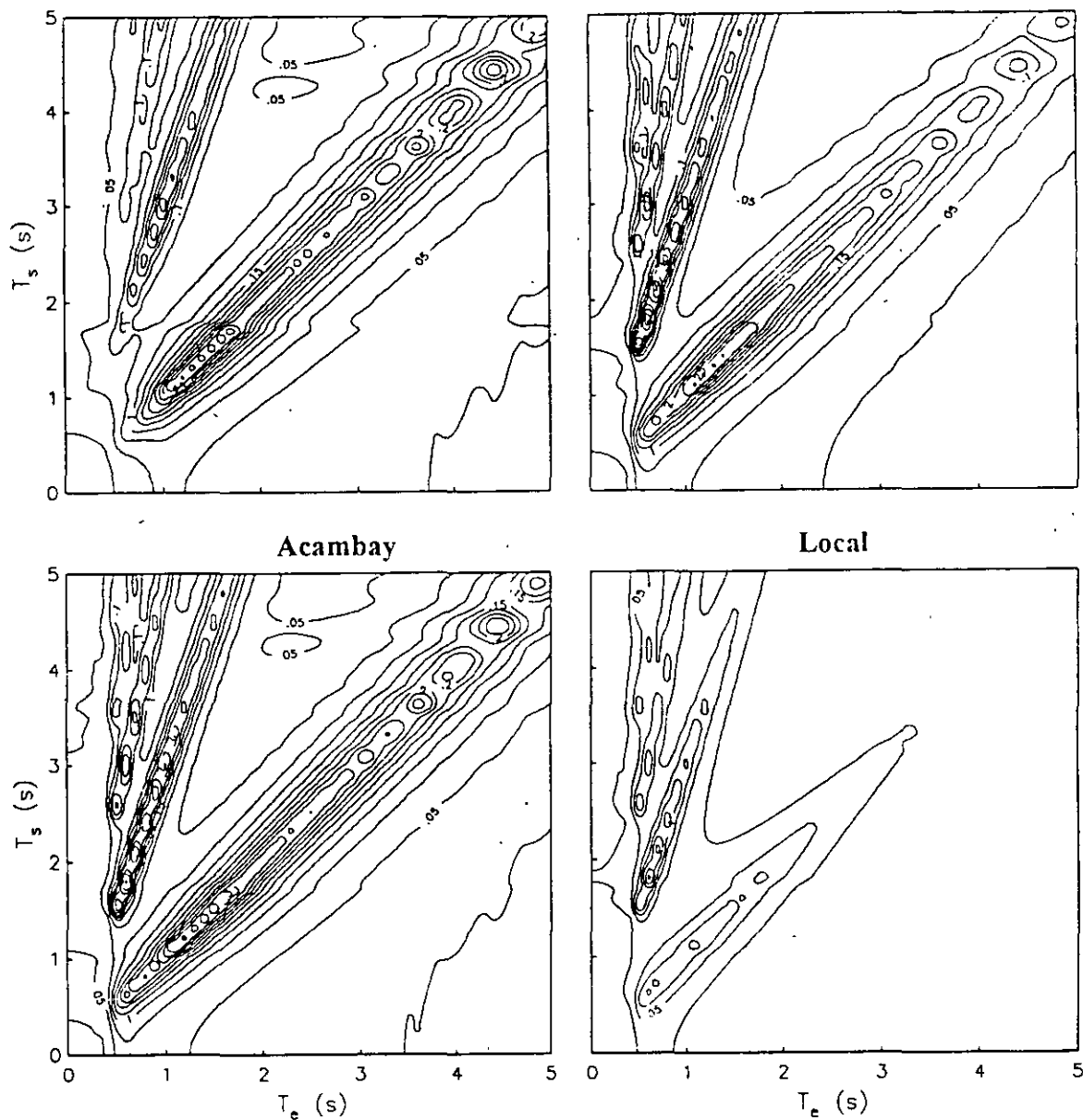


Figura 7. Contornos de respuesta espectral para los eventos seleccionados como temblores de diseño.

fig 7, los cuales están escalados con el factor ( Rosenblueth y col, 1989) que está implícito en los espectros de diseño especificados en las NTCDS-DF.

A partir de estos contornos de respuesta se infieren las variaciones de las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio, las cuales se muestran en la fig 8. Los resultados que suministra la ec

14 se indican con línea gruesa continua; con línea gruesa discontinua se muestra la curva correspondiente al sismo del 19/IX/1985. Las líneas delgadas corresponden a los temblores de Guerrero , Normal, Acambay y Local que afectarían seriamente al valle de México. Para sismos de subducción se confirma que la posición de los máximos espectrales se encuentra cubierta por la expresión estipulada en las NTCDS-DF. Sin embargo, debe tenerse

en cuenta que puede haber temblores de magnitud comparable con la del sismo del 19/IX/85 pero con amplitudes anómalas para frecuencias bajas, lo que originaría respuestas espectrales máximas en sitios con  $T_s > 2s$ . Asimismo, pueden generarse temblores de fallamiento normal o local que conduzcan a

respuestas espectrales máximas en sitios con  $T_s > 2s$ . Estas posibilidades sugieren que la ec 14 sea revisada con mayor profundidad, a la luz de la información de registros sísmicos y los resultados de predicción de movimientos fuertes.

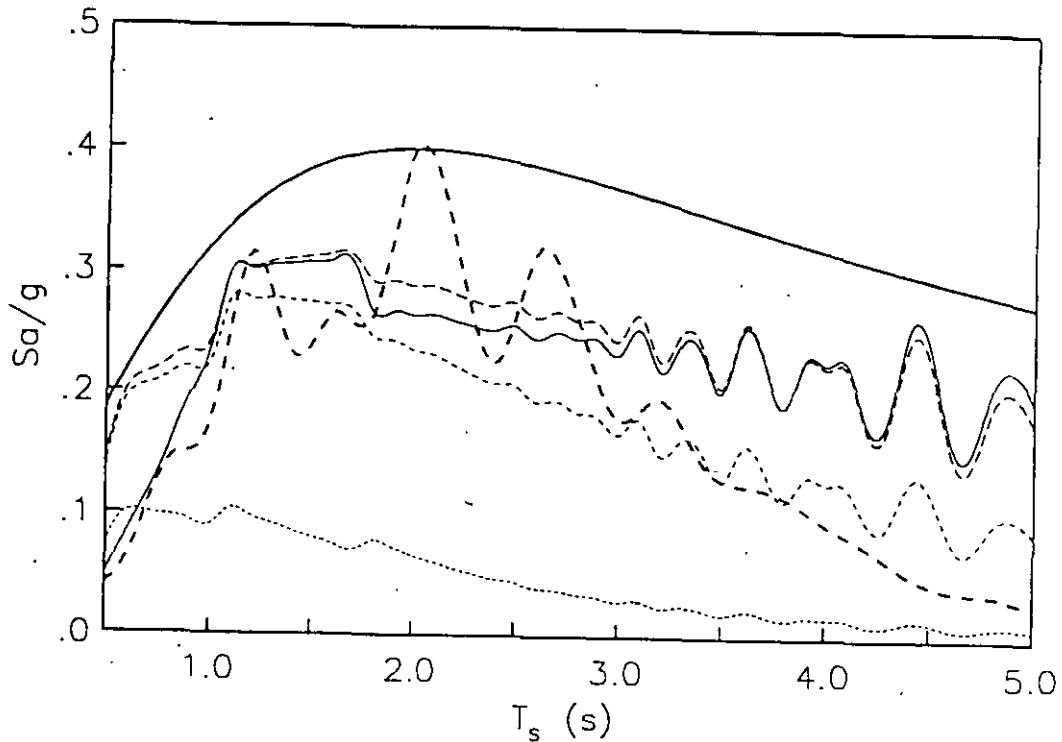


Figura 8. Variación de las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio para diferentes mecanismos de generación de temblores; Guerrero(-), Normal, Acambay y Local (...).

El conocimiento del periodo dominante del sitio permite adicionalmente disminuir 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:

$$\text{Zona II} \begin{cases} T_a = 0.64T_s \\ T_b = 1.2T_s \end{cases} \quad (15)$$

$$\text{Zona III} \begin{cases} T_a = \text{Max}(0.35T_s, 0.64s) \\ T_b = 1.2T_s \end{cases} \quad (16)$$

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. En vista de que estos periodos característicos delimitan el intervalo de ordenadas espectrales máximas, las condiciones favorables serán aquéllas donde  $T_a$  aumente y  $T_b$  disminuya. Suponiendo que las fronteras entre las zonas geotécnicas corresponden a  $T_s = 0.5$  y  $1$  s, el valor de  $T_a$  siempre será mayor cuando se conozca  $T_s$ . Sin embargo, el valor de  $T_b$  en la zona III sólo será menor cuando  $T_s < 3.25$  s, ya que si se desconoce  $T_s$  debe tomarse  $T_b = 3.95$  mientras que al conocerlo se debe tomar  $T_b = 1.2 T_s$ .

### Contornos Espectrales de Diseño

El conocimiento de  $T_s$  conduce, en general, a espectros de diseño reducidos. Toda la gama

de estos espectros puede observarse mediante el uso de contornos de diseño, los cuales tienen una concepción similar a la de los contornos de respuesta. En la fig. 9 se reproducen los contornos de diseño que se obtienen al unir puntos de igual aceleración espectral, calculada ésta según las ecs 11-16. Al realizar cortes en secciones horizontales se obtendrían los espectros de diseño reducidos para el periodo del sitio de interés. Así, cortes en  $T_s = 0.55, 2$  y  $3.5$  s resultan en los espectros de diseño de la fig 10, los cuales son aplicables a los sitios VIV, SCT y CAO, respectivamente.

En la fig. 11 se puede ver la comparación entre los contornos de diseño que se derivan de las NTCDS-DF y los contornos de respuesta que se obtienen del modelo unidimensional para el temblor del 19/IX/85, escalados con el factor 0.4 adoptado en dichas normas.

Nota que la tendencia de respuestas espectrales es muy semejante. Los contornos de diseño envuelven apropiadamente a los contornos de respuesta. Las respuestas resonantes, asociadas tanto al modo fundamental como al primer modo superior del sitio, son cubiertas satisfactoriamente. Esta forma de proceder debe extenderse a todos los mecanismos de generación de temblores que afectan peligrosamente a la ciudad de México, incorporando la información del monitoreo sísmico y los resultados de la estimación de movimientos fuertes.

### Representación de efectos de interacción

Para fines de reglamentación sísmica, los efectos de interacción se acostumbra tenerlos

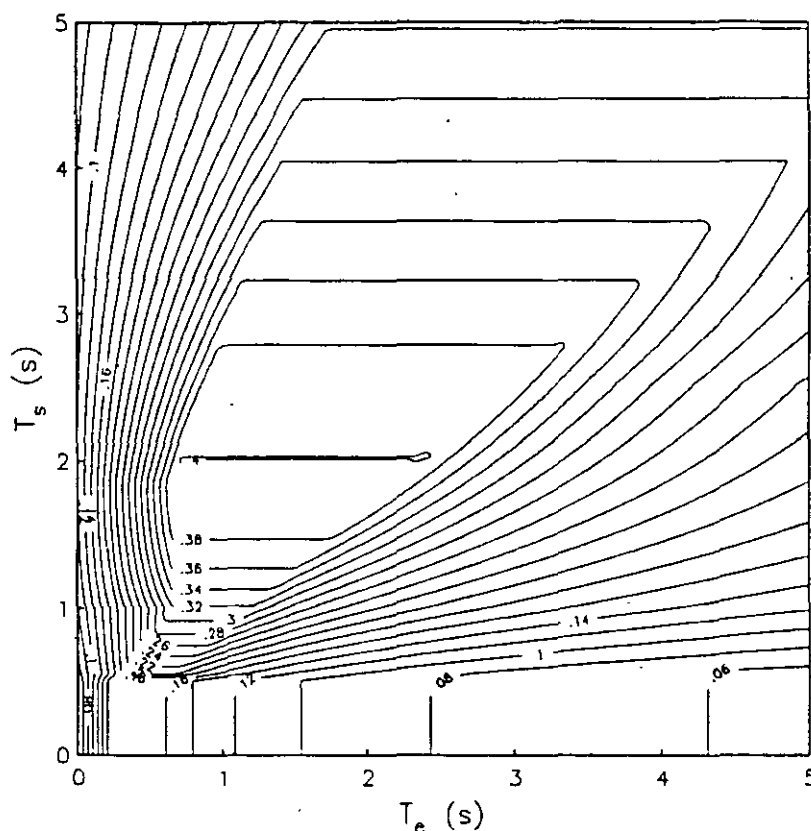


Figura 9. Contornos espectrales de diseño considerando las variaciones con el periodo dominante del sitio.

en cuenta sólo en el modo fundamental, empleando para ello un enfoque simplificado que consiste en reemplazar el sistema acoplado por un oscilador equivalente con base rígida caracterizado con el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema acoplado. Con estos parámetros efectivos puede entonces recurrirse a espectros de diseño estándar para obtener las aceleraciones en la estructura en términos de su periodo y amortiguamiento (Veletsos y Meek, 1974). A continuación se examinan brevemente los

criterios establecidos en el MDS-CFE para considerar los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental, así como en el cortante basal de diseño. Adicionalmente se examinan algunos resultados recientes orientados a la formulación de criterios prácticos para incluir, por un lado, los efectos inerciales en la ductilidad estructural y, por otro, la influencia de la interacción cinemática en el movimiento de la cimentación.

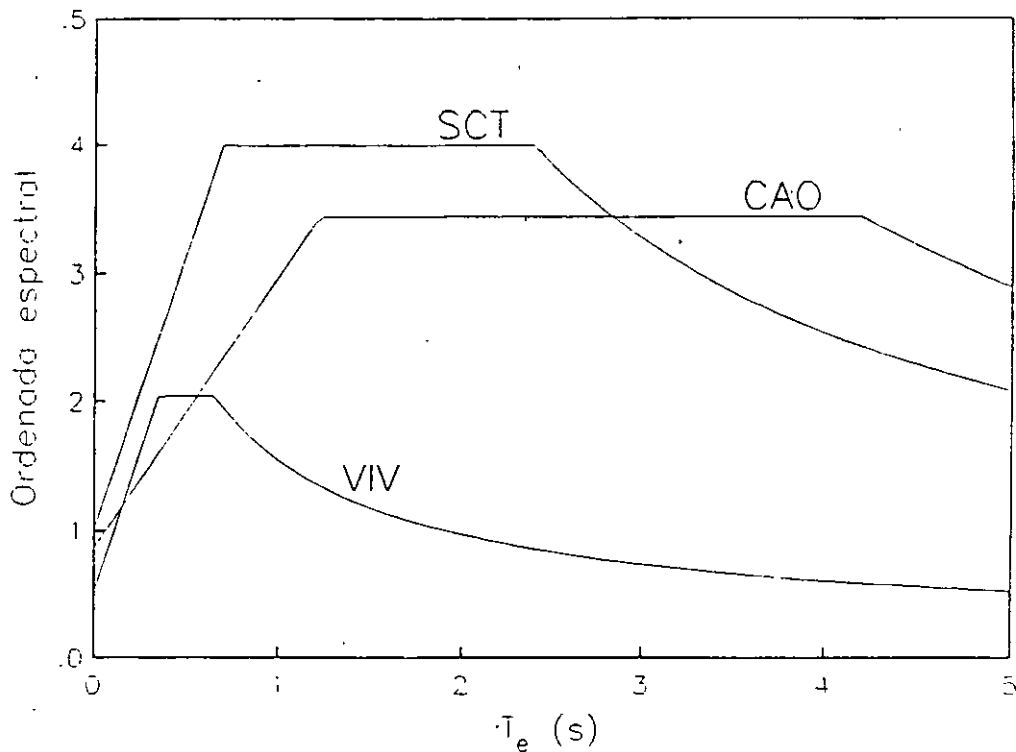


Figura 10. Espectros de diseño para los sitios VIV, SCT y CAO considerando las variaciones con el periodo dominante del sitio.

### Efectos Inerciales en el Periodo y Amortiguamiento

En la fig 12 se muestran el sistema suelo-estructura y el oscilador de reemplazo con base rígida; el suelo se ha sustituido por resortes y amortiguadores dependientes de la frecuencia de excitación. Los resortes  $K_h$  y  $K_r$  y los amortiguadores  $C_h$  y  $C_r$ , en los modos de traslación (índice  $h$ ) y rotación (índice  $r$ ), suelen calcularse utilizando una cimentación

circular equivalente de radio  $R$  (Siefferet y Cevaer, 1992); en el caso de pilotes, estos resortes y amortiguadores deben considerar su rigidez y amortiguamiento, respectivamente. Al despreñar la interacción cinemática se tiene que la excitación en la base del sistema acoplado y el oscilador de reemplazo es la misma. En estas condiciones, mediante la condición de equivalencia en el cortante basal resonante entre el sistema acoplado y el oscilador de reemplazo, se pueden obtener el periodo  $\tilde{T}_e$ .

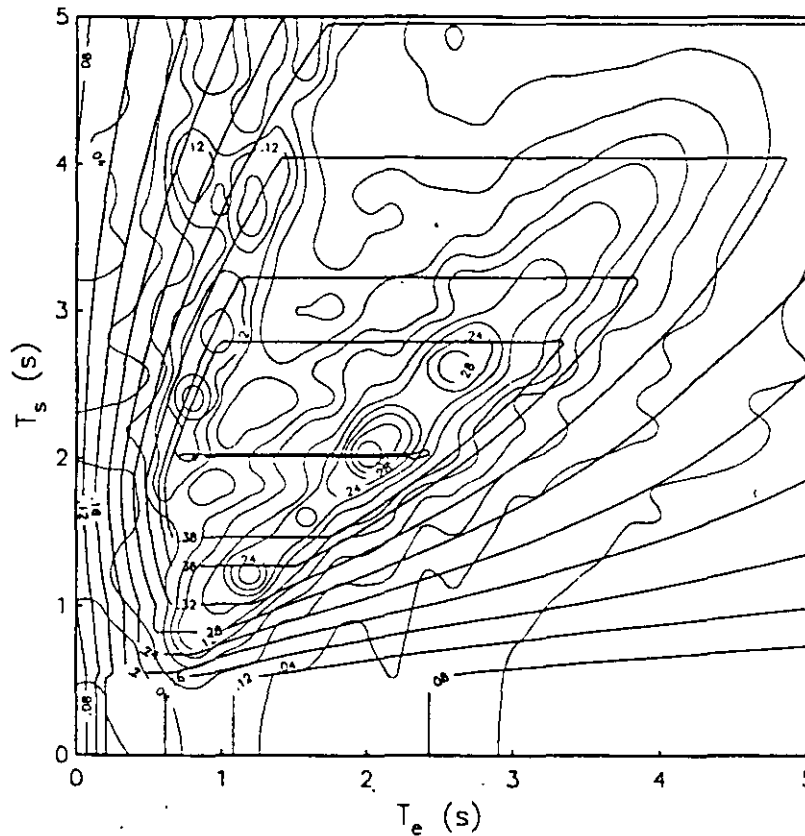


Figura 11. Comparación entre los contornos de diseño y los contornos de respuesta para el temblor del 19 de septiembre de 1985.

y amortiguamiento  $\bar{\zeta}_e$  efectivos del sistema acoplado. En el MDS-CFE se recomiendan las siguientes expresiones.

$$\bar{T}_e = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} \quad (17)$$

$$\bar{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{T_e}{\bar{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left( \frac{T_h}{\bar{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{T_r}{\bar{T}_e} \right)^2$$

(18)

donde  $T_h$  y  $T_r$  son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o rotar, respectivamente, es decir:

$$T_h = 2\pi \left( \frac{M_e}{K_h(\bar{\omega}_e)} \right)^{1/2} \quad (19)$$

$$T_r = 2\pi \left( \frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r (\bar{\omega}_e)} \right)^{1/2} \quad (20)$$

en tanto que  $\zeta_h$  y  $\zeta_r$  son los amortiguamientos del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente, esto es:

$$\zeta_h = \frac{\bar{w}_e C_h (\bar{\omega}_e)}{2K_h (\bar{\omega}_e)} \quad (21)$$

$$\zeta_r = \frac{\bar{w}_e C_r (\bar{\omega}_e)}{2K_r (\bar{\omega}_e)} \quad (22)$$

donde  $\bar{\omega}_e = 2\pi/\bar{T}_e$  es la frecuencia efectiva del sistema acoplado. Estos parámetros efectivos son aproximados, pues se han despreciado la masa de la cimentación y su momento de inercia, así como el acoplamiento en traslación y rotación de la rigidez dinámica del cimiento.

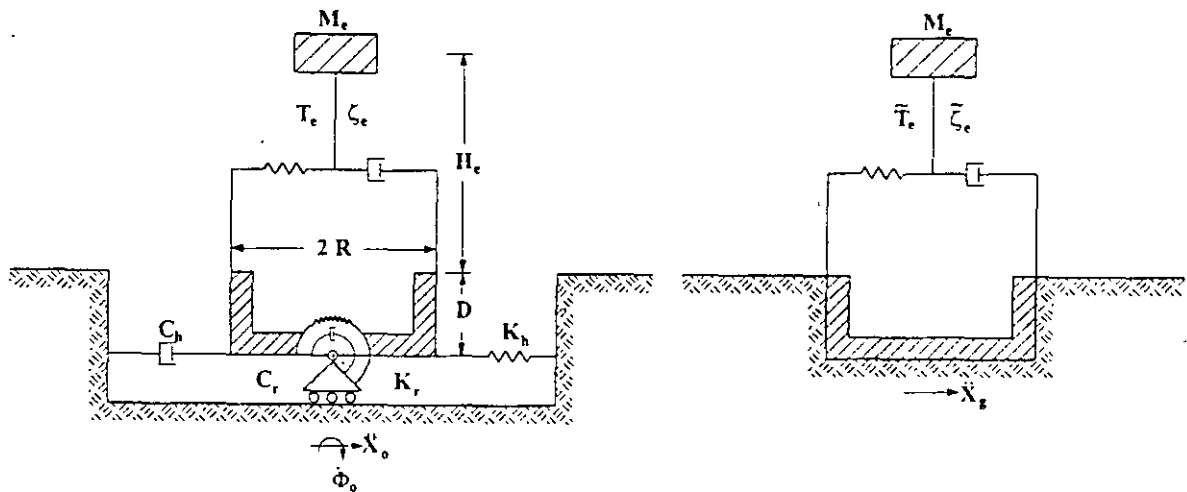


Figura 12. Sistema suelo-estructura y oscilador de reemplazo con base rígida.

El grado de aproximación de estas expresiones y otras similares es bastante bueno para fines prácticos, como se puede apreciar en las figs 13 y 14 donde se comparan resultados de diferentes autores (Avilés y Pérez-Rocha, 1995b) para las profundidades de desplante de la cimentación  $D/R = 0$  y 1,

respectivamente. El mayor problema del enfoque del oscilador de reemplazo se tiene para cimentaciones enterradas en un estrato de suelo, ya que las diferencias entre las funciones de transferencia del sistema acoplado y el oscilador de reemplazo pueden ser muy importantes, dependiendo no sólo del enterra-



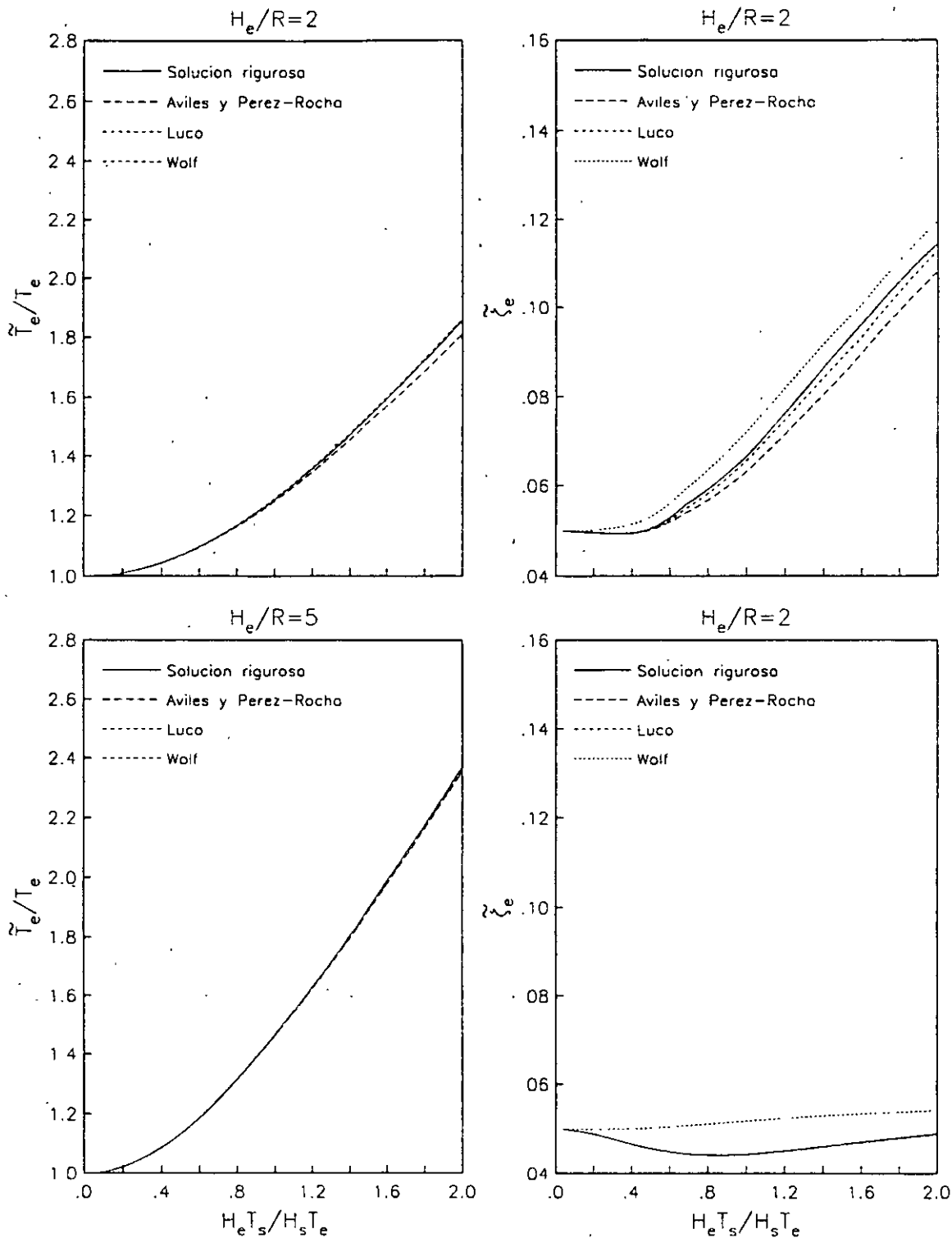


Figura 13. Comparación de periodos y amortiguamientos efectivos aproximados con la solución rigurosa para sistemas acoplados con  $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ ,  $\nu_s = 0.45$ ,  $H_s/R = 10$  y  $D/R = 0$  (cimentación superficial).

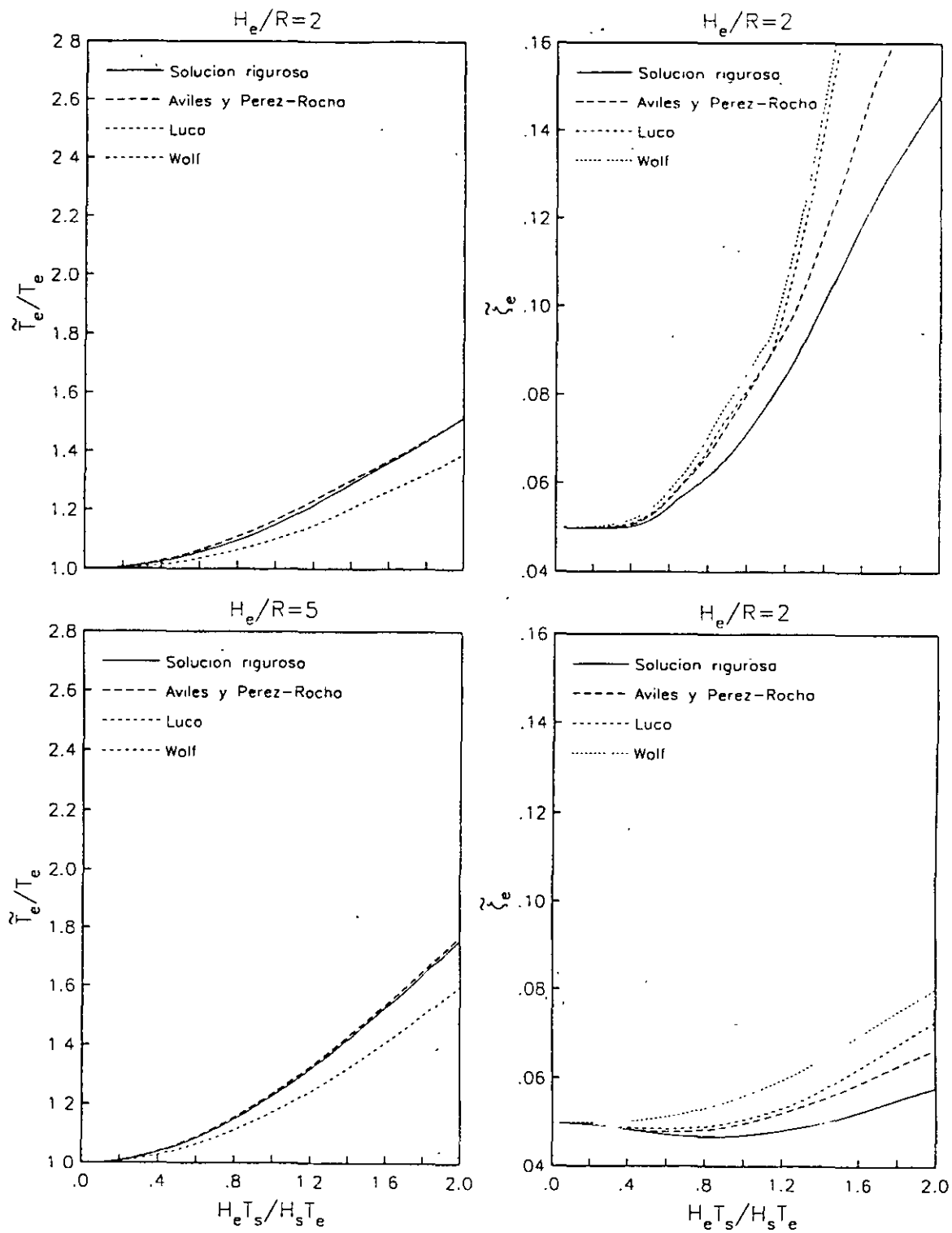


Figura 14. Comparación de periodos y amortiguamientos efectivos aproximados con la solución rigurosa para sistemas acoplados con  $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ ,  $\nu_s = 0.45$ ,  $H_s/R = 10$  y  $D/R = 1$  (cimentación enterrada).

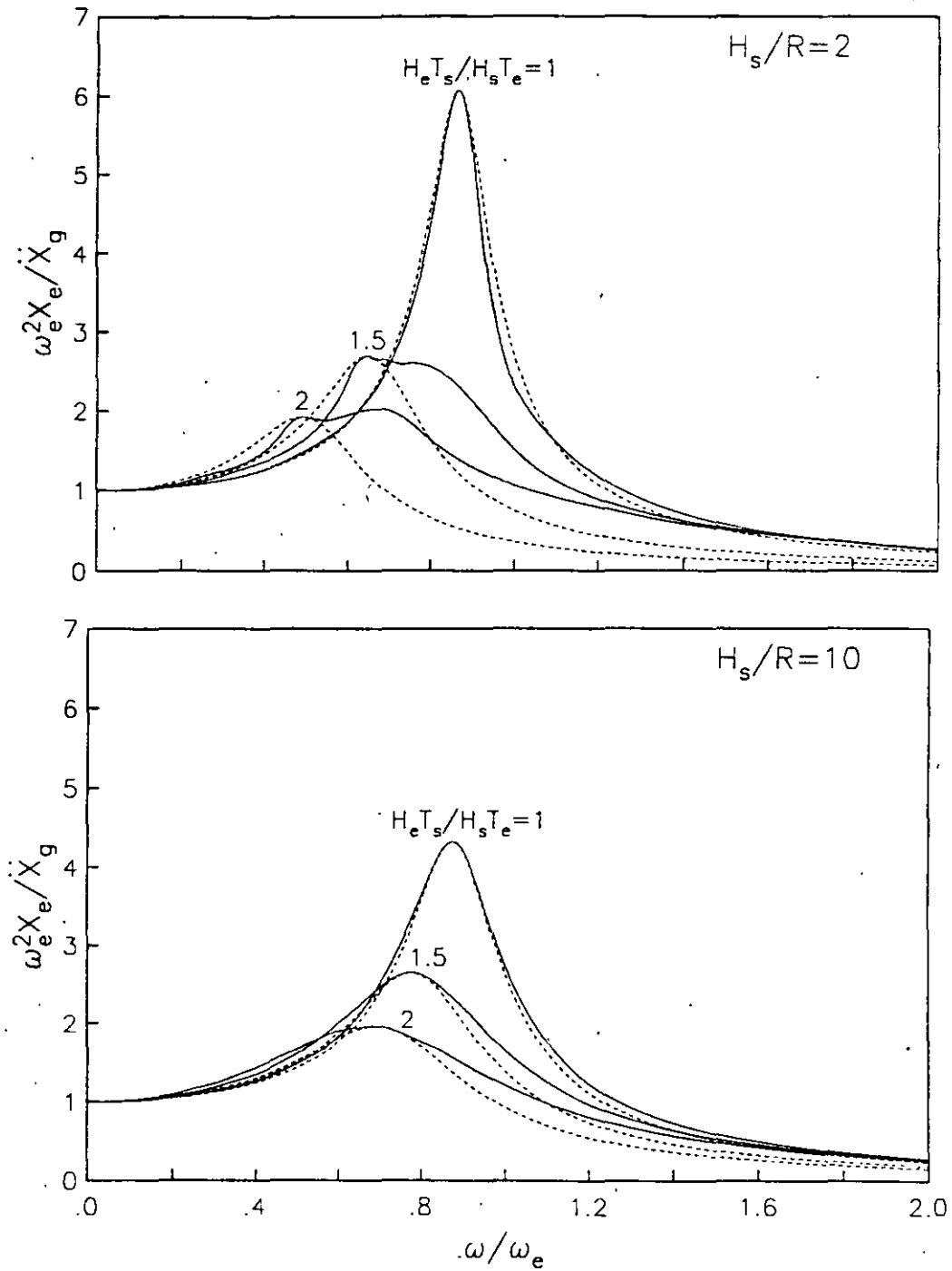


Figura 15. Funciones de transferencia de pseudoaceleración para sistemas acoplados con  $\zeta_s = \zeta_r = 0.05$ ,  $\nu_s = 1/3$ ,  $D/R = 1$  y  $H_e/R = 1$ , comparadas con las correspondientes del oscilador de reemplazo.

miento del cimiento  $D/R$  y la profundidad del estrato de suelo  $H_s/R$ , sino también de la esbeltez de la estructura  $H_e/R$  y el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo  $H_e T_e / H_s T_s$ , según se aprecia en la fig 15 para diferentes escenarios de interacción. En algunos casos, la forma de la función de transferencia del sistema acoplado ya no puede ser ajustada por medio de la función de transferencia de un oscilador elemental, debido esencialmente al alto nivel de amortiguamiento. Esta situación no ha sido reconocida explícitamente en los códigos sísmicos, puesto que se permite la aplicación del enfoque del oscilador de reemplazo sin ninguna restricción. Resultados como estos sugieren que dicho enfoque no es recomendable para  $H_e/R < 2$  en el intervalo  $H_e T_e / H_s T_s > 1$ , cuando la cimentación es profunda ( $D/R > 1$ ) y el estrato de suelo es superficial ( $H_s/R < 3$ ).

Conocidos el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema acoplado, el cortante basal de diseño se obtiene como el cortante de la estructura con base rígida menos la reducción por interacción en el cortante del modo fundamental, de acuerdo con la expresión (ATC, 1978)

$$\bar{V} = \frac{a}{Q'} W - \left( \frac{a}{Q'} - \frac{\bar{a}}{\bar{Q}'} \xi \right) W_e \quad (23)$$

donde  $a$  y  $Q'$  son la ordenada espectral y el factor reductivo por ductilidad valuados para  $T_e$ , en tanto que  $\bar{a}$  y  $\bar{Q}'$  son los mismos parámetros pero calculados para  $\bar{T}_e$ ,  $W$  y  $W_e$  son los pesos total y efectivo de la estructura, respectivamente. Además,  $\xi$  expresa la variación de las ordenadas espectrales con el amortiguamiento; para periodos naturales que no sean demasiado pequeños, este factor se puede aproximar como (Rosenblueth y Reséndiz, 1988)

$$\xi = \left( \frac{\zeta_c}{\zeta_e} \right)^k \quad (24)$$

donde los valores de  $k$  que se han recomendado son 0.4, 0.5 y 0.6 para terrenos firme, intermedio y blando, respectivamente.

### Efectos Inerciales en la Ductilidad

La influencia de la interacción inercial en la ductilidad estructural aún no es considerada explícitamente en los reglamentos sísmicos conocidos. Aquí se busca, por un lado, identificar los parámetros que tienen influencia dominante en la respuesta de sistemas elastoplásticos con base flexible sujetos a movimiento sísmico y, por otro, plantear conceptos simples que sean de utilidad en la estimación de la respuesta de tales sistemas en términos de las propiedades de sistemas lineales con base rígida excitados de forma similar.

Despreciando la interacción suelo-estructura, se han formulado reglas simples que relacionan de manera aproximada la deformación máxima absoluta de un sistema no lineal con la deformación correspondiente de un sistema lineal (Newmark y Rosenblueth, 1971). Se ha encontrado que, mientras el periodo natural inicial de sistemas inelásticos no sea excesivamente corto, las deformaciones máximas absolutas que sufren dichos sistemas son en promedio casi iguales a las que experimentan sistemas elásticos con el mismo periodo natural y grado de amortiguamiento que tienen inicialmente los sistemas elastoplásticos. También se ha encontrado que, si un sistema inelástico debe desarrollar un factor de ductilidad  $\mu_e$  durante un sismo, la resistencia plástica (coeficiente de cortante basal) requerida para que la demanda de ductilidad sea igual a la ductilidad

disponible vale  $R_y = R_m / \mu_e$ , donde  $R_m$  es la resistencia máxima del correspondiente sistema elástico; esto es cierto sólo para

valores moderados y grandes del periodo natural.

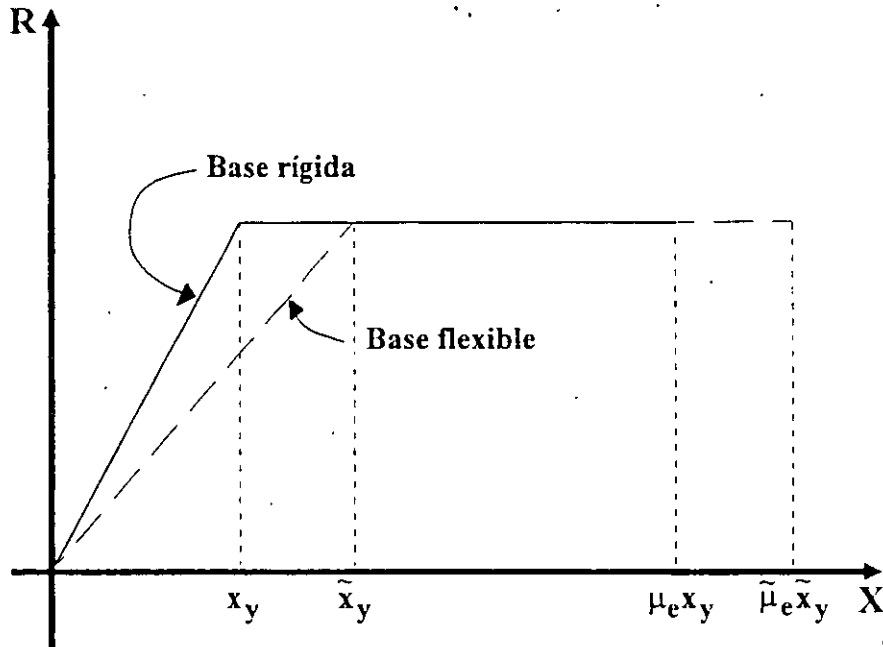


Figura 16. Relaciones fuerza-deformación de un sistema elastoplástico con y sin interacción.

Con objeto de examinar los efectos de la interacción inercial en la ductilidad estructural, considérese un sistema elastoplástico de un grado de libertad cuya ley de comportamiento se muestra en la fig 16; las líneas continua y discontinua indican las relaciones fuerza-deformación correspondientes al sistema en su condición de base rígida y flexible, respectivamente. Su factor de ductilidad se define como el cociente de la deformación a la falla entre la deformación a la fluencia. Si se designa con  $X_y$  y  $\tilde{X}_y$  las deformaciones al límite de fluencia del sistema sin y con interacción, respectivamente, las deformaciones máximas resistentes valen  $\mu_e X_y$  y  $\tilde{\mu}_e \tilde{X}_y$ , siendo  $\mu_e$  y  $\tilde{\mu}_e$  los factores de ductilidad

del sistema sin y con interacción, respectivamente.

Al tener en cuenta la interacción suelo-estructura, la rigidez del sistema disminuye de  $K$  a  $\tilde{K} = (T_e / \tilde{T}_e)^2 K$  en consecuencia, la deformación a la fluencia aumenta de  $X_y$  a  $\tilde{X}_y = (\tilde{T}_e / T_e)^2 X_y$  y la deformación a la falla se incrementa en la misma cantidad que se incrementa la deformación a la fluencia, esto es:  $\tilde{\mu}_e \tilde{X}_y = \mu_e X_y + \tilde{X}_y - X_y$ . Sustituyendo en esta expresión la relación  $\tilde{X}_y / X_y$ , se encuentra que el factor de ductilidad del sistema con interacción es igual a (Rosenblueth y Reséndiz, 1988)

$$\bar{\mu}_e = \left( \frac{T_e}{\bar{T}_e} \right)^2 (\mu_e - 1) + 1 \quad (25)$$

En vista de que  $0 < T_e / \bar{T}_e < 1$ , al analizar esta expresión se desprende que  $1 < \bar{\mu}_e < \mu_e$ , lo que implica que el factor de ductilidad se reduce por interacción.

Con objeto de tratar los efectos de interacción en la ductilidad mediante el enfoque del oscilador de reemplazo, se considera que  $\mu_e$  representa la ductilidad estructural mientras que  $\bar{\mu}_e$  la ductilidad efectiva de dicho oscilador. En la fig 17 se muestran las ductilidades efectivas que se obtienen ante diferentes escenarios de interacción, para las ductilidades estructurales  $\mu_e = 1.5, 2, 3$  y  $4$ . Aquí se puede corroborar que cuando  $H_s T_s / H_e T_e = 0$ , condición de base rígida, la ductilidad efectiva es idéntica a la ductilidad estructural; asimismo, a medida que este parámetro se incrementa, la ductilidad efectiva se reduce

tendiendo al valor de uno. De aquí se concluye también que los parámetros más importantes en la reducción de la ductilidad por interacción son  $D/R$  y  $H_e/R$ ; la influencia de  $H_s/R$  es despreciable para propósitos prácticos.

En análisis no lineales, las rigideces dinámicas del suelo usualmente se aproximan por medio de resortes y amortiguadores invariantes con la frecuencia de excitación. Los valores que mejor ajustan los resultados son los correspondientes a la rigidez para la frecuencia cero y el amortiguamiento para la frecuencia infinito. Cuando se opta por una aproximación como ésta, el análisis no lineal de sistemas con interacción se simplifica notablemente, puesto que al tener resortes y amortiguadores del suelo constantes, el procedimiento de integración en el tiempo paso a paso es enteramente similar al de sistemas sin interacción.

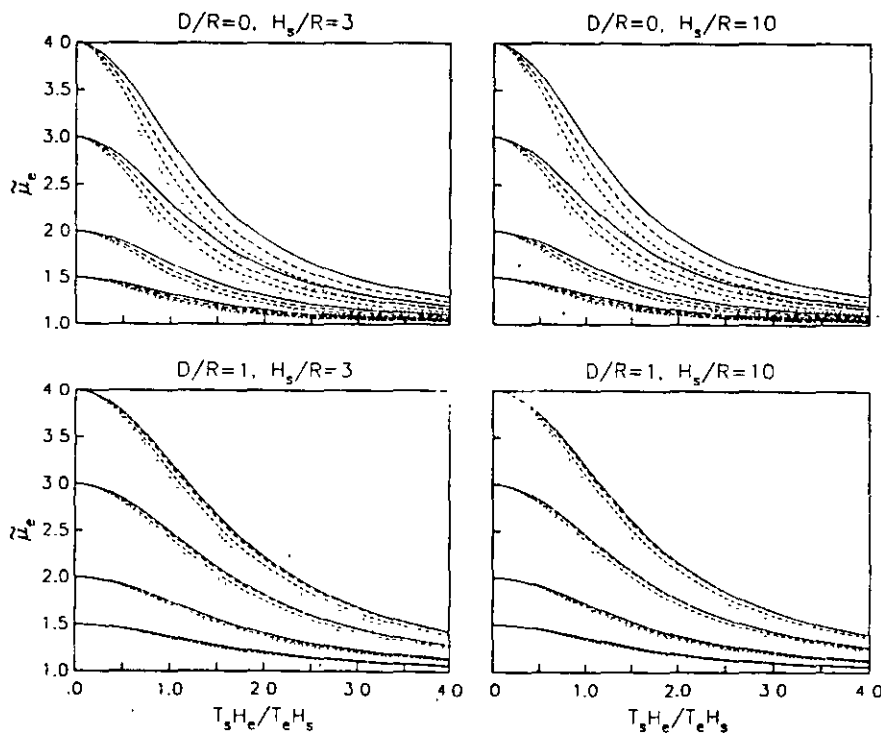


Figura 17. Ductilidades efectivas de sistemas suelo-estructura con  $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ ,  $v_s = 0.5$  y  $H_e/R = 2$ (—),  $3$ ,  $4$  y  $5$ (···).

Procediendo de esa forma se calcularon las demandas de ductilidad  $X_e^{max}/X_y$  de sistemas acoplados sometidos al sismo del 19/IX/85, para diferentes escenarios de interacción y ductilidades estructurales; se consideraron los sitios SCT ( $H_s = 38 m$  y  $\beta_s = 76 m$ ) y CAO ( $H_s = 56 m$  y  $\beta_s = 64 m$ ). En la fig 18, las curvas discontinuas (SCT) y punteadas (CAO) corresponden a las demandas de ductilidad del sistema acoplado cuya resistencia es igual a la de la condición de base rígida para la ductilidad estructural  $\mu_e = 2$  y 4, mientras que las curvas continuas representan las ductilidades efectivas del oscilador de reemplazo según la ec 25. Está claro que las demandas de ductilidad del sistema acoplado tienden a reducirse al incrementarse el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo; estas reducciones, al parecer, no están controladas por los efectos de sitio. Lo más sorprendente es que las demandas de ductilidad del sistema acoplado son muy parecidas a las ductilidades efectivas del oscilador de reemplazo.

También se calcularon los espectros de respuesta inelásticos de sistemas acoplados sujetos al mismo sismo, para diferentes escenarios de interacción y ductilidades estructurales. En las figs 19 y 20 se muestran los resultados para los sitios SCT y CAO, respectivamente; las curvas continuas corresponden a las resistencias del sistema acoplado requeridas para la ductilidad estructural  $\mu_e = 1, 1.5, 2$  y 4 en la condición de base flexible, en tanto que las curvas discontinuas representan las resistencias del oscilador de reemplazo requeridas para la ductilidad efectiva resultante según la ec 25. Estos resultados patentizan que el uso de un oscilador elastoplástico de reemplazo con base rígida conduce a excelentes aproximaciones de la respuesta de sistemas acoplados inelásticos, salvo para algunas condiciones de periodo corto; dicho oscilador se caracteriza con el periodo  $\bar{T}_e$ , el amortiguamiento  $\bar{\zeta}_e$  y la ductilidad  $\bar{\mu}_e$  efectivos.

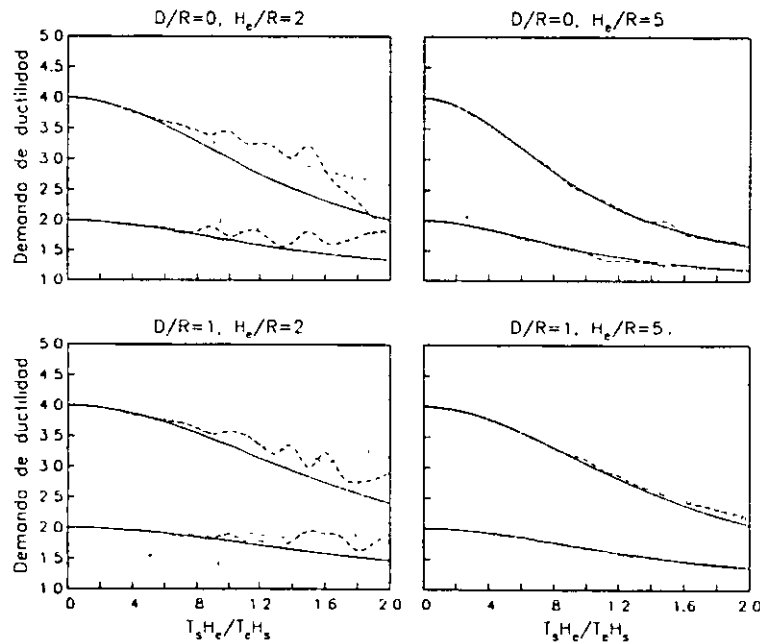


Figura 18. Demandas de ductilidad de sistemas suelo-estructura con  $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ ,  $v_s = 0.5$  y  $H_s/R = 5$ , en los sitios SCT (línea discontinua) y CAO (línea punteada); se comparan con la ductilidad efectiva del oscilador de reemplazo (línea continua).

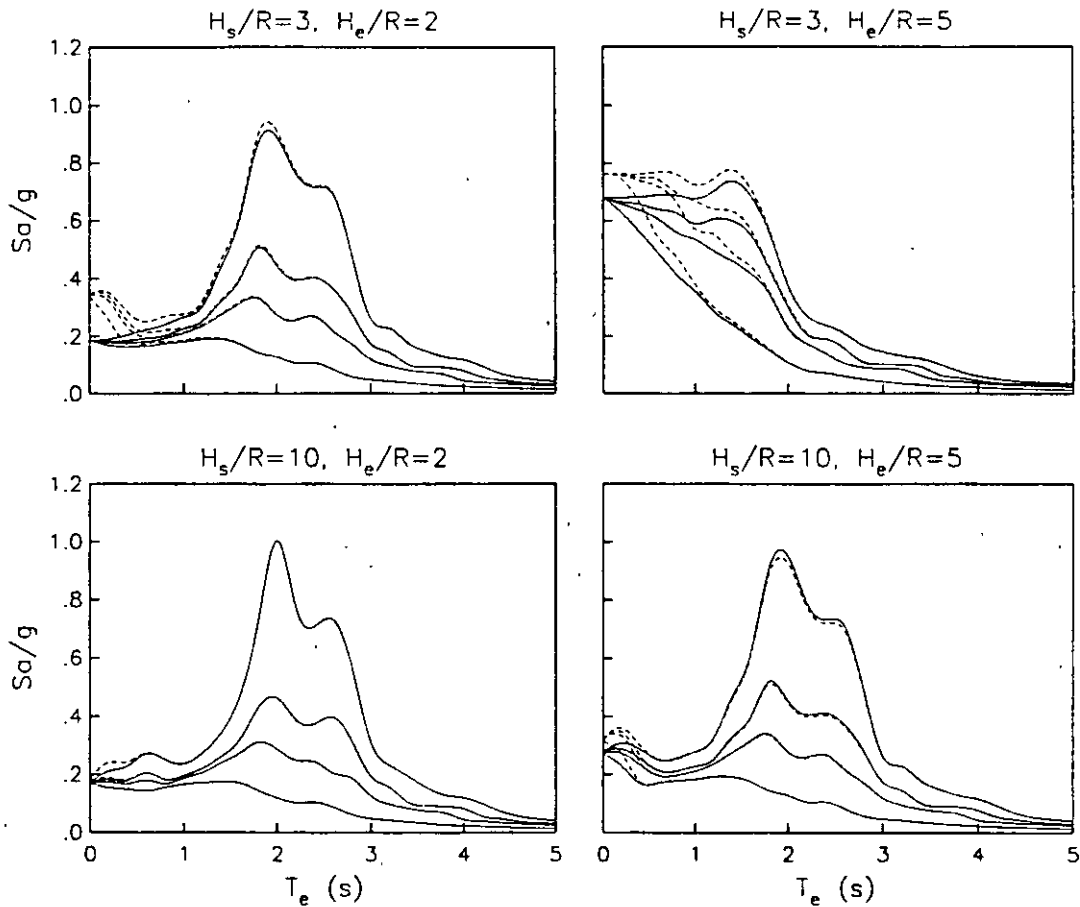


Figura 19. Espectros de respuesta inelásticos de sistemas suelo-estructura con  $\zeta_s = \zeta_r = 0.05$ ,  $\nu_s = 0.5$  y  $D/R = 1$ , en el sitio SCT; se analiza el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (línea discontinua).

## Efectos Cinemáticos

Se sabe que el periodo y amortiguamiento efectivos de un sistema suelo-estructura son los parámetros dinámicos de un oscilador de reemplazo con base rígida cuyo cortante basal resonante es igual al de la estructura interactuando con el suelo, para la misma excitación armónica de la base. Esto conduce a igualar la pseudoaceleración máxima y el periodo resonante del sistema acoplado con los valores correspondientes del oscilador de reemplazo (Wolf, 1985). Aquí se presenta una solución aproximada de aplicación práctica para considerar los efectos de la interacción

cinemática en el movimiento de la cimentación en términos de los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental. El enfoque consiste en la modificación del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema acoplado de tal forma que el cortante basal resonante del oscilador de reemplazo sujeto al movimiento de campo libre en la superficie del terreno, dado por la traslación  $\ddot{X}_g$ , sea igual al del sistema acoplado sometido al movimiento efectivo en la subrasante de la cimentación, dado por la traslación  $\ddot{X}_o$  y la rotación  $\ddot{\Phi}_o$ . El periodo y amortiguamiento efectivos modificados de esta manera resultan



de gran utilidad cuando se recurre a los métodos estático y dinámico de análisis sísmico, para evaluar los efectos de interacción

en el modo fundamental de vibración.

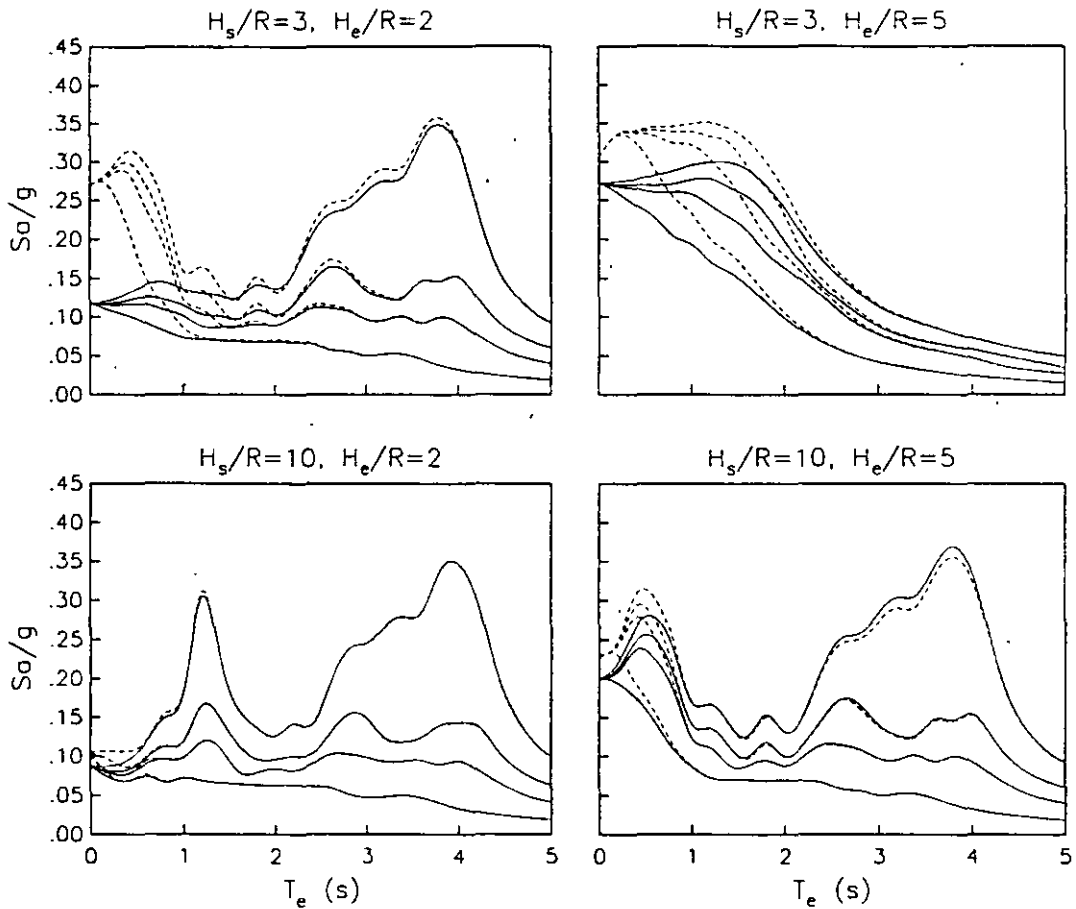


Figura 20. Espectros de respuesta inelásticos de sistemas suelo-estructura con  $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ ,  $\nu_s = 0.5$  y  $D/R = 1$ , en el sitio CAO; se analiza el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (línea discontinua).

Se trata entonces de encontrar las condiciones de equivalencia en el cortante basal resonante entre el oscilador de reemplazo sujeto al movimiento de campo libre y el sistema suelo-estructura sometido al movimiento efectivo, como se ilustra en la fig 12. Para ello, conocida la función de transferencia del sistema acoplado, el periodo efectivo se determina directamente como el

periodo de excitación correspondiente a la posición de su pico resonante, en tanto que el amortiguamiento efectivo se obtiene a partir de la pseudoaceleración correspondiente a la amplitud de su pico resonante. Mediante esta analogía se puede encontrar que el periodo y amortiguamiento efectivos con efectos cinemáticos son iguales a (Avilés y Pérez-Rocha, 1995a):

$$\bar{T}_e = \bar{T}_e \quad (26)$$

$$\bar{\zeta}_e^c = \frac{\bar{\zeta}_e'}{|Q_h + (H_e + D)Q_r|} \quad (27)$$

donde  $\bar{T}_e'$  y  $\bar{\zeta}_e'$  son el periodo y amortiguamiento efectivos con efectos inerciales, obtenidos según las ecs 17 y 18 al ignorar el análisis de interacción cinemática. Además,  $Q_h(\omega) = \ddot{X}_o(\omega) / \ddot{X}_g(\omega)$  y

$Q_r(\omega) = \ddot{\Phi}_o(\omega) / \ddot{X}_g(\omega)$  son las funciones

de transferencia para los componentes de traslación y rotación, respectivamente, de la excitación efectiva en la cimentación; los movimientos de entrada así como las funciones de impedancia han sido reportados para cimentaciones cuadradas enterradas en un semiespacio (Mita y Luco, 1989). Estos parámetros efectivos son aproximados, pues se han despreciado la masa de la cimentación y su momento de inercia, así como el acoplamiento en traslación y rotación de la rigidez dinámica del cimientó.

La aproximación para la interacción cinemática en términos de la interacción inercial puede confirmarse con las comparaciones que se presentan en la fig 21, para diferentes escenarios de interacción ante la incidencia de ondas de cortante con propagación vertical. Con trazo grueso se marcan los amortiguamientos efectivos aproximados y con trazo delgado la solución rigurosa, el acuerdo es muy bueno. En la fig 22 se despliegan los resultados rigurosos considerando (línea gruesa) y despreciando (línea delgada) la parte cinemática; resalta el incremento del amortiguamiento efectivo con el enterramiento de la cimentación  $D/R$ , siendo  $R$  en este caso el semiancho de la cimentación cuadrada.

## Conclusiones

Se ha presentado una revisión de los criterios especificados en las NTCDS-DF y el MDS-CFE para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura. Se repasaron los modelos en que están basados dichos criterios y se examinaron los resultados que se obtienen de su aplicación. Asimismo, se plantearon aquellos efectos de sitio e interacción que no se consideran de forma explícita, a fin de que en la práctica se tengan presentes las limitaciones reglamentarias que derivan del estado actual del conocimiento.

En lo referente a los efectos de sitio se hizo énfasis en la dependencia de los espectros de diseño con el periodo dominante del sitio; en este aspecto es necesario investigar a fondo el criterio sobre la variación del coeficiente sísmico (ordenada espectral máxima) en función de dicho parámetro. Para la interacción suelo-estructura se exploró fundamentalmente el enfoque del oscilador de reemplazo, con objeto de ser utilizado no sólo para los efectos inerciales en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental, sino también para los efectos cinemáticos en el movimiento de la cimentación y, sobre todo, para tratar la influencia de la interacción en la ductilidad estructural. La principal ventaja de este enfoque es que permite el uso de espectros de respuesta de campo libre sin efectos de interacción, a fin de obtener las acciones sísmicas de diseño

Los criterios reglamentarios vigentes sobre efectos de sitio e interacción suelo-estructura son particularmente sencillos, ya que la principal intención de las NTCDS-DF y el MDS-CFE es sentar las bases para la consideración explícita de dichos efectos. Es de esperarse que en ediciones futuras de estos códigos sísmicos se cubran de manera mejorada estas cuestiones, a la luz de los resultados de las investigaciones que se encuentran en proceso.

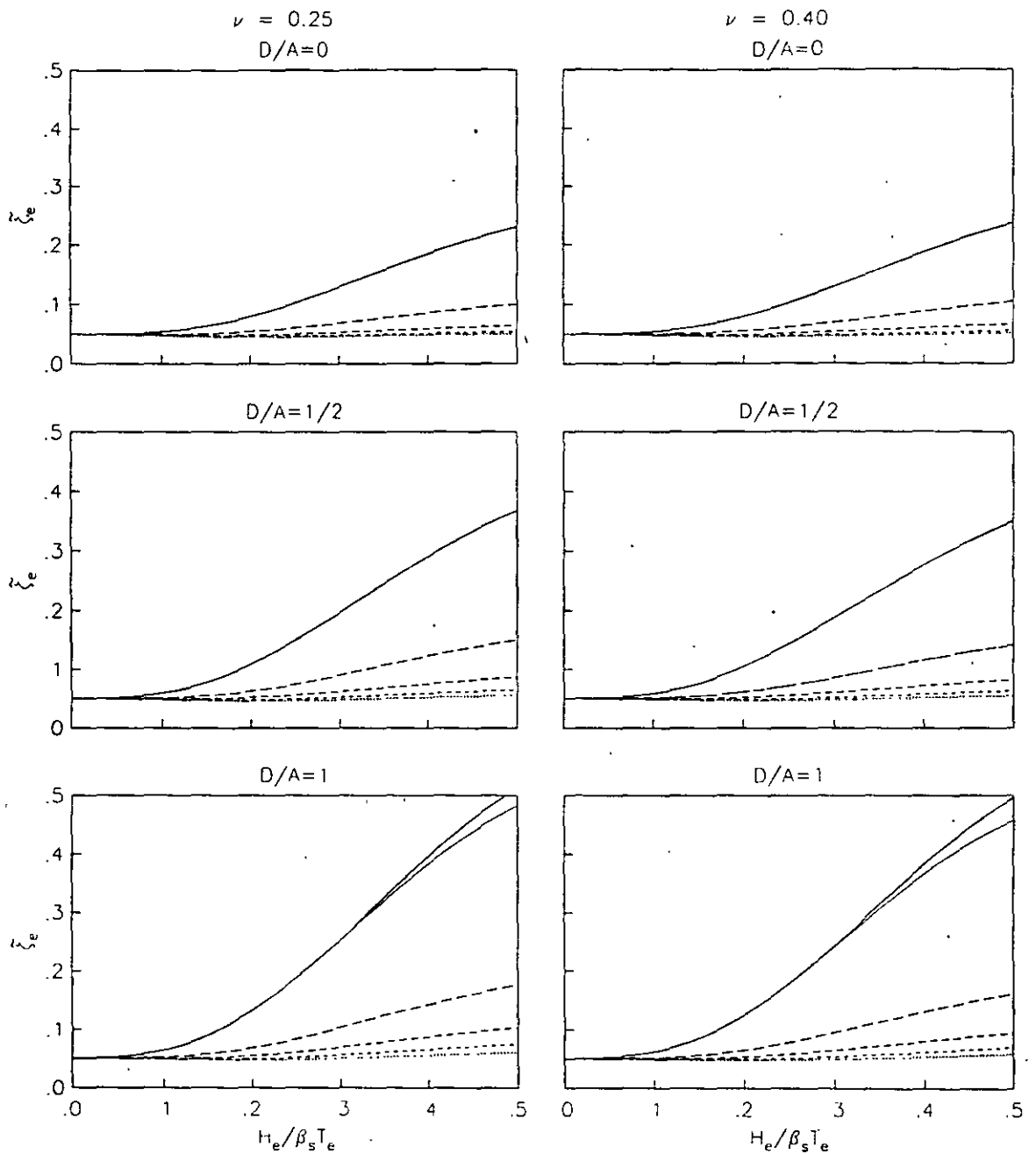


Figura 21. Amortiguamientos efectivos con la parte cinemática, para sistemas suelo-estructura con  $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$  y  $H_e/R = 1$ (—), 2, 3, 4 y 5(···); soluciones aproximada (línea gruesa) y rigurosa (línea delgada).

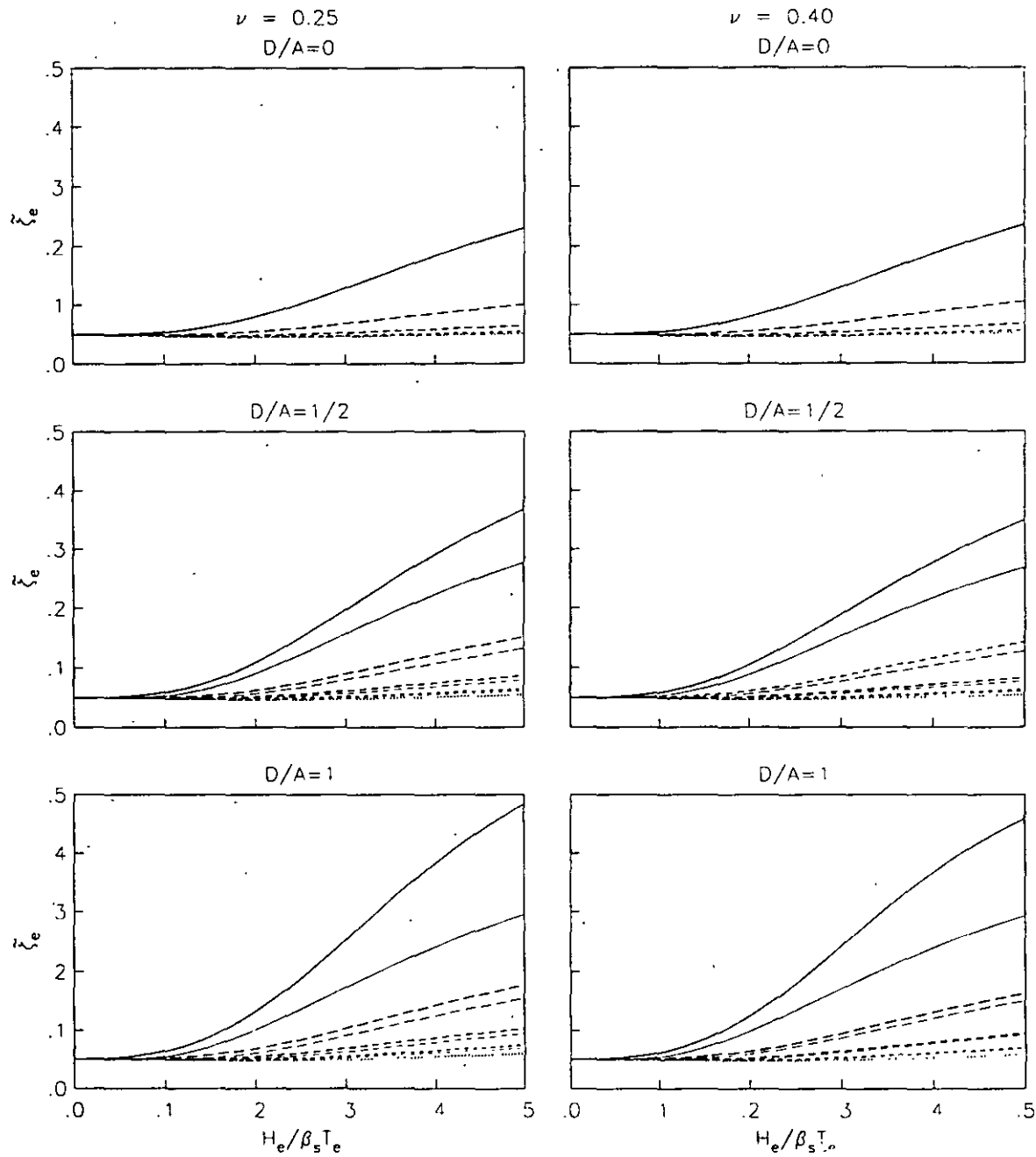


Figura 22. Amortiguamientos efectivos con (línea gruesa) y sin (línea delgada) la parte cinemática, para sistemas suelo-estructura con  $\zeta_s = \zeta_c = 0.05$  y  $H_c/R = 1$ (—), 2, 3, 4 y 5(⋯).

## Referencias

1. ATC (1978), 'Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings', *Applied Technology Council, Report ATC 3-06*, NSF Publication 78-08.
2. Avilés J y Pérez-Rocha L E (1995a), 'Influencia de la interacción cinemática en los parámetros dinámicos de sistemas suelo-estructura', *Monografía Geofísica: Tema Sismología*, Unión Geofísica Mexicana, en prensa.
3. Avilés J y Pérez-Rocha L E (1995b), 'Evaluation of the interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, en prensa.
4. Boore D M (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, No. 6, pp. 1865-1894.
5. Boore D M 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, No. 1, pp. 2035-2039.
6. Clough R W y Penzien J (1975), *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., Nueva York.
7. Jennings P C y Bielak J (1973), 'Dynamics of building-soil interaction', *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 63, pp. 9-48.
8. Kausel E, Whitman R V, Morray J P y Elsabee F (1978), 'The spring method for embedded foundations', *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, pp. 377-392.
9. MDS-CFE (1993), 'Manual de diseño por sismo', *Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas*.
10. Mita A y Luco J E (1989), 'Impedance functions and input motions for embedded square foundations', *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 4, pp. 491-503.
11. Newmark N M y Rosenblueth E (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.
12. NTCDS-DF (1995), 'Normas técnicas complementarias para diseño por sismo', *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
13. Rosenblueth E y Reséndiz D (1988), 'Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura', *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 509.
14. Rosenblueth E, Ordaz M, Sánchez-Sesma F J y Singh S K (1989), 'The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Design spectra for Mexico's Federal District', *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 273-291.
15. Rosenblueth E y Gómez R (1991), 'Comentarios a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo', *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. ES-7.
16. Sánchez-Sesma F J (1987), 'Site effects on strong ground motion', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 6, No. 2, pp. 124-132.

17. Siefferet J G y Cevaer F (1992), *Handbook of Impedance Functions. Surface Foundations*, Ouest Editions, Nantes.

18. Veletsos A S y Meek J W (1974), 'Dynamic behaviour of building-foundation sys-

tems', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, pp. 121-138.

19. Wolf J (1985), *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES.**

**TEMA:**

**INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO - ESTRUCTURA  
Y DEPENDENCIA DE LOS ESPECTROS  
DE RESPUESTA CON LE PERÍODO  
DOMINANTE DEL SITIO  
(APÉNDICE DEL RCDF)**

**EXPOSITOR: M. en I. LUIS EDUARDO PÉREZ ROCHA  
1997**

# 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 despreciar 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:

$$\tilde{T}_e = \left[ T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right] \quad (1)$$

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

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[ \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[ \frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[ \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2 \quad (2)$$

donde:  $\zeta_e$  = amortiguamiento de la estructura con base rígida  
 $\zeta_h$  = amortiguamiento del suelo en traslación  
 $\zeta_r$  = 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:

$$\bar{T}_e^* \equiv \bar{T}_e \quad (3)$$

$$\bar{\zeta}_e^* \equiv \frac{\bar{\zeta}_e}{H_h + [H_e + D]H_r} \quad (4)$$

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  
 $H_e$  = 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:

$$\tilde{K}(\eta) = K_o [k(\eta) + i\eta c(\eta)] [1 + i2\zeta] \quad (5)$$

donde:  $K_o$  = rigidez estática del suelo  
 $k$  = coeficiente de rigidez del suelo  
 $c$  = coeficiente de amortiguamiento del suelo  
 $\eta$  = frecuencia normalizada ( $\omega R / \beta$ ;  $\omega$  = frecuencia angular,  $R$  = radio de la cimentación y  $\beta$  = velocidad de propagación de las ondas de corte)

$\zeta$  = 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:

$$a_j^m = a_{j1}^m + a_{j2}^m \frac{R}{H_s} + a_{j3}^m \frac{R^2}{H_s^2} + a_{j4}^m \frac{D}{R} + a_{j5}^m \frac{D^2}{R^2} \quad \text{con } j=1, 2, 3 \quad (7)$$

$$a_4^m = \begin{cases} \frac{a_1^m + a_2^m \eta_s + a_3^m \eta_s^2 - 1}{\eta_s} \\ 0 & \text{si } \nu = 0.45 \text{ y } a_1^m < 1 \end{cases} \quad (8)$$

$$\eta_m = \begin{cases} \eta_s \\ \frac{1 - a_1}{a_2} & \text{si } \nu = 0.45 \text{ y } a_1^m < 1 \\ a_2 \end{cases} \quad (9)$$

$R$  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  $a_{ij}^m$  ( $j = 1,5$ ) 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 <sub>i</sub> /R ↓	D/R →	modo	0	1/4	1/2	3/4	1
2		K <sub>H</sub>	6.289	9.139	11.573	14.189	16.996
		K <sub>R</sub>	4.563	6.701	9.545	13.554	18.700
		K <sub>HR</sub>	-275	.479	1.729	3.416	5.738
3		K <sub>H</sub>	5.822	8.236	10.161	11.993	13.851
		K <sub>R</sub>	4.417	6.348	8.843	12.137	16.431
		K <sub>HR</sub>	-.342	.302	1.361	2.795	4.593
4		K <sub>H</sub>	5.597	7.816	9.540	11.189	12.691
		K <sub>R</sub>	4.376	6.248	8.640	11.874	15.804
		K <sub>HR</sub>	-.366	.227	1.198	2.455	4.112
5		K <sub>H</sub>	5.466	7.575	9.191	10.666	12.112
		K <sub>R</sub>	4.362	6.212	8.562	11.620	15.601
		K <sub>HR</sub>	-.377	.187	1.109	2.339	3.825
6		K <sub>H</sub>	5.530	7.490	9.027	10.420	11.740
		K <sub>R</sub>	4.543	6.387	8.729	11.755	15.603
		K <sub>HR</sub>	-.368	.147	1.024	2.202	3.659
8		K <sub>H</sub>	5.419	7.294	8.751	10.059	11.287
		K <sub>R</sub>	4.537	6.372	8.693	11.681	15.467
		K <sub>HR</sub>	-.372	.123	.963	2.088	3.471
10		K <sub>H</sub>	5.353	7.180	8.590	9.850	11.028
		K <sub>R</sub>	4.535	6.367	8.680	11.651	15.407
		K <sub>HR</sub>	-.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;  $\nu = 1/3$ .**

$H_e/R \downarrow$	$D/R \rightarrow$	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 <sub>v</sub> /R↓ D/R→	modo	0	1/4	1/2	3/4	1
2	K <sub>H</sub>	7.144	10.141	12.820	15.855	18.968
	K <sub>R</sub>	6.385	9.219	12.827	18.877	25.533
	K <sub>HR</sub>	.257	1.164	2.712	4.730	7.669
3	K <sub>H</sub>	6.609	9.146	11.255	13.288	15.388
	K <sub>R</sub>	6.020	8.406	11.310	15.175	20.364
	K <sub>HR</sub>	.099	.851	2.128	3.830	5.926
4	K <sub>H</sub>	6.352	8.687	10.574	12.469	14.090
	K <sub>R</sub>	5.926	8.199	10.92	15.068	19.284
	K <sub>HR</sub>	.040	.724	1.890	3.313	5.278
5	K <sub>H</sub>	6.202	8.425	10.199	11.839	13.499
	K <sub>R</sub>	5.901	8.130	10.784	14.265	19.064
	K <sub>HR</sub>	.006	.650	1.751	3.192	4.853
6	K <sub>H</sub>	6.435	8.448	10.109	11.637	13.095
	K <sub>R</sub>	6.451	8.986	11.778	15.283	19.702
	K <sub>HR</sub>	.025	.575	1.580	2.935	4.602
8	K <sub>H</sub>	6.302	8.230	9.804	11.238	12.594
	K <sub>R</sub>	6.435	8.949	11.706	15.155	19.488
	K <sub>HR</sub>	.006	.531	1.492	2.784	4.366
10	K <sub>H</sub>	6.225	8.103	9.629	11.012	12.315
	K <sub>R</sub>	6.435	8.945	11.694	15.125	19.427
	K <sub>HR</sub>	-.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	-.1769089
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	-.1040301
			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)

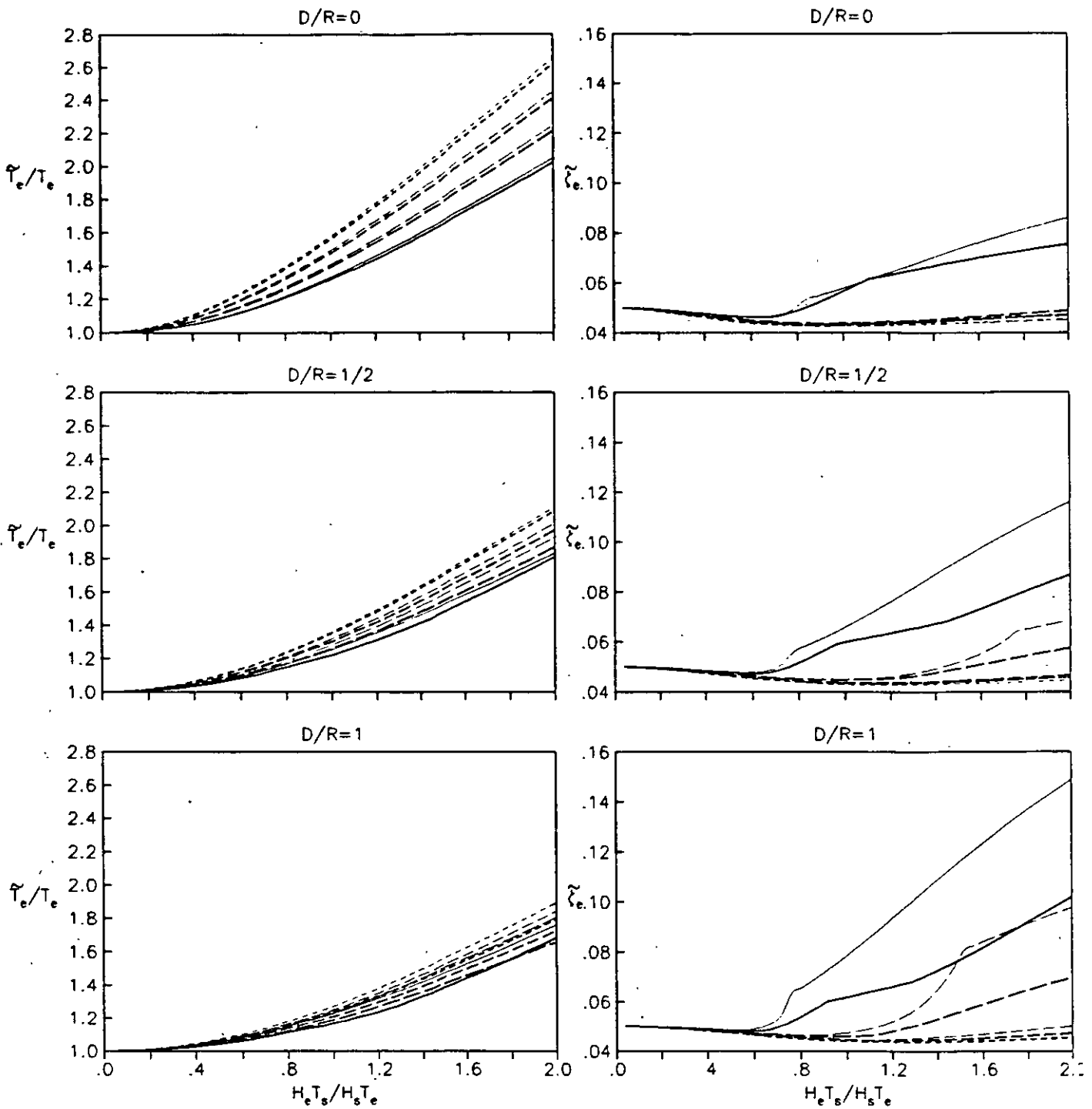


Figura 1.1.1 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para  $\nu_s=1/3$ ,  $H_s/R=3$ ; curvas correspondientes a:

$H_e/R=2$  ( — )

$H_e/R=3$  ( ---- )

$H_e/R=4$  ( - - - - )

$H_e/R=5$  ( - · - · )

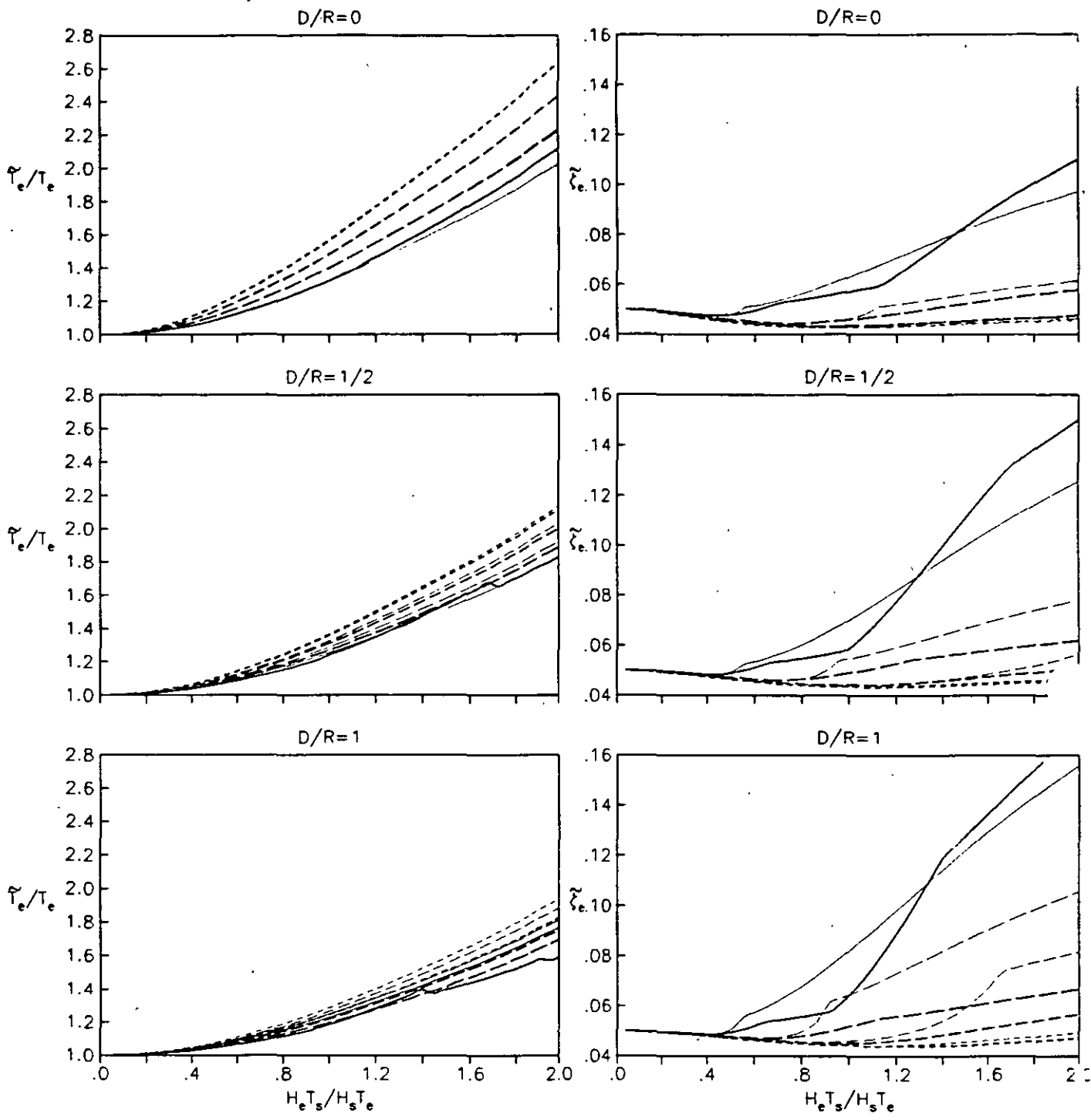


Figura 1.1.2 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para  $\nu_s=1/3$ ,  $H_s/R=4$ ; curvas correspondientes a:

- $H_e/R=2$  ( — )
- $H_e/R=3$  ( ---- )
- $H_e/R=4$  ( - - - - )
- $H_e/R=5$  ( - · - · - )

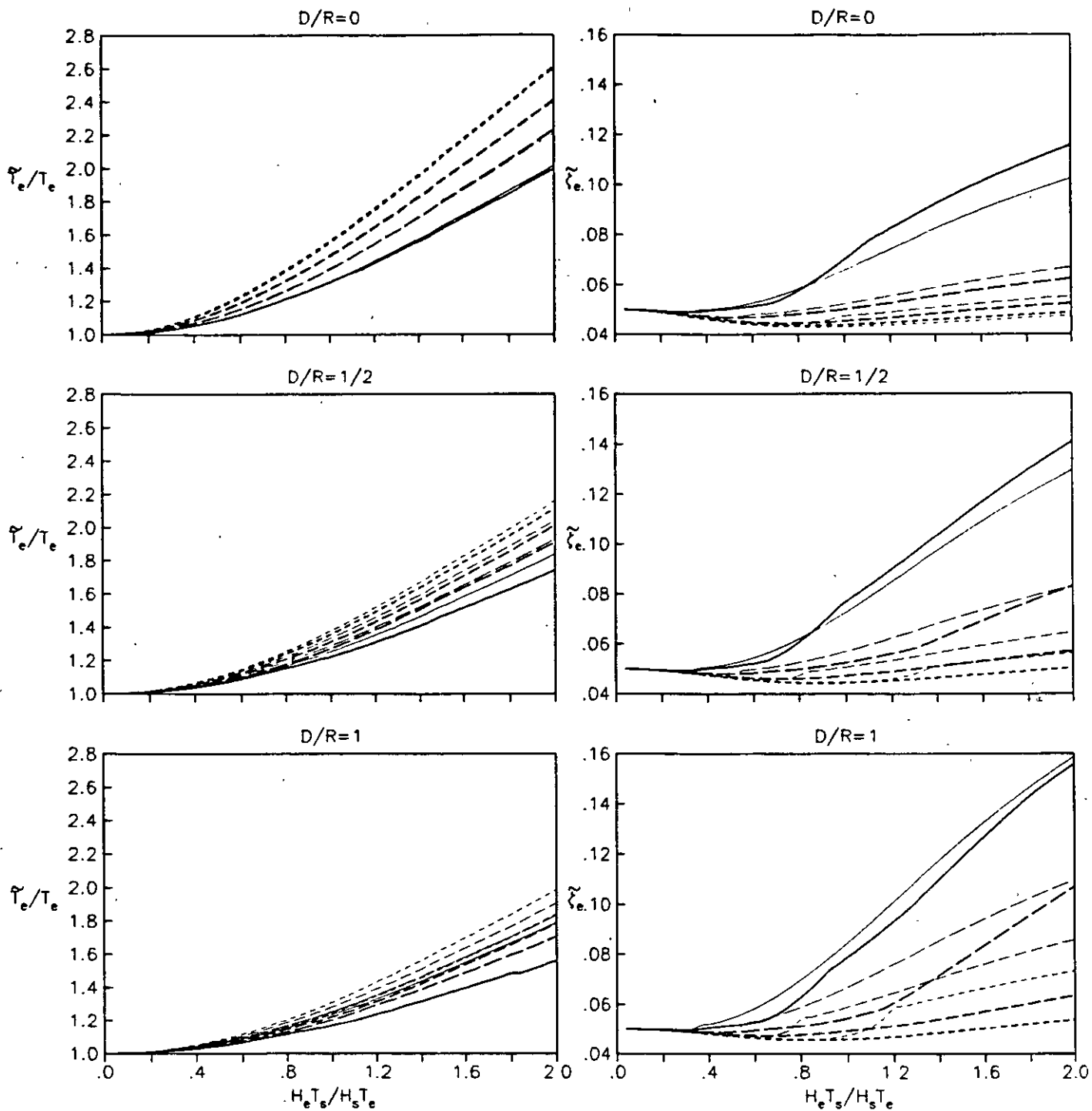


Figura 1.1.3 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para  $\nu_s=1/3$ ,  $H_s/R=6$ ; curvas correspondientes a:

$H_e/R=2$  ( — )

$H_e/R=3$  ( - - - )

$H_e/R=4$  ( - · - · )

$H_e/R=5$  ( · · · · )

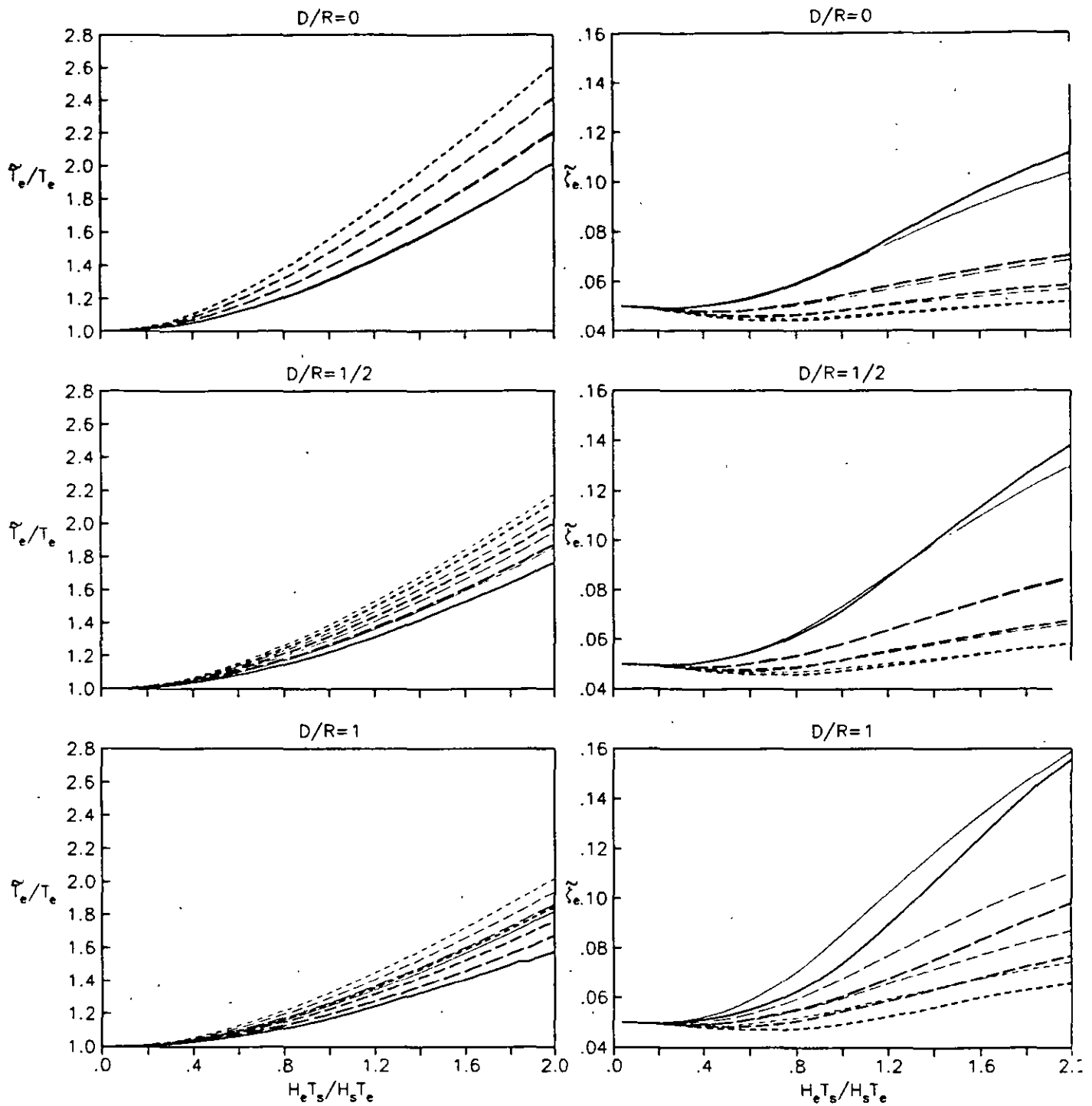


Figura 1.1.4 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para  $\nu_s=1/3$ ,  $H_s/R=10$ ; curvas correspondientes a:

- |                     |                       |
|---------------------|-----------------------|
| $H_e/R=2$ ( — )     | $H_e/R=3$ ( - - - )   |
| $H_e/R=4$ ( - - - ) | $H_e/R=5$ ( - · - · ) |

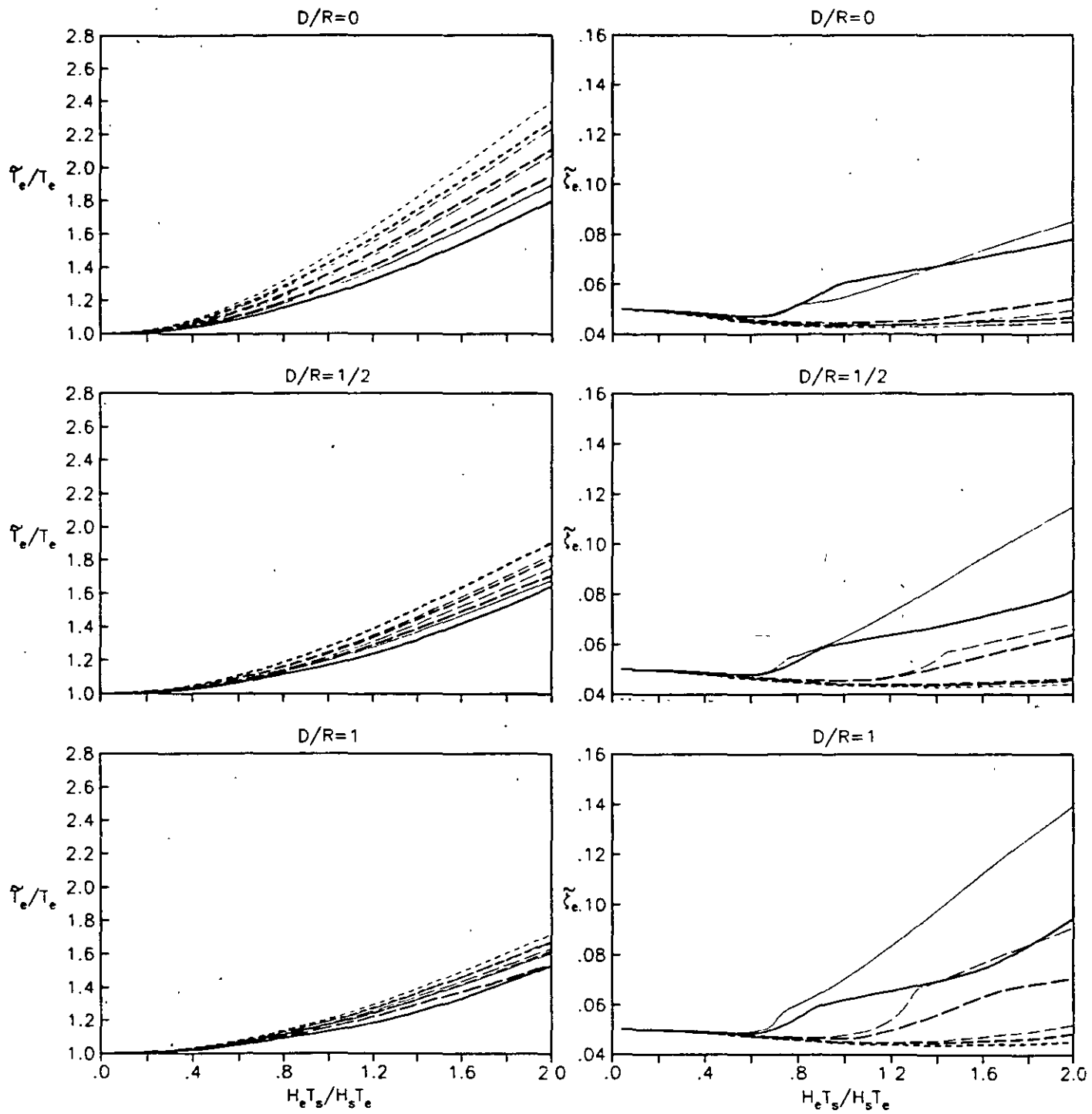


Figura 1.2.1 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-  
-estructura para  $\nu_s=1/2$ ,  $H_s/R=3$ ; curvas correspondientes a:

$H_e/R=2$  ( — )

$H_e/R=3$  ( - - - )

$H_e/R=4$  ( - - - - )

$H_e/R=5$  ( - · - · - )



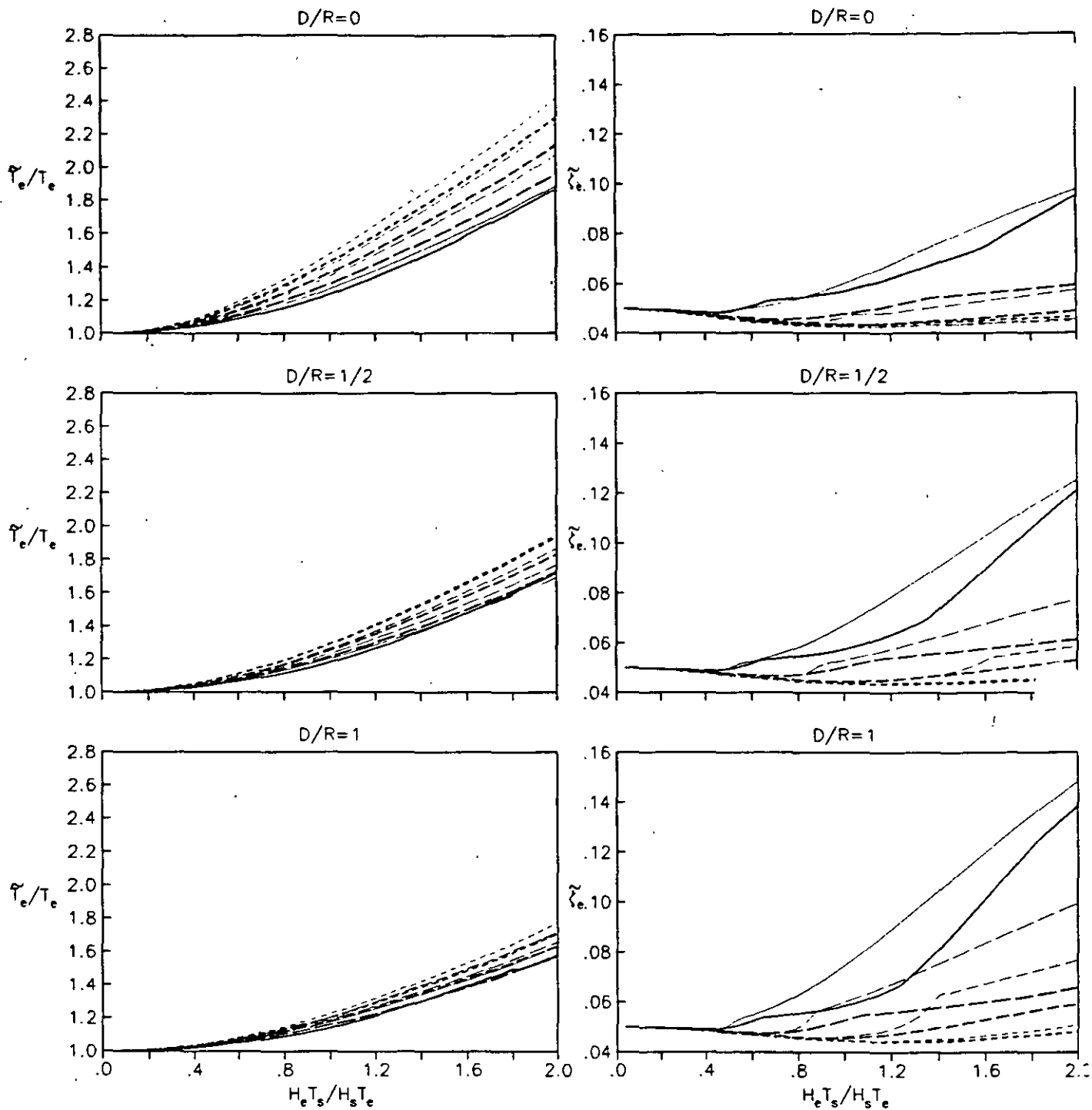


Figura 1.2.2 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-  
 -estructura para  $\nu_s=1/2$ ,  $H_s/R=4$ ; curvas correspondientes a:

$H_e/R=2$  ( — )

$H_e/R=3$  ( - - - )

$H_e/R=4$  ( - - - )

$H_e/R=5$  ( - · - · )

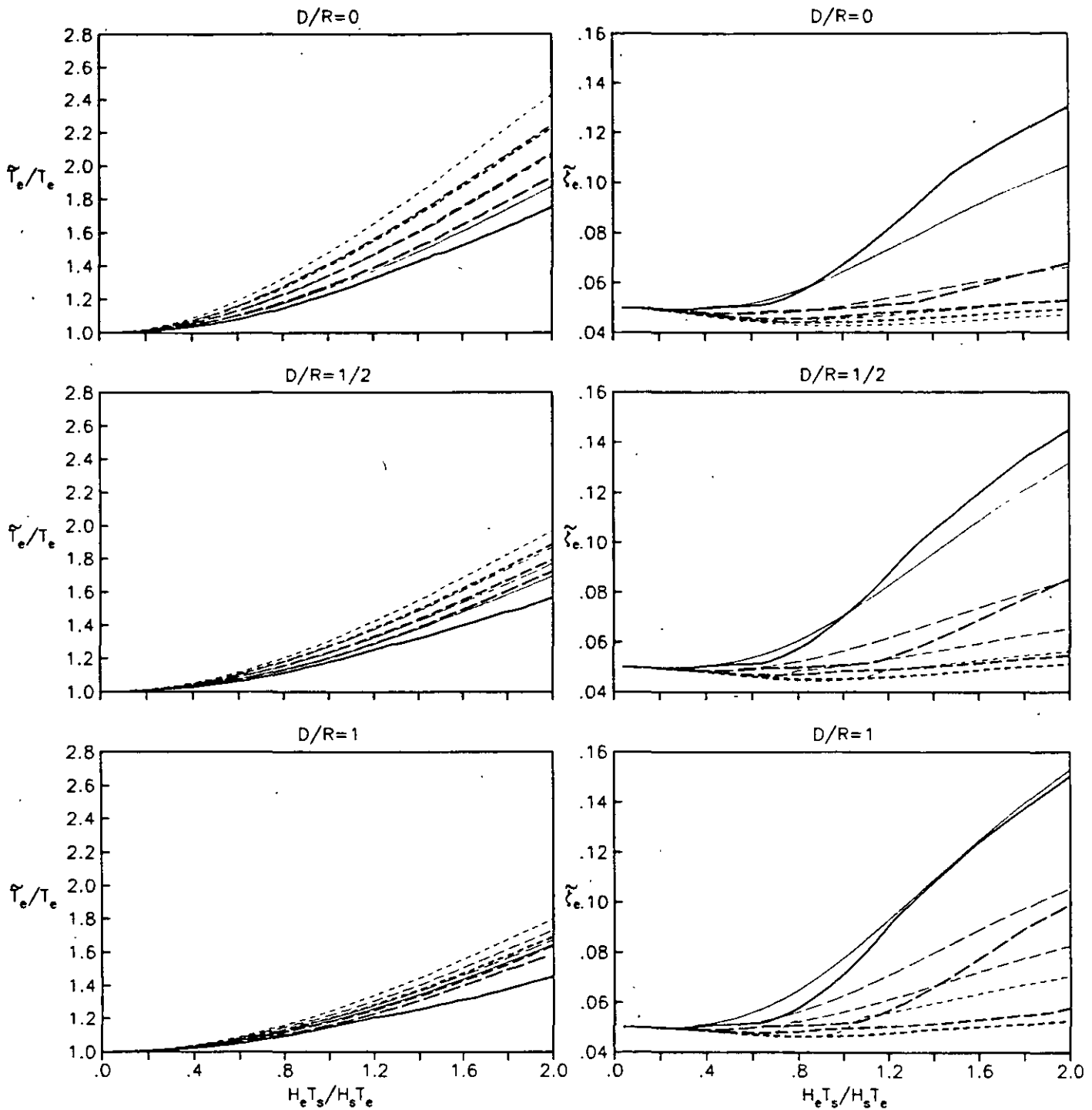


Figura 1.2.3 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para  $\nu_s=1/2$ ,  $H_s/R=6$ ; curvas correspondientes a:

$H_e/R=2$  ( — )                       $H_e/R=3$  ( ---- )  
 $H_e/R=4$  ( - - - )                     $H_e/R=5$  ( - . - . )

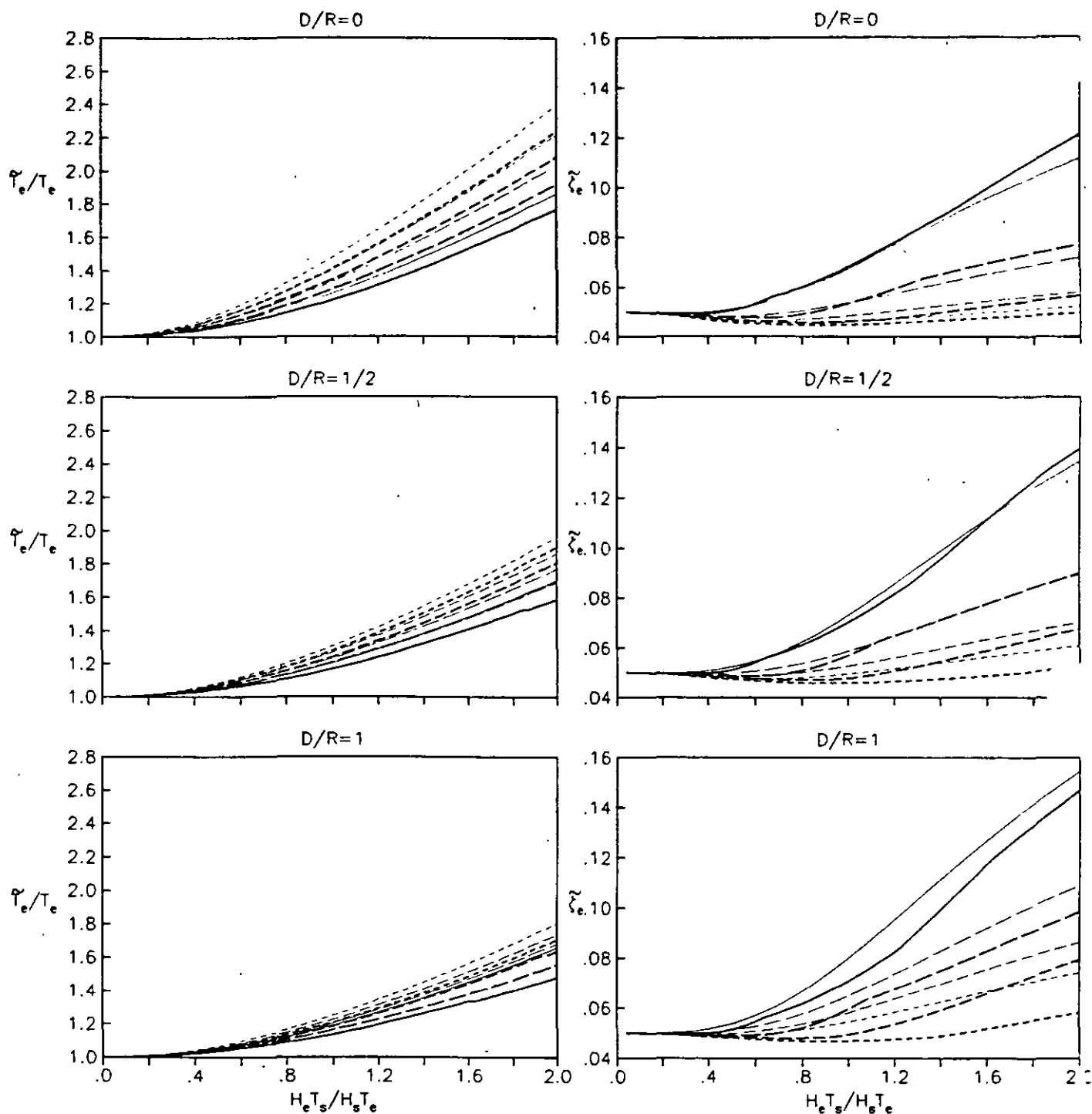


Figura 1.2.4 Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-  
-estructura para  $\nu_s=1/2$ ,  $H_s/R=10$ ; curvas correspondientes a:

- |                     |                       |
|---------------------|-----------------------|
| $H_e/R=2$ ( — )     | $H_e/R=3$ ( - - - )   |
| $H_e/R=4$ ( - - - ) | $H_e/R=5$ ( - - - - ) |

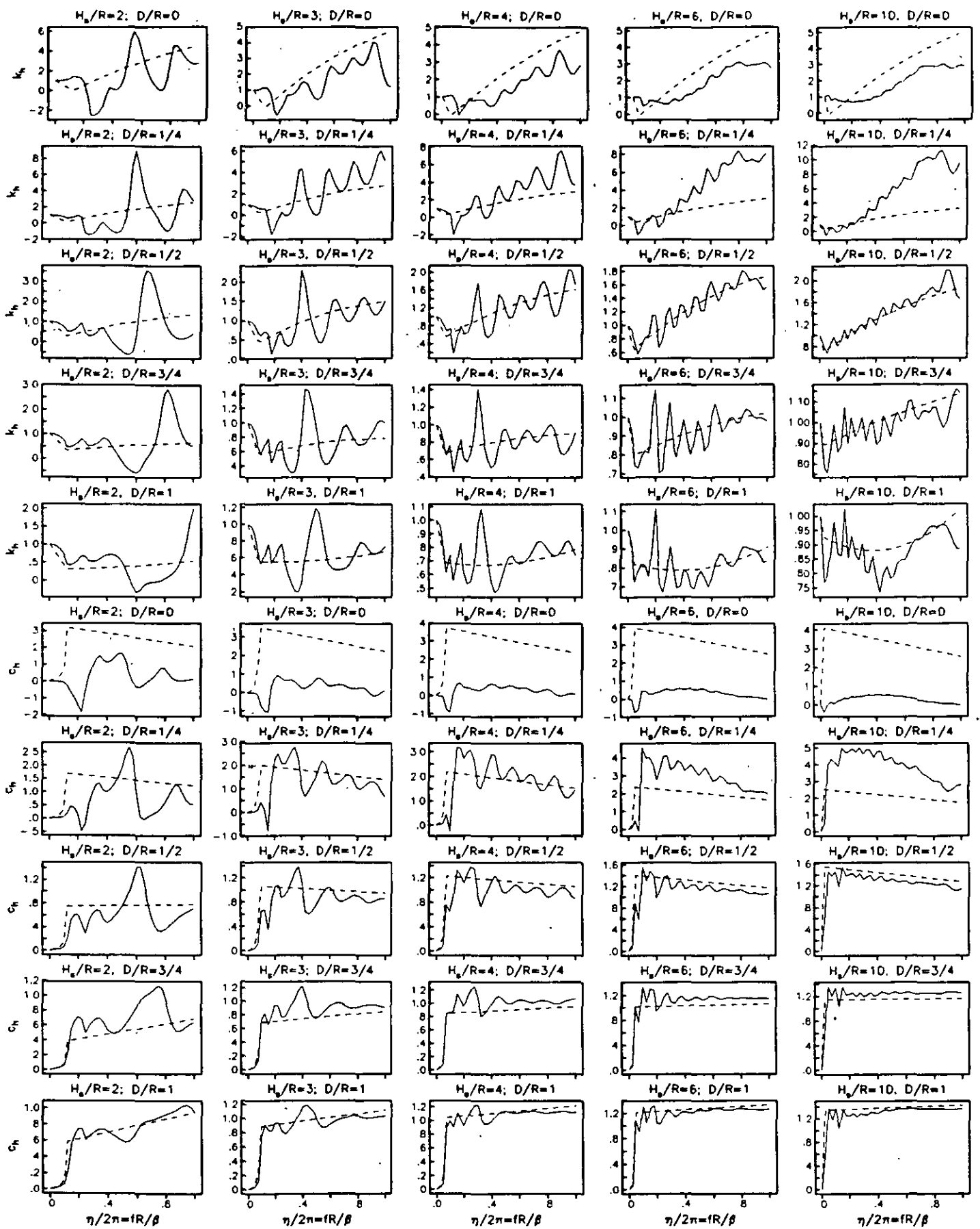


Fig 2.1.3 Coeficientes de rigidez  $k_{hr}$  y amortiguamiento  $c_{hr}$  para  $\nu=1/3$ ; funciones rigurosas (línea continua), funciones aproximadas (línea discontinua)

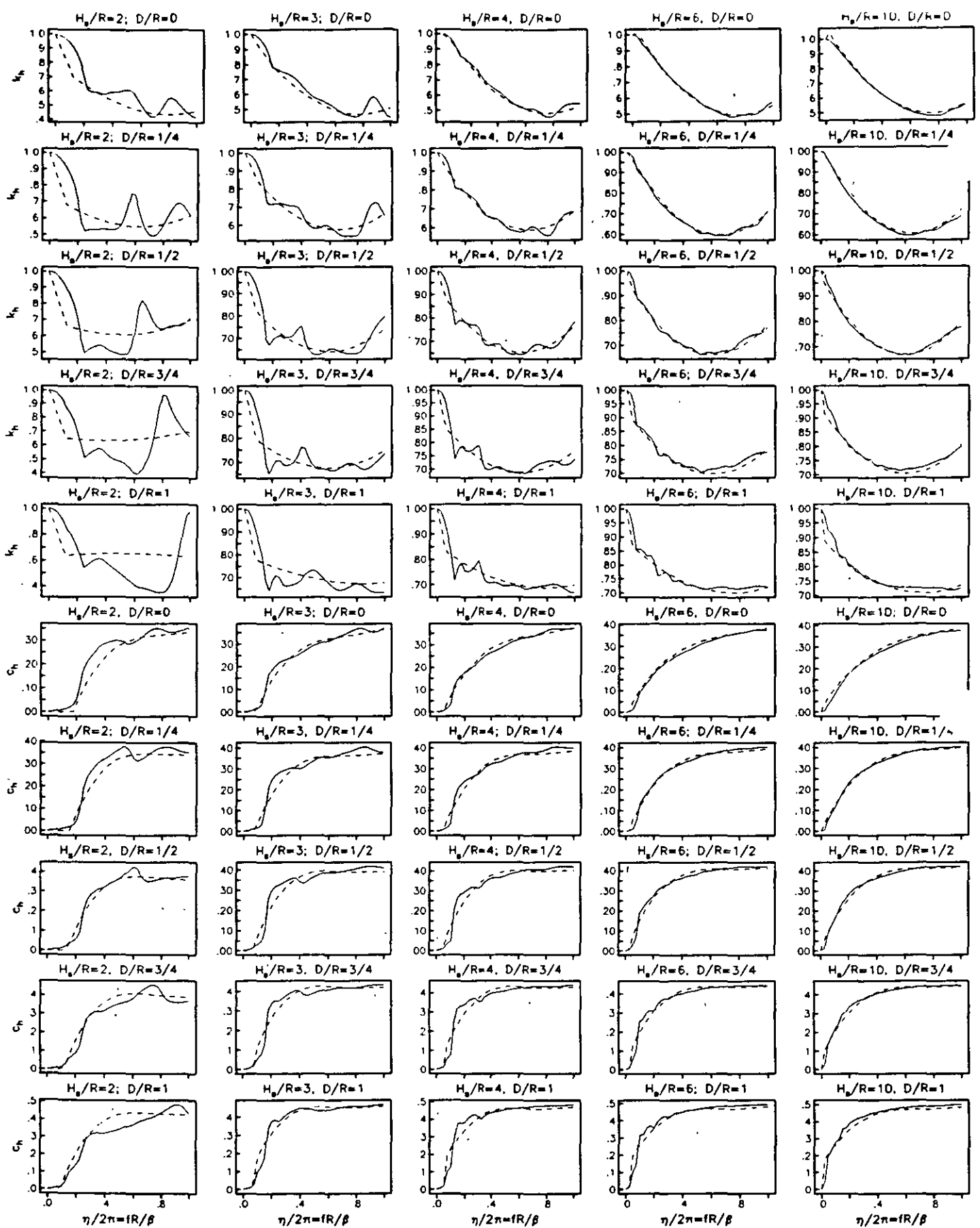


Fig 2.1.2 Coeficientes de rigidez  $k_r$  y amortiguamiento  $c_r$  para  $\nu=1/3$ ; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

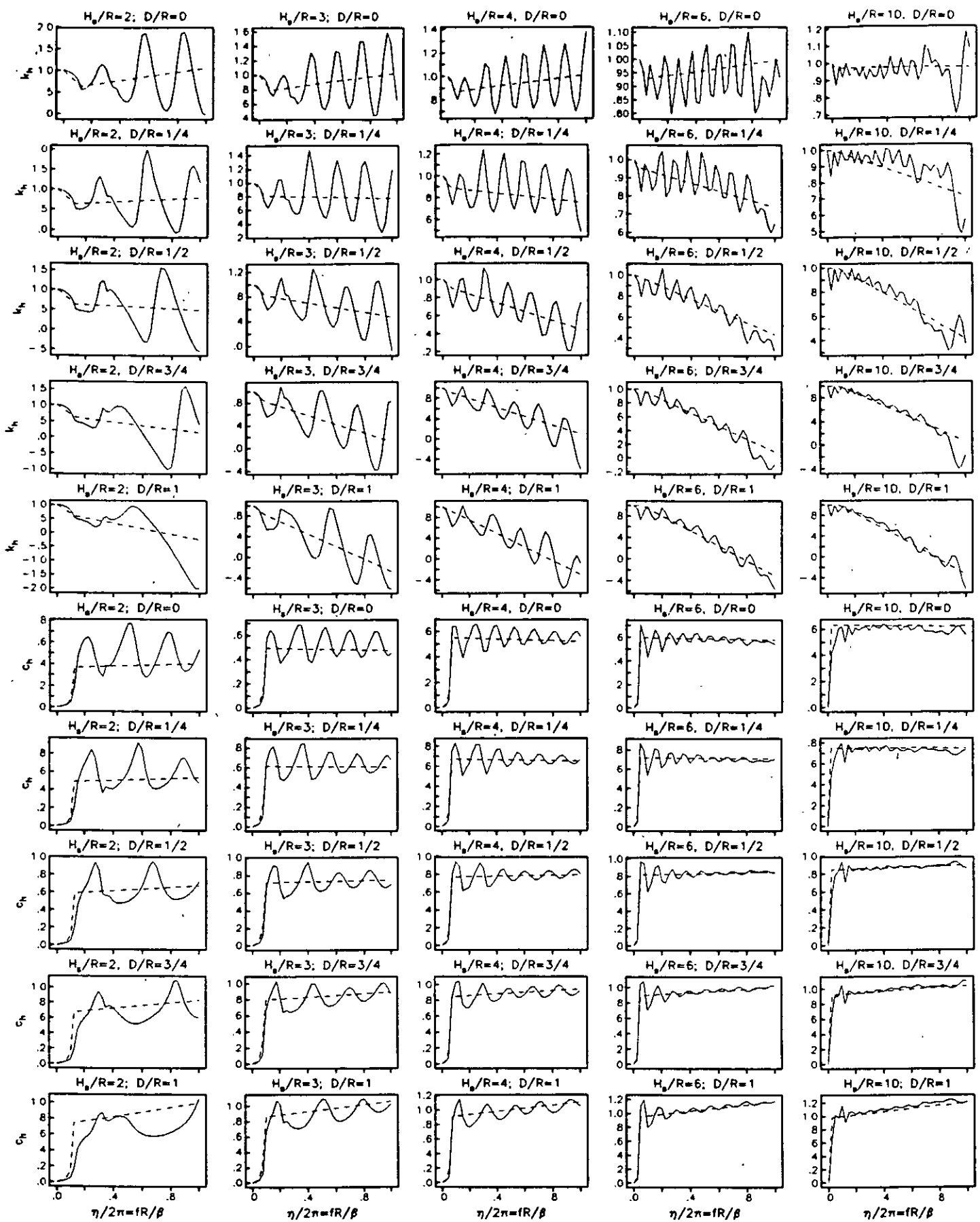


Fig 2.2.1 Coeficientes de rigidez  $k_h$  y amortiguamiento  $c_h$  para  $\nu=0.45$ ; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

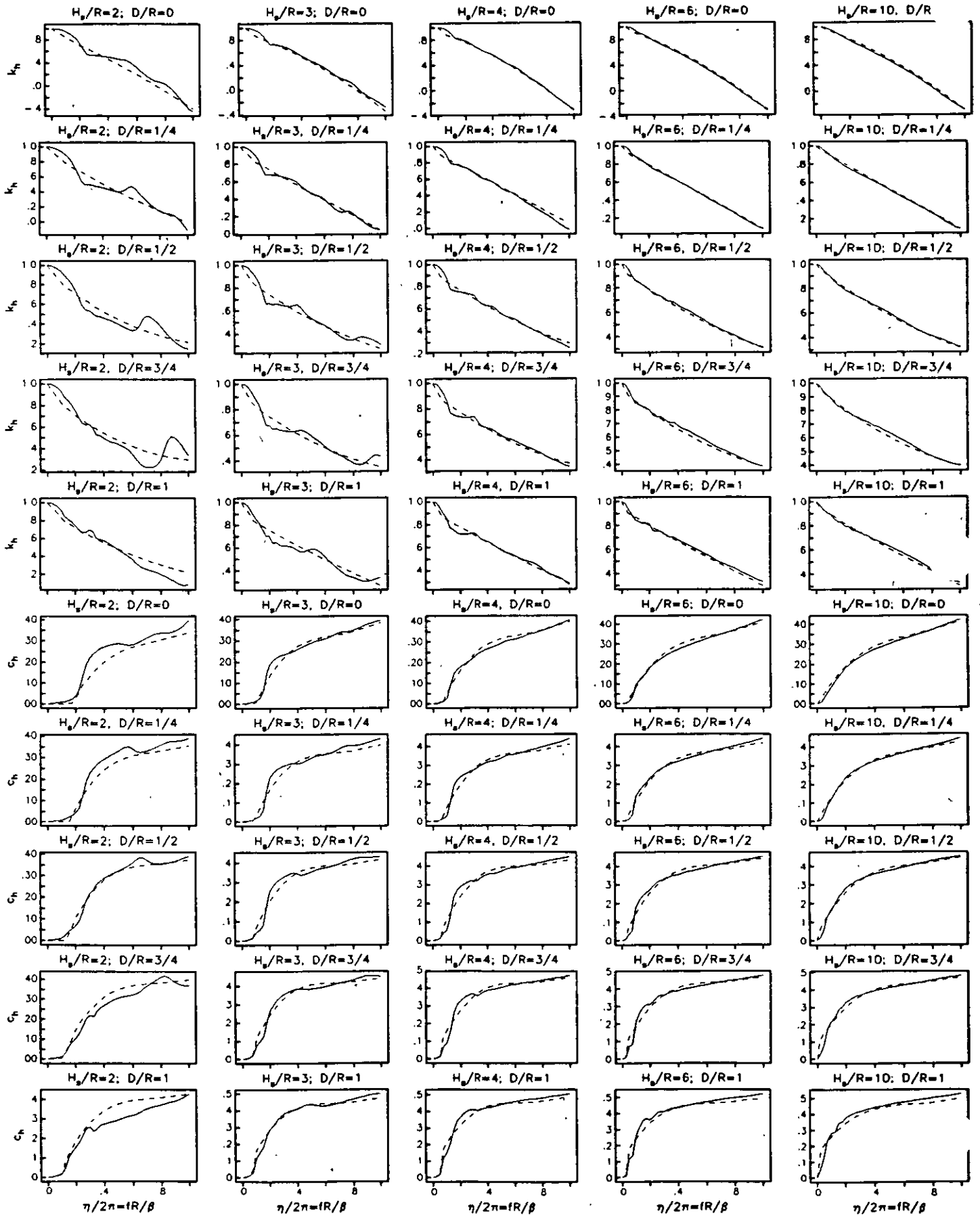


Fig 2.2.2 Coeficientes de rigidez  $k_r$  y amortiguamiento  $c_r$  para  $\nu=0.45$ ;

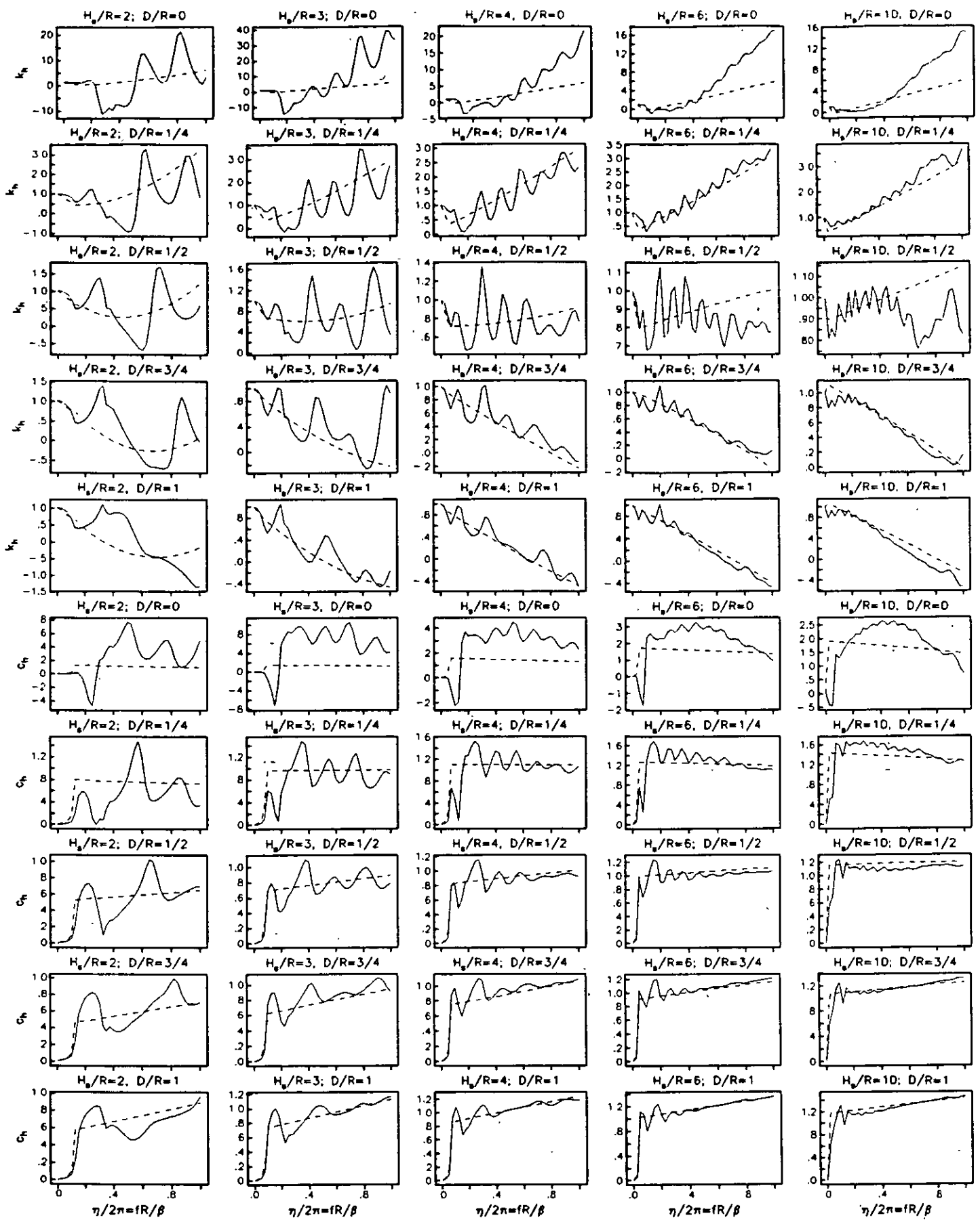


Fig 2.2.3 Coeficientes de rigidez  $k_{hr}$  y amortiguamiento  $c_{hr}$  para  $\nu=0.45$ ; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)



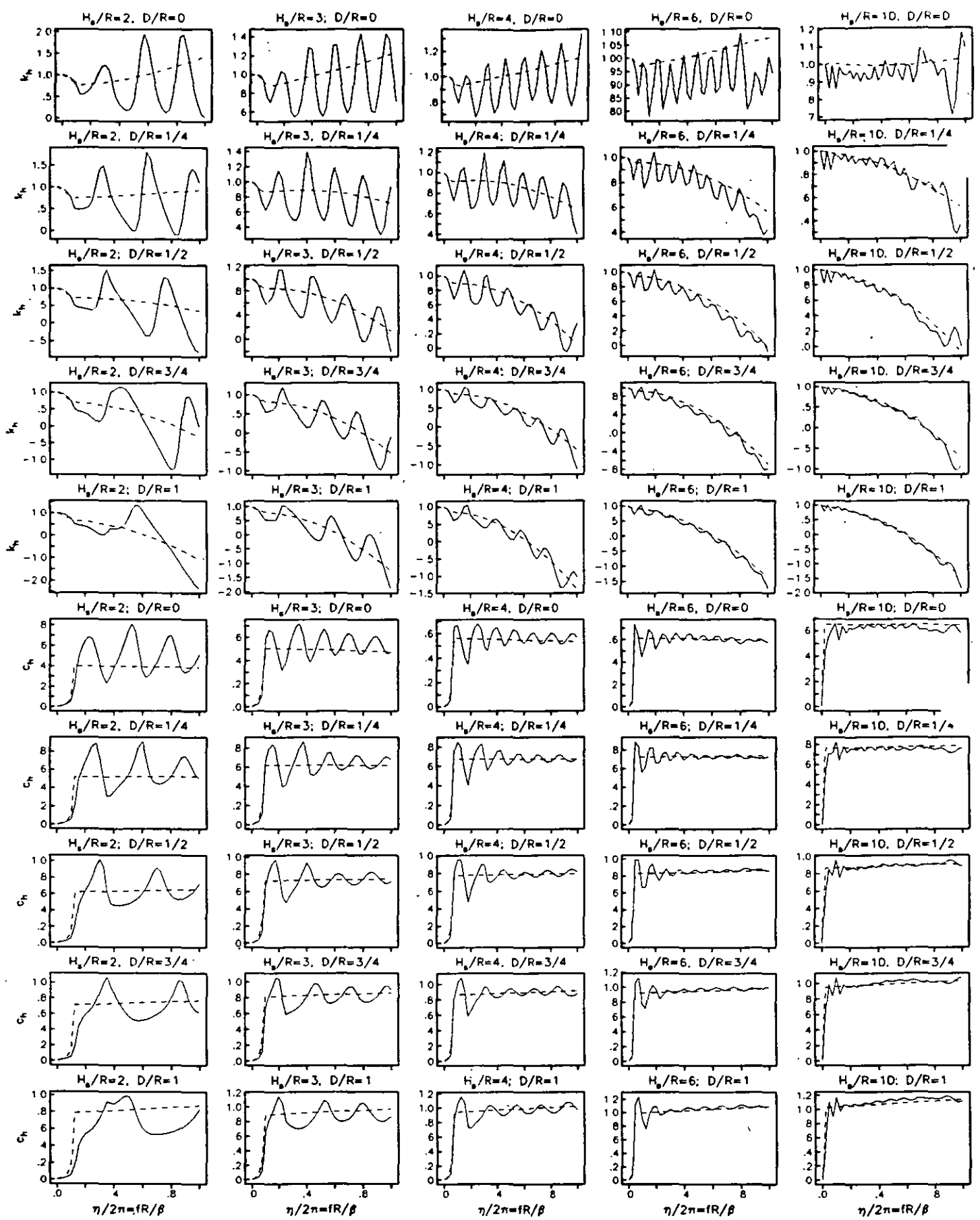


Fig 2.3.1 Coeficientes de rigidez  $k_h$  y amortiguamiento  $c_h$  para  $\nu=1/2$ ; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

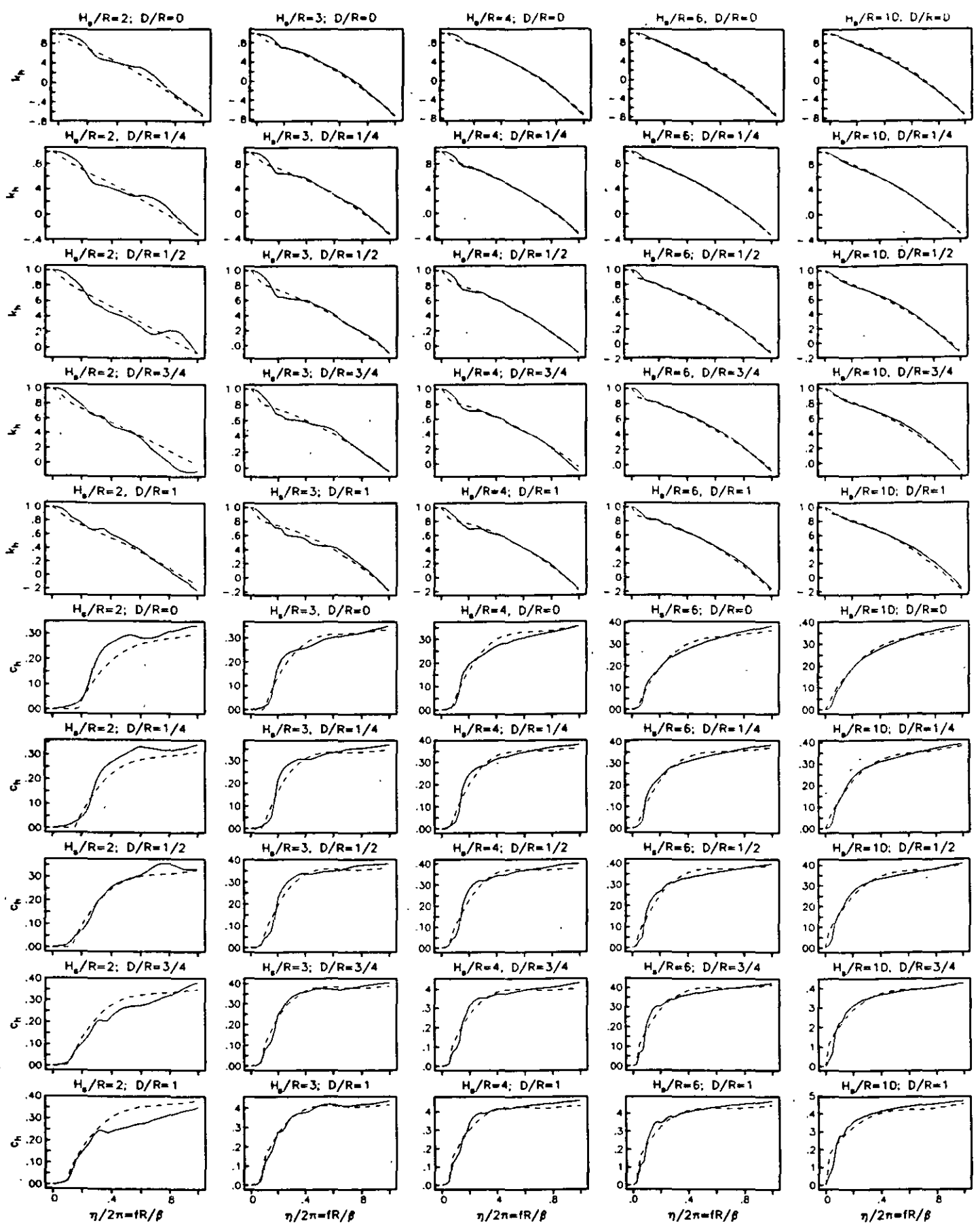


Fig 2.3.2 Coeficientes de rigidez  $k_r$  y amortiguamiento  $c_r$  para  $\nu=1/2$ ; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

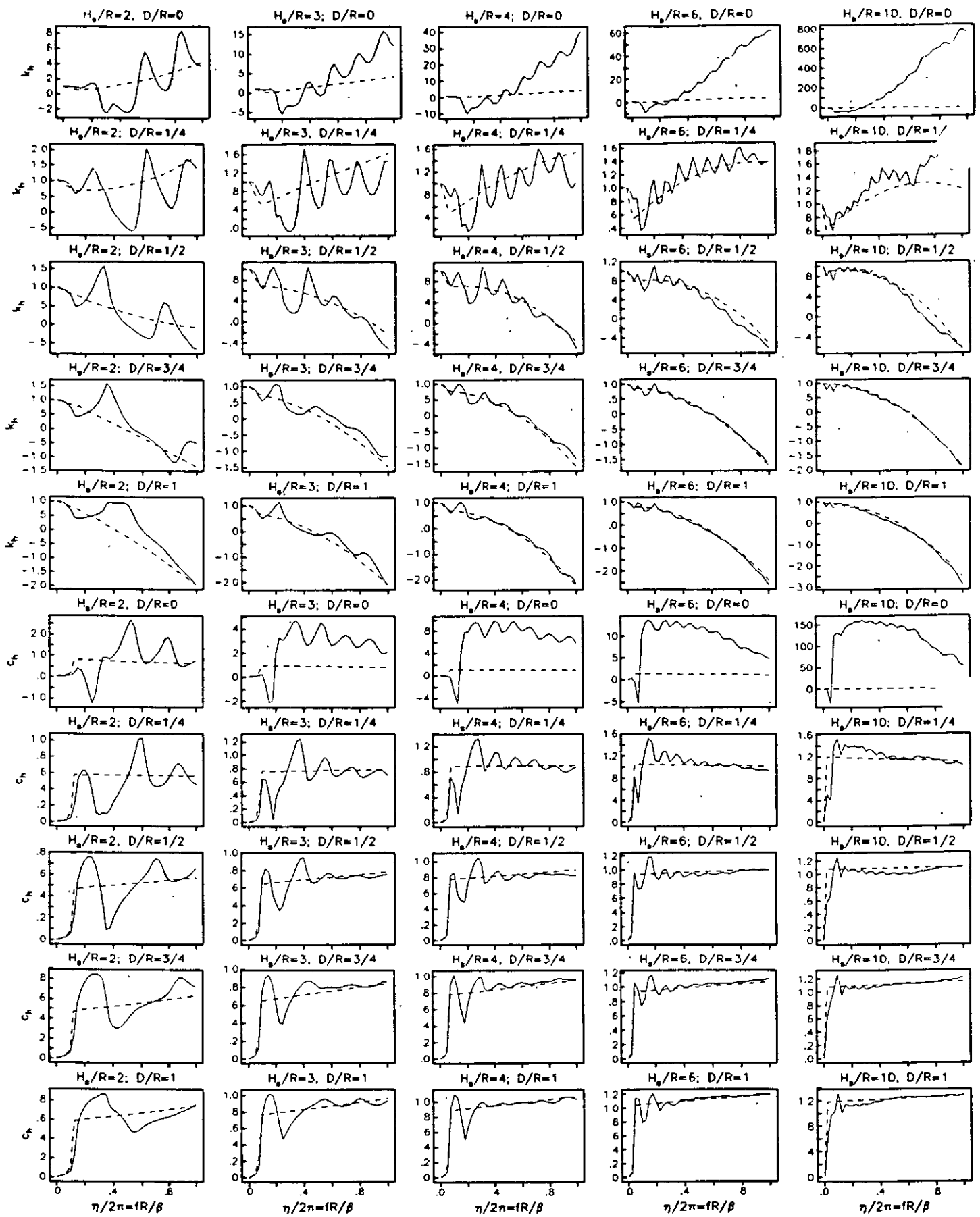


Fig 2.3.3 Coeficientes de rigidez  $k_{hr}$  y amortiguamiento  $c_{hr}$  para  $\nu=1/2$ ; funciones rigurosas (linea continua), funciones aproximadas (linea discontinua)

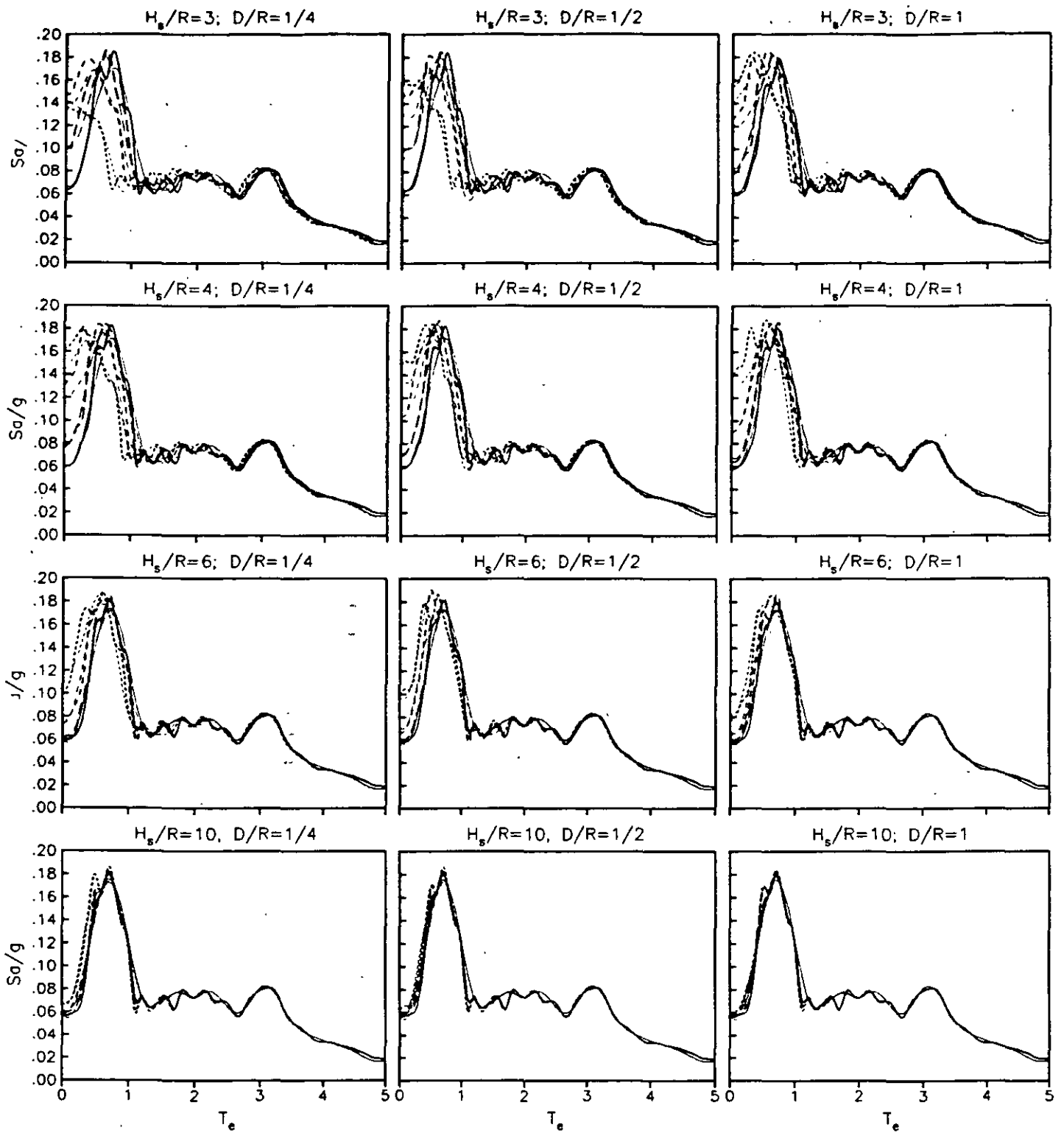


Fig 1 Espectros de respuesta con efectos de interacción cinemática para el sitio VIV. Con línea gruesa cálculos rigurosos y con línea delgada cálculos aproximados

( — )  $H_s/R=1$ , ( - - - )  $H_s/R=2$   
 ( - - - - )  $H_s/R=3$ , ( ······ )  $H_s/R=4$

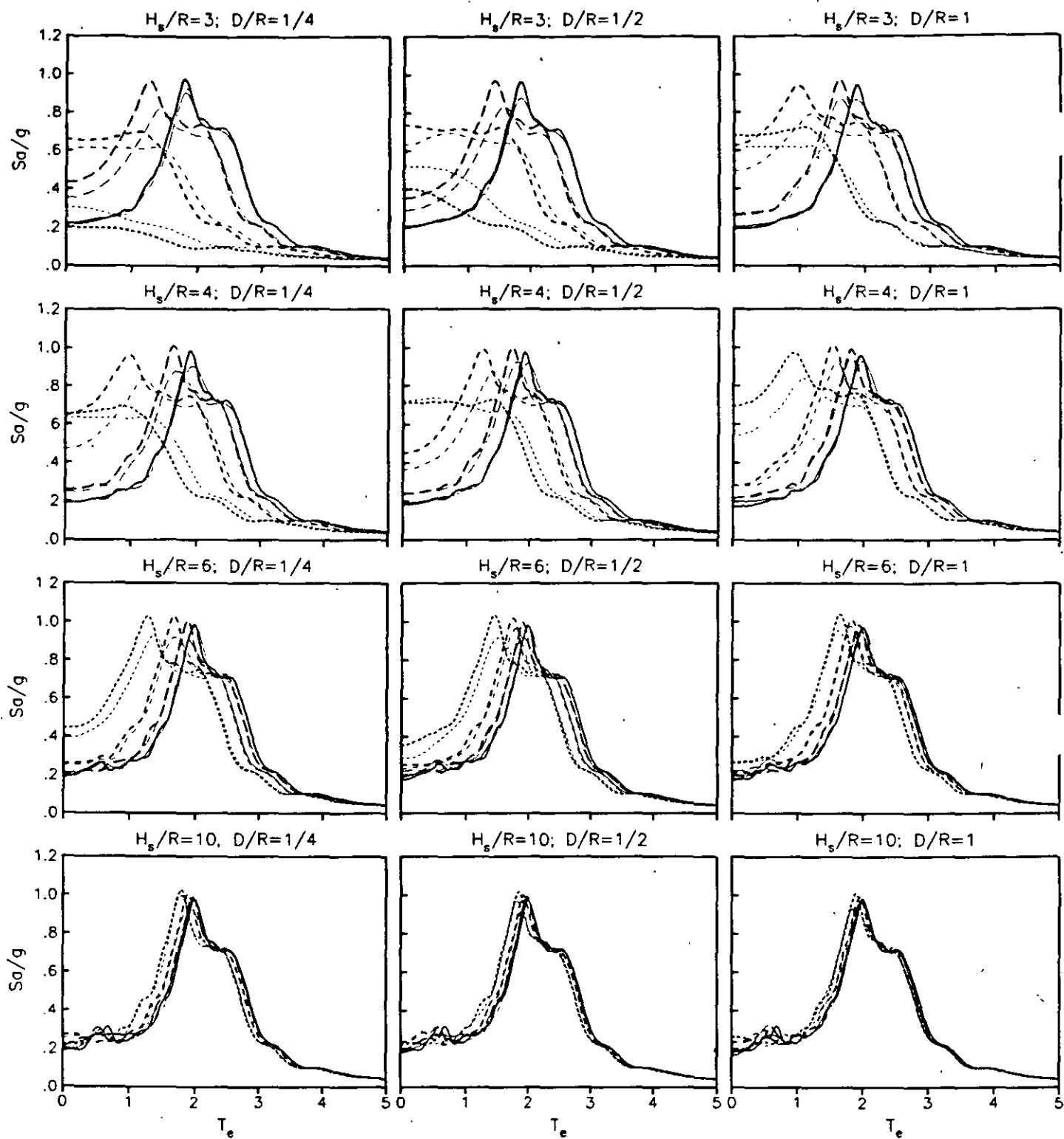


Fig 2 Espectros de respuesta con efectos de interacción cinemática para el sitio SCT. Con línea gruesa cálculos rigurosos y con línea delgada cálculos aproximados  
 ( — )  $H_s/R=1$ , ( - - - )  $H_s/R=2$   
 ( - · - · )  $H_s/R=3$ , ( ····· )  $H_s/R=4$

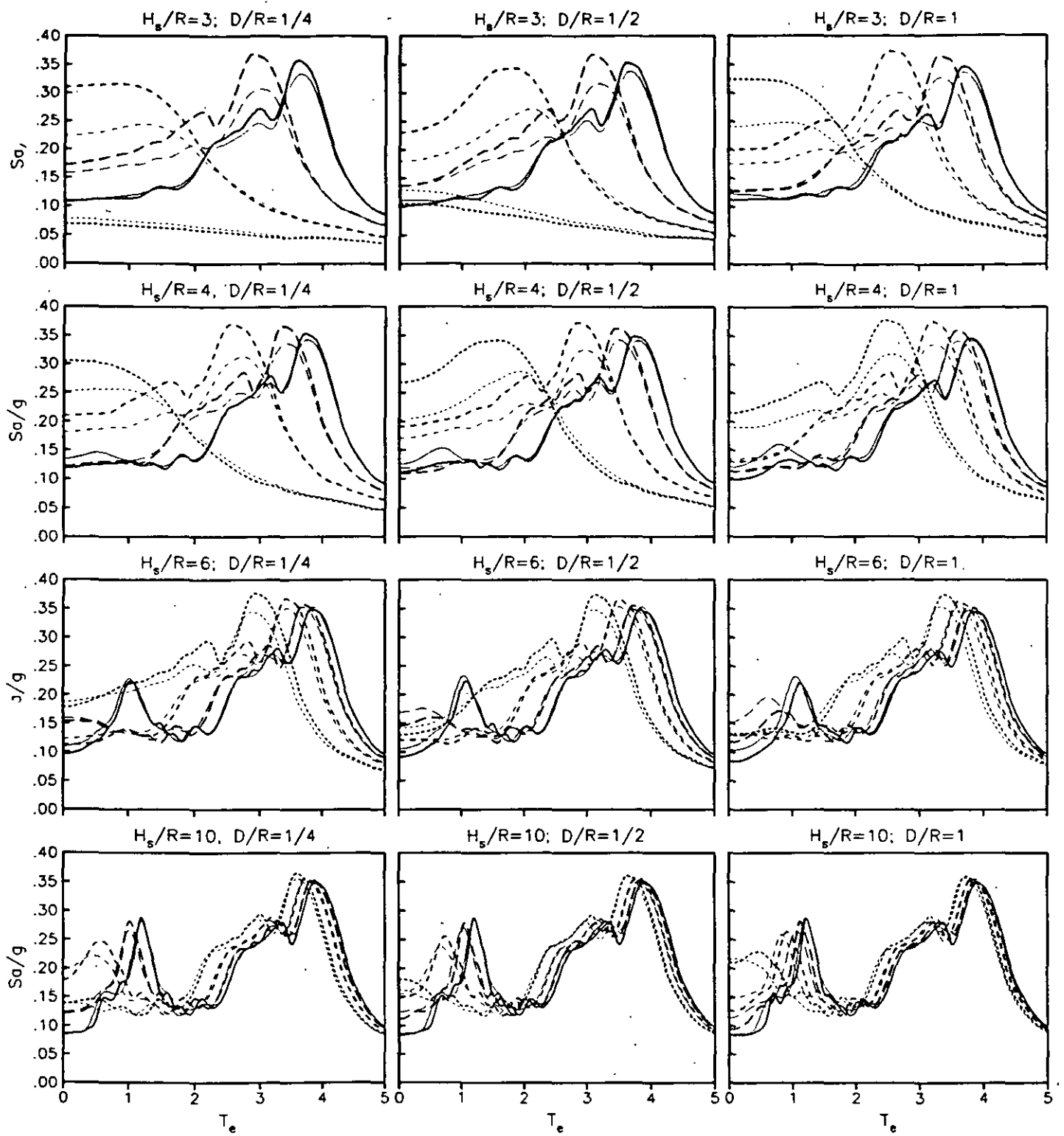


Fig 3 Espectros de respuesta con efectos de interacción cinemática para el sitio CAO. Con línea gruesa cálculos rigurosos y con línea delgada cálculos aproximados  
 ( — )  $H_s/R=1$ , ( --- )  $H_s/R=2$   
 ( - - - - )  $H_s/R=3$ , ( ····· )  $H_s/R=4$

## 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  $\beta$  es la velocidad de ondas de corte),  $m$  indica el modo (traslación horizontal o rotación) y  $\zeta$  es el amortiguamiento material del suelo.

Para evaluar el amortiguamiento efectivo de la estructura interactuando con el suelo los autores calibraron la siguiente expresión

$$\tilde{\zeta}_e = \xi_e \left[ \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right] + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[ \frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[ \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2 \quad (3)$$

donde  $\xi_e$  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

$C_s$  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  $0 < T_c / \bar{T}_c \leq 1$ , 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  $\mu$  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

$$T_{eq} = \frac{T_o}{\mu} \left[ \frac{1}{3} + \frac{2\mu^{3/2}}{3} \right] \quad (6)$$

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_o}{\mu} + \left[ \frac{1}{3} + \frac{2}{3}\mu \right] + \frac{4}{\pi\mu} [\mu - 1 - \ln\mu] \quad (7)$$

## 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  $\mu$  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%.

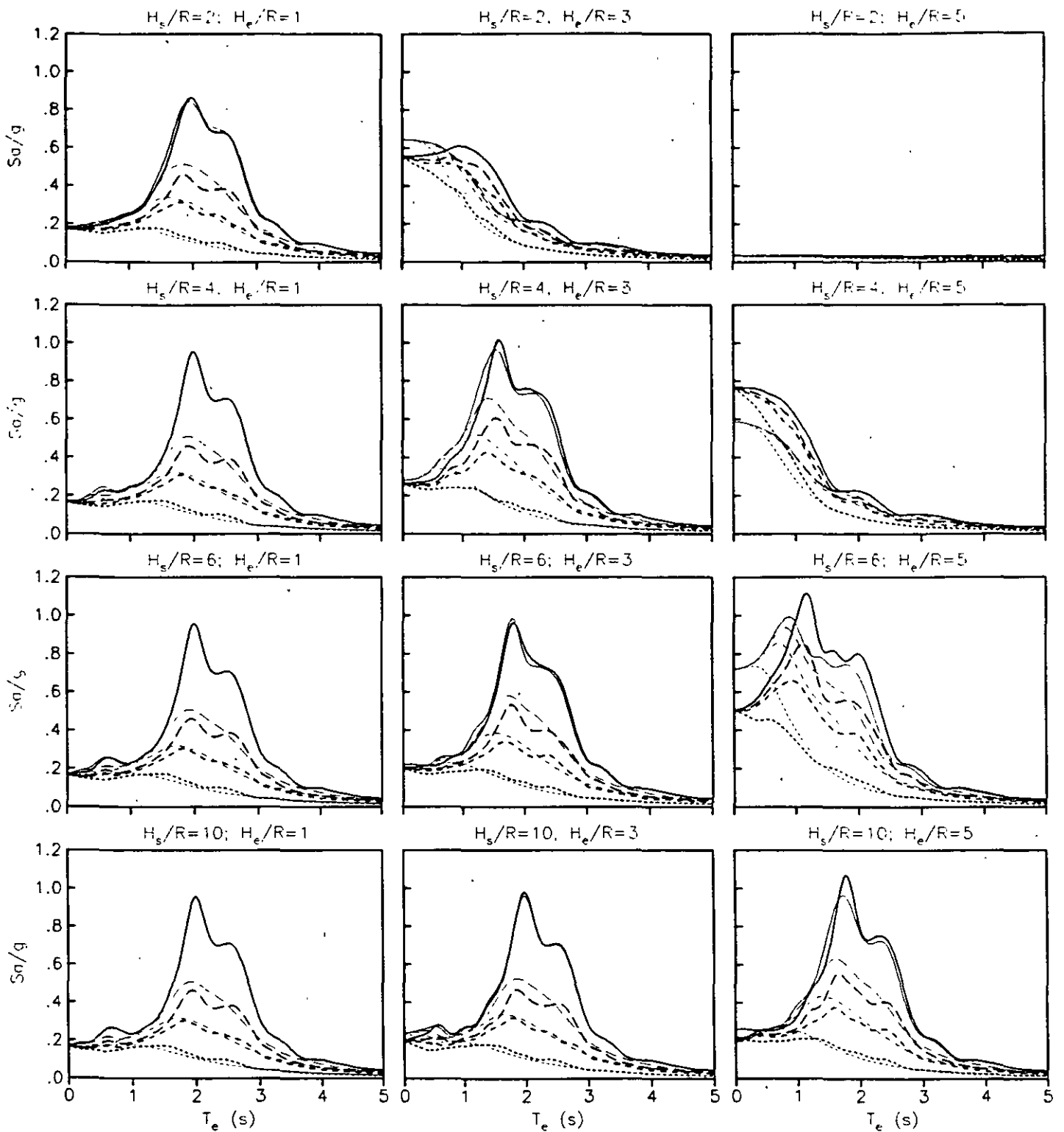


Fig. 1 Comparación de espectros de respuesta inelásticos calculados para configuraciones suelo-estructura con  $D/R=0$  (sitio SCT). Con trazo grueso se indican los espectros calculados mediante integrales de convolución. Con trazo fino se indican los espectros calculados haciendo uso de un método lineal equivalente y de un oscilador de reemplazo; ( — )  $\mu=1$ ; ( --- )  $\mu=1.5$ ; ( - · - · )  $\mu=2$ ; ( ····· )  $\mu=4$ .

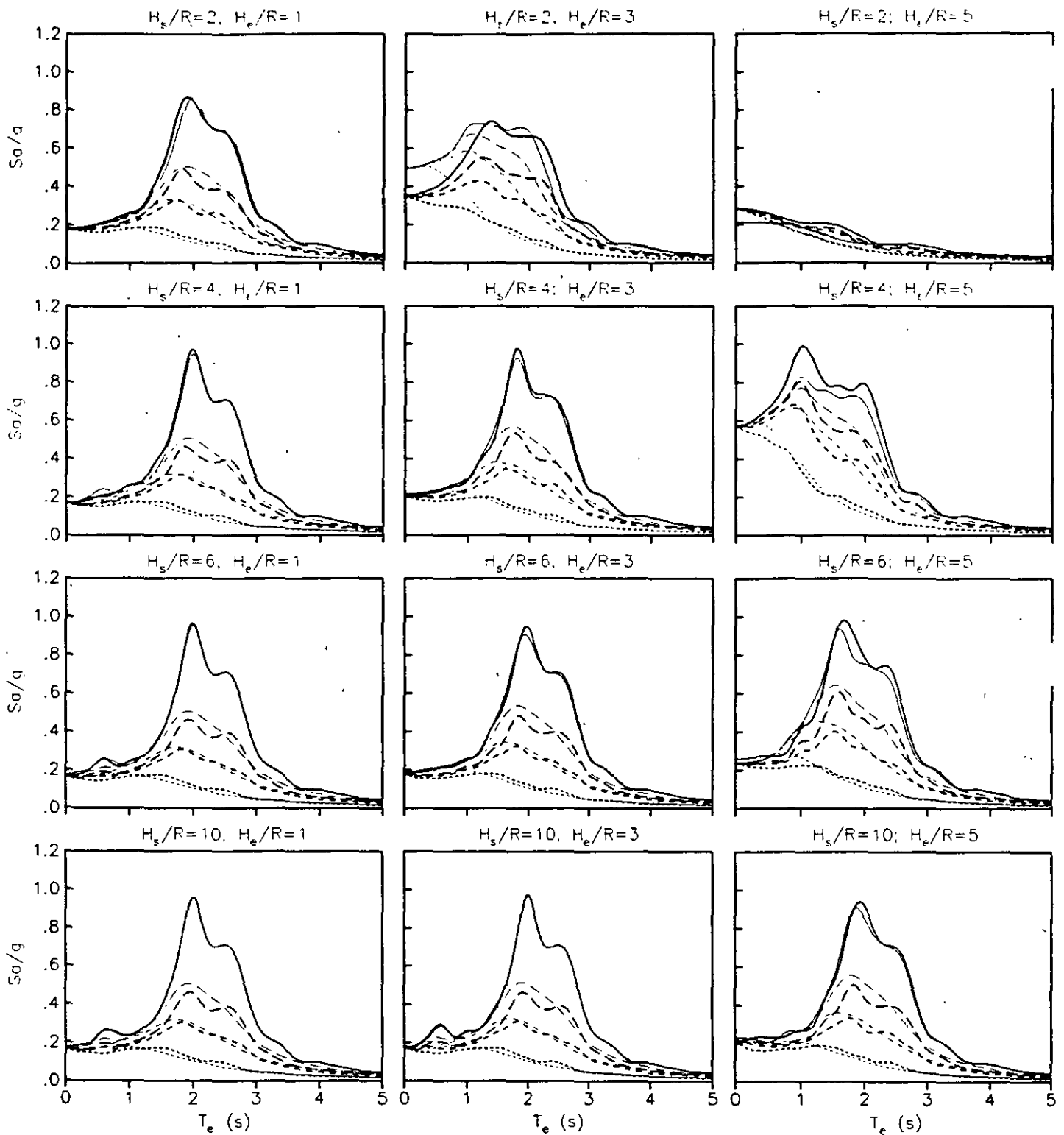


Fig. 2 Comparación de espectros de respuesta inelásticos calculados para configuraciones suelo-estructura con  $D/R=1$  (sitio SCT). Con trazo grueso se indican los espectros calculados mediante integrales de convolución. Con trazo fino se indican los espectros calculados haciendo uso de un método lineal 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  $T_s$  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  $T_e - T_s$ . 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.

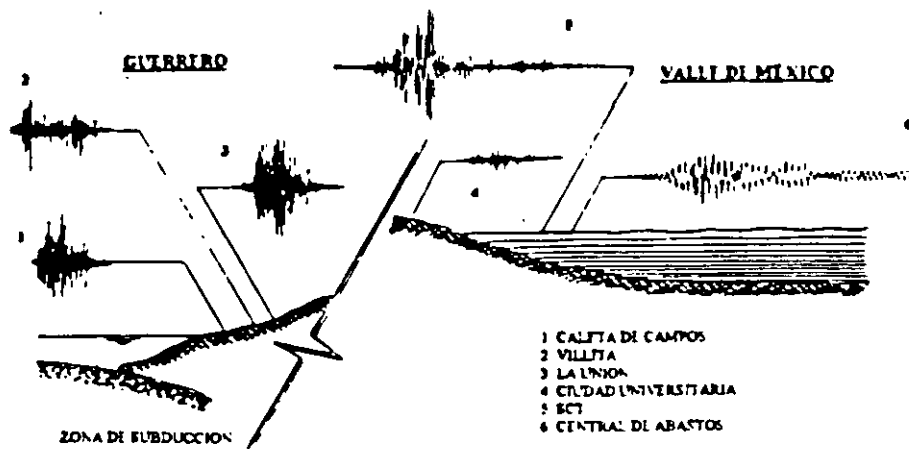


Figura 1. Amplificación de las ondas sísmicas en el valle de México

### 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.

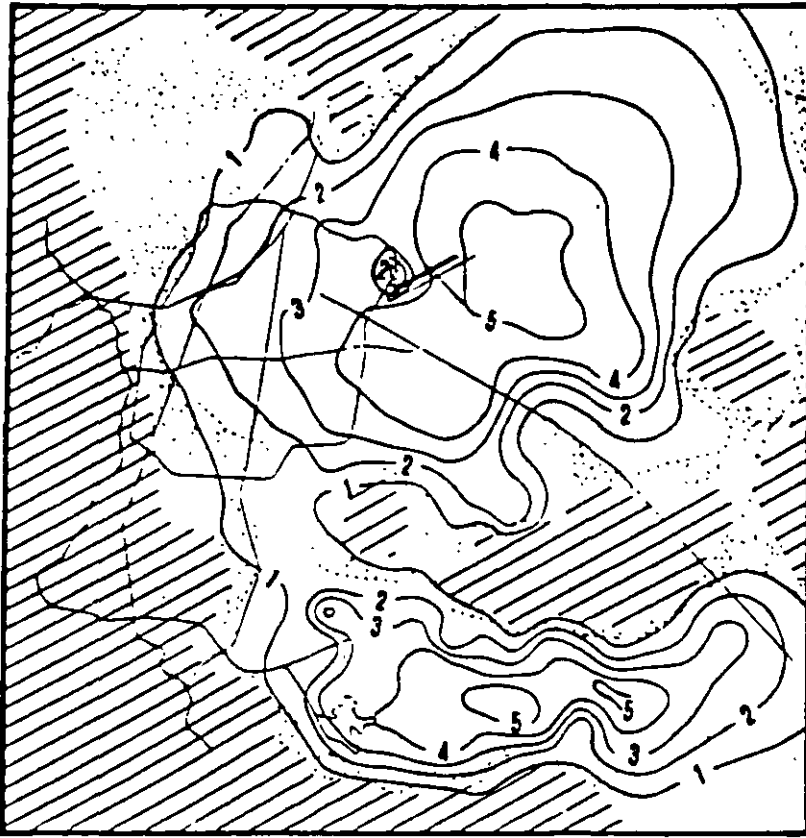


Figura 2. Curvas de isoperiodos con funciones de trasferencia y microtemblores

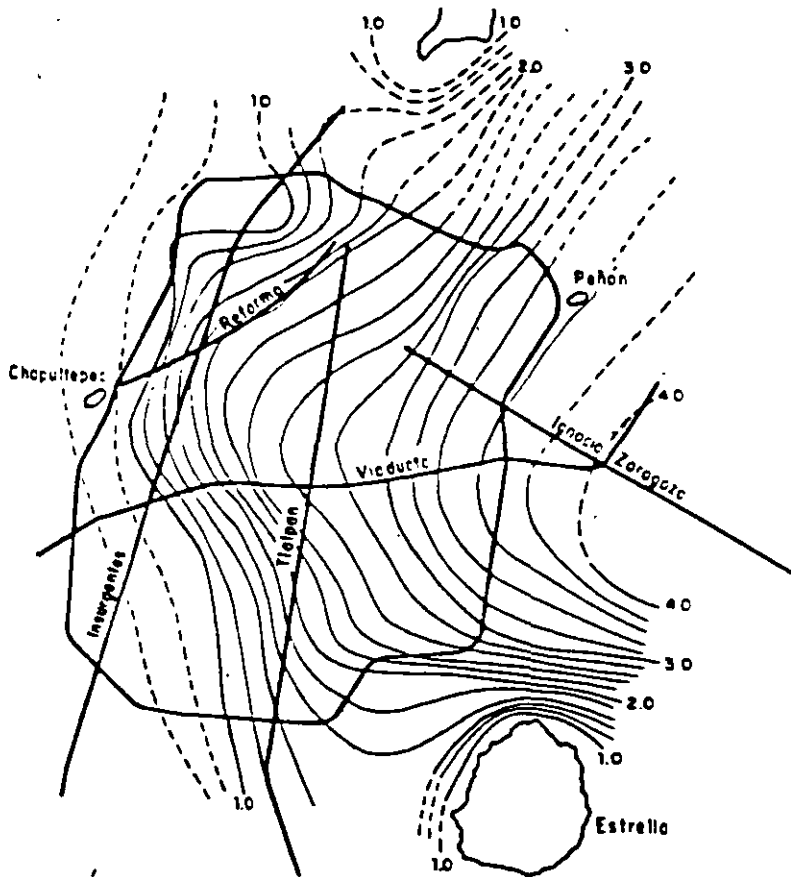


Figura 3. Mapa de isoperiodos propuesto por el RCDF.

Tabla 1					
Zona	T <sub>a</sub>	T <sub>b</sub>	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<sub>a</sub> y T<sub>b</sub> 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<sub>b</sub>. 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.

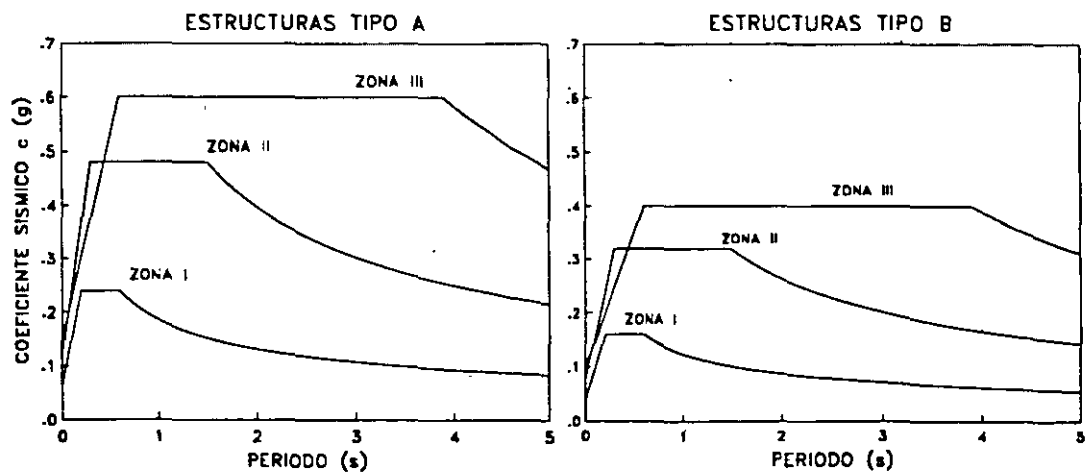


Figura 4. Espectros de diseño

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 varía 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.

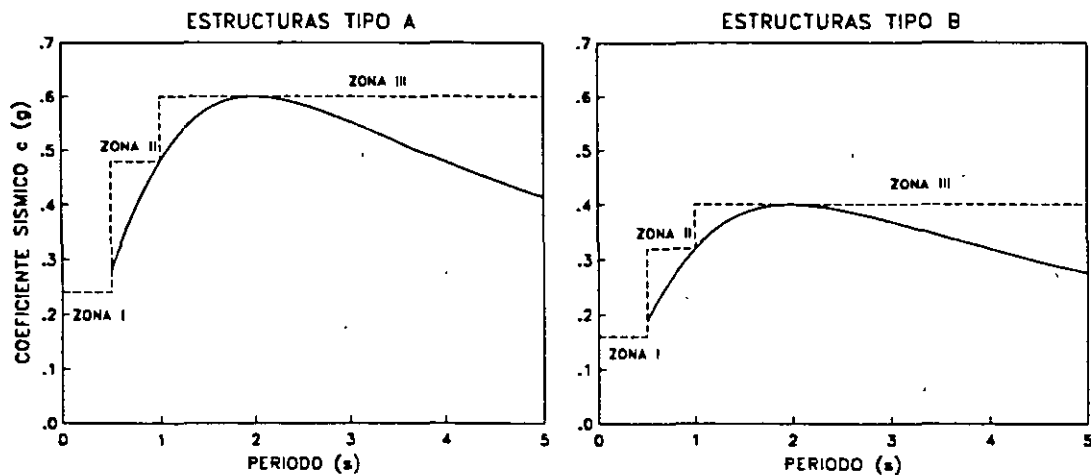


Figura 5. Variación del coeficiente sísmico con el periodo del suelo

- 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: $0.35 T_s$ $0.64 s$	$1.2 T_s$

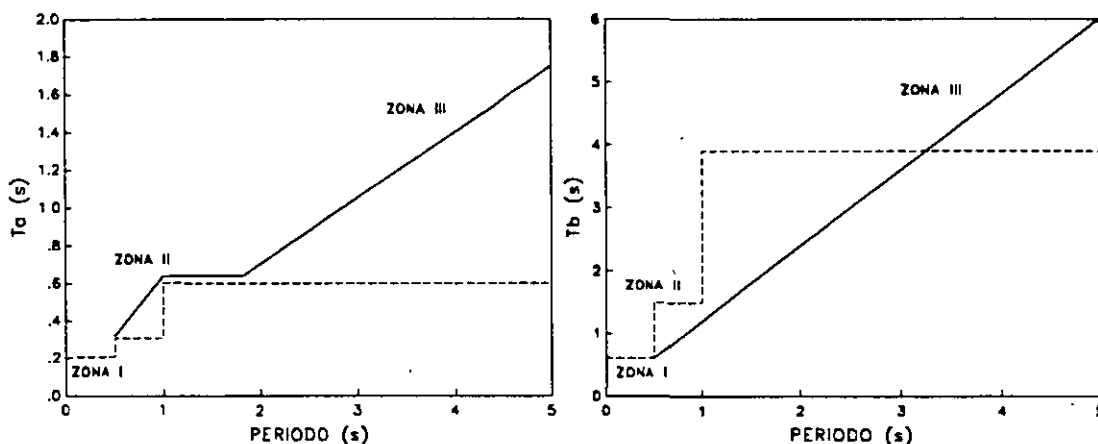


Figura 6. Variación de  $T_a$  y  $T_b$  con el periodo del suelo

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.

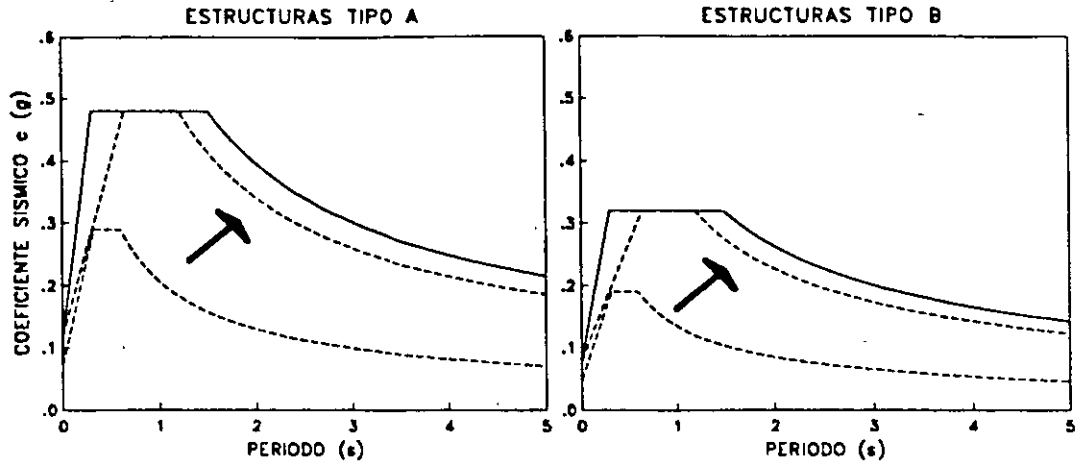


Figura 7. Variación del espectro de diseño en la zona II

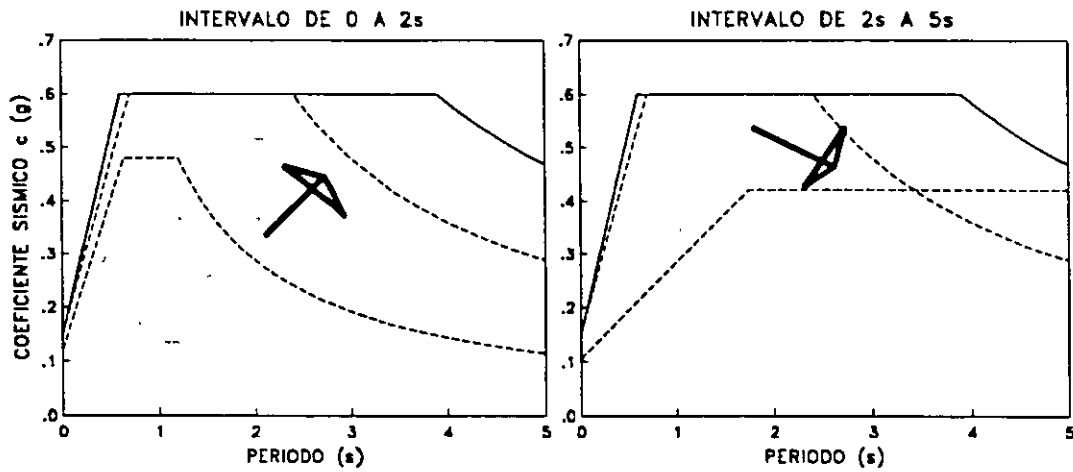


Figura 8. Variación del espectro de diseño en la zona III. Estructuras tipo A

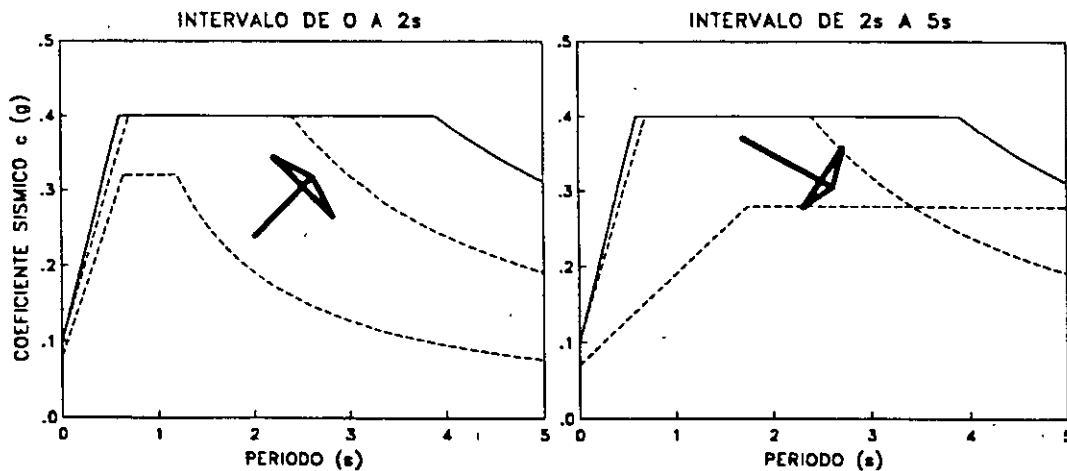


Figura 9. Variación del espectro de diseño en la zona III. Estructuras tipo B

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.

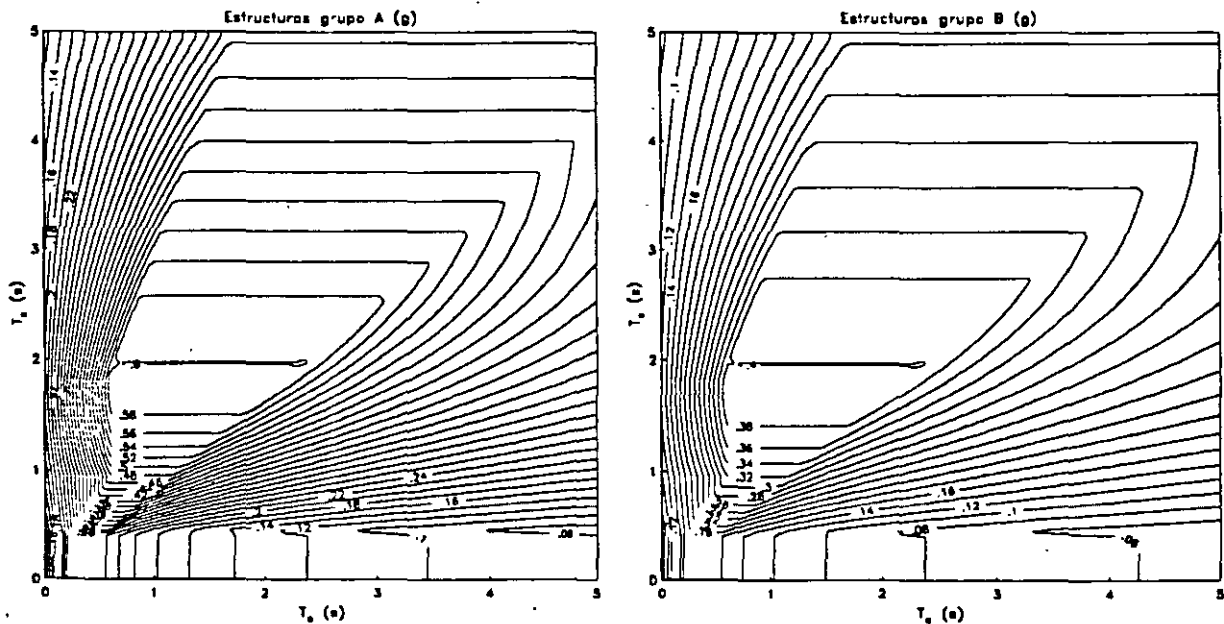


Figura 10. Contornos de diseño

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 cual subyace la roca basal que se caracteriza por un semiespacio.

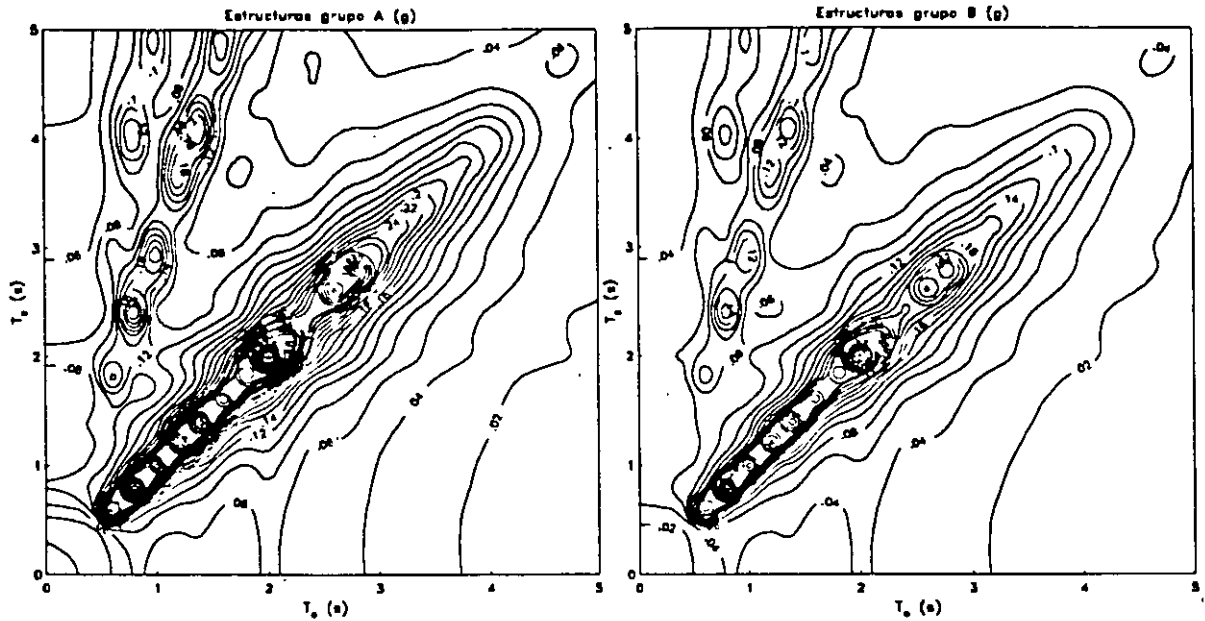
El mecanismo para obtener espectros en función del periodo del suelo, consiste en fijar una profundidad de depósito (H), que al asociarla con determinado periodo se evalúa la velocidad de propagación de ondas de corte ( $\beta$ ), mediante la expresión:

$$\beta = \frac{4 H}{T_s} \quad (5)$$

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.

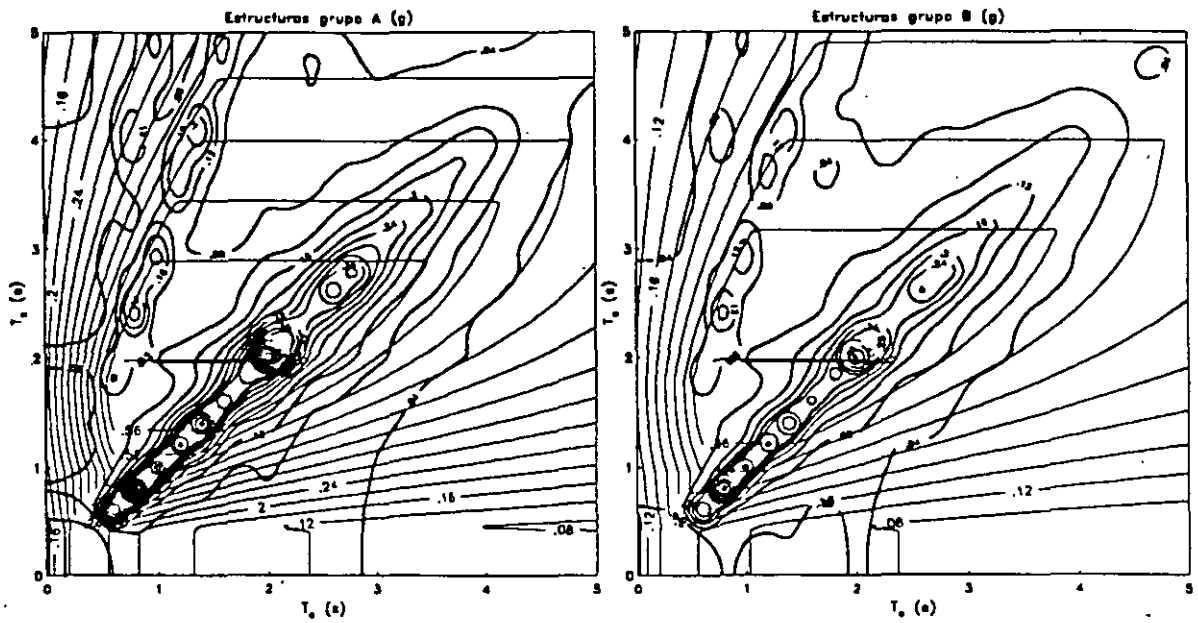


Figura 12. Comparación de contornos de diseño y contornos espectrales

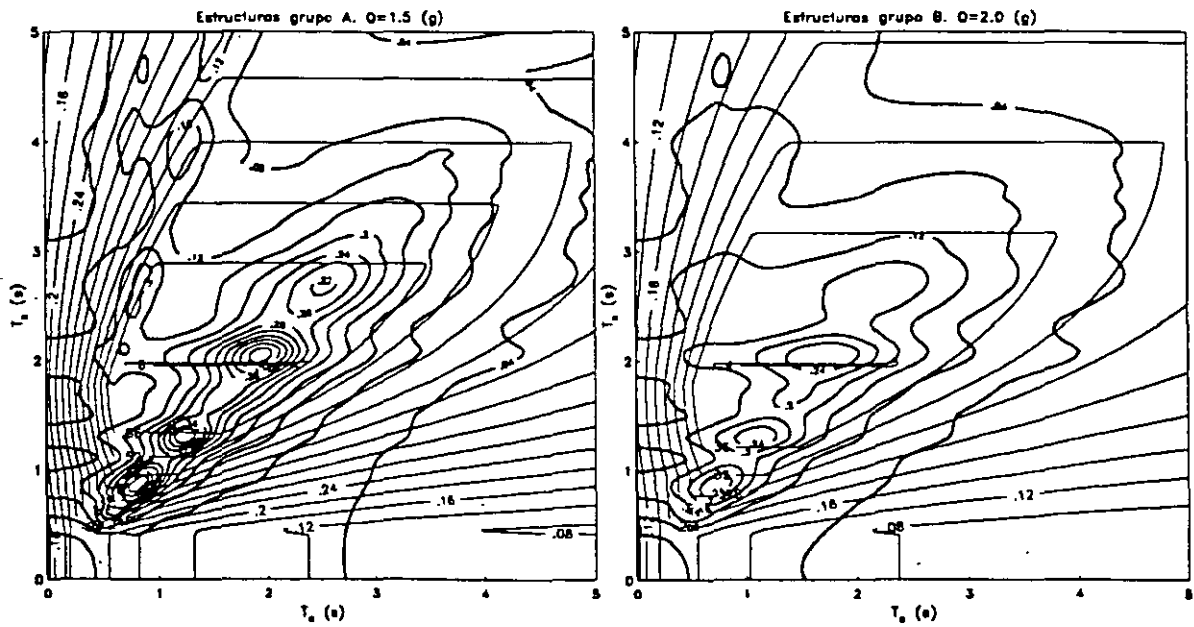


Figura 13. Comparación entre contornos de diseño y contornos no lineales

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 lago 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

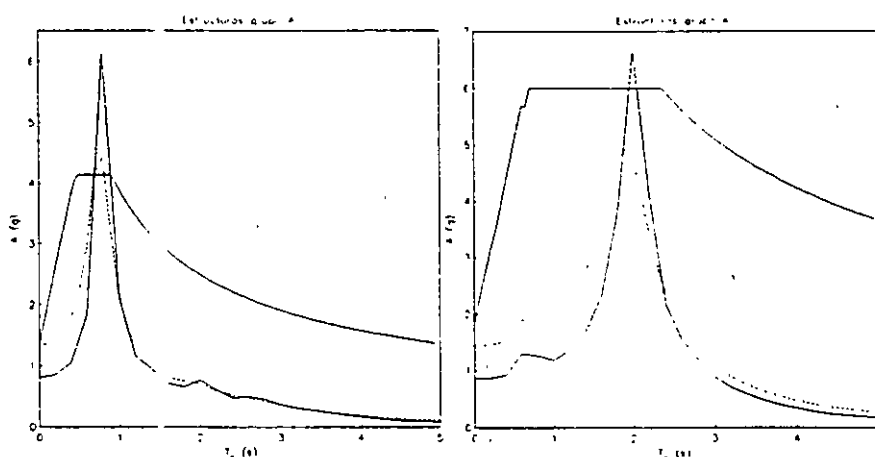


Figura 14. Espectros de diseño y de respuesta en zona II y zona III. Grupo A

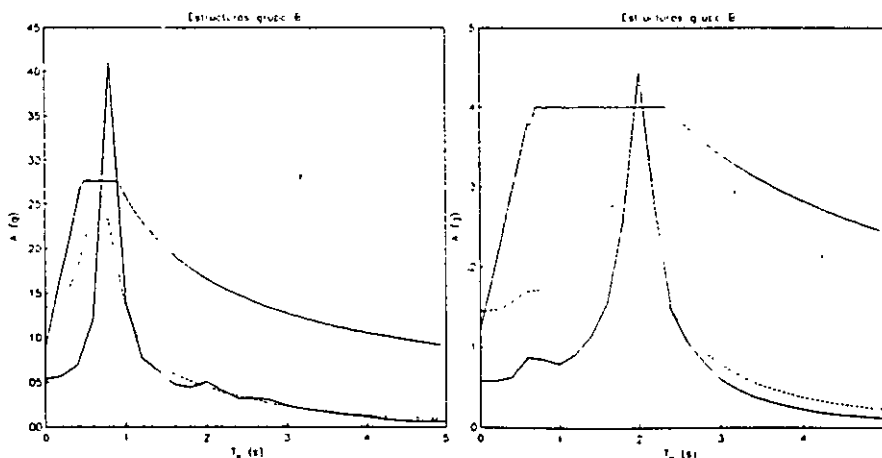


Figura 15. Espectros de diseño y de respuesta en zona II y zona III. Grupo B

## 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 asses portential earthquakes site response: a cade 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 cites 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., Rodríguez 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, 1, 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**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:**

**PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS  
EFECTIVOS DE SISTEMAS  
SUELO - ESTRUCTURA**

**EXPOSITOR: M. en I. LUIS EDUARDO PÉREZ ROCHA  
DR. JAVIER AVILES**

**1997**

## PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO-ESTRUCTURA

Javier Avilés<sup>1,2</sup>, Eduardo Pérez-Rocha<sup>2,3</sup> y Raúl Aguilar<sup>2</sup>

### 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

---

<sup>1</sup>Instituto de Investigaciones Eléctricas

<sup>2</sup>Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS

<sup>3</sup>Facultad 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

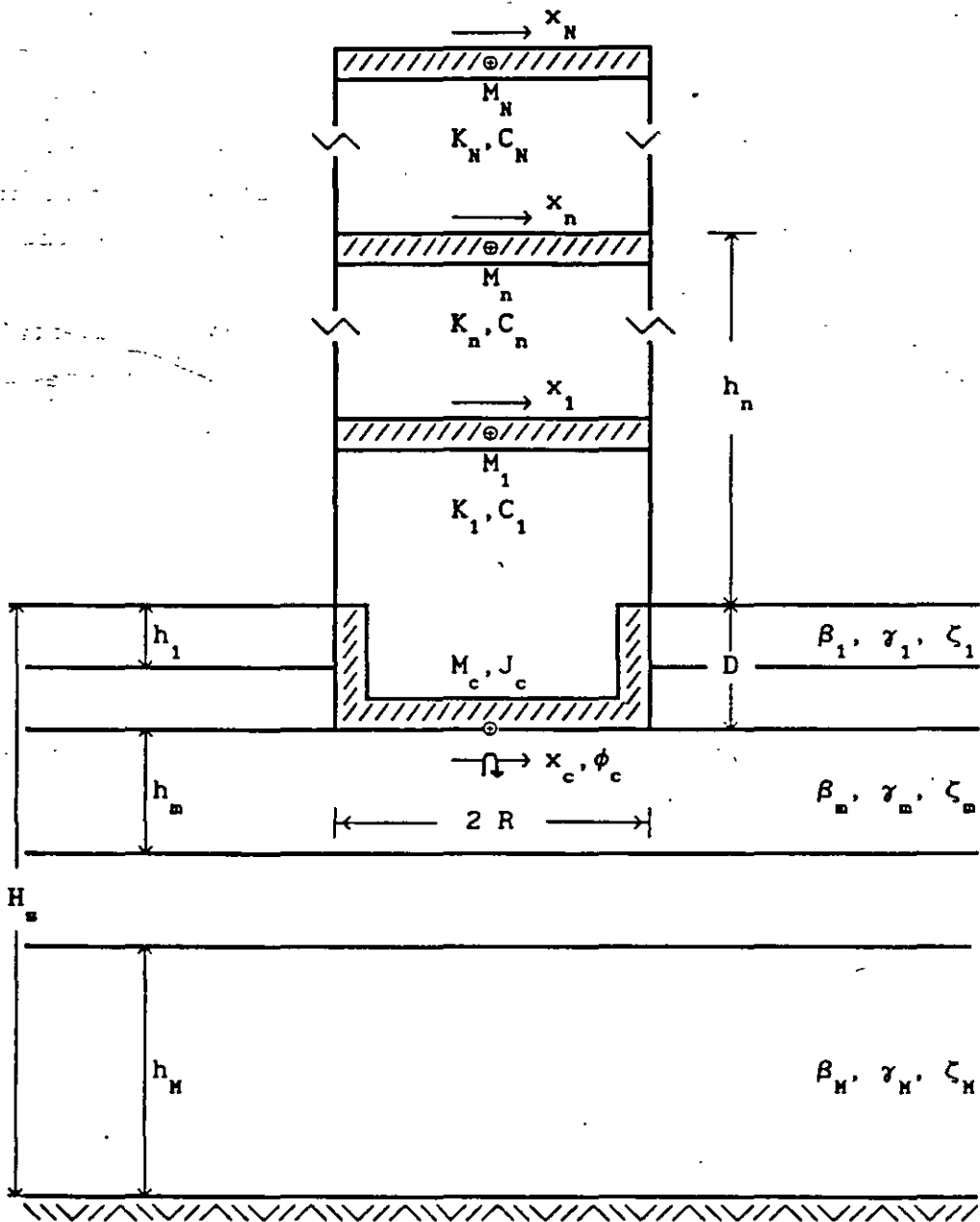


Fig.1 Sistema suelo-estructura

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.

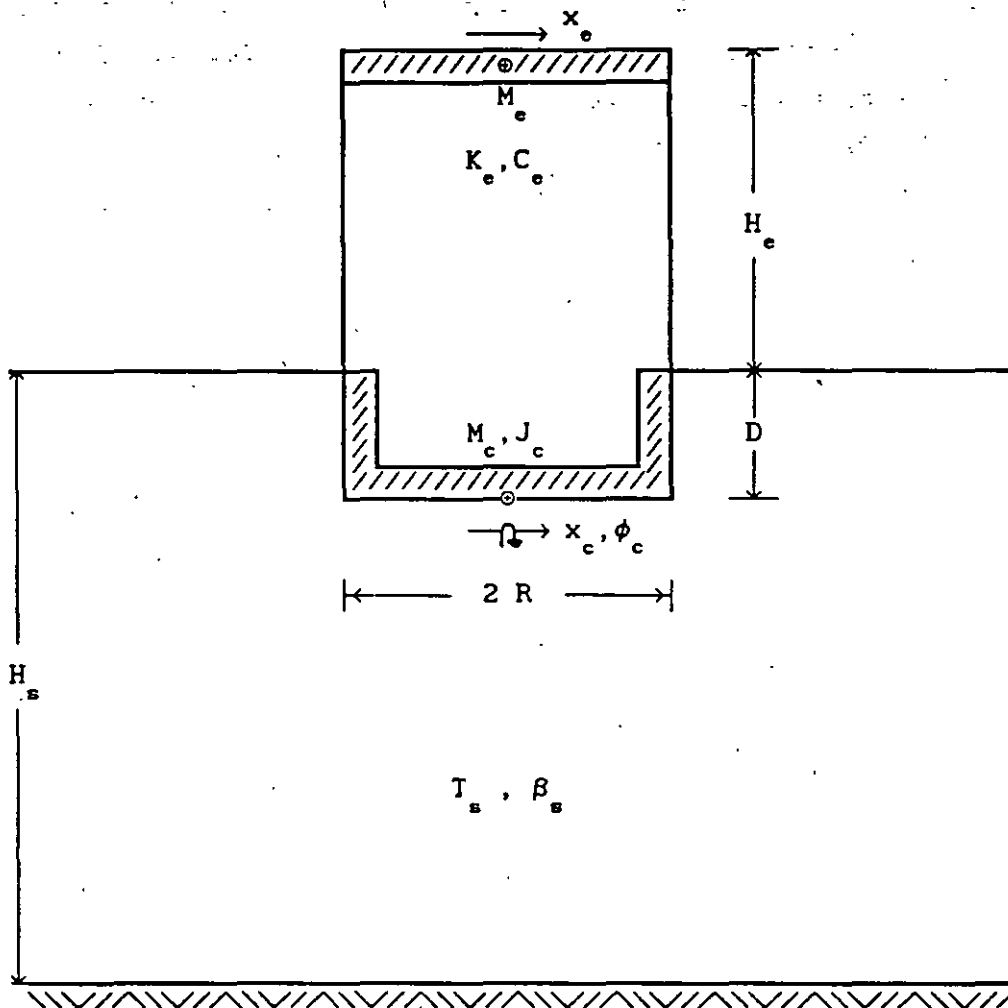


Fig.2 Sistema suelo-estructura equivalente

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  $\zeta_e$  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,  $\tilde{T}_e$  y  $\tilde{\zeta}_e$ , 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  $\phi_c$  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

$$M_s = \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e (H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D) + M_c D/2 & M_e (H_e + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_o & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (9)$$

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 despreciar 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,  $\ddot{x}_0(t) = \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$ , en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como  $x_e(t) = X_e e^{i\omega t}$ ,  $x_c(t) = X_c e^{i\omega t}$  y  $\phi_c(t) = \Phi_c e^{i\omega t}$ . En estas condiciones, la ec.5 se reduce a

$$\left[ \begin{array}{ccc} \left[ \begin{array}{ccc} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_r \end{array} \right] + i\omega \left[ \begin{array}{ccc} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_r \end{array} \right] - \omega^2 \left[ \begin{array}{ccc} M_e & M_e & M_e(H_e+D) \\ M_e & M_e & M_e(H_e+D) \\ M_e(H_e+D) & M_e(H_e+D) & M_e(H_e+D)^2 \end{array} \right] \right] \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ \phi_c \end{Bmatrix} = -\ddot{X}_0 \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e \\ M_e(H_e+D) \end{Bmatrix} \quad (10)$$

donde  $\omega$  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

$$\left[ \begin{array}{ccc} \omega_e^2/\omega^2(1+12\zeta_e') - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \omega_h^2/\omega^2(1+12\zeta_h) - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \omega_r^2/\omega^2(1+12\zeta_r) - 1 \end{array} \right] \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ (H_e+D)\phi_c \end{Bmatrix} = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (11)$$

en donde  $\zeta_e' = (\omega/\omega_e)\zeta_e$ . Además,  $\omega_e$  es la frecuencia natural de vibración de la estructura supuesta con base indeformable y  $\omega_h$  y  $\omega_r$  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,  $\zeta_e$  es el amortiguamiento viscoso de la estructura con base rígida y  $\zeta_h$  y  $\zeta_r$  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:

$$\left[ 1 + 12\zeta_e' - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 12\zeta_e'}{1 + 12\zeta_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 12\zeta_e'}{1 + 12\zeta_r} \right] \omega_e^2 X_e = - \ddot{X}_0 \quad (18)$$

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)

$$\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e = - \ddot{X}_0 \left[ 1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_e^2} + i 2 \tilde{\zeta}_e \frac{\omega}{\tilde{\omega}_e} \right]^{-1} \quad (19)$$

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

$$\omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_0 \left[ 1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_r^2} + 12 \left[ \zeta_e' + \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{\zeta_h - \zeta_e'}{1 + 4\zeta_h^2} + \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{\zeta_r - \zeta_e'}{1 + 4\zeta_r^2} \right] \right]^{-1} \quad (23)$$

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  $\omega_e$  se mejora la aproximación. Es posible obtener una aproximación aún mejor si el periodo efectivo se calcula mediante iteraciones, empezando con  $\omega_e$  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  $\zeta_h$  y  $\zeta_r$ .

## 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  $x_s(t) = X_s e^{i\omega t}$ . En consecuencia, la ec.5 se reduce a

$$\left[ K_e + i \omega C_e - \omega^2 M_e \right] X_e = - \ddot{X}_0 M_0 \quad (29)$$

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,  $\omega_e^2 X_e / \ddot{X}_0$ . 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.

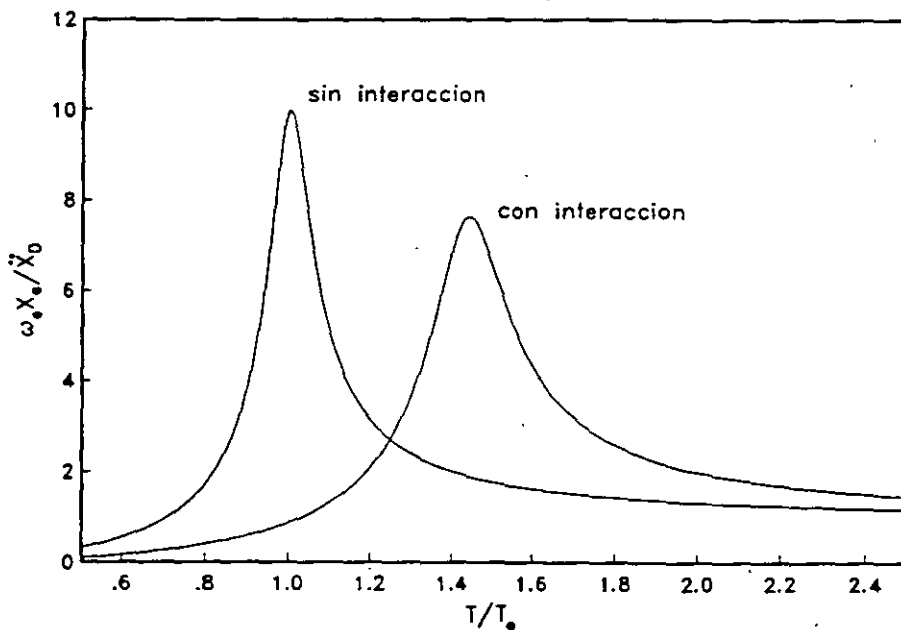


Fig.3 Espectros de respuesta del sistema equivalente con y sin interacción

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

$$\frac{\omega_e^2 \tilde{X}_e^{\max}}{\ddot{X}_0} = \frac{1}{2\tilde{\zeta}_e} \quad (30)$$

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

$$\tilde{\zeta}_e = \frac{1}{2} \frac{\ddot{X}_0}{\omega_e^2 \tilde{X}_e^{\max}} \quad (31)$$

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:  $\bar{m} = 0.2$ ,  $\bar{j} = 0.05$ ,  $\bar{\rho} = 0.15$ ,  $\zeta_g = \zeta_e = 0.05$ ,  $\nu_g = 0.45$ ,  $\bar{h}_g = 5$ ,  $\bar{d} = 0.25$  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.

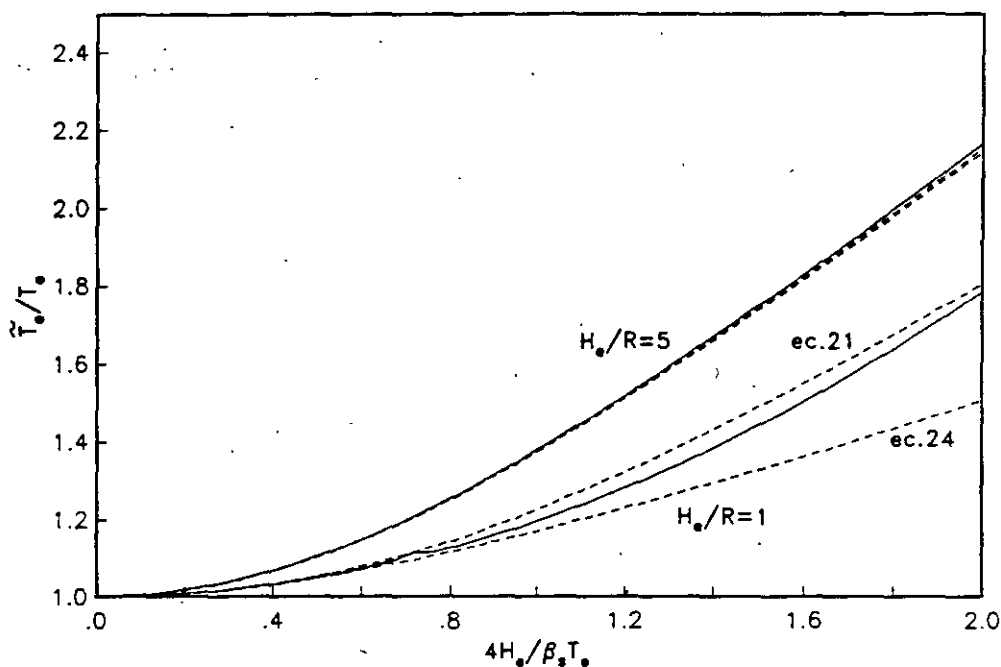


Fig.4 Periodos efectivos aproximados (---) y rigurosos (—) para un sistema suelo-estructura típico

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  $4H_e/\beta_s T_e < 2$ . 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  $4H_e/\beta_s T_e < 0.2$ .

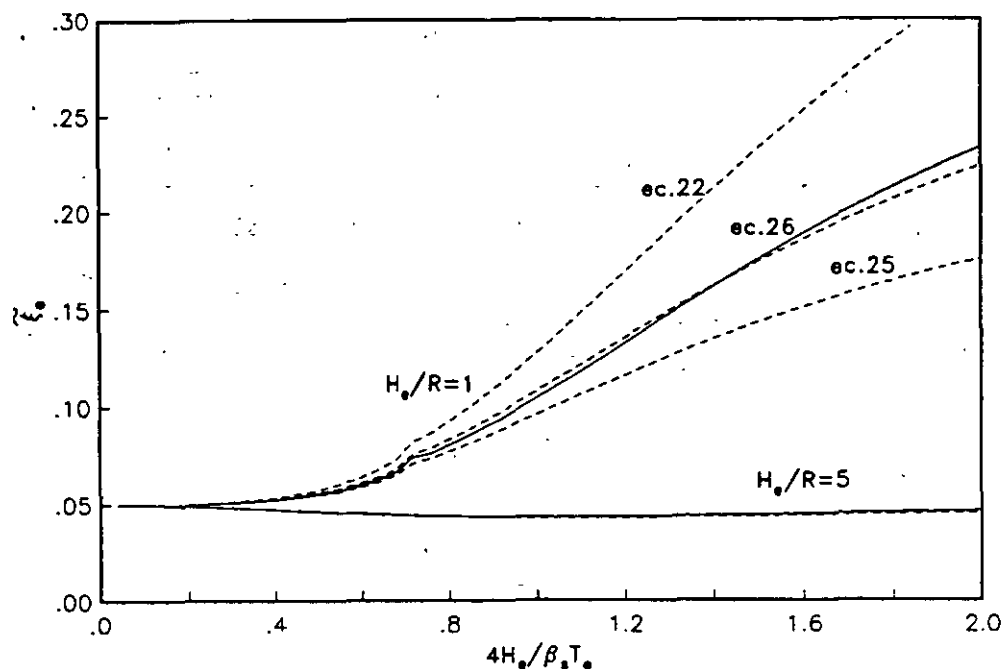


Fig.5 Amortiguamientos efectivos aproximados (---) y rigurosos (—) para un sistema suelo-estructura típico

### 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

$$\tilde{m} = \frac{M_c}{M_e} \quad (32)$$

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  $\tilde{m} = 0.2$ .

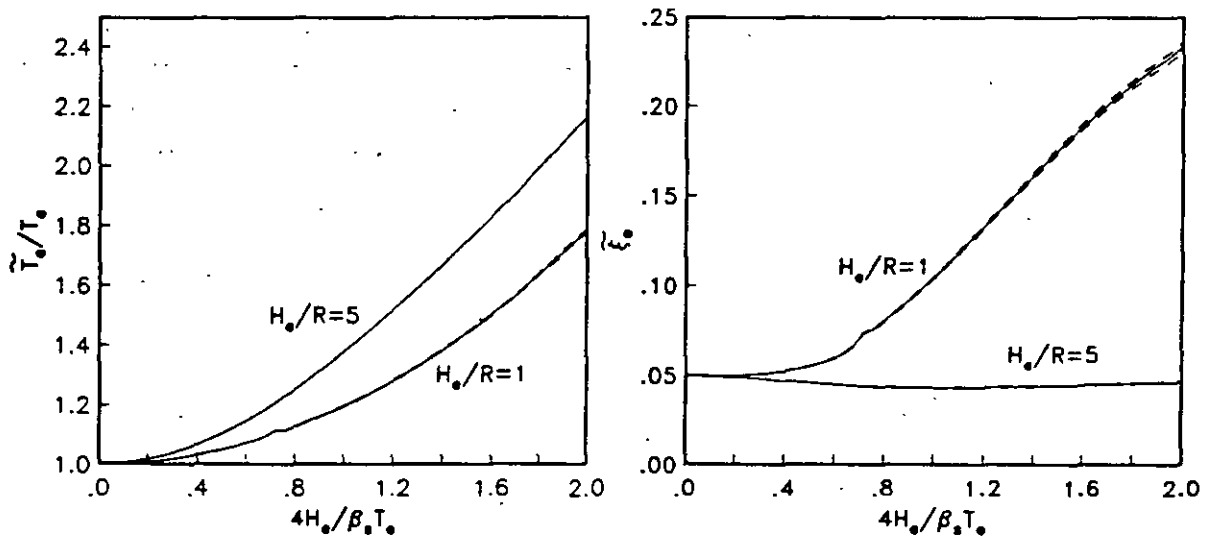


Fig.6 Influencia de la relación de masas en el periodo y amortiguamiento efectivos;  $\tilde{m} = 0$  (---),  $0.2$  (—) y  $0.4$  (- - -)

2. Relación de momentos de inercia de masa entre la cimentación y la estructura, definida por

$$\bar{j} = \frac{J_c}{M_o (H_o + D)^2} \quad (33)$$

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  $\bar{j} = 0.05$ .

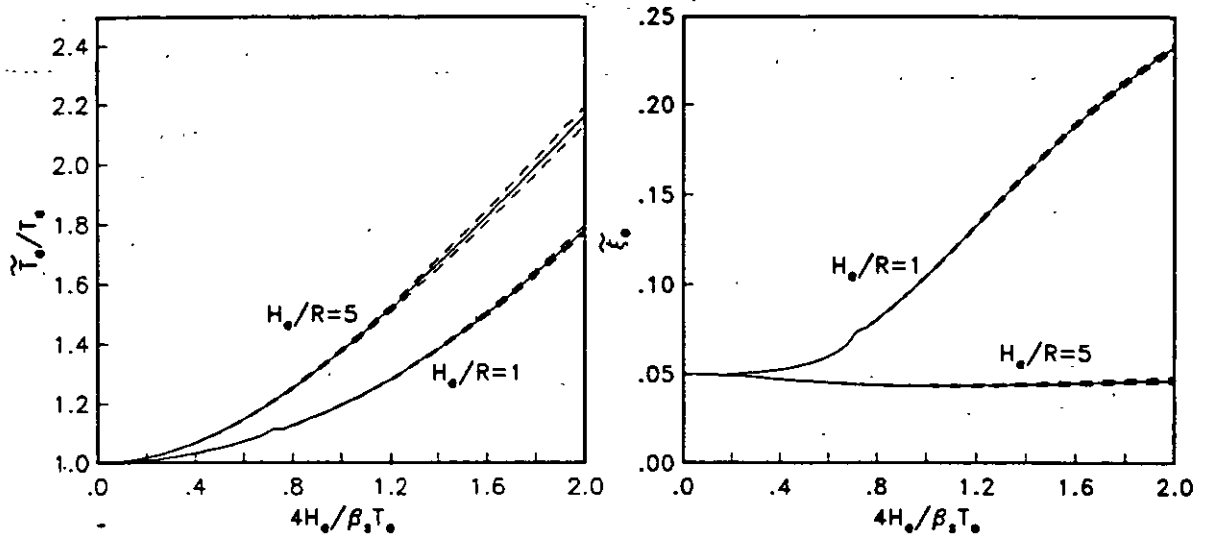


Fig.7 Influencia de la relación de momentos de inercia en el periodo y amortiguamiento efectivos;  $\bar{j} = 0$  (---), 0.05 (—) y 0.1 (- - -)

3. Densidad relativa de la estructura respecto al suelo, definida como

$$\tilde{\rho} = \frac{M_c}{\rho_s \pi R^2 H_c} \quad (34)$$

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  $\tilde{\rho} = 0.15$ .

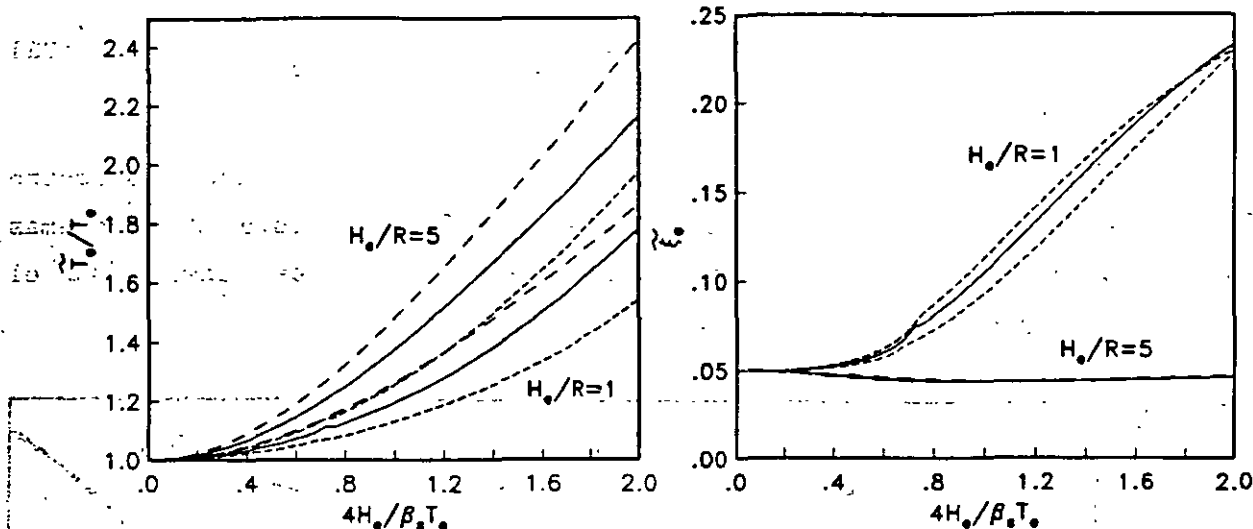


Fig.8 Influencia de la densidad relativa en el periodo y amortiguamiento efectivos;  $\bar{\rho} = 0.1$  (---),  $0.15$  (—) y  $0.2$  (- - -)

4. Coeficientes de amortiguamiento del suelo y la estructura,  $\zeta_s$  y  $\zeta_e$ . 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,  $\nu_s$ . 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.

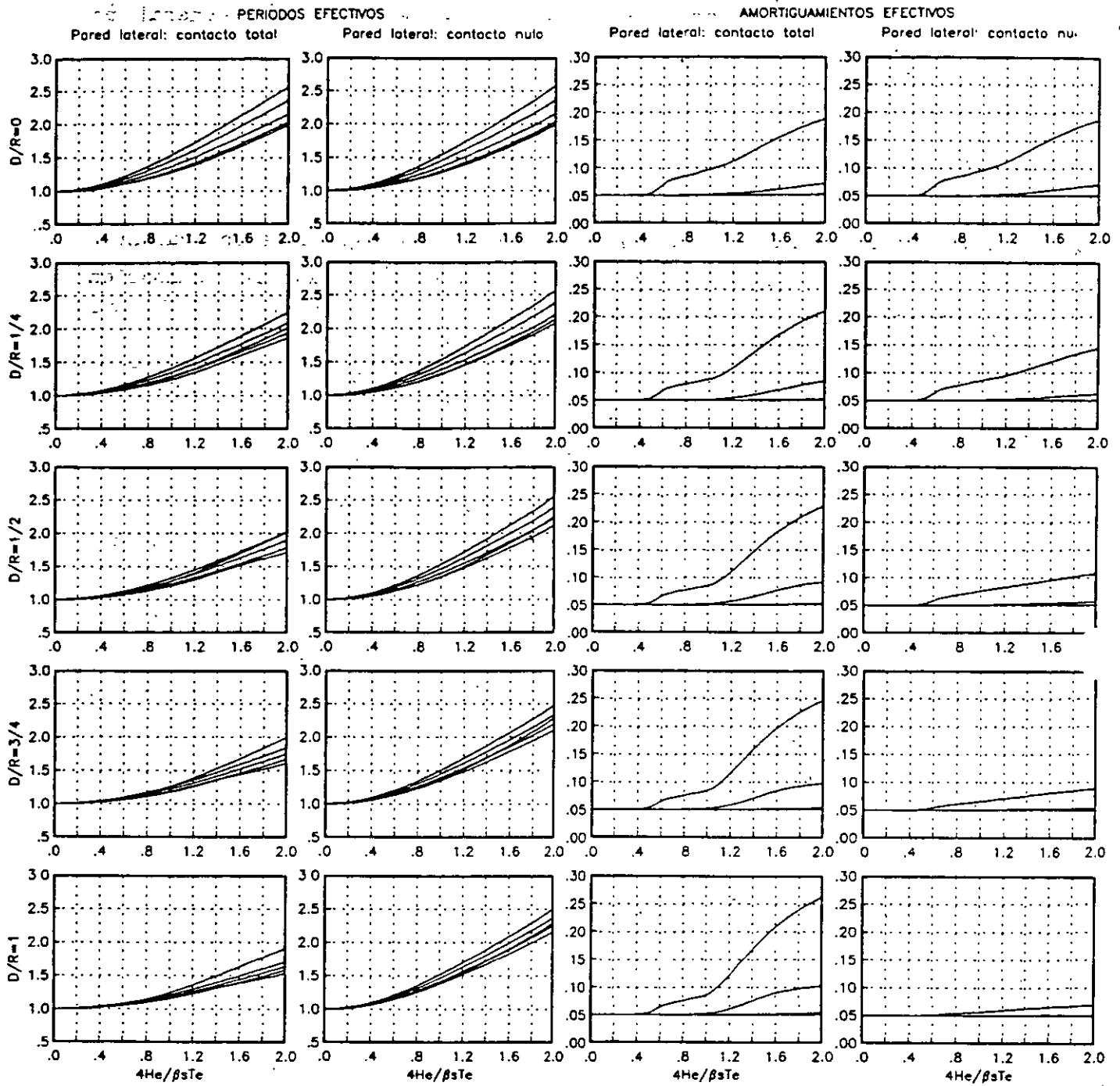
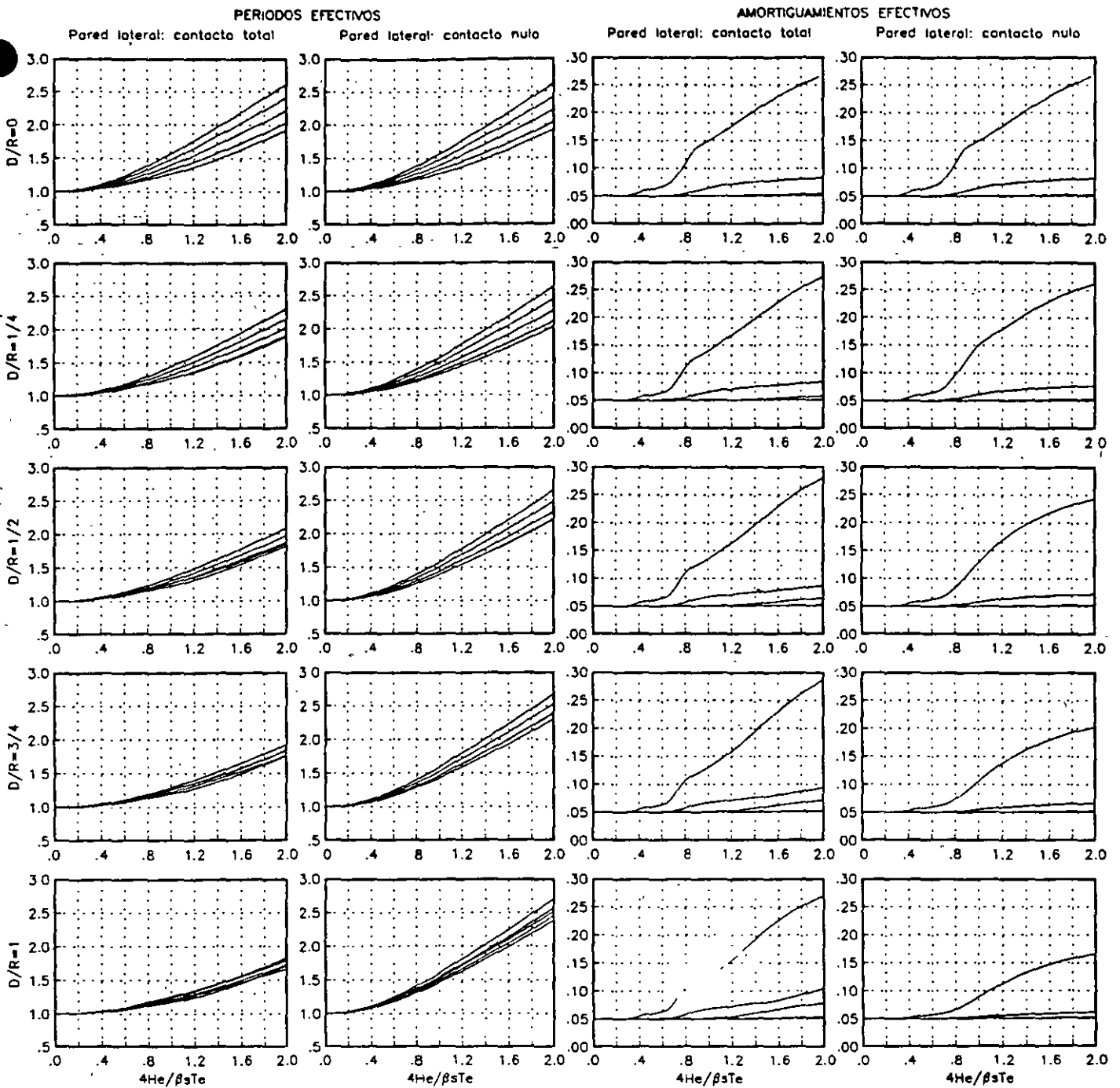
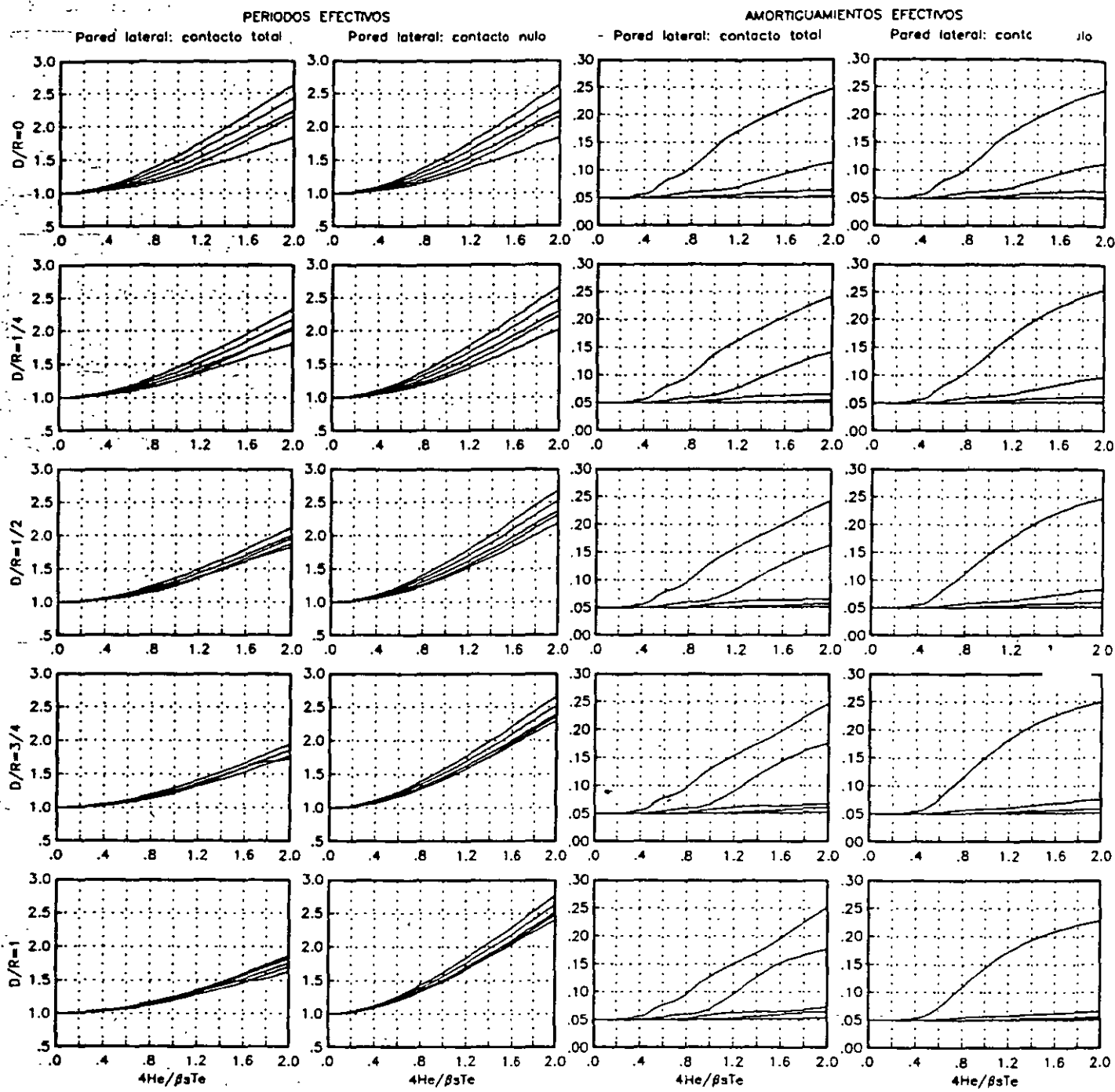


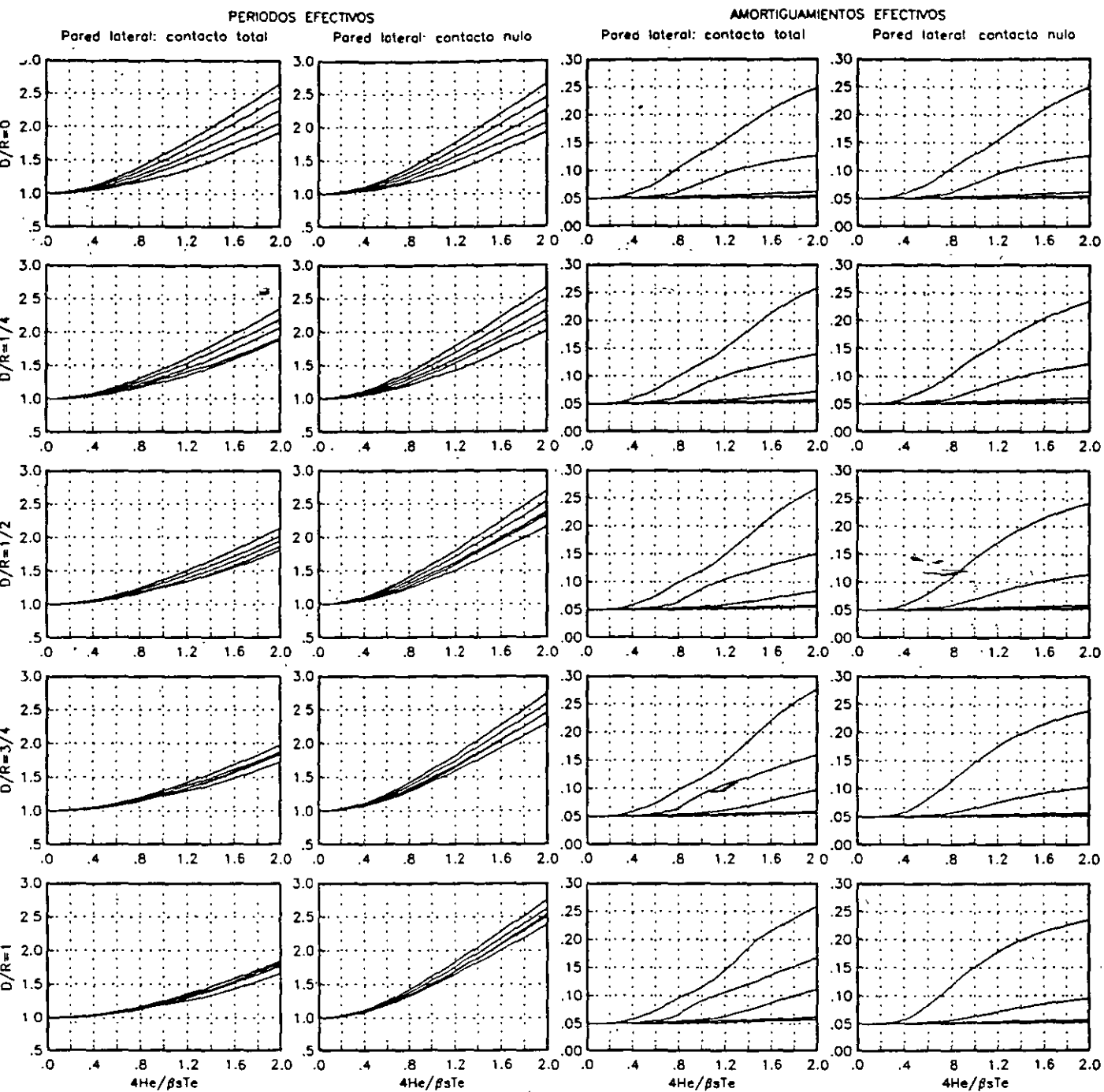
FIG. 1.1 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA.



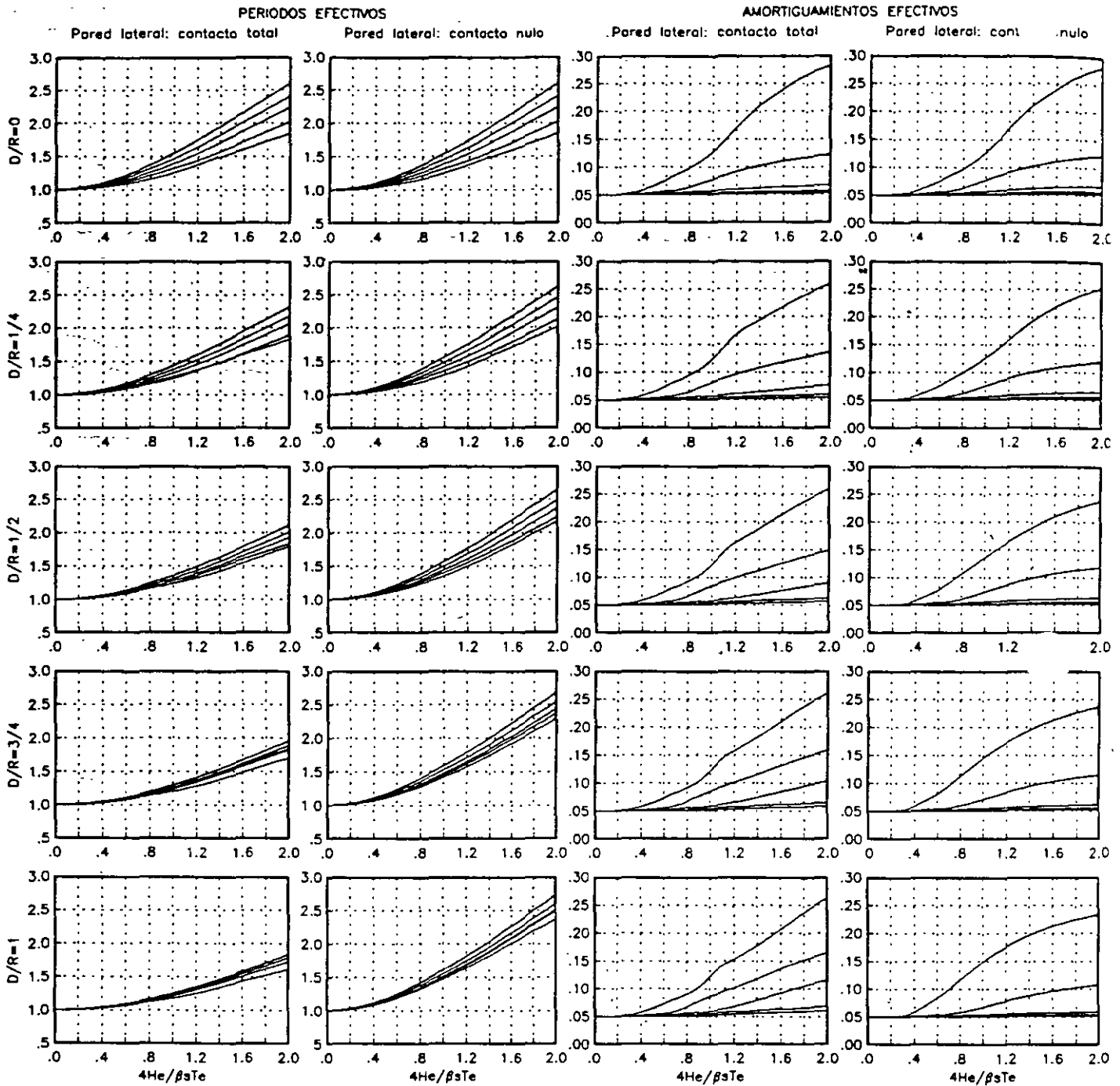
**FIG.1.2 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE  
 SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**



**FIG. 1.3 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**

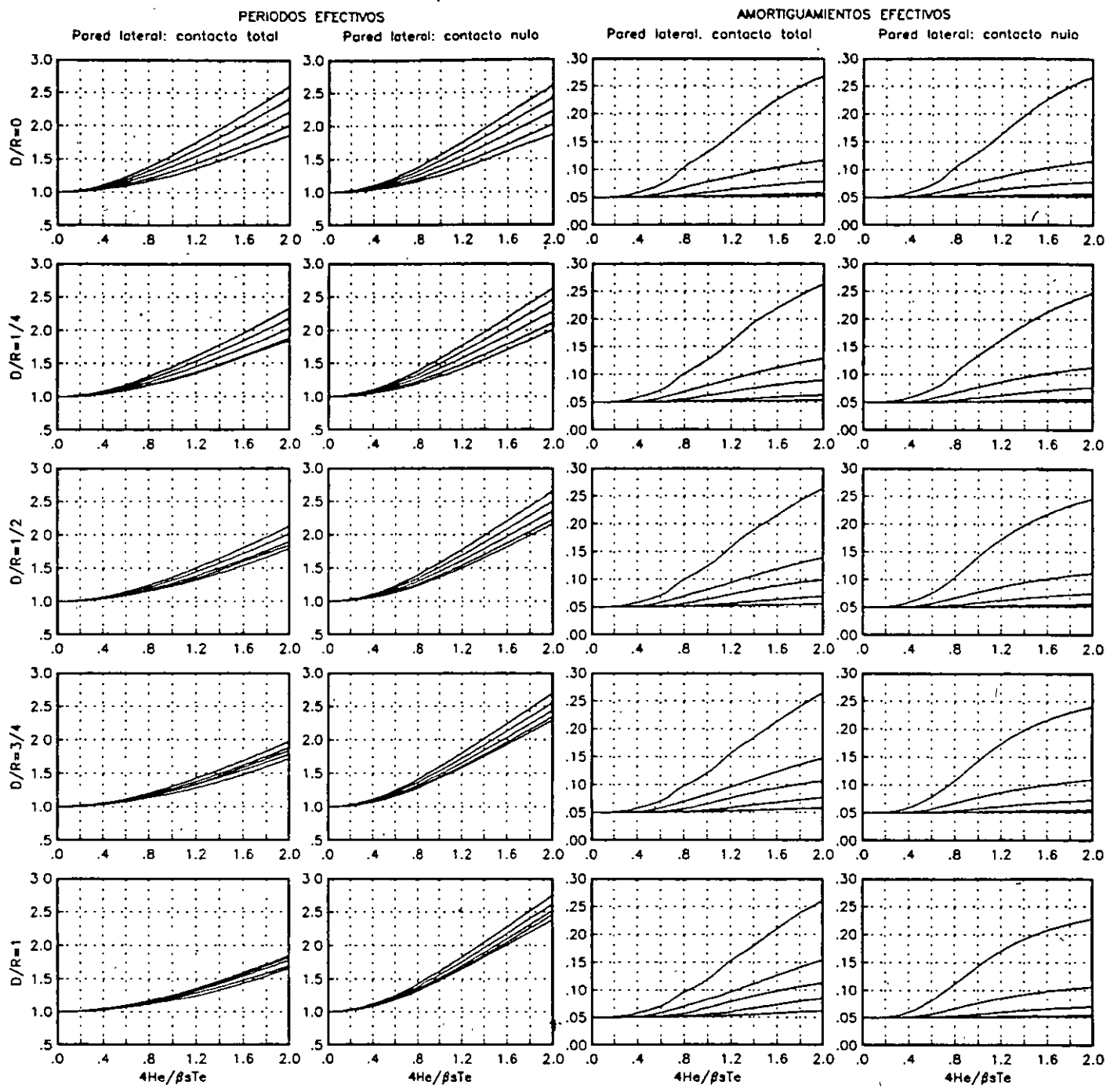


**FIG.1.4 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**



**FIG.1.5 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**





**FIG. 1.6. PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**

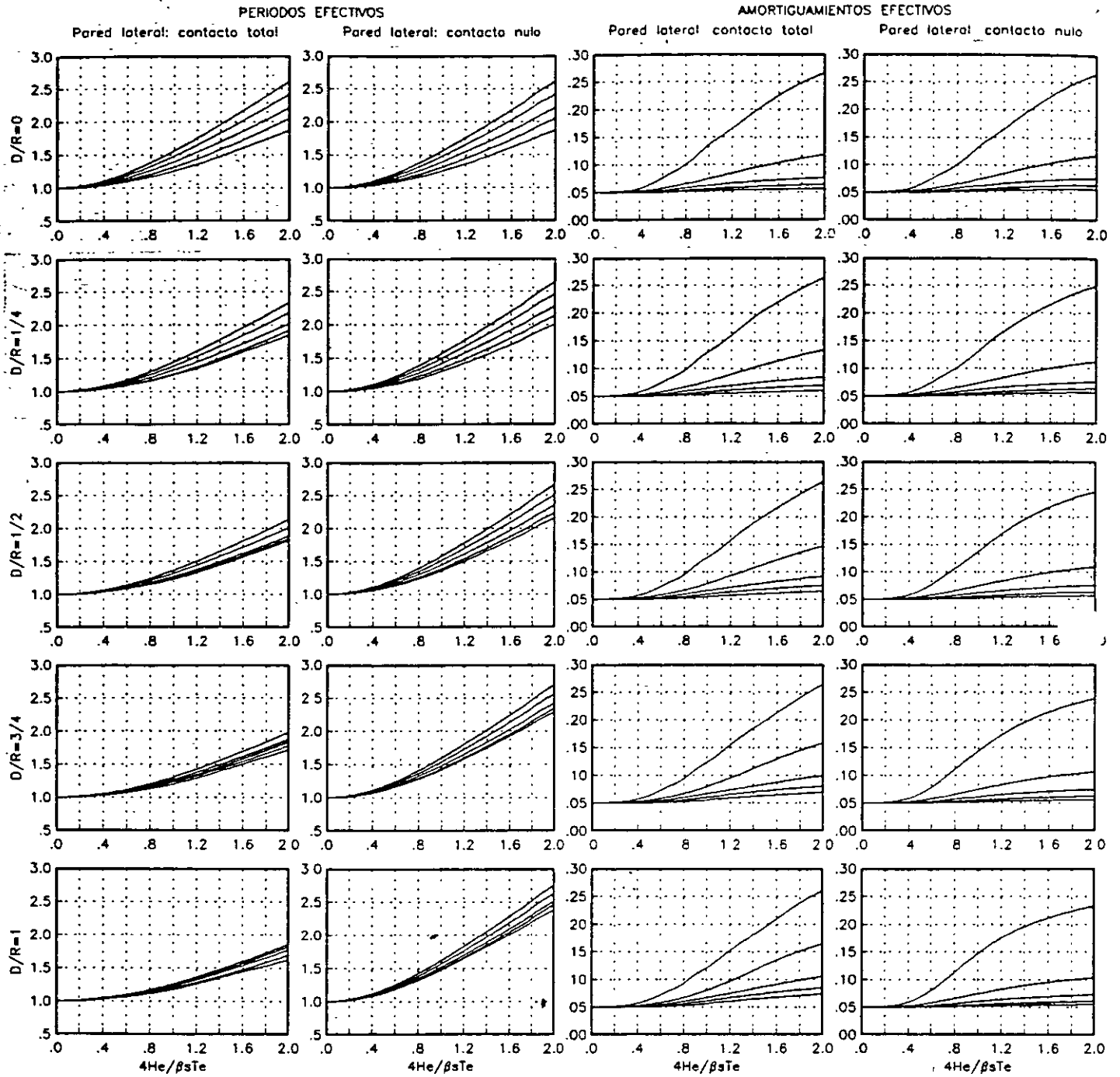


FIG.1.7 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

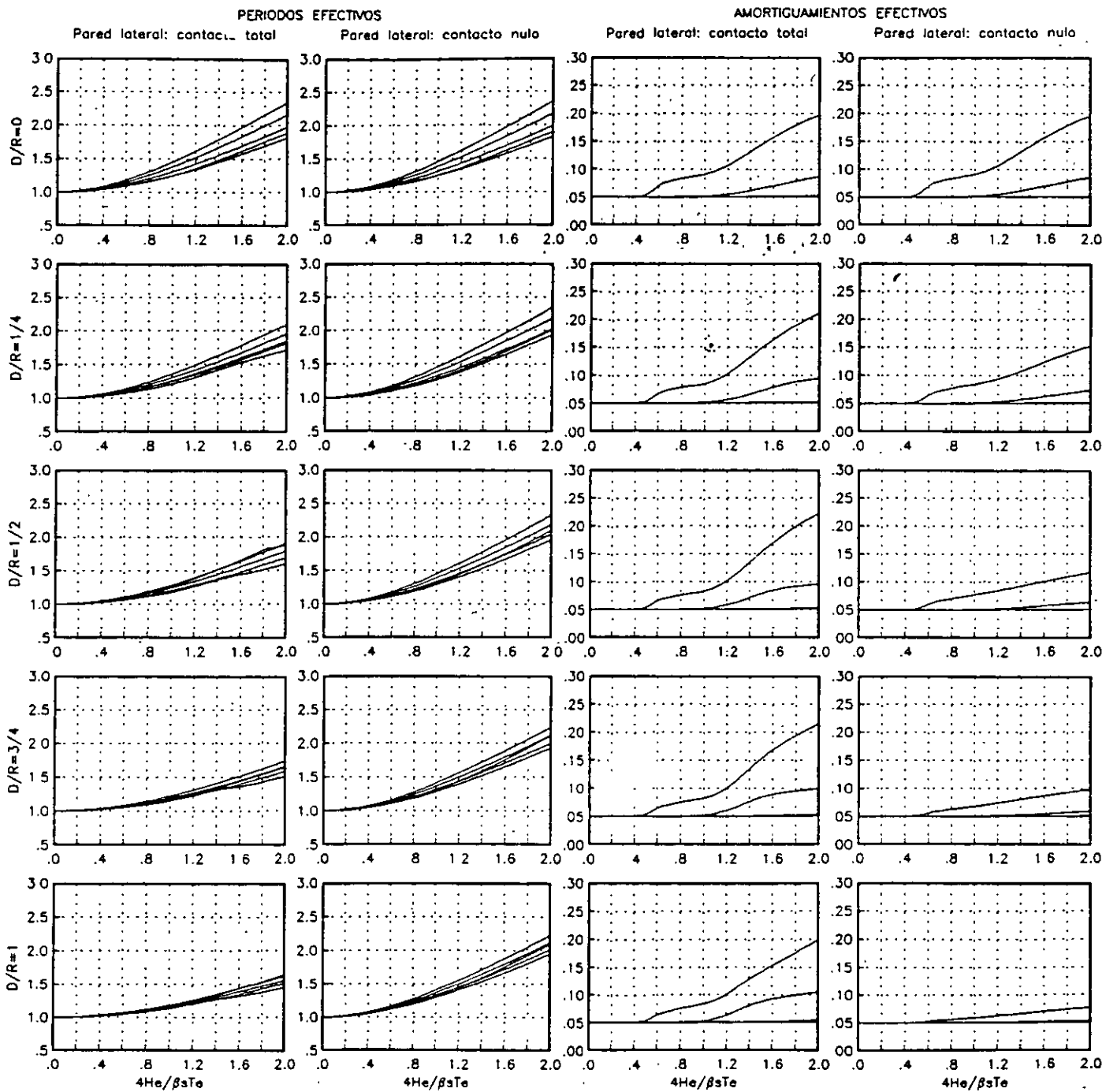


FIG.2.1 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

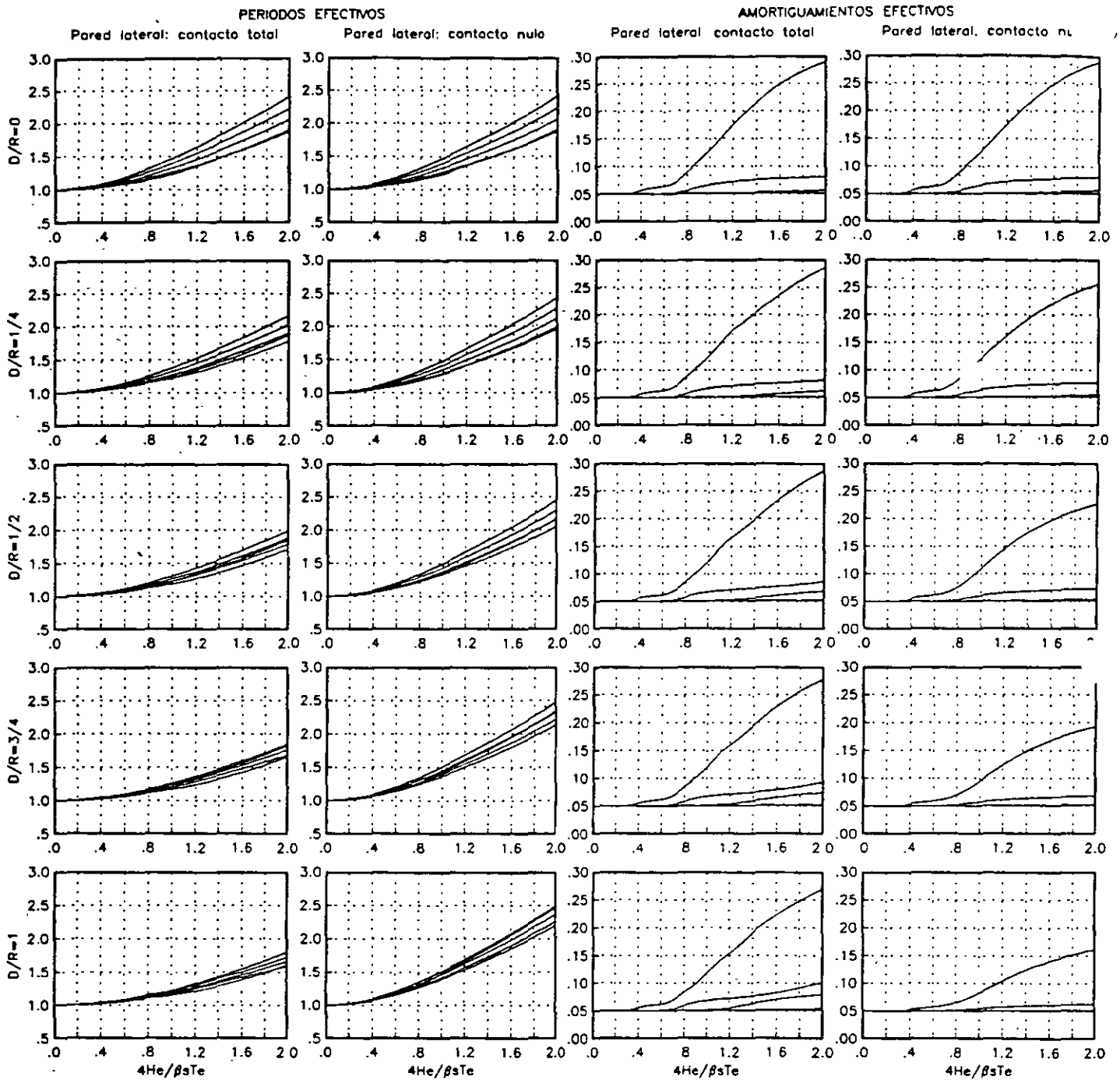


FIG.2.2 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

PERIODOS EFECTIVOS

AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS

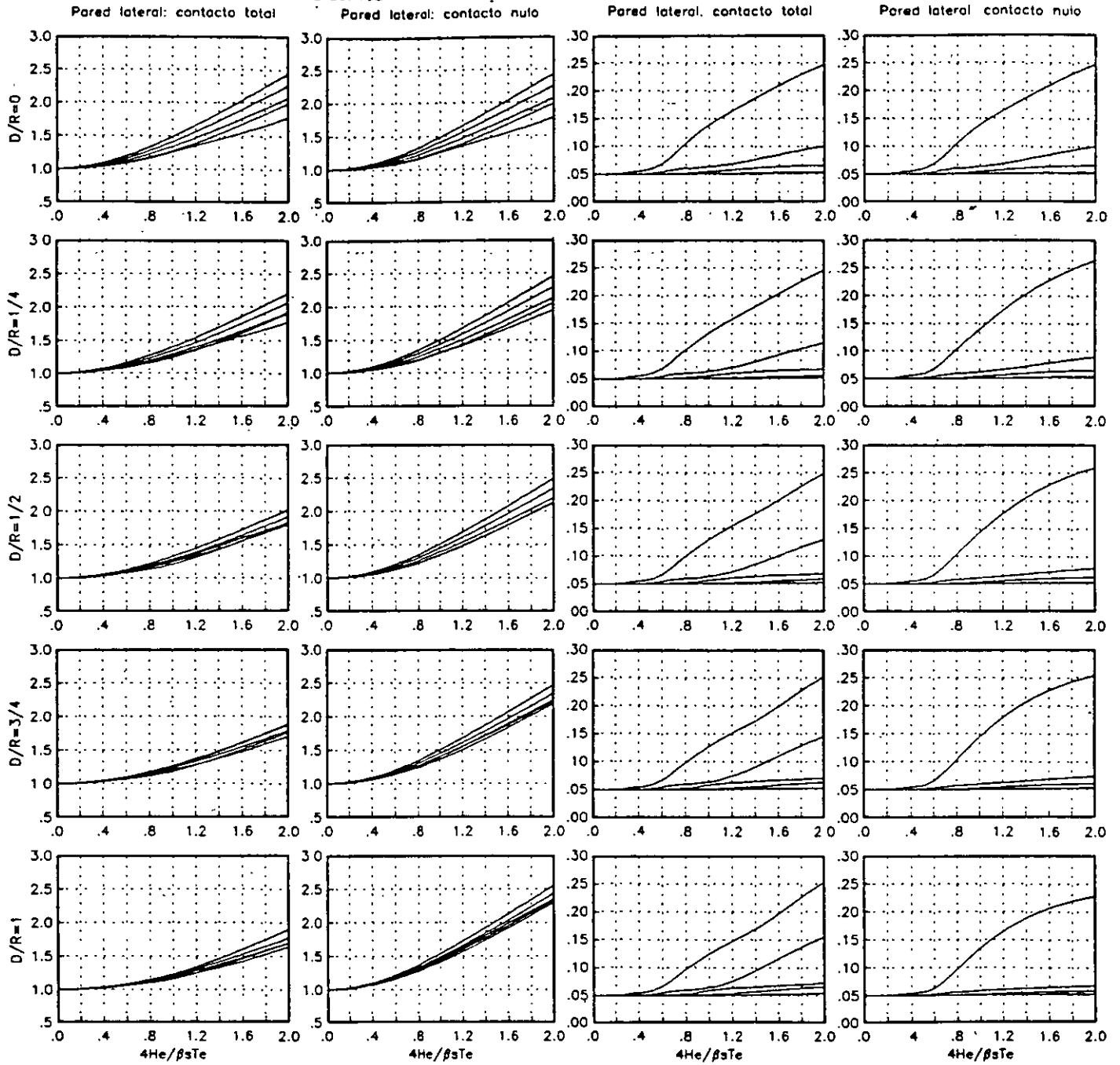
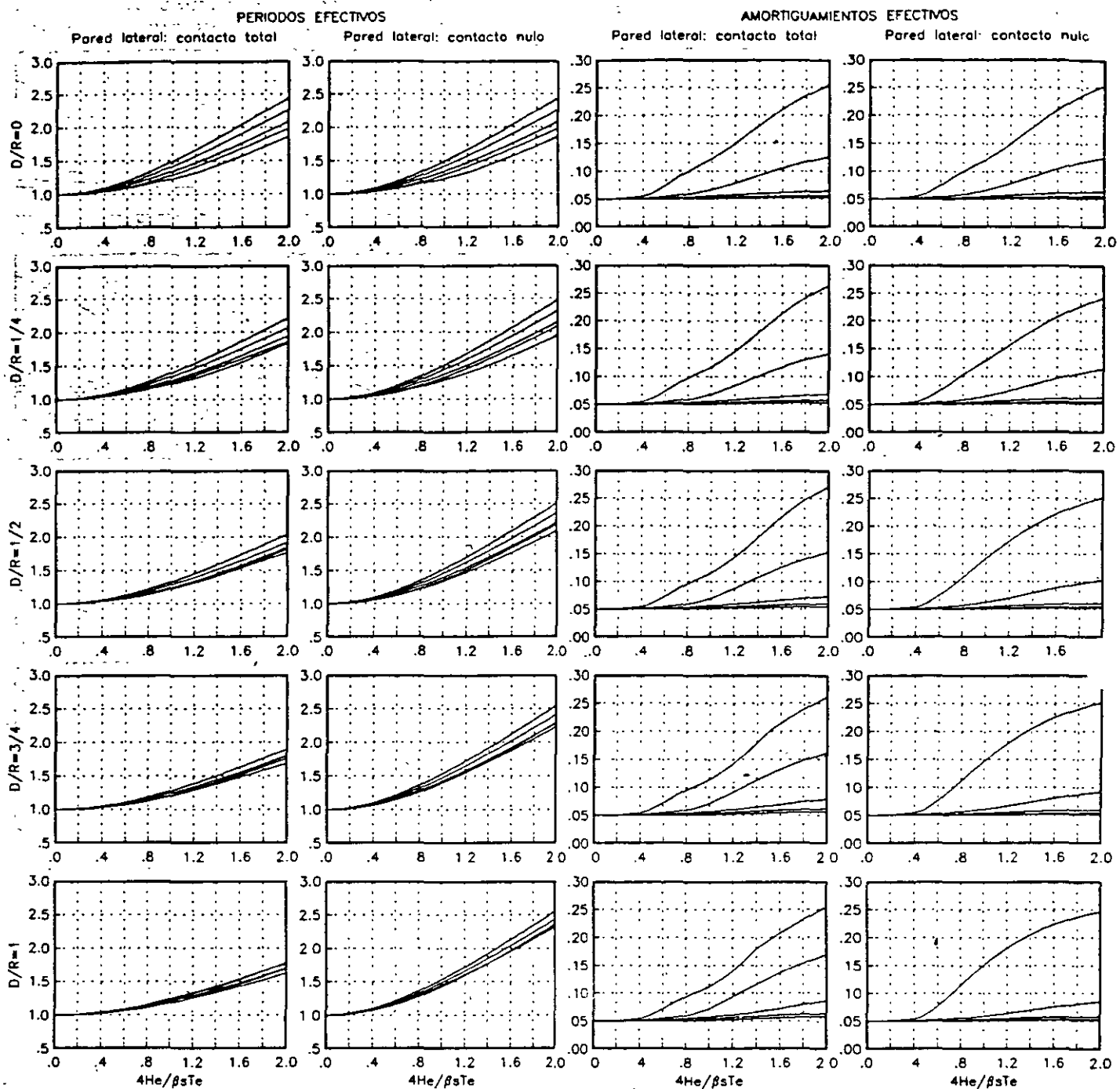
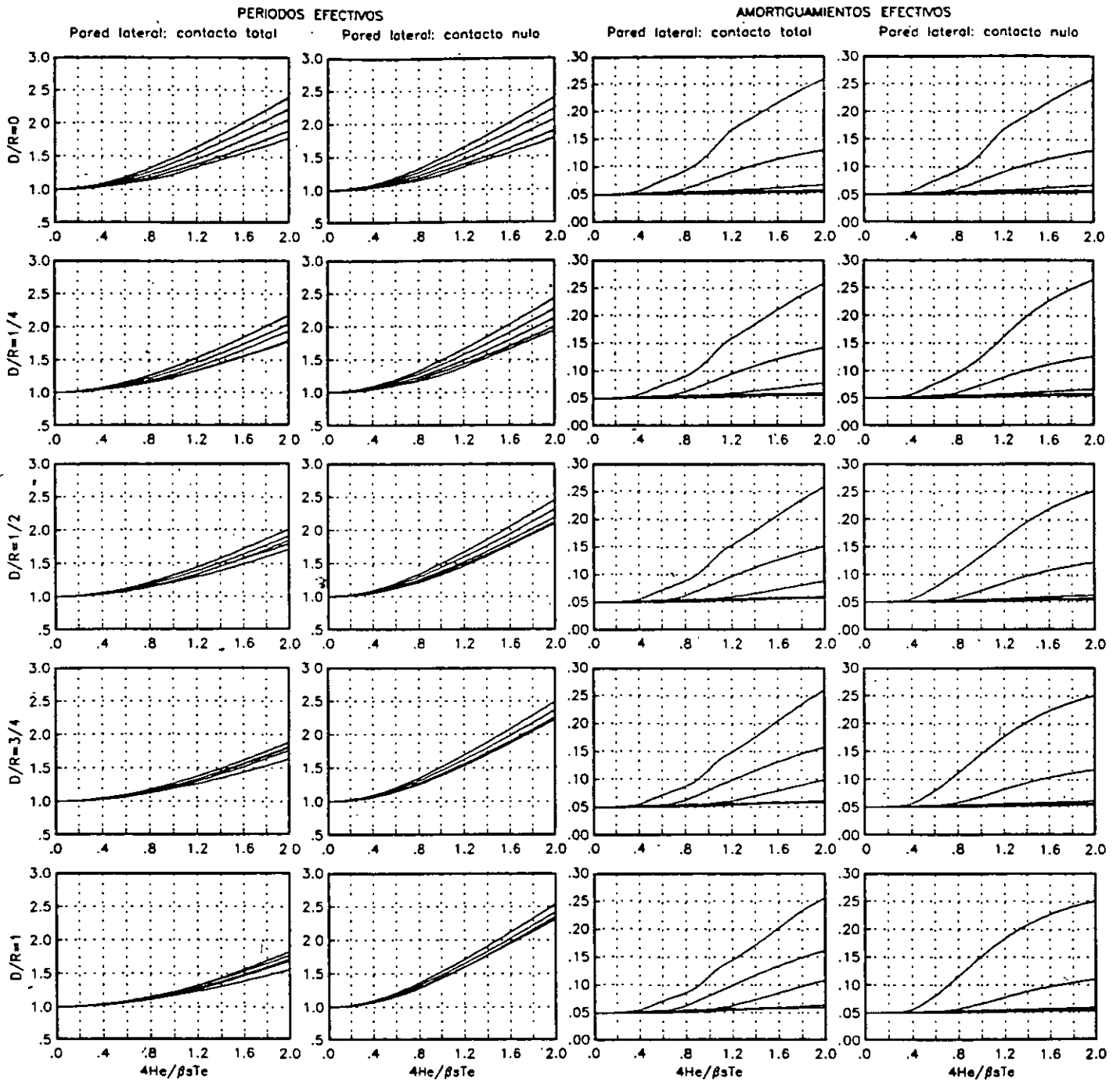


FIG.2.3 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA



**FIG.2.4 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**



**FIG. 2.5 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**

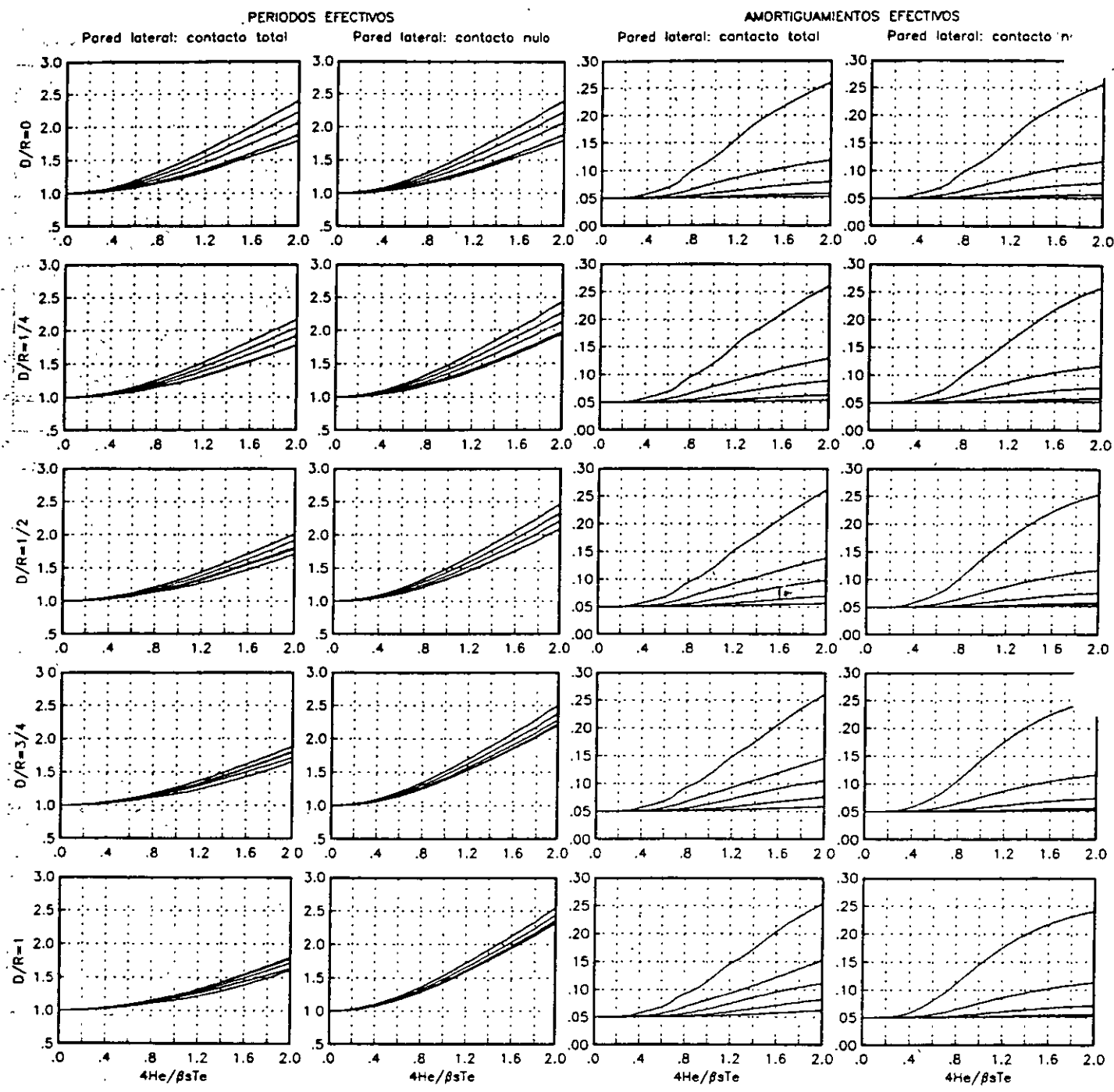


FIG.2.6 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA



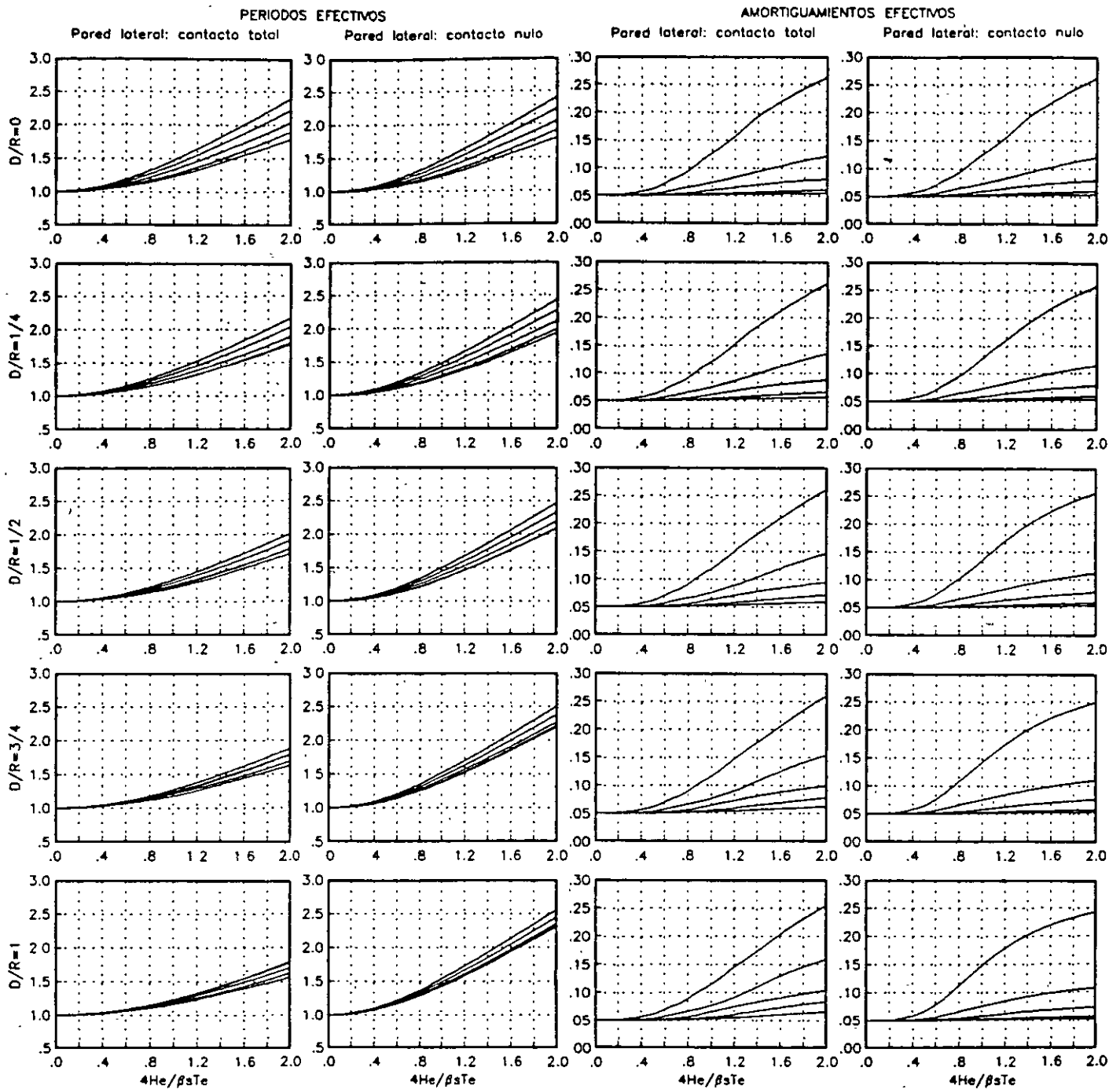


FIG.2.7 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

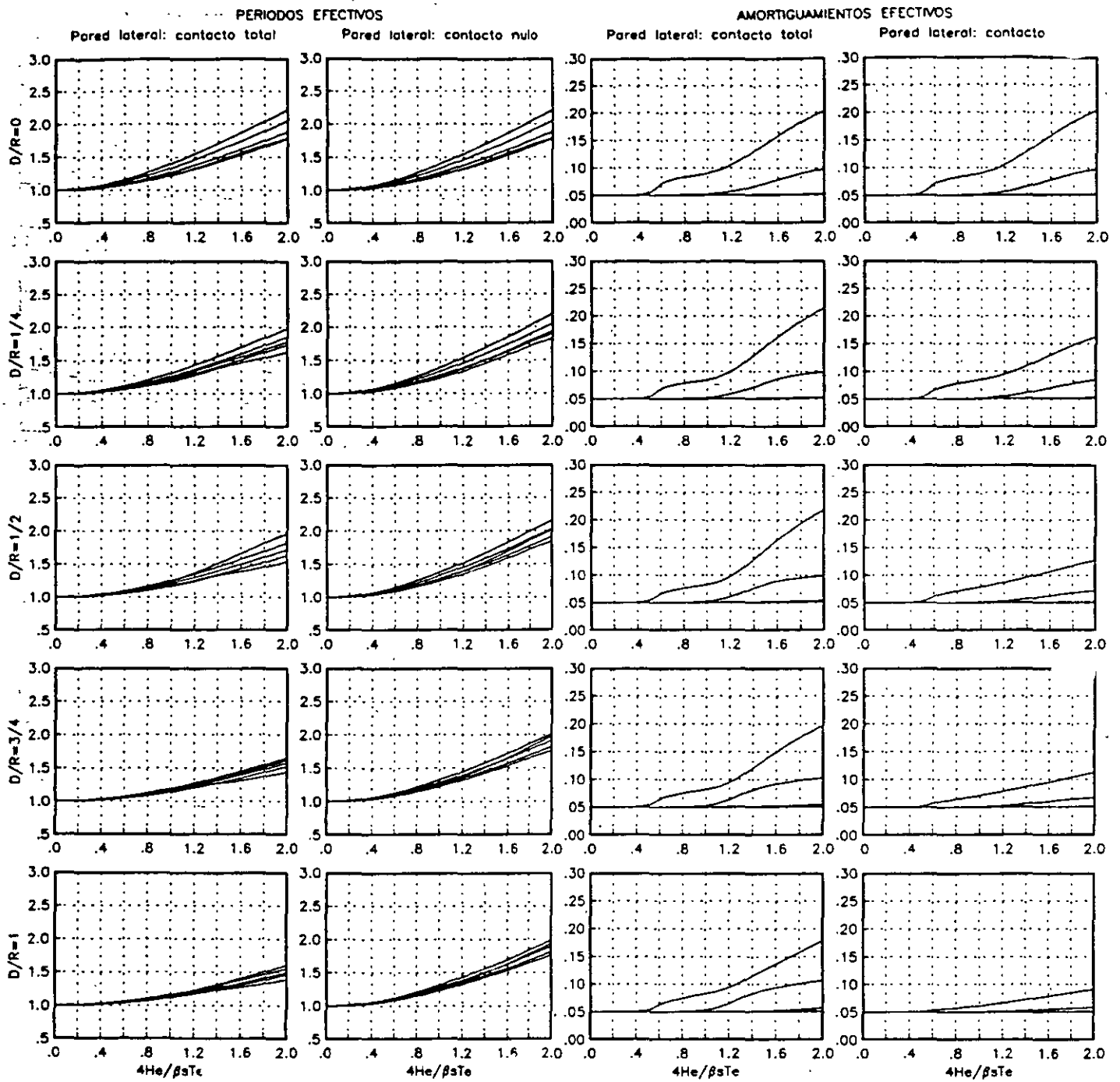
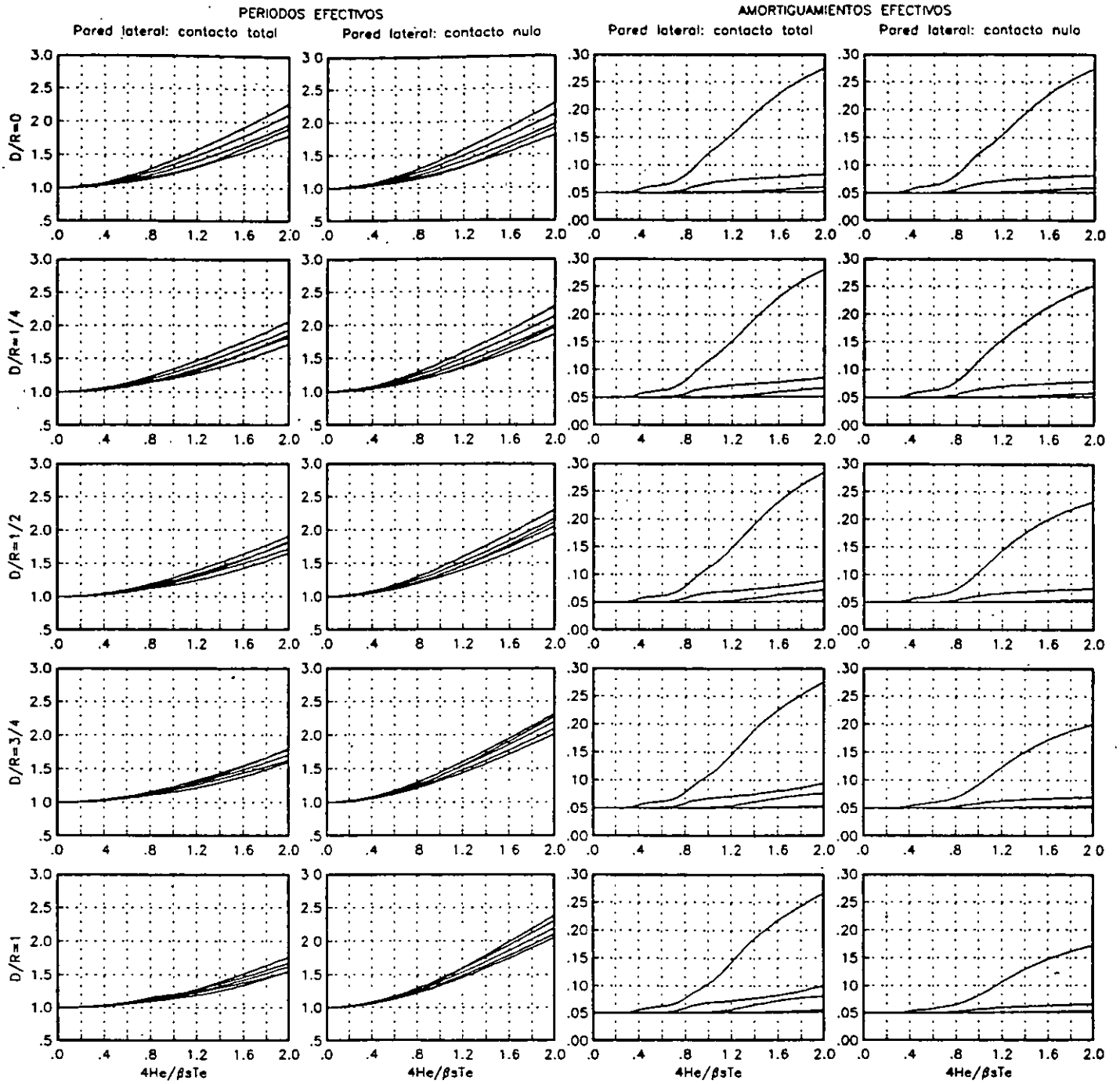


FIG. 3.1 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA



**FIG. 3.2 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**

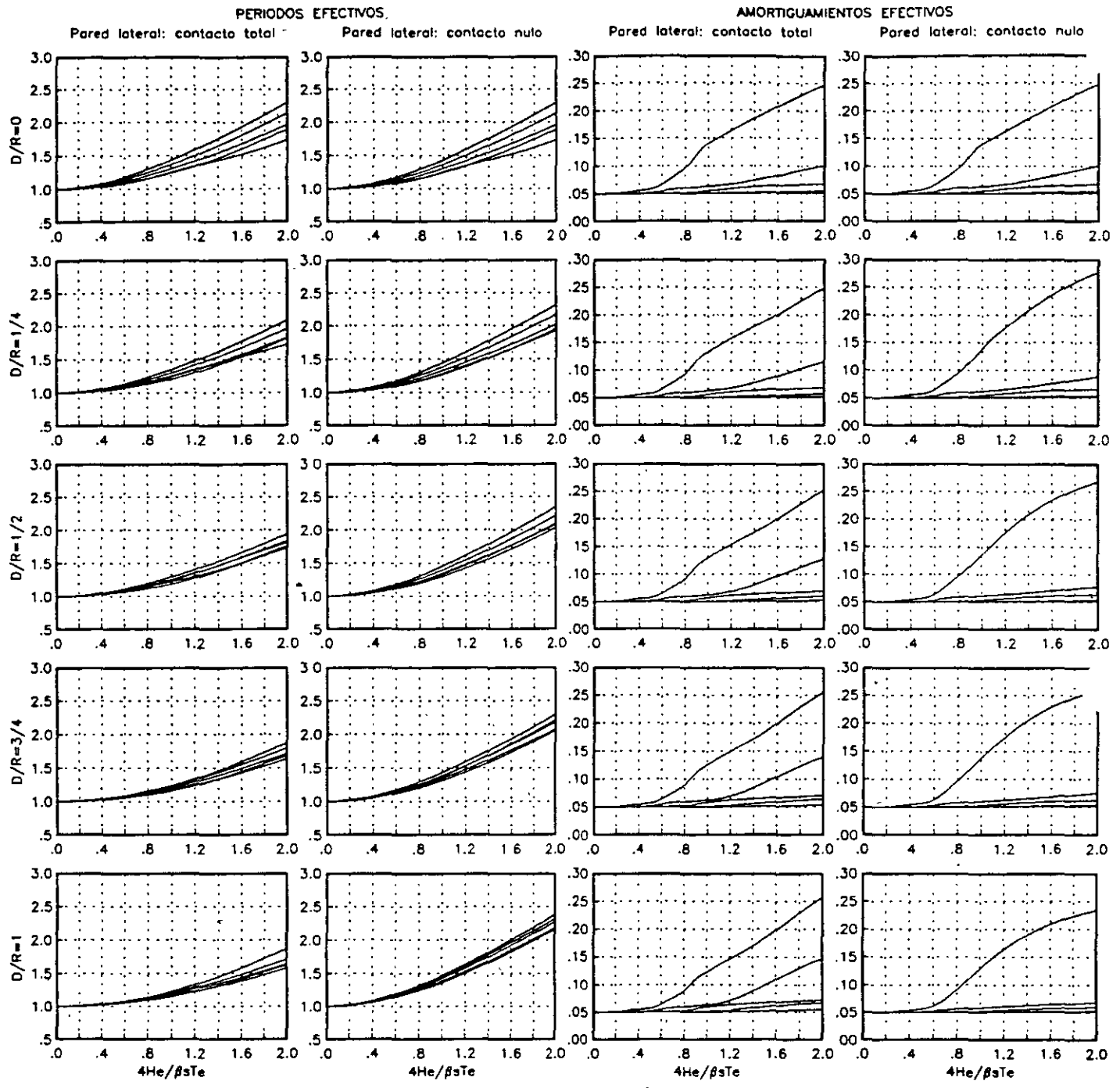


FIG. 3.3 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA

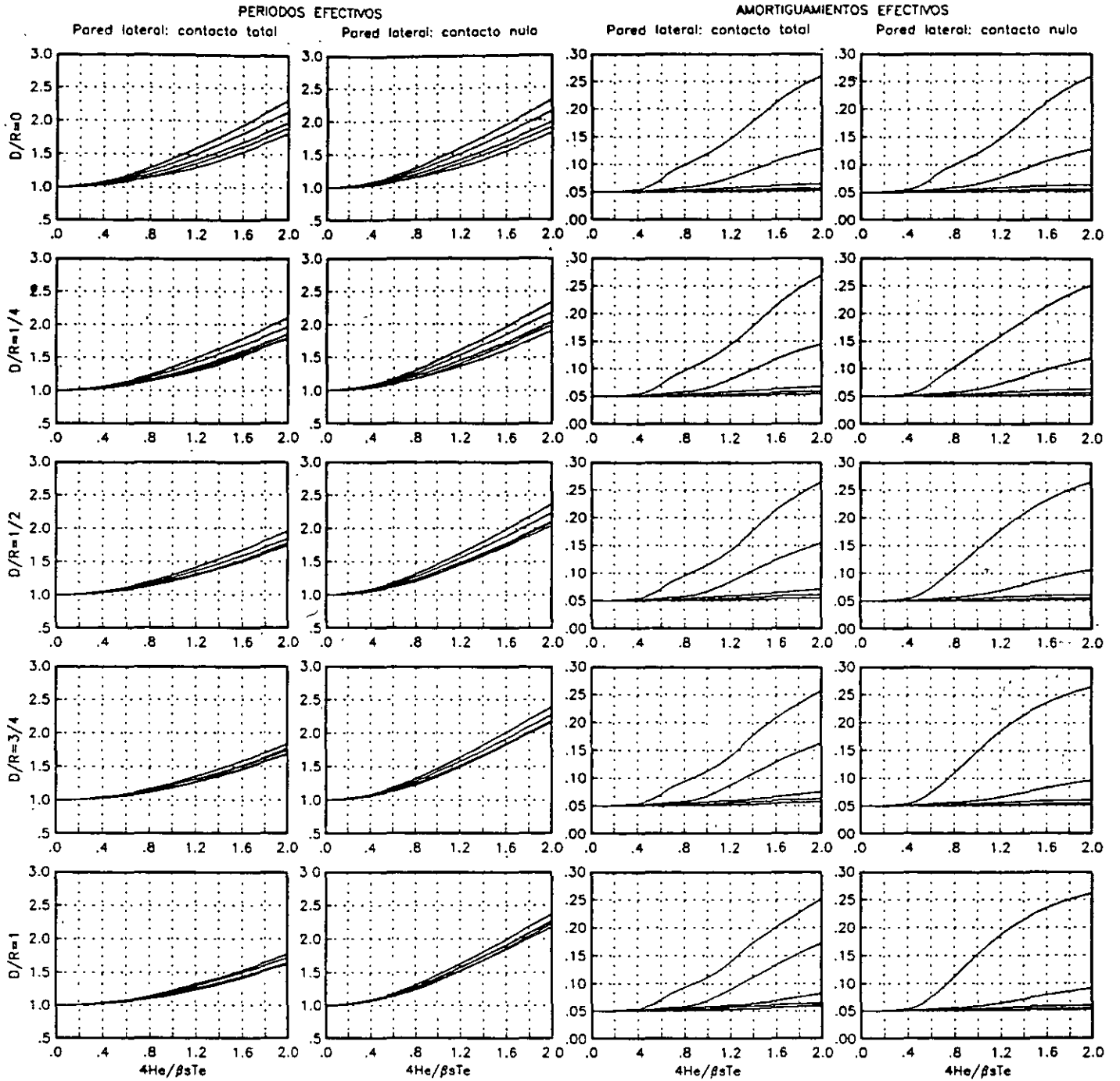
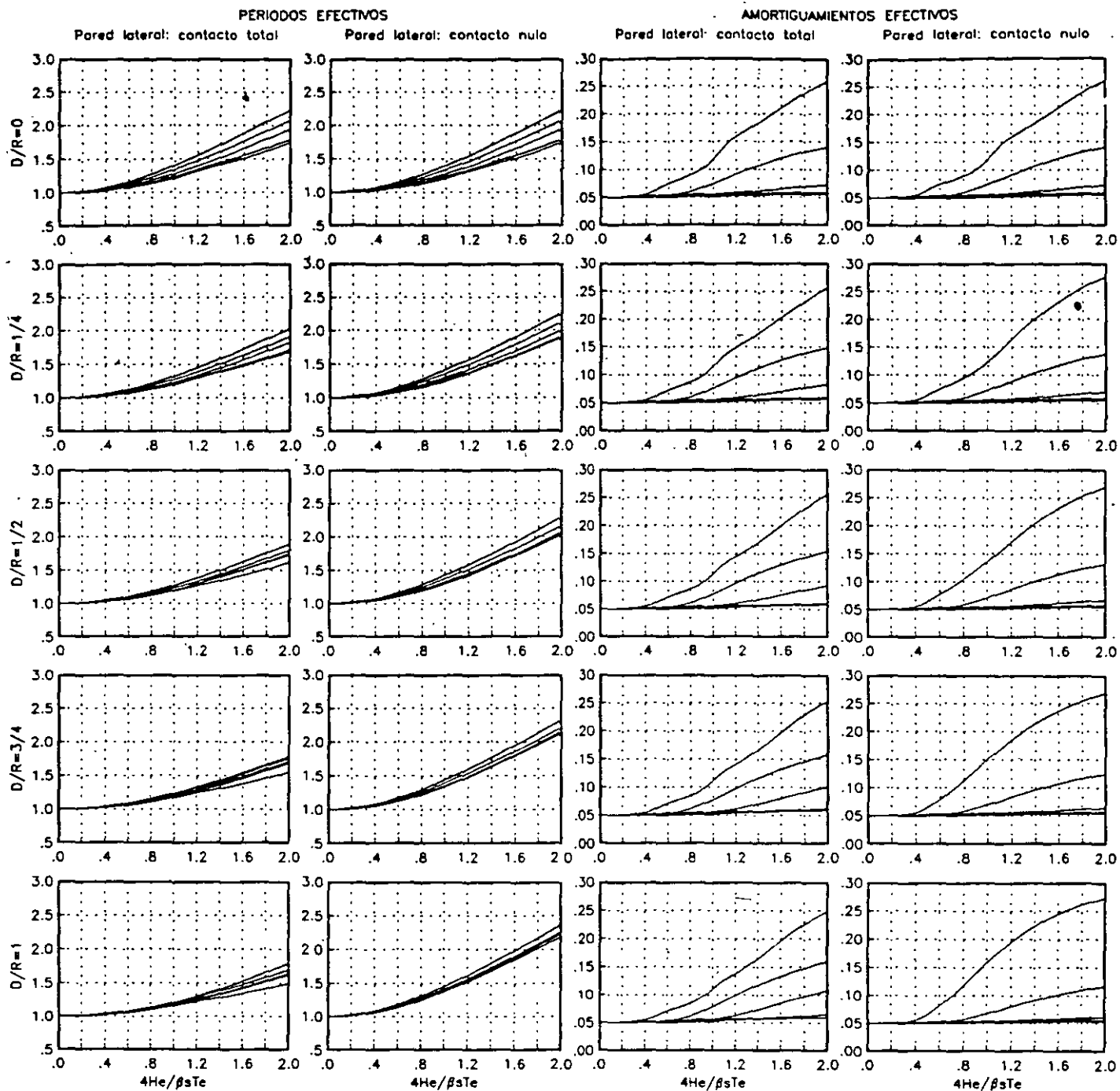
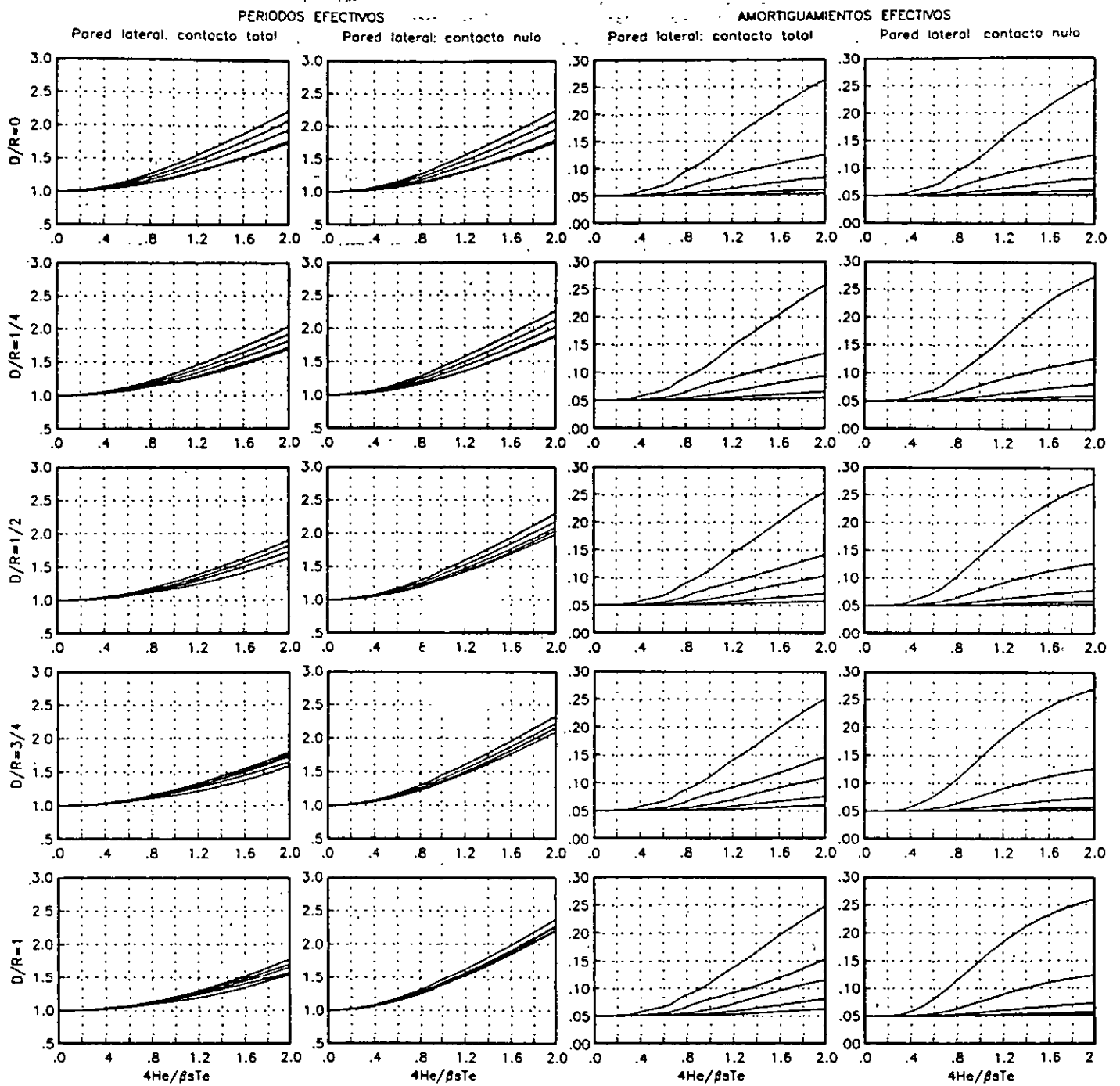


FIG.3.4 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA



**FIG. 3.5 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**



**FIG.3.6 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE  
 SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA**

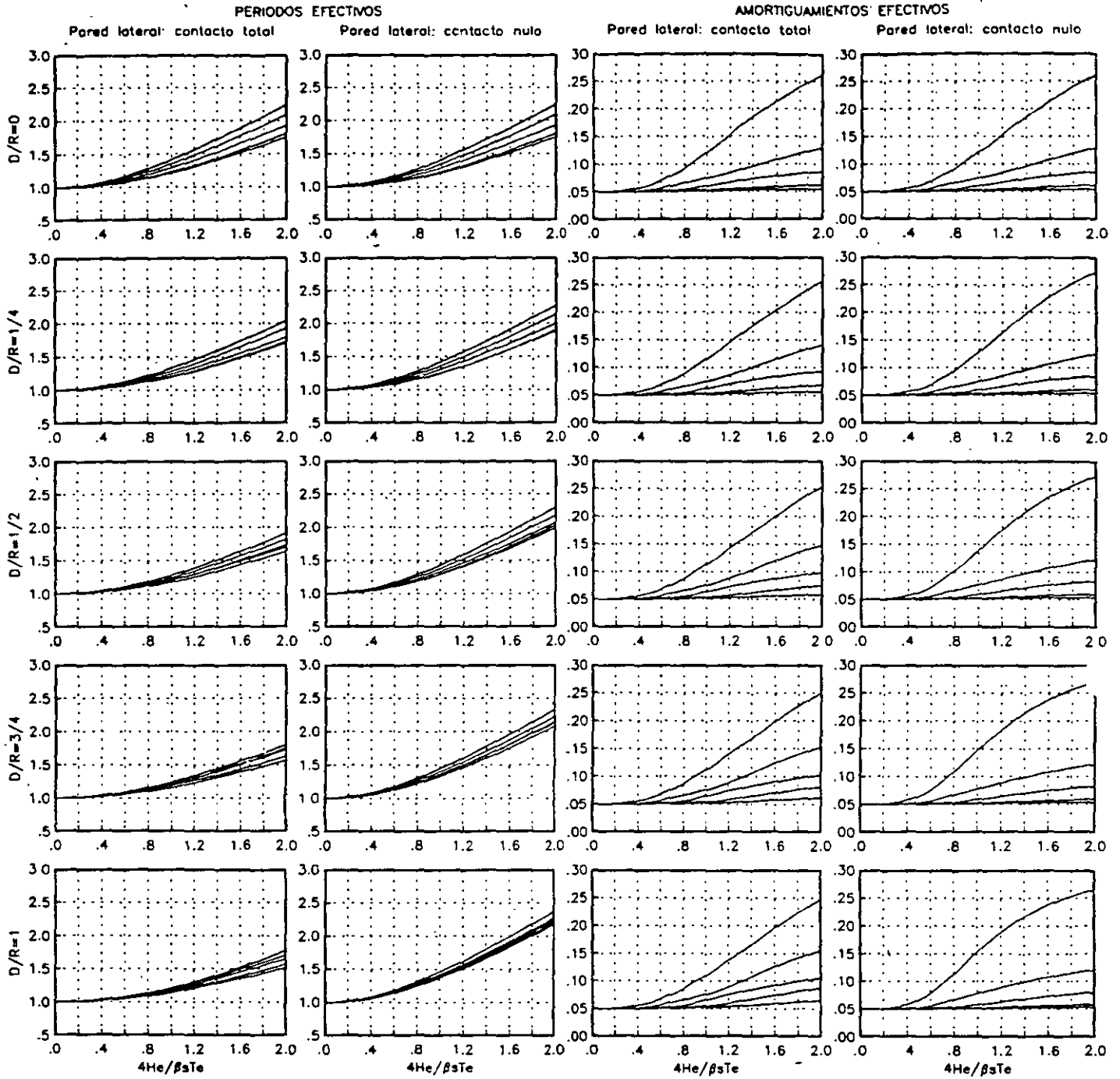


FIG. 3.7 PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA





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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:**

**ESPECTROS DE RESPUESTA CON EFECTOS  
DE SITIOS E INTERACCIÓN  
SUELO - ESTRUCTURA**

**EXPOSITOR: M. en I. LUIS PÉREZ ROCHA  
DR. JAVIER AVILÉS**

1997

## 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  $\zeta_e$  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  $\beta_s$ , 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

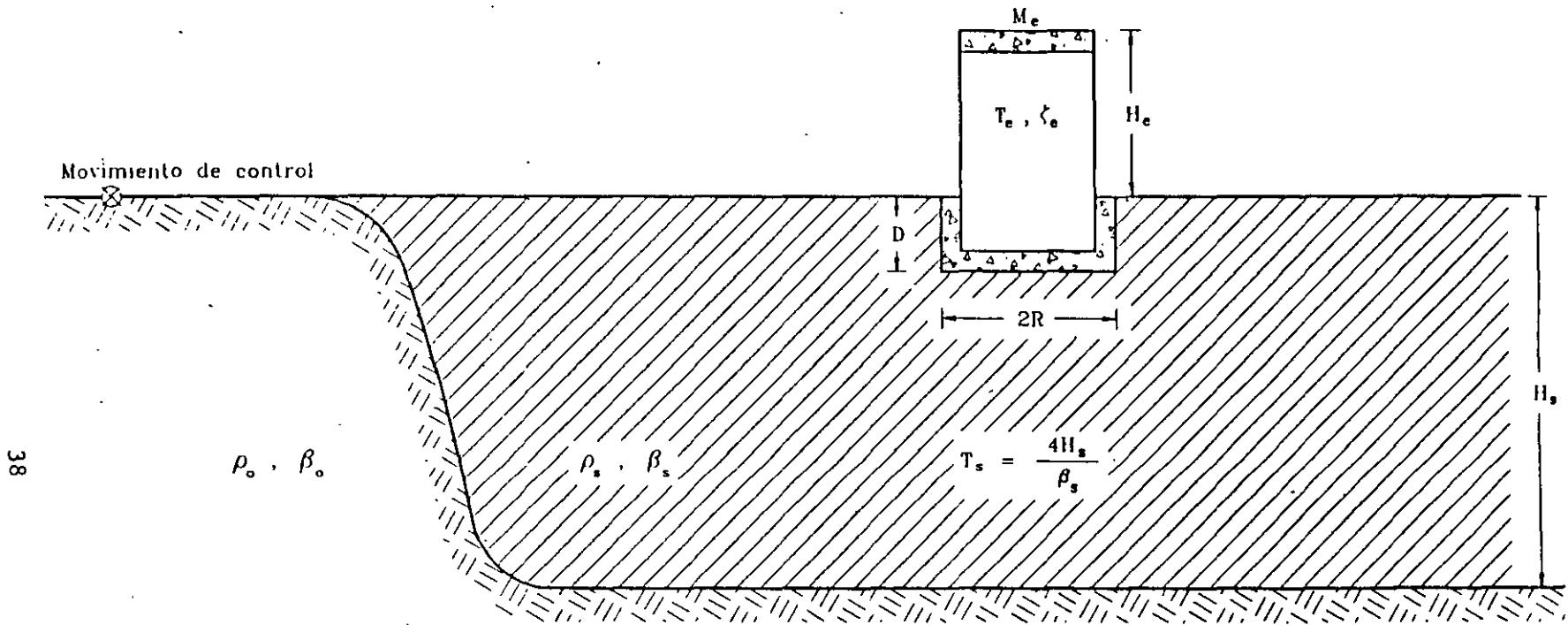


Fig. 1 Modelo para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura

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.

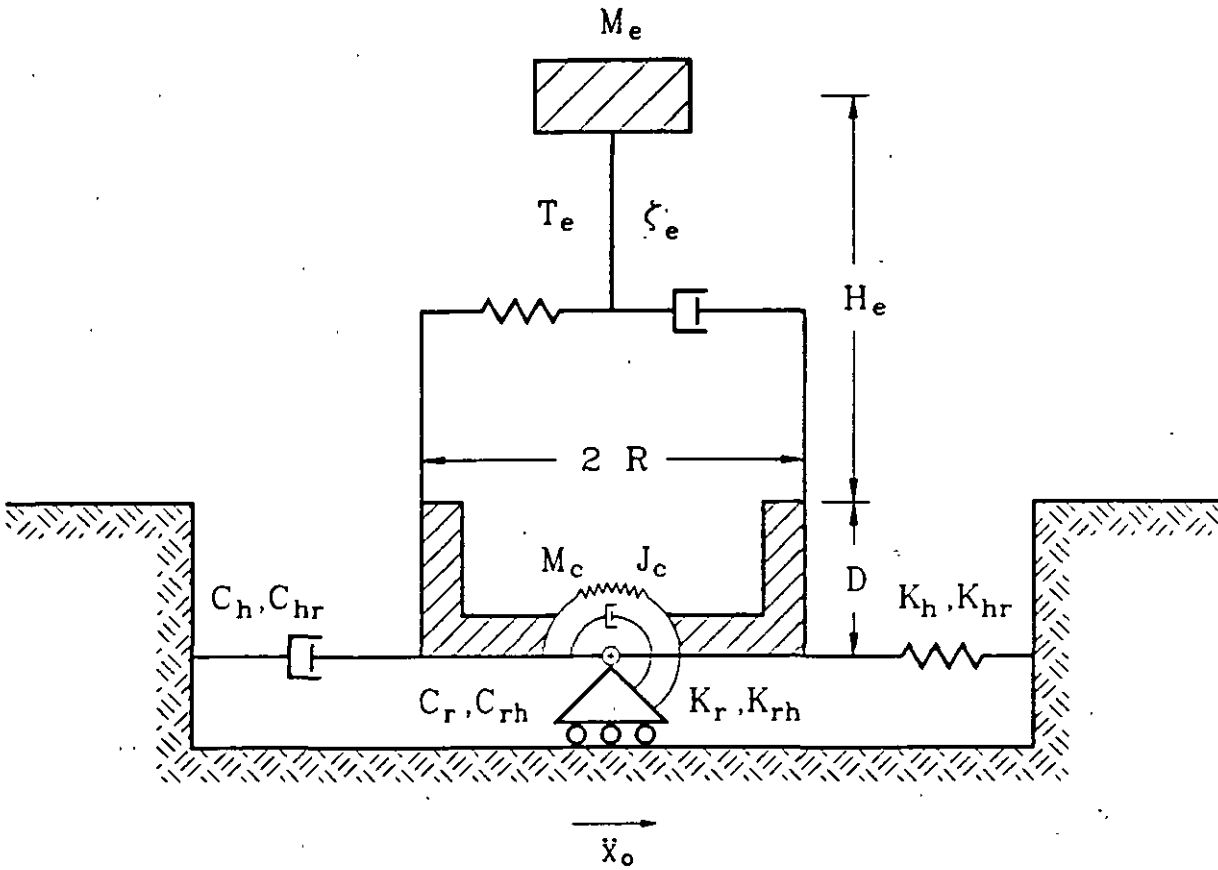


Fig. 2 Sistema suelo-estructura

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.

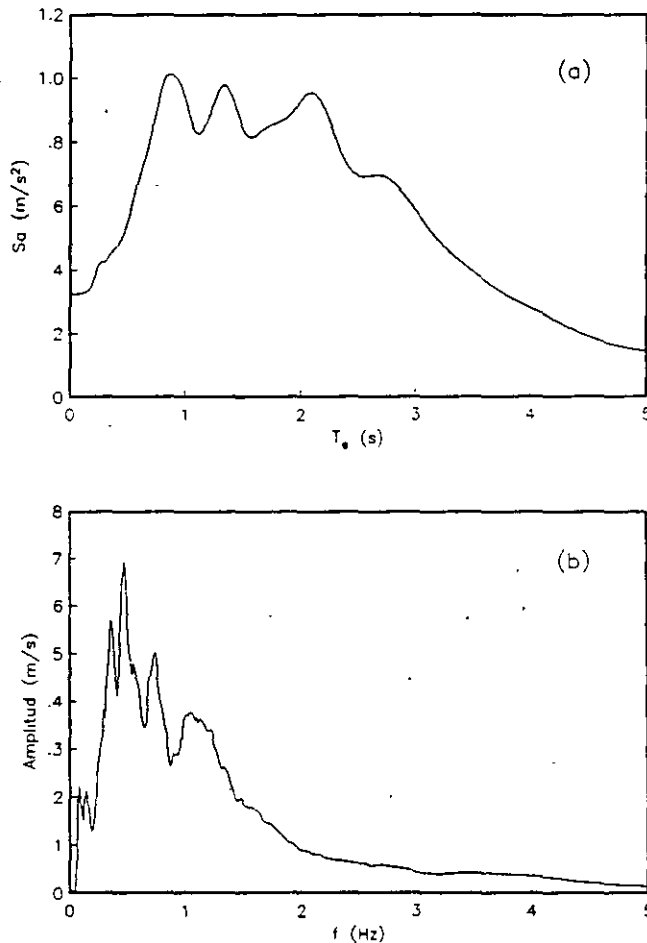


Fig. 3 Espectros de respuesta (a) y de amplitudes de Fourier (b) para el componente EW del temblor de Michoacán de 1985 registrado en la estación CU de la ciudad de México

## 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)

$$H_s(\omega) = \frac{1}{\cos[k_s H_s] + i p \operatorname{sen}[k_s H_s]} \quad (1)$$

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  $\omega$  es la frecuencia de excitación y  $X_s = \{X_e, X_c, \phi_c\}^T$  el vector de coordenadas generalizadas del sistema suelo-estructura, siendo  $X_e$  la deformación de la estructura,  $X_c$  el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento de campo libre  $X_o$  y  $\phi_c$  la rotación de



la cimentación. El vector de cargas,  $M_0$ , la matriz de masa,  $M_s$ , la de amortiguamiento,  $C_s$ , y la de rigidez,  $K_s$ , del sistema acoplado tienen las siguientes formas:

$$M_0 = \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e (H_e + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$M_s = \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e (H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D) + M_c D/2 & M_e (H_e + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (7)$$

donde  $M_c$  es la masa de la cimentación,  $J_c$  el momento de inercia de la masa del cemento con respecto al eje de rotación de su base y  $D$  la profundidad de desplante de la cimentación; mientras que  $K_e$  y  $C_e$  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  $H_e(\omega) = \omega_e^2 \ddot{X}_e / \ddot{X}_0$ , siendo  $\omega_e$  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

$$|F_e(\omega)| = |F_t(\omega)| |H_s(\omega)| |H_e(\omega)| \quad (8)$$

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  $[T_e, T_s]$  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:  $\bar{m} = \frac{M_c}{M_e}$
- b) Relación de momentos de inercia de masa de la cimentación entre la estructura:  $\bar{j} = \frac{J_c}{M_e (H_e + D)^2}$
- c) Densidad relativa de la estructura respecto al suelo:  $\bar{\rho} = \frac{M_e}{\rho_s \pi R^2 H_e}$
- d) Coeficientes de amortiguamiento del suelo y la estructura:  $\zeta_s$  y  $\zeta_e$
- e) Relación de Poisson del suelo:  $\nu_s$

f) Profundidad relativa del depósito de suelo:  $\tilde{h}_s = \frac{H_s}{R}$

g) Profundidad de desplante relativa de la cimentación:  $\tilde{d} = \frac{D}{R}$

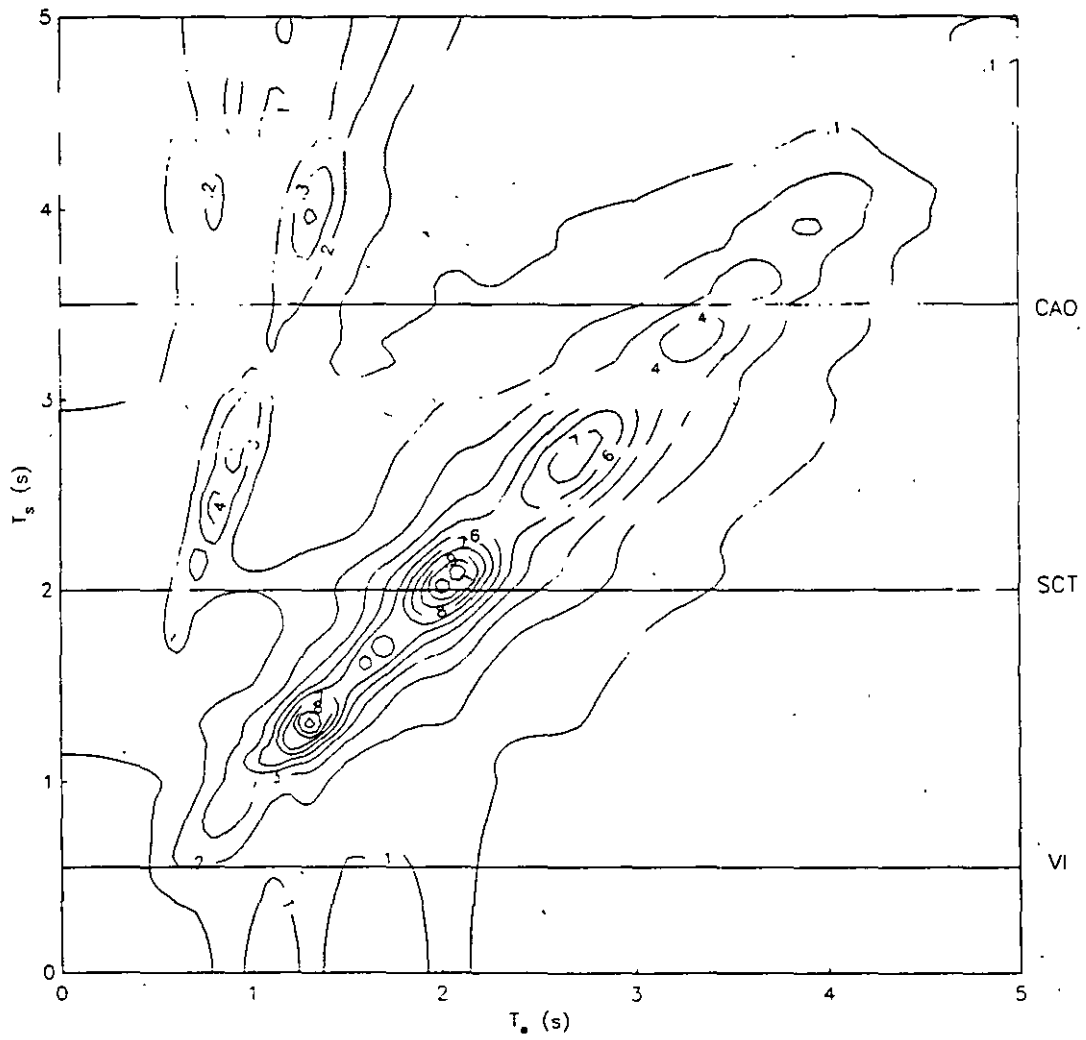
h) Relación de esbeltez de la estructura:  $\tilde{h}_e = \frac{H_e}{R}$

Para estructuras de edificios, las variaciones de  $\tilde{m}$ ,  $\tilde{j}$  y  $\tilde{\rho}$  no influyen significativamente en la respuesta estructural (Avilés y col, 1992), por lo que se adoptaron los valores representativos  $\tilde{m} = 0.2$ ,  $\tilde{j} = 0.05$  y  $\tilde{\rho} = 0.15$ . 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:  $\tilde{h}_s = 2, 3, 4, 5, 6, 8$  y  $10$ ;  $\tilde{d} = 0, 1/2$  y  $1$ ; y  $\tilde{h}_e = 1, 3$  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

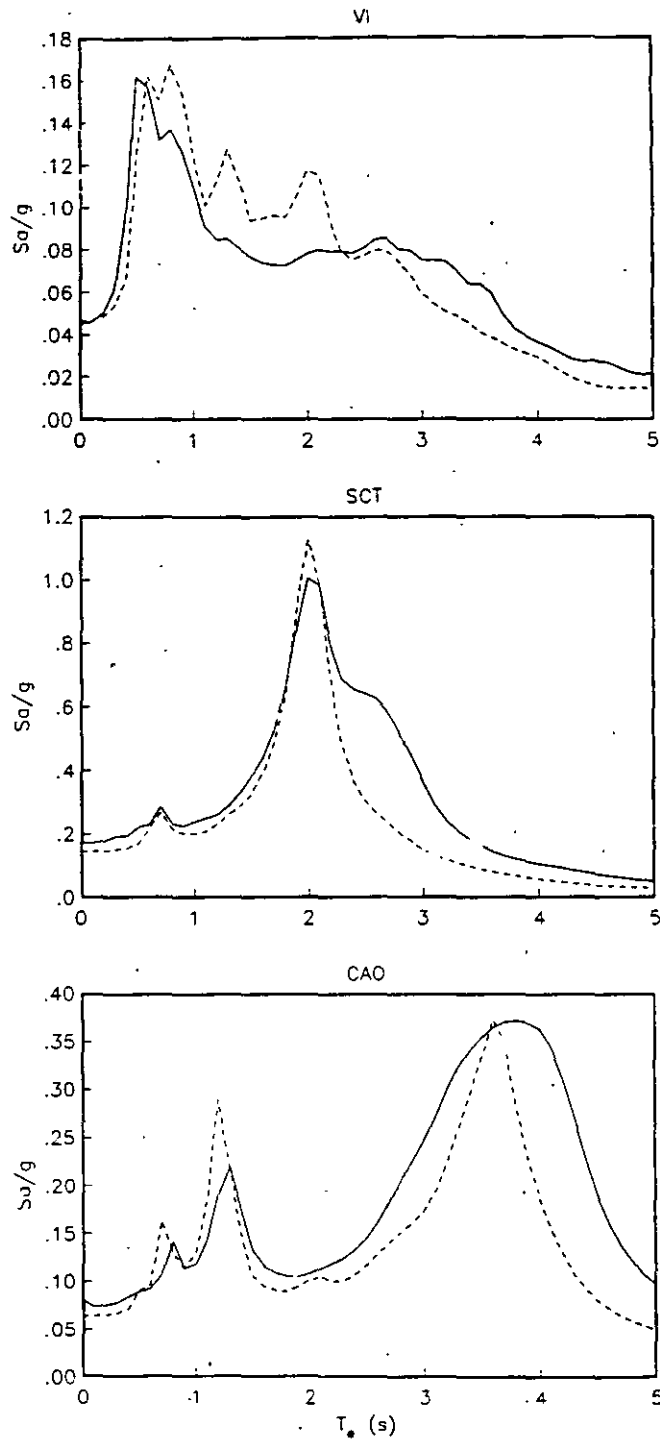


Fig. 5 Espectros de respuesta sin interacción en los sitios VI, SCT y CAO, inferidos a partir de contornos de respuesta (---) y calculados in situ (—)

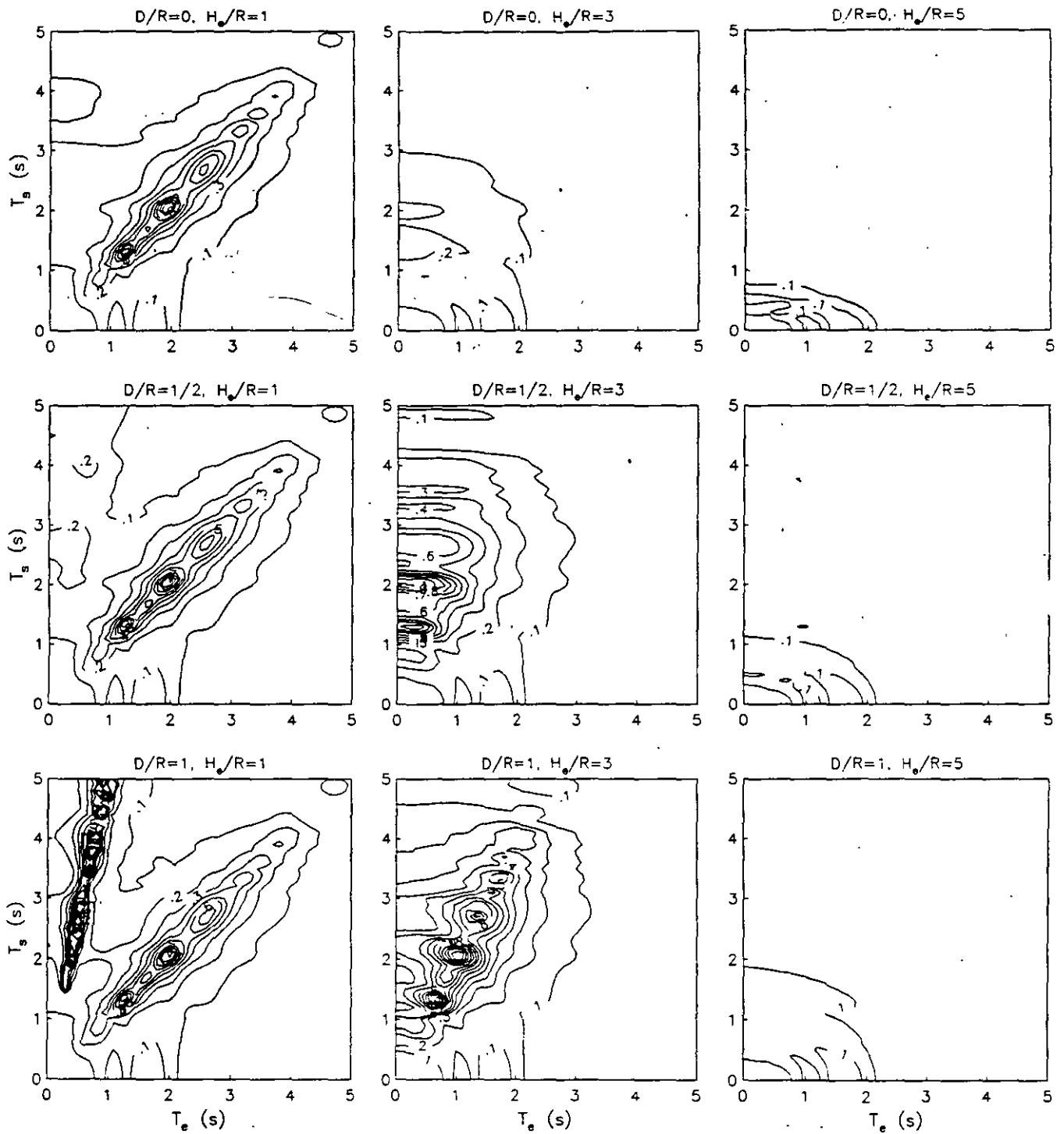


Fig. 6 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para  $H_s/R = 2$

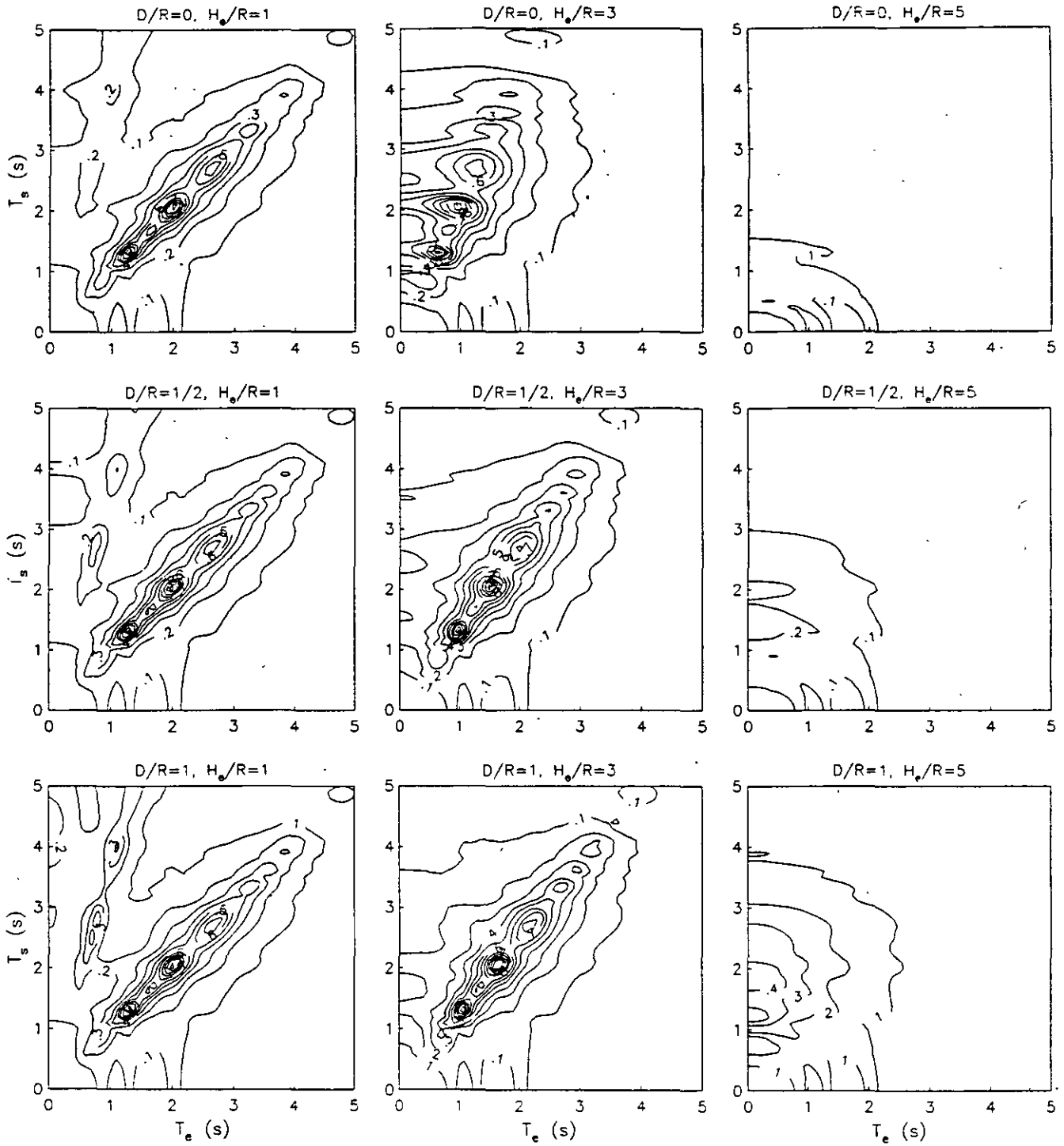
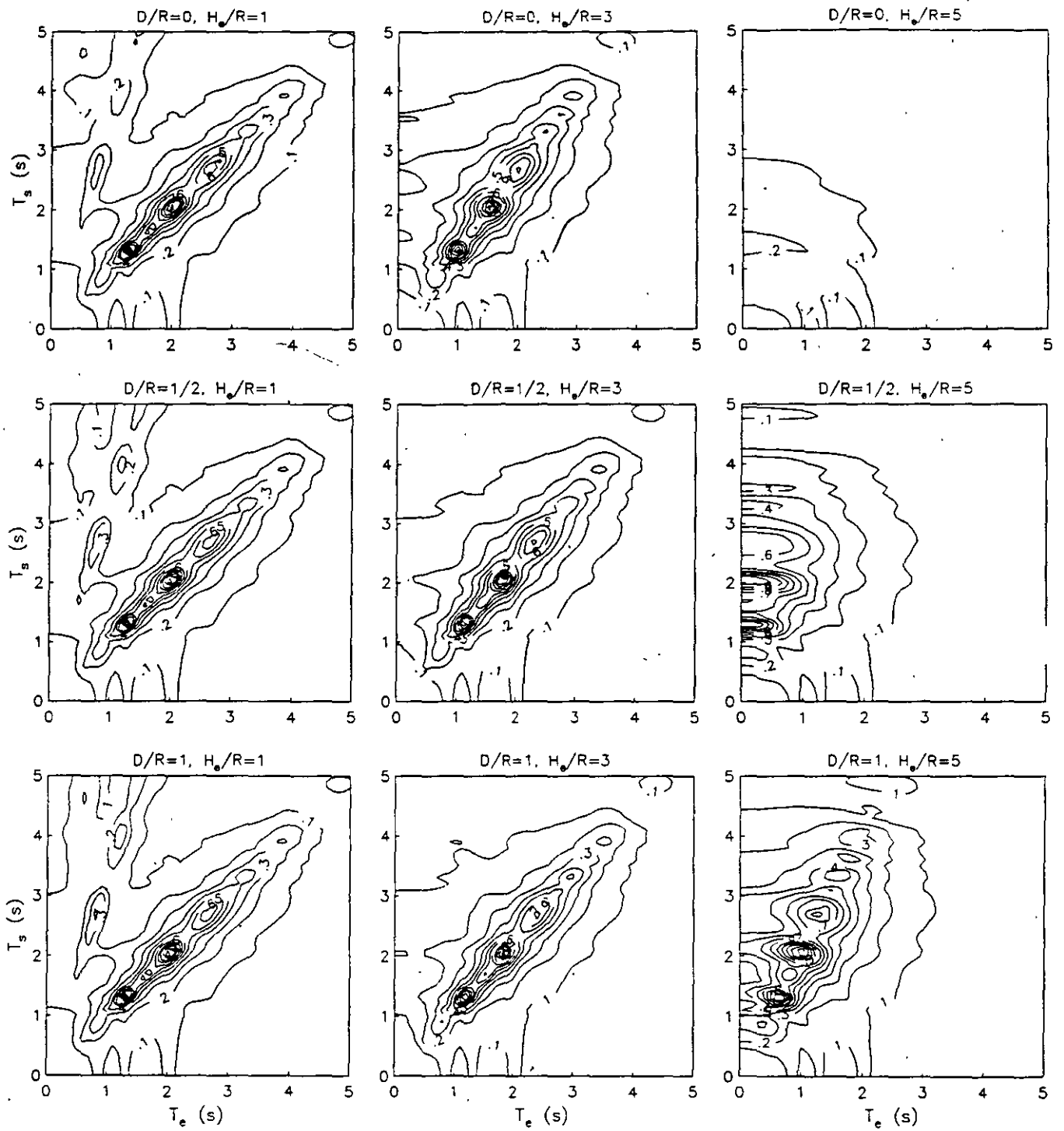


Fig. 7 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para  $H_s/R = 3$





**Fig. 8** Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para  $H_s/R = 4$

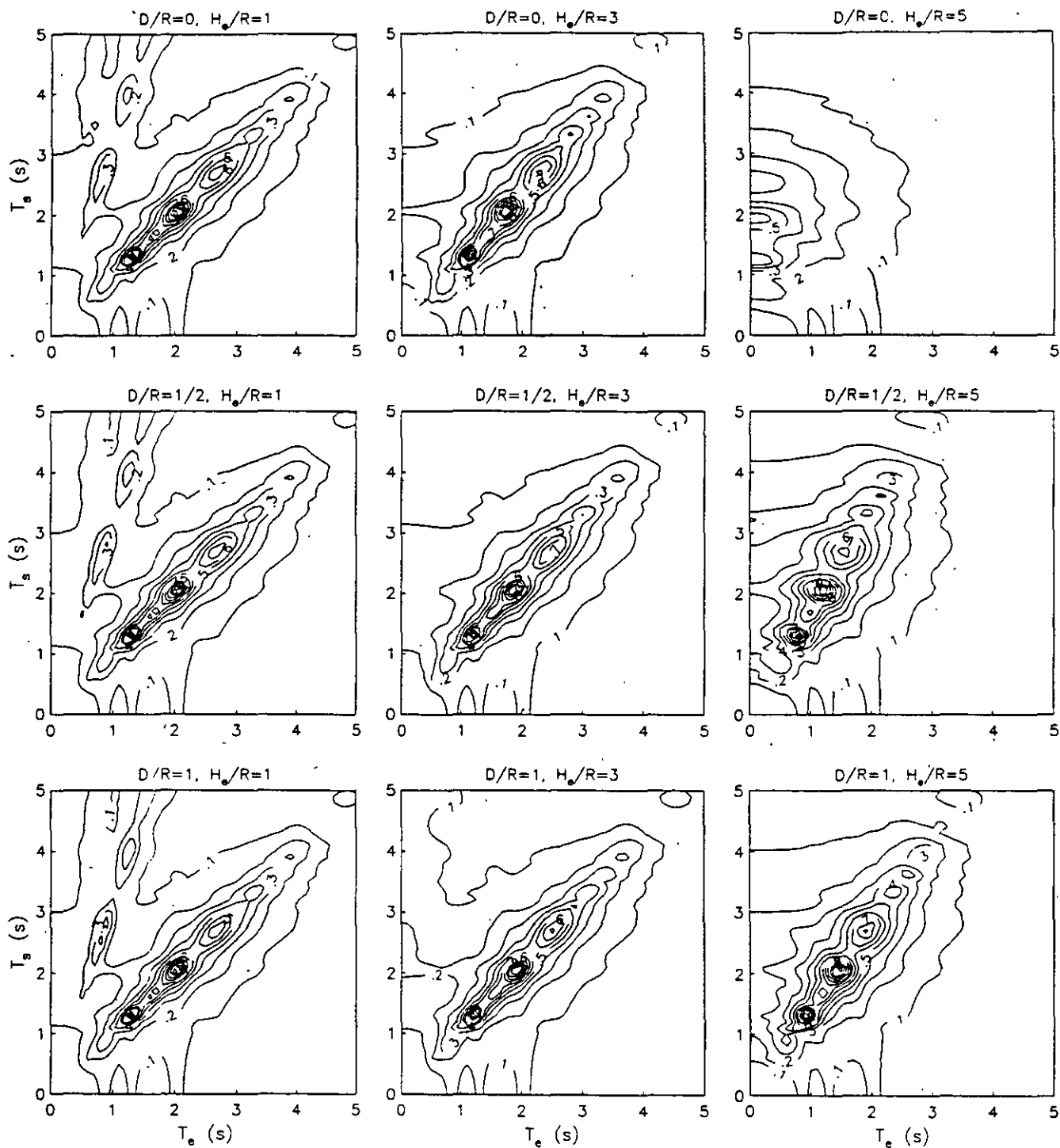


Fig. 9 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para  $H_s/R = 5$

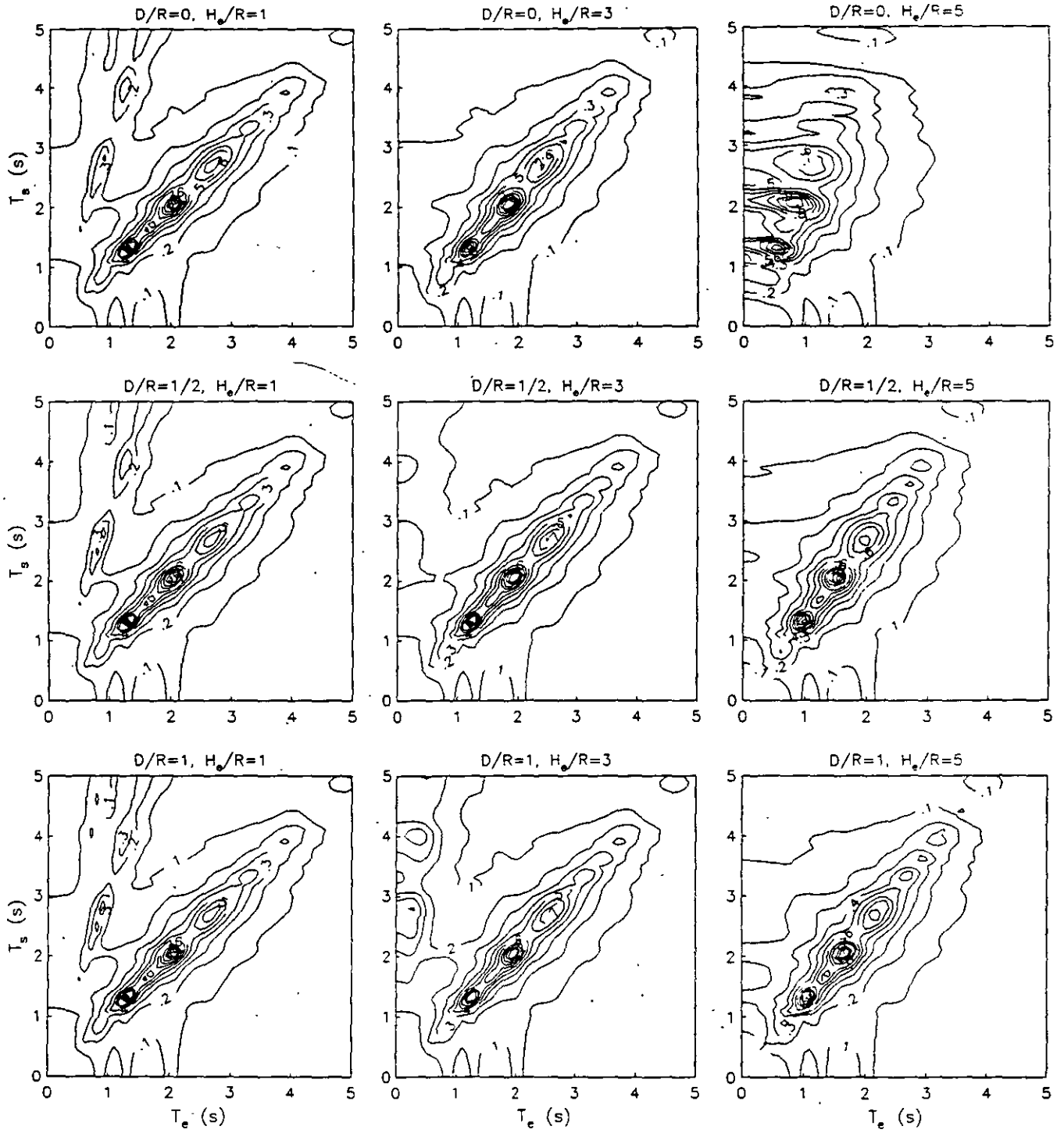
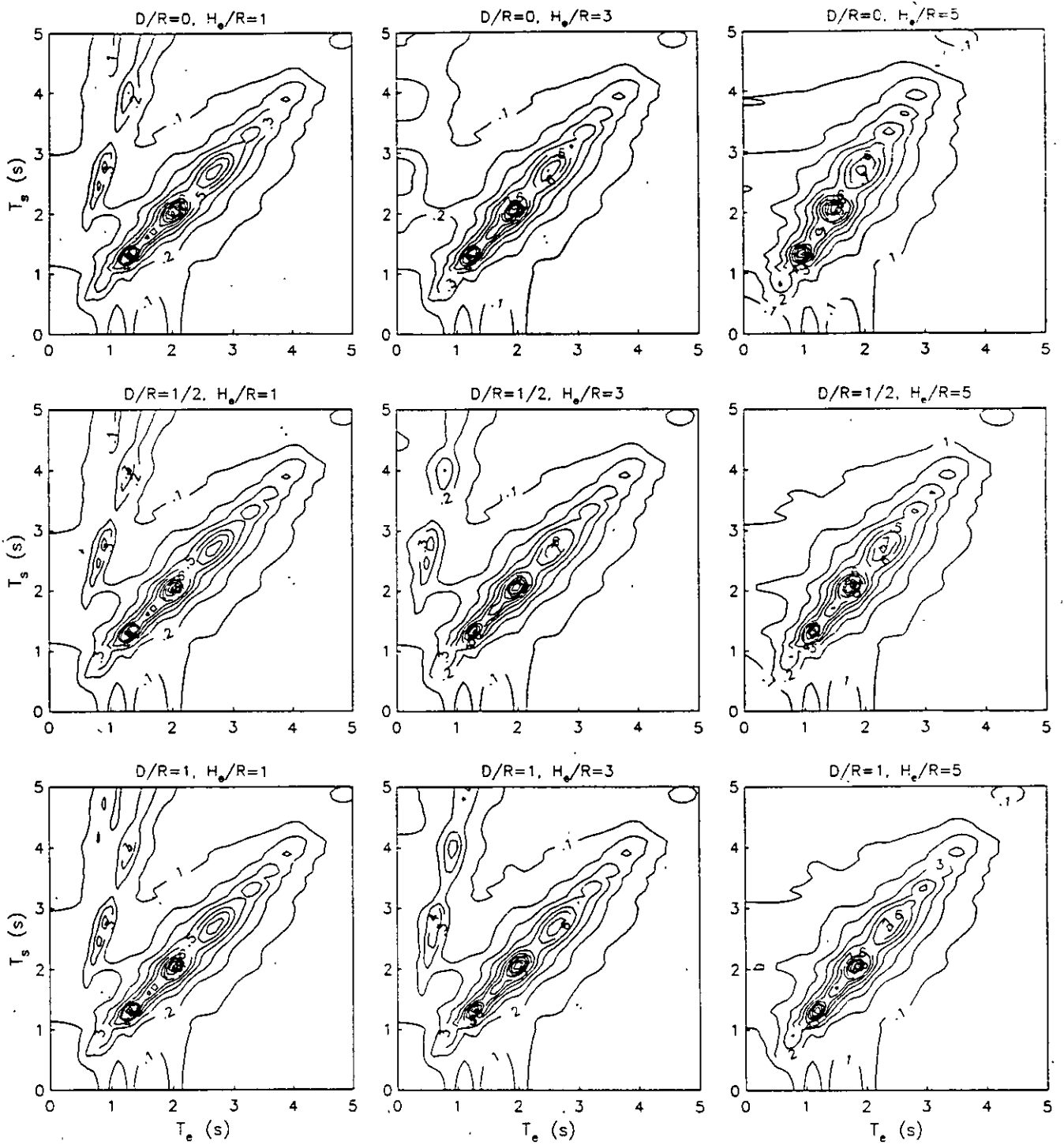


Fig. 10. Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para  $H_s/R = 6$



**Fig. 11 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para  $H_e/R = 8$**

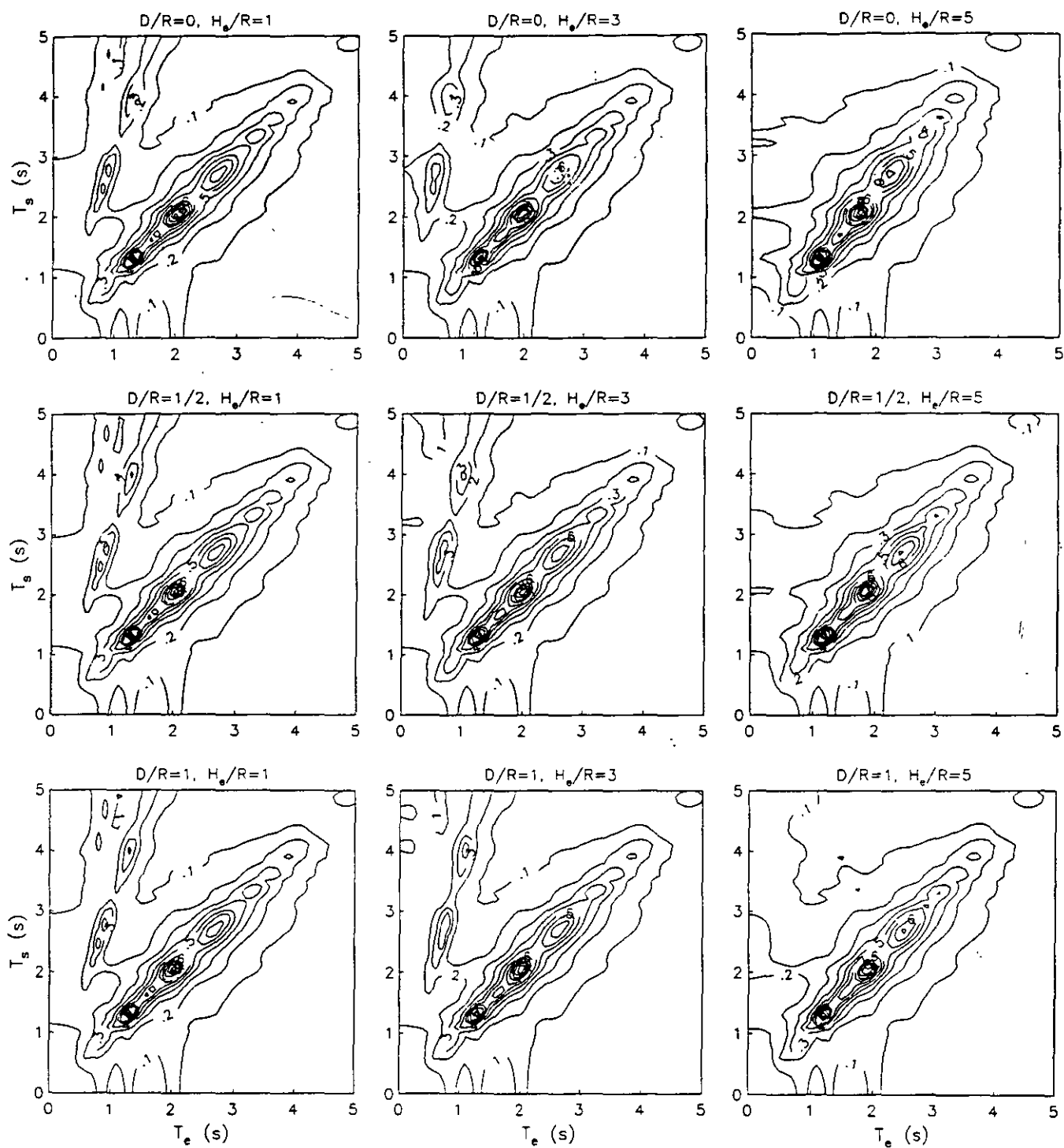


Fig. 12 Contornos de respuesta con efectos de interacción suelo-estructura para  $H_s/R = 10$

1, en renglones, así como para  $\tilde{h}_e = 1, 3$  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.

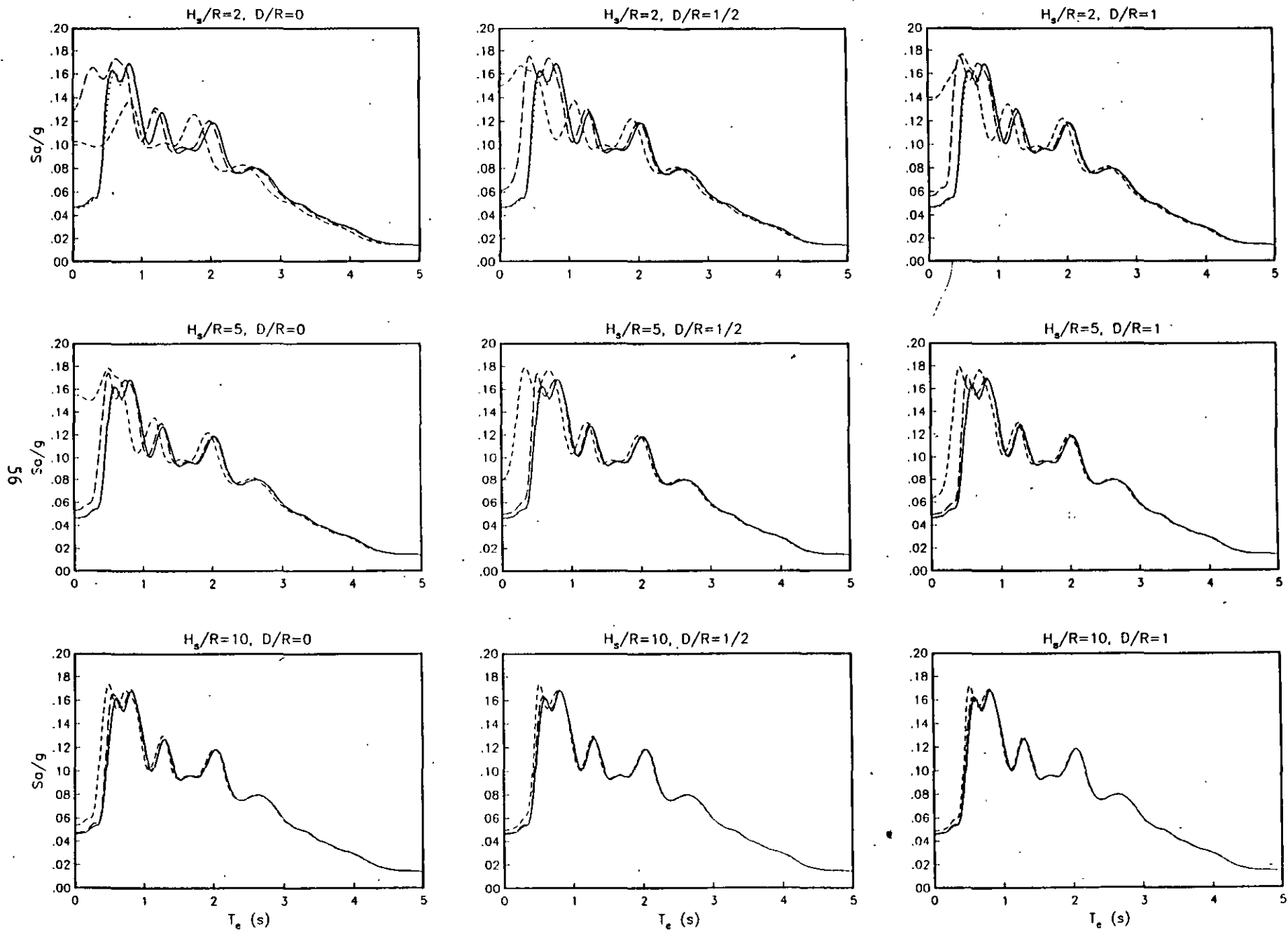


Fig. 13 Espectros de respuesta con efectos de sitio e interacción suelo-estructura para la estación VI

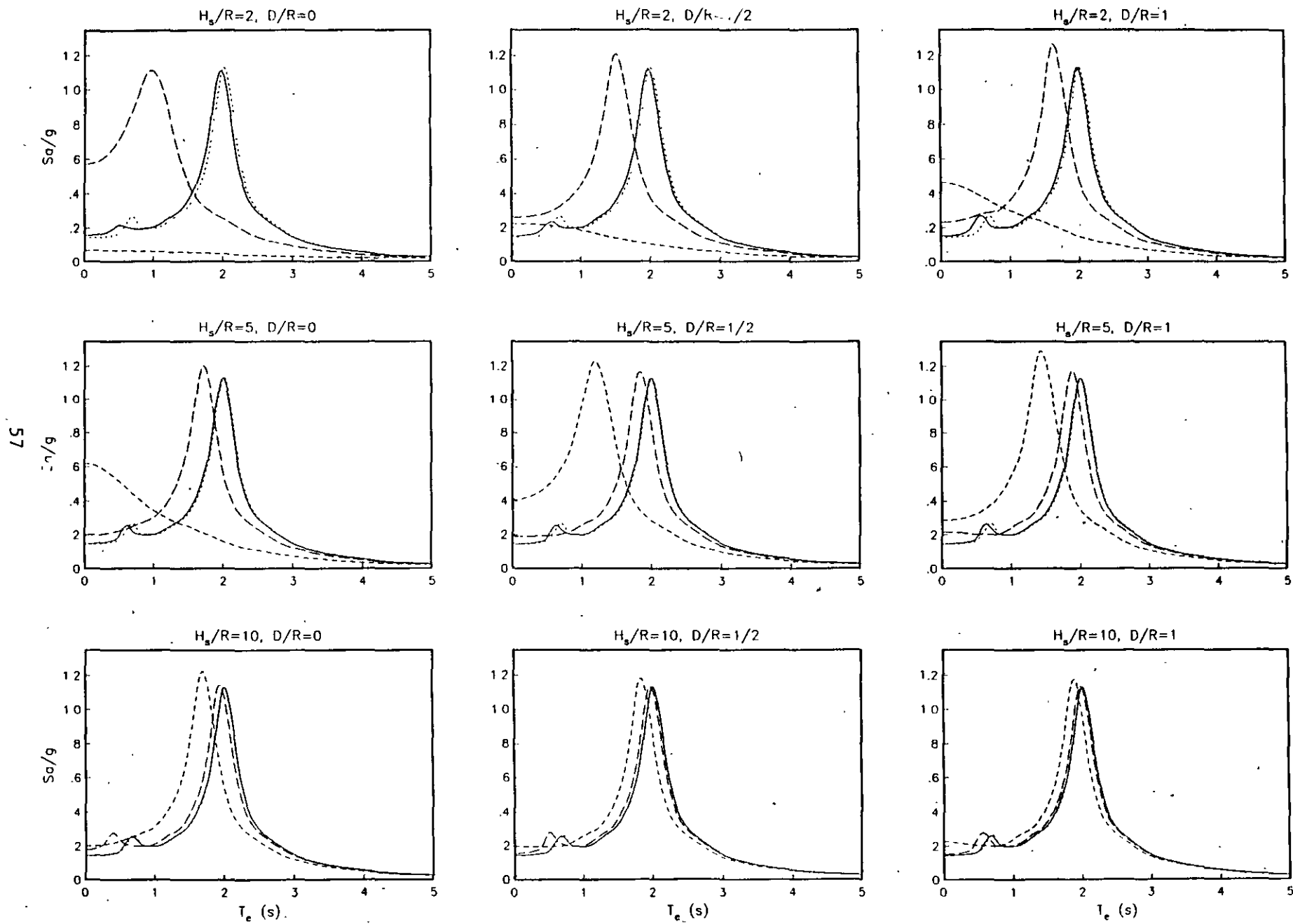


Fig. 14 Espectros de respuesta con efectos de sitio e interacción suelo-estructura para la estación SCT



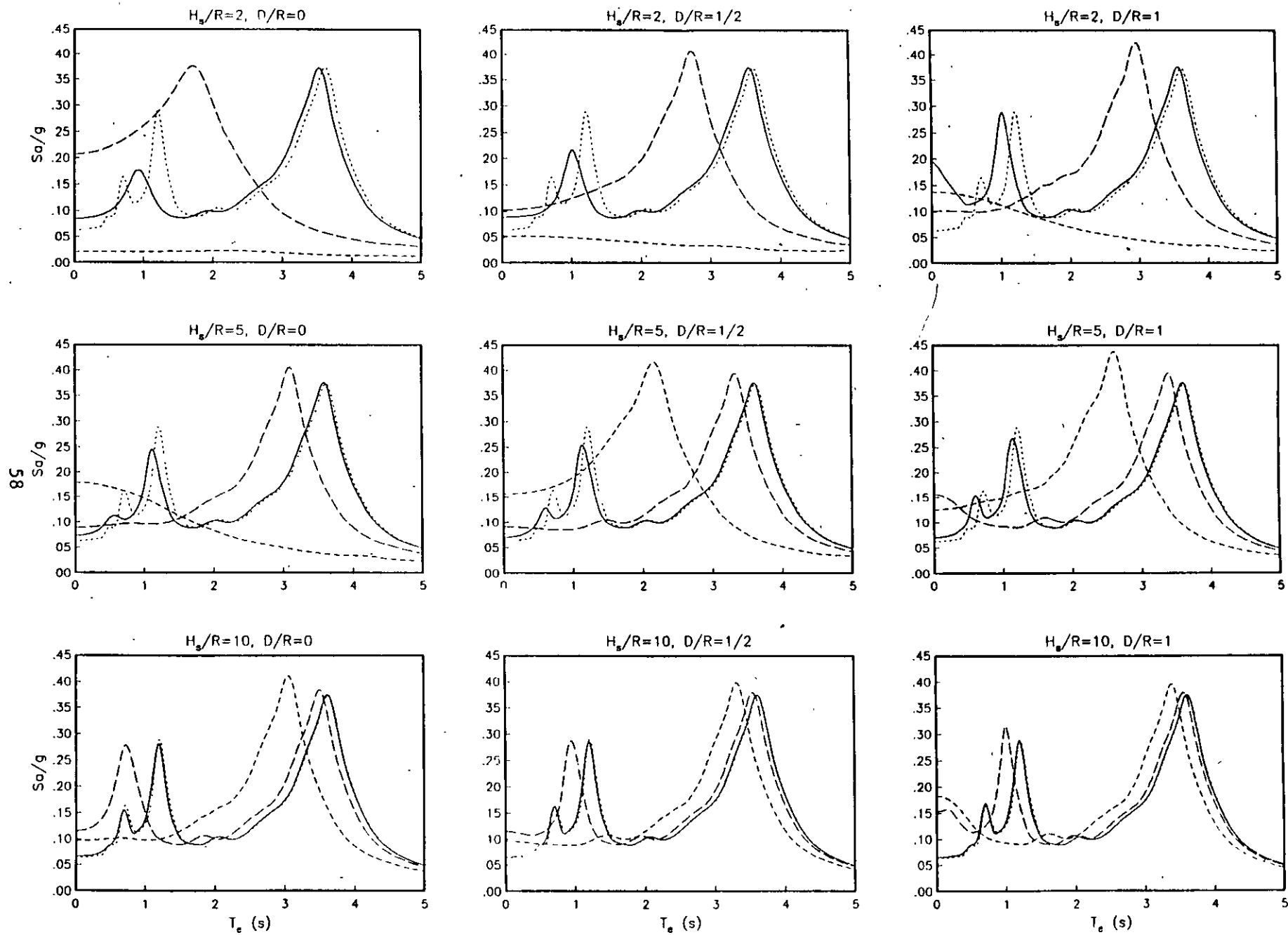


Fig. 15 Espectros de respuesta con efectos de sitio e interaccion suelo-estructura para la estacion CAO

Independientemente del sitio, los efectos de interacción son muy pronunciados para cimentaciones superficiales en depósitos de suelo poco profundos ( $\bar{h}_g = 2$  y  $\bar{d} = 0$ ); en el caso contrario son casi despreciables ( $\bar{h}_g = 10$  y  $\bar{d} = 1$ ), 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.

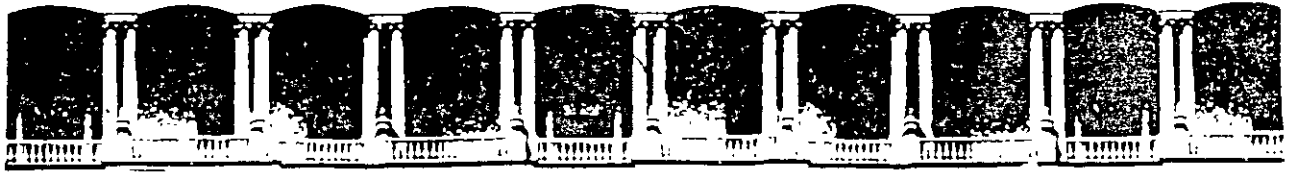
## 6. RECONOCIMIENTOS

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**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:**

**EJEMPLO DE APLICACIÓN**

**EXPOSITOR: DR. JAVIER AVILÉS**

1997

### 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:

$$\frac{\beta_e T_e}{H_e} < 20 \quad (6.1)$$

donde  $\beta_e$  es la velocidad efectiva de propagación del depósito de suelo en cuestión, en tanto que  $T_e$  y  $H_e$  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 cemento se toma con respecto al eje de rotación de la base de la cimentación.

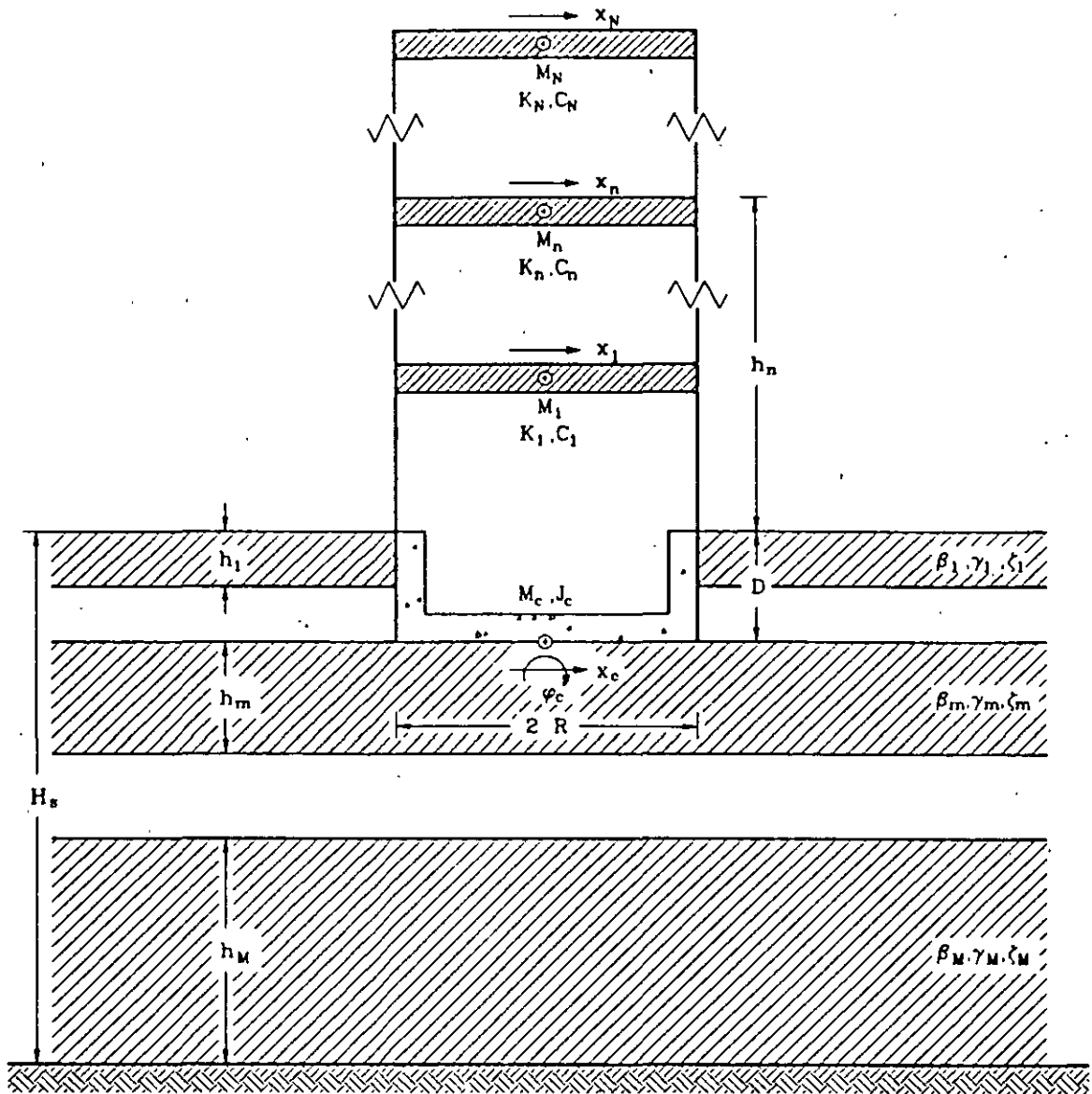


Fig 6.1 Sistema suelo-estructura completo

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



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.

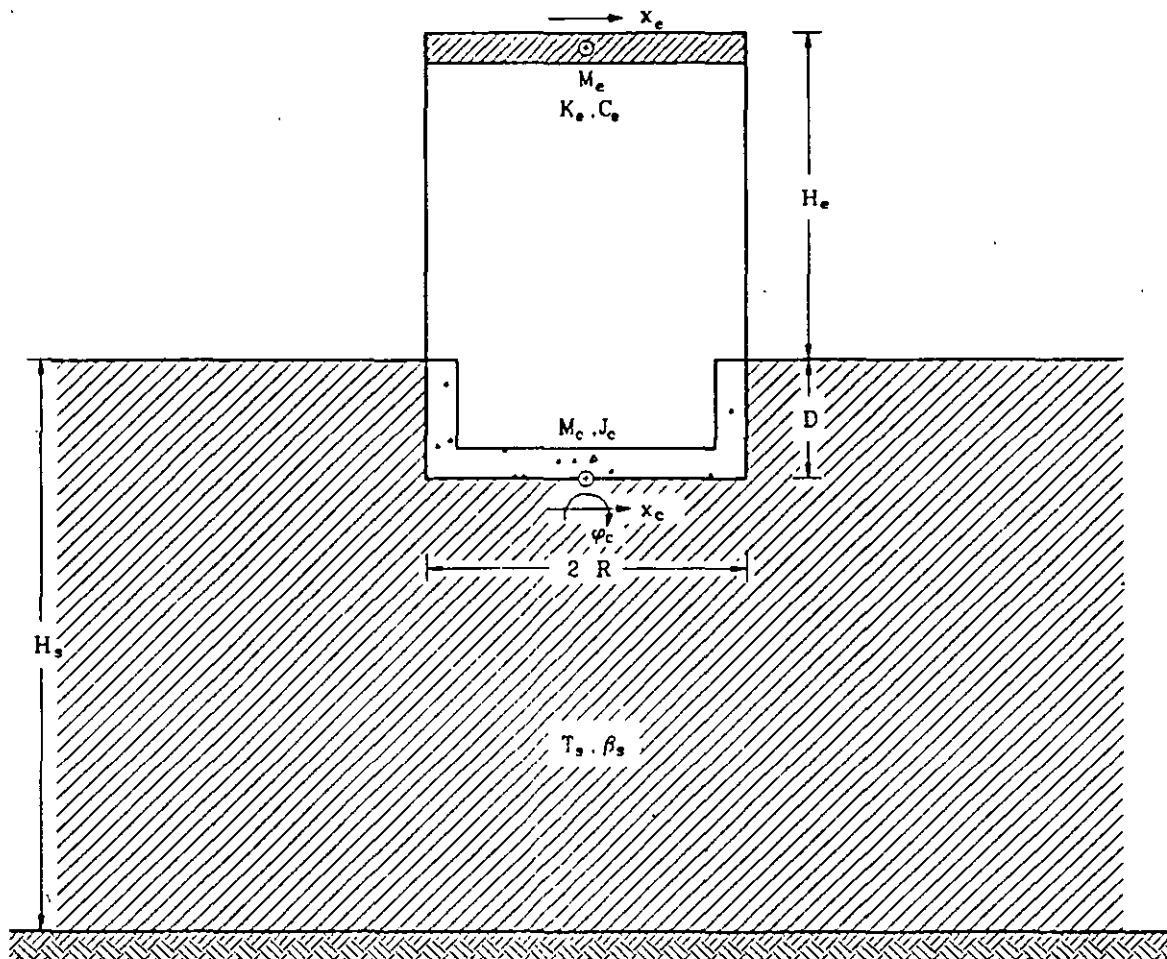


Fig 6.2 Sistema suelo-estructura equivalente

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

C. I

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  $\zeta_e$  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:

C. I

$$M_o = \frac{(X^T M_o J)^2}{X^T M_o X} \quad (6.6)$$

$$H_o = \frac{X^T M_o H}{X^T M_o J} \quad (6.7)$$

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  $\tilde{T}_o$  y  $\tilde{\zeta}_o$  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  $\tilde{T}_o$  es menor que el periodo característico  $T_b$ ,

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:

$$\tilde{V} = \frac{a}{Q'} W - \left[ \frac{a}{Q'} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \xi \right] W_0 \quad (6.8)$$

donde  $a$  y  $Q'$  son la ordenada espectral y el factor reductivo por ductilidad valuados para  $T_0$ , mientras que  $\tilde{a}$  y  $\tilde{Q}'$  son los mismos parámetros pero calculados para  $\tilde{T}_0$ ;  $W$  y  $W_0$  son los pesos total y efectivo, respectivamente. Además,  $\xi$  es el factor de amortiguamiento por el que se multiplican las ordenadas del espectro de diseño con amortiguamiento original  $\zeta_0$  con objeto de obtener las que corresponden a un amortiguamiento modificado  $\tilde{\zeta}_0$ .

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  $\zeta_0^{-1}$  (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  $\zeta_0^{-k}$  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  $\zeta_0$ , y en consecuencia las ordenadas espectrales no se reducen con el amortiguamiento. Entonces, parece razonable

C. I

interpolar linealmente el efecto de  $\tilde{\zeta}_e$  en función del periodo natural entre cero y el periodo característico  $T_a$ .

Con base en estos razonamientos y considerando que el amortiguamiento para los espectros de diseño adoptados es del 5 por ciento,  $\zeta_e = 0.05$ , se concluye que las reducciones espectrales adecuadas por efectos de interacción se obtienen mediante los factores de amortiguamiento dados por las expresiones:

$$\xi = 1 + \left[ \left( \frac{0.05}{\tilde{\zeta}_e} \right)^k - 1 \right] \frac{\tilde{T}_e}{T_a}; \quad \text{si } \tilde{T}_e < T_a \quad (6.9)$$

$$\xi = \left( \frac{0.05}{\tilde{\zeta}_e} \right)^k; \quad \text{si } \tilde{T}_e > T_a \quad (6.10)$$

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  $a/Q' - (a/Q' - (\tilde{a}/\tilde{Q}')\xi)W_e/W$ .

2. Si el periodo efectivo  $\tilde{T}_e$  es mayor que el periodo característico  $T_b$ , las fuerzas sísmicas se calcularán con la ec. 4.6 pero reemplazando  $a/Q$  por  $a/Q - [(a - \tilde{a}\xi)/Q]W_e/W$ .

En general, bastará multiplicar por el cociente  $\tilde{V}/V$  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

$$\tilde{X}_n = \frac{\tilde{V}}{V} \left[ X_n + (h_n + D) \frac{M_0^v}{K_r} \right] \quad (6.11)$$

donde  $M_0^v$  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

$$\tilde{X}_1 = C_1 D(\bar{T}_1) \xi Z_1 \quad (6.12)$$

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  $\omega_1$  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

$$\tilde{X}_1 = \frac{C_1}{\omega_1^2} \frac{a(\bar{T}_1)g}{Q'(\bar{T}_1)} \xi Z_1 \quad (6.13)$$

Ahora bien, el cortante basal reducido por interacción se puede expresar en términos de masa y aceleración como

$$\tilde{V}_1 = \omega_1^2 J^T M_o \tilde{X}_1 \quad (6.14)$$

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

$$\tilde{V}_1 = \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}} \xi W_1 \quad (6.15)$$

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

$$\tilde{P}_1 = K_o \tilde{X}_1 \quad (6.16)$$

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  $\tilde{V}_1/V_1$  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

$$\bar{X}_{n1} = \frac{\bar{V}_1}{V_1} \left[ X_{n1} + (h_n + D) \frac{M_{01}^v}{K_r} \right] \quad (6.17)$$

donde  $M_{01}^v$  es el momento de volteo en la base de la cimentación y  $X_{n1}$  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  $\tilde{T}_e$  del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se puede determinar aproximadamente de acuerdo con la siguiente expresión

$$\tilde{T}_e = \left[ T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right]^{1/2} \quad (6.18)$$

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,



$$T_h = 2\pi \left[ \frac{M_e}{K_h} \right]^{1/2} \quad (6.19)$$

es el periodo natural que tendria la estructura si fuera infinitamente rigida y su base solamente pudiera trasladarse, y

$$T_r = 2\pi \left[ \frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} \quad (6.20)$$

el periodo natural que tendria la estructura si fuera infinitamente rigida 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  $\tilde{T}_e$  se puede calcular usando las rigideces estáticas. Si en lugar de ellas se emplean las rigideces dinámicas evaluadas para la frecuencia fundamental  $\omega_e$  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  $\omega_e$  y terminando con la frecuencia efectiva  $\tilde{\omega}_e$ .

El amortiguamiento efectivo  $\tilde{\zeta}_e$  del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se puede determinar aproximadamente de acuerdo con la siguiente expresión

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[ \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[ \frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[ \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2 \quad (6.21)$$

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  $\zeta_h$  y  $\zeta_r$ , 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

$$\left[ \mathbf{K}_s + i \omega \mathbf{C}_s - \omega^2 \mathbf{M}_s \right] \mathbf{X}_s = - \ddot{X}_0 \mathbf{M}_0 \quad (6.24)$$

la cual representa un sistema complejo de ecuaciones algebraicas que se resuelve con procedimientos estándar de eliminación gaussiana. En esta ecuación,  $\omega$  es la frecuencia de excitación,  $\ddot{X}_0$  la amplitud del movimiento de campo libre y  $\mathbf{X}_s = \{X_e, X_c, \phi_c\}^T$  el vector de amplitudes de las coordenadas generalizadas del sistema equivalente. Además,

$$\mathbf{M}_0 = \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e (H_e + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (6.25)$$

es un vector de carga, y

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e (H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D) + M_c D/2 & M_e (H_e + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (6.26)$$

$$\mathbf{C}_s = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (6.27)$$

$$\mathbf{K}_s = \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (6.28)$$

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,  $T/T_e$ , y como ordenadas la pseudoaceleración de la estructura interactuando con el suelo normalizada con respecto a la aceleración del terreno,  $\omega_e^2 X_e / \ddot{X}_0$ . 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  $\bar{T}_e$  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  $\bar{\zeta}_e$  se obtiene a partir de la pseudoaceleración correspondiente a la magnitud del pico resonante del espectro de respuesta mediante

$$\bar{\zeta}_e = \frac{1}{2} \frac{\ddot{X}_0}{\omega_e^2 X_e^{\max}} \quad (6.29)$$

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

$$\bar{K}_m(\omega) = K_m^0 \left[ k_m(\eta_m) + i \eta_m c_m(\eta_m) \right] (1 + i 2 \zeta_s) \quad (6.30)$$

la cual es dependiente de la frecuencia de excitación  $\omega$ . 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  $\eta_m$  y  $\zeta_s$  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

$$K_m = K_m^0 \left[ k_m - 2 \zeta_s \eta_m c_m \right] \quad (6.31)$$

$$\omega C_m = K_m^0 \left[ \eta_m c_m + 2 \zeta_s k_m \right] \quad (6.32)$$

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  $\beta_s$  la velocidad efectiva de propagación y  $\rho_s$  la densidad efectiva del sitio;  $\nu_s$  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  $\eta_h$ , en el modo de rotación se usará  $\eta_r$  y para el acoplamiento entre la traslación y rotación se empleará  $\eta_h$ .

### 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  $\eta_s$  y  $\eta_p$ , que representan las frecuencias fundamentales adimensionales del depósito de suelo en vibración trasversal y vertical, respectivamente, son:

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H_s} \quad (6.45)$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad (6.46)$$

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 desprestigiar 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.



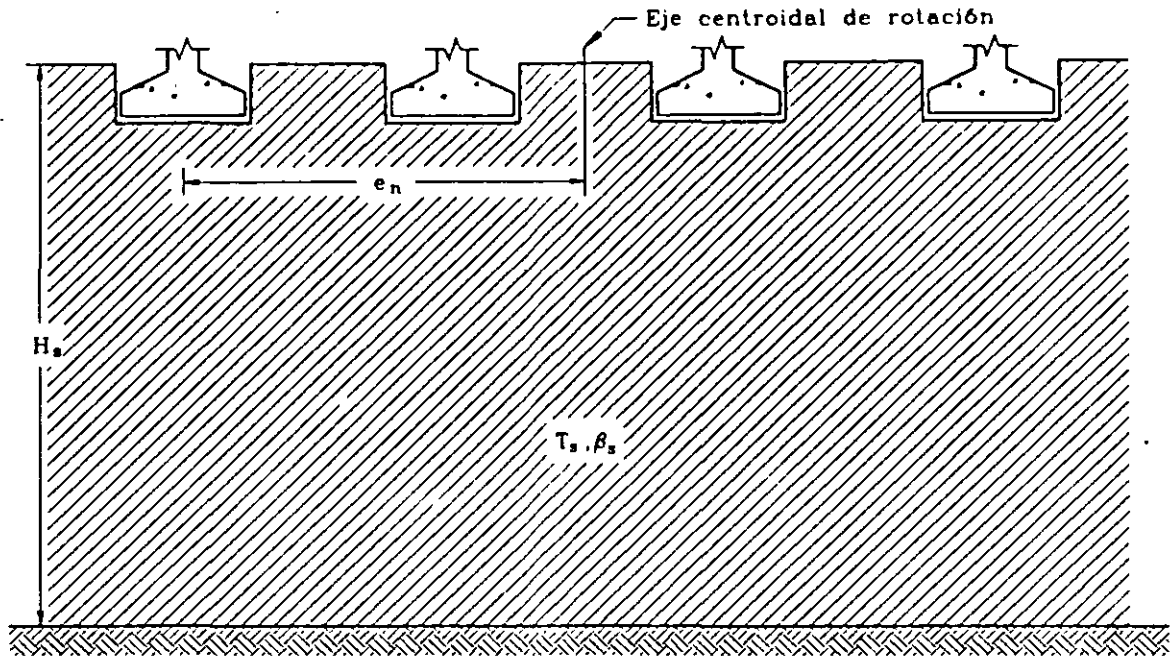


Fig. 6.3 Modelo para cimientos con zapatas

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)

$$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1 - \nu_s} \left[ 1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right] \left[ 1 + 0.5 \frac{D}{R_v} \right] \left[ 1 + \left[ 0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right] \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right] \quad (6.50)$$

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):

$$K_h^0 = d E_s \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} \quad (6.55)$$

$$K_v^0 = 1.9 d E_s \left[ \frac{L_p}{d} \right]^{0.87} \quad (6.56)$$

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.

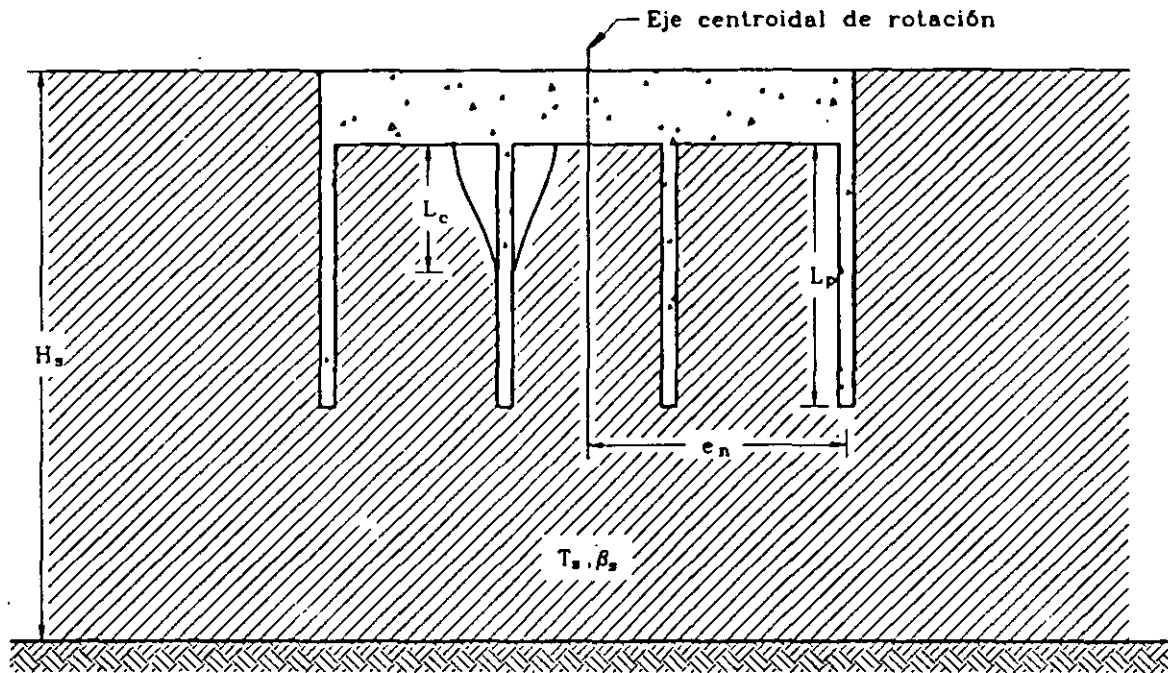


Fig. 6.4 Modelo para cimientos con pilotes

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):

$$k_h = 1 \quad (6.57)$$

$$k_v = 1 \quad (6.58)$$

$$c_h = \begin{cases} 0.8 \zeta_s; & \text{si } \eta \leq \eta_s \\ 0.8 \zeta_s + 0.175 \left( E_p / E_s \right)^{0.17} \eta; & \text{si } \eta > \eta_s \end{cases} \quad (6.59)$$

$$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta \leq \eta_p \\ 4L_p^2 G_s / \beta_s \left[ 1 - e^{-\left( E_p / E_s \right) \left( L_p / d \right)^{-2}} \right] \eta_s \eta^{-0.2}; & \text{si } \eta > \eta_p \end{cases} \quad (6.60)$$

en donde las frecuencias normalizadas  $\eta$ ,  $\eta_s$  y  $\eta_p$  se definen de las siguientes formas:

$$\eta = \frac{\omega d}{\beta_s} \quad (6.61)$$

$$\eta_s = \frac{\pi d}{2 H_s} \quad (6.62)$$

$$\eta_p = \frac{\pi d}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad (6.63)$$

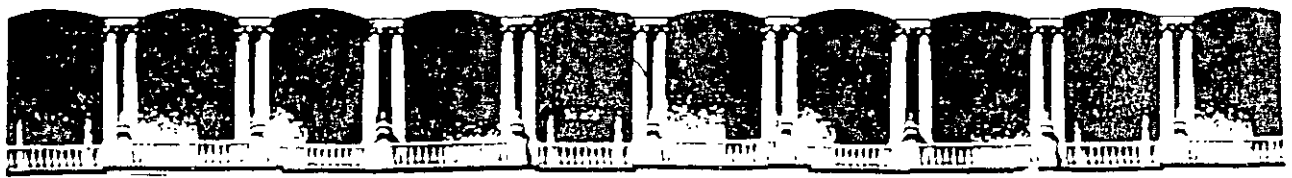
Estas funciones de impedancia solamente son aplicables a pilotes flexibles, que se tienen cuando

$$L_p > L_c \quad (6.64)$$

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**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

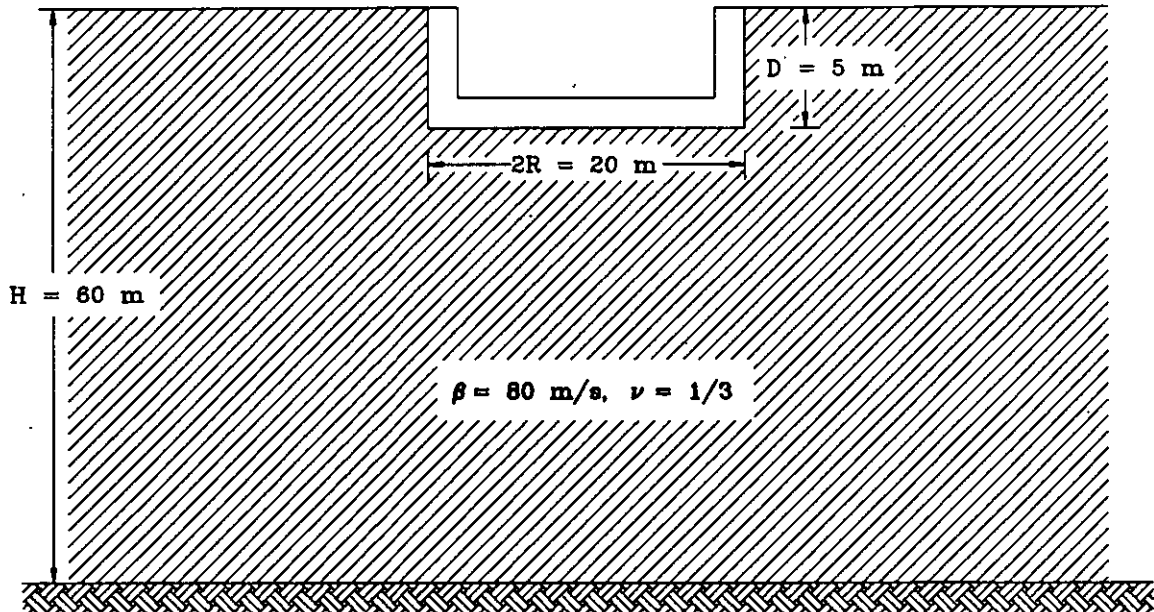
**TEMA:**

**INTERACCIÓN DINÁMICA  
SUELO - ESTRUCTURA**

**EXPOSITOR. M. en I. NEFTALÍ RODRÍGUEZ CUEVAS**

1997

## 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  $f = 1$  Hz ( $\omega = 2\pi$  rad/s); utilizar las tablas de funciones de impedancia.

**Datos:** Los parámetros geométricos y mecánicos que se requieren son los siguientes:

$D = 5$  m y  $R = 10$  m;

Cimentación

$\beta = 80$  m/s,  $\nu = 1/3$  y  $H = 60$  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

$$\frac{K_h^0}{GR} = 9.027 \quad k_h = 0.8788 \quad c_h = 0.6892$$

$$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.729 \quad k_r = 0.8590 \quad c_r = 0.2148$$

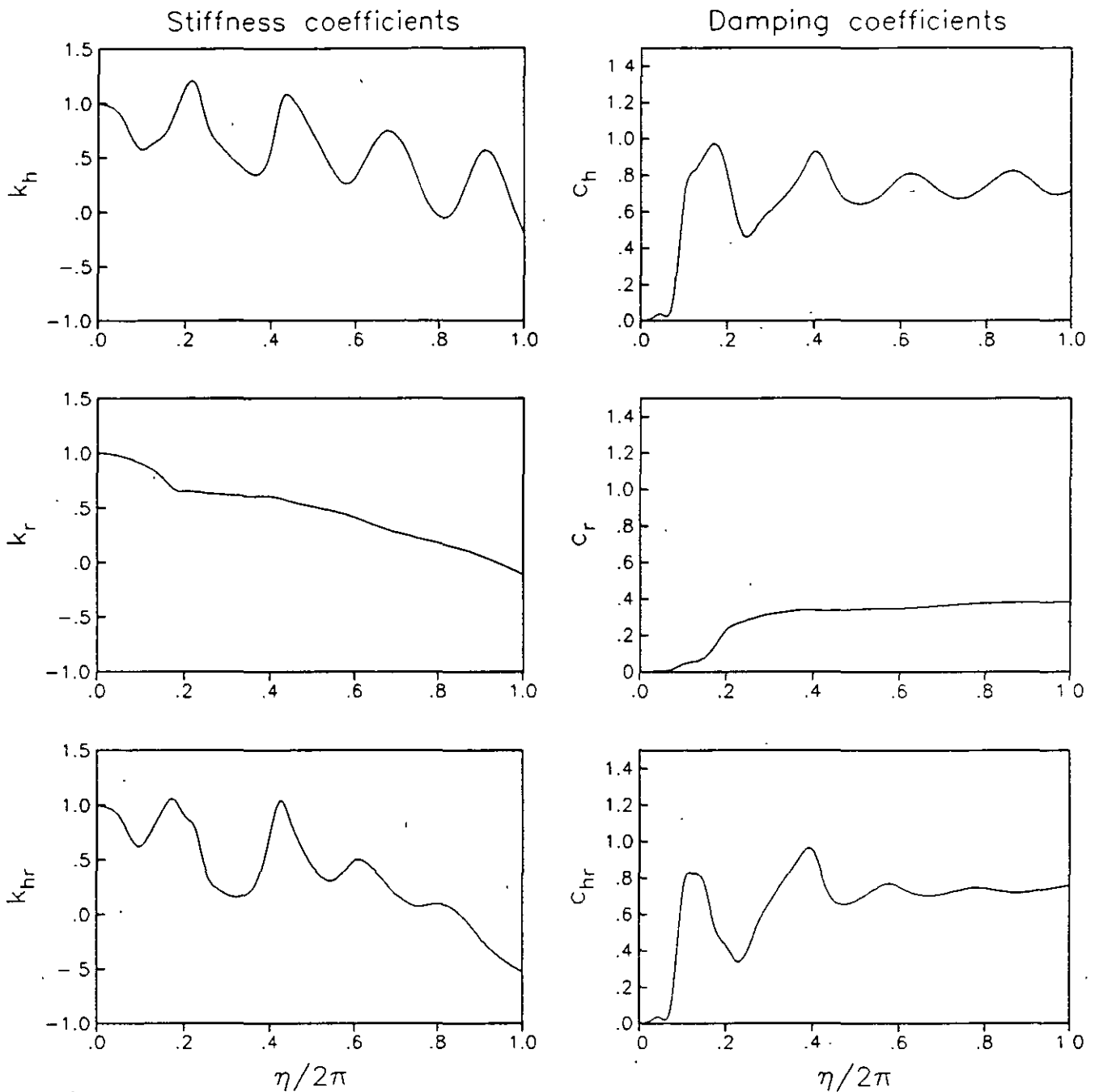
$$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.024 \quad k_{hr} = 0.8047 \quad c_{hr} = 1.2964$$

Pared lateral en contacto nulo

$$\frac{K_h^0}{GR} = 7.537 \quad k_h = 0.9374 \quad c_h = 0.5802$$

$$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.315 \quad k_r = 0.8381 \quad c_r = 0.1704$$

$$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.680 \quad k_{hr} = 0.8904 \quad c_{hr} = 0.1838$$



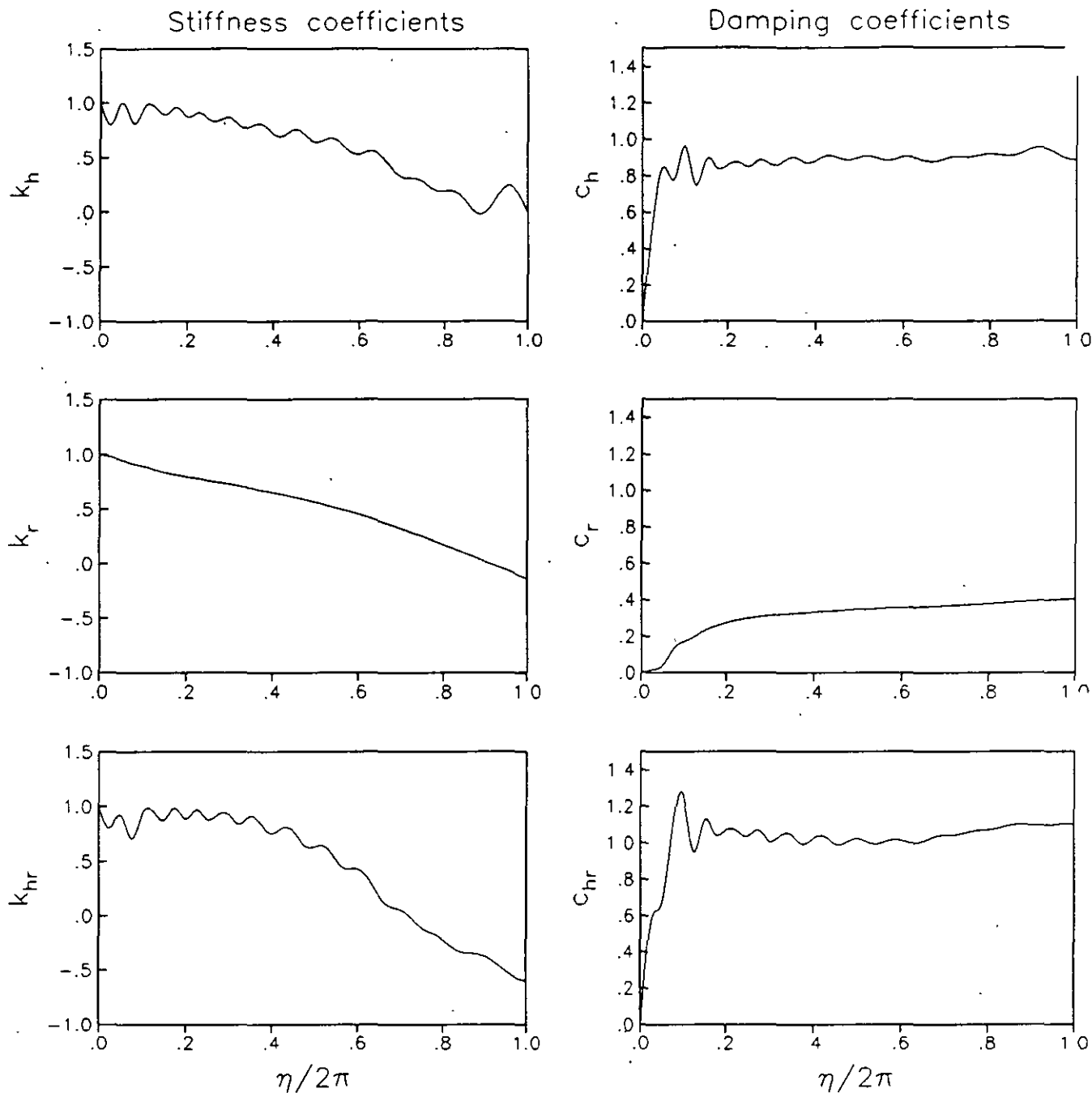
$$\frac{K_h^0}{G_s R} = 11.255$$

$$\frac{K_r^0}{G_s R^3} = 11.310$$

$$\frac{K_{hr}^0}{G_s R^2} = 2.128$$

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  $\tilde{V}_1/V_1$  siendo  $\tilde{V}_1$  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  $1 \text{ t/m}^2$  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  $400 \text{ m}^2$ . Por razones de sencillez se despreclará la contribución de los pilotes en la rigidez de la cimentación.

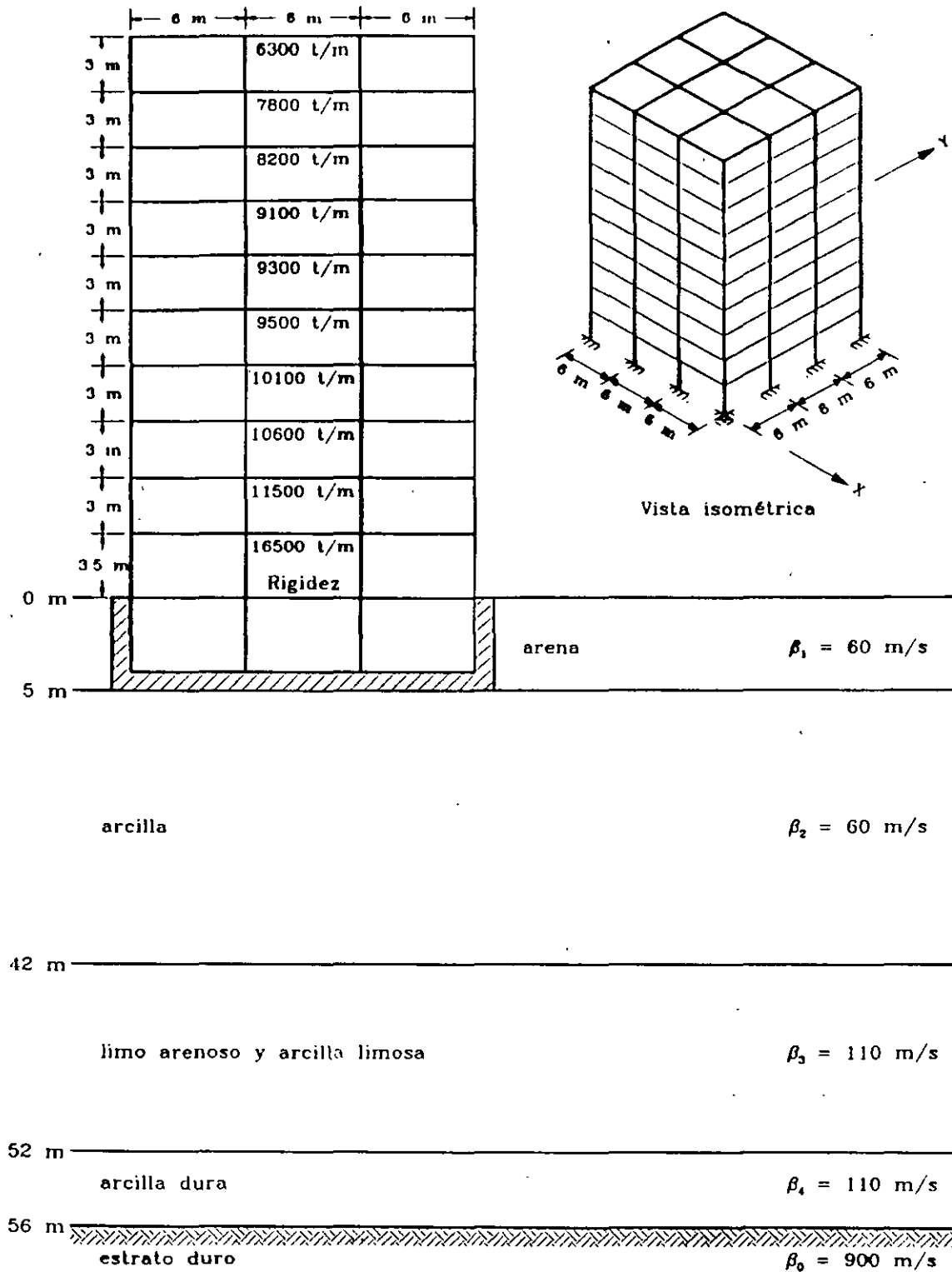


Fig 3.1 Sistema suelo-estructura

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  $1.5 \text{ t/m}^3$ . 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,  $T_s$ , y la velocidad efectiva de propagación,  $\beta_s$ , 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)	$\beta_n$ (m/s)	$h_n / \beta_n$
1	5	60	0.083
2	37	60	0.617
3	10	110	0.091
4	4	110	0.036
$\sum h_n = H_s = 56$		$\sum h_n / \beta_n = 0.827$	

$$\beta_s = \frac{H_s}{\sum_{n=1}^4 \frac{h_n}{\beta_n}} = 67.71 \text{ m/s}$$

De acuerdo con la ec. 1.6, el periodo dominante de vibración del sitio resulta ser igual a

$$T_1 = \frac{4 H_1}{\beta_1} = \frac{4 \times 56}{67.71} = 3.31 \text{ s}$$

### 3.3.3 Parámetros Modales Equivalentes de la Estructura con Base Rígida

El periodo fundamental de vibración,  $T_1$ , 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

$$M_0 = \begin{bmatrix} 33.03 & & & & & & & & & & \\ & 33.03 & & & & & & & & & \\ & & 33.03 & & & & & & & & \\ & & & 33.03 & & & & & & & \\ & & & & 33.03 & & & & & & \\ & & & & & 33.03 & & & & & \\ & & & & & & 33.03 & & & & \\ & & & & & & & 33.03 & & & \\ & & & & & & & & 33.03 & & \\ & & & & & & & & & 33.03 & \\ & & & & & & & & & & 33.03 \end{bmatrix} \text{ t-s}^2/\text{m}$$

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.

$$K_0 = 10^2 \begin{bmatrix} 1120 & -460 & & & & & & & & & \\ & 884 & -424 & & & & & & & & \\ & & 828 & -404 & & & & & & & \\ & & & 784 & -380 & & & & & & \\ & & & & 752 & -372 & & & & & \\ & & & & & 736 & -364 & & & & \\ & & & & & & 692 & -328 & & & \\ & & & & & & & 640 & -312 & & \\ & & & & & & & & 564 & -252 & \\ & & & & & & & & & 252 & \end{bmatrix} \text{ t/m}$$

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  $\beta_s$ ,  $T_0$  y  $H_0$  del sistema suelo-estructura, se tiene que

$$\frac{\beta_s T_0}{H_0} = \frac{67.71 \times 1.16}{21.23} = 3.7 < 20$$

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,  $\bar{T}_0$  y  $\bar{\zeta}_0$ , 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:

$$T_o = 1.16 \text{ s}$$

$$M_o = 265.11 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$H_o = 21.23 \text{ m}$$

$$G_s = \beta_s^2 \rho_s = (67.71)^2 \times 0.153 = 701.45 \text{ t/m}^2$$

$$\nu_s = 0.45$$

$$R_h = \left( \frac{A}{\pi} \right)^{1/2} = \left( \frac{400}{\pi} \right)^{1/2} = 11.28 \text{ m}$$

$$R_r = \left( \frac{4 I}{\pi} \right)^{1/4} = \left( \frac{4 \times 20^4 / 12}{\pi} \right)^{1/4} = 11.41 \text{ m}$$

$$H_s = 56 \text{ m}$$

$$D = 5 \text{ m}$$

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H_s} \right) \left( 1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h} \right) \left( 1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H_s} \right) = 64733.67 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H_s} \right) \left( 1 + 2 \frac{D}{R_r} \right) \left( 1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right) = 10422874 \text{ t-m}$$

$$\zeta_o = 0.05$$

$$\zeta_s = 0.05$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H_s} = \frac{\pi \times 11.28}{2 \times 56} = 0.316$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2 H_s} \left[ \frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s} \right]^{1/2} = \frac{\pi \times 11.41}{2 \times 56} \left[ \frac{2 \times (1-0.45)}{1-2 \times 0.45} \right]^{1/2} = 1.061$$

El periodo efectivo definido por la ec. 6.18 se puede obtener al resolver la ecuación

$$\bar{T}_e = \left( T_o^2 + T_h^2 + T_r^2 \right)^{1/2}$$

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:

$$\omega = \frac{2 \times \pi}{1.16} = 5.417 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{\beta_s} = \frac{5.417 \times 11.28}{67.71} = 0.902$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{\beta_s} = \frac{5.417 \times 11.41}{67.71} = 0.913$$

$$k_h = 1$$

$$\eta_r = 0.913 < 2.5 \quad \rightarrow \quad k_r = 1 - 0.2 \eta_r = 1 - 0.2 \times 0.913 = 0.817$$

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} = \frac{0.902}{0.316} = 2.854 > 1 \quad \rightarrow \quad c_h = 0.576$$



$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{0.913}{1.061} = 0.861 < 1 \quad \rightarrow \quad c_r = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \frac{0.5 \times 0.05 \times 0.861}{1 - (1 - 2 \times 0.05)(0.861)^2} = 0.065$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 64733.67 (1 - 2 \times 0.05 \times 0.902 \times 0.576) = 61370.42 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 10422874 (0.817 - 2 \times 0.05 \times 0.913 \times 0.065) = 8453633 \text{ t-m}$$

$$T_h = 2\pi \left[ \frac{M_o}{K_h} \right]^{1/2} = 2\pi \left[ \frac{265.11}{61370.42} \right]^{1/2} = 0.413 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi \left[ \frac{M_o (H_o + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} = 2\pi \left[ \frac{265.11 \times (21.23 + 5)^2}{8453633} \right]^{1/2} = 0.923 \text{ s}$$

$$\bar{T}_o = \left[ (1.16)^2 + (0.413)^2 + (0.923)^2 \right]^{1/2} = 1.54 \text{ s}$$

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:

$$\omega = \frac{2 \times \pi}{1.54} = 4.08 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{\beta_s} = \frac{4.08 \times 11.28}{67.71} = 0.68$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{\beta_s} = \frac{4.08 \times 11.41}{67.71} = 0.688$$

$$k_h = 1$$

$$\eta_r = 0.688 < 2.5 \quad \rightarrow \quad k_r = 1 - 0.2 \eta_r = 1 - 0.2 \times 0.688 = 0.862$$

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} = \frac{0.68}{0.316} = 2.152 > 1 \rightarrow c_h = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{0.688}{1.061} = 0.648 < 1 \rightarrow c_r = \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \frac{0.5 \times 0.05 \times 0.648}{1 - (1 - 2 \times 0.05)(0.648)^2} = 0.026$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 64733.67(1 - 2 \times 0.05 \times 0.68 \times 0.576) = 62198.18 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 10422874(0.862 - 2 \times 0.05 \times 0.688 \times 0.026) = 8965873 \text{ t-m}$$

$$T_h = 2\pi \left[ \frac{M_o}{K_h} \right]^{1/2} = 2\pi \left[ \frac{265.11}{62198.18} \right]^{1/2} = 0.41 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi \left[ \frac{M_o (H_o + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} = 2\pi \left[ \frac{265.11 \times (21.23 + 5)^2}{8965873} \right]^{1/2} = 0.896 \text{ s}$$

$$\bar{T}_e = \left[ (1.16)^2 + (0.41)^2 + (0.896)^2 \right]^{1/2} = 1.52 \text{ s}$$

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:

$$\omega = \frac{2 \times \pi}{1.52} = 4.134 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{\beta_s} = \frac{4.134 \times 11.28}{67.71} = 0.689$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{\beta_s} = \frac{4.134 \times 11.41}{67.71} = 0.697$$

$$k_h = 1$$

$$\eta_r = 0.697 < 2.5 \rightarrow k_r = 1 - 0.2 \eta_r = 1 - 0.2 \times 0.697 = 0.861$$

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} = \frac{0.689}{0.316} = 2.18 > 1 \rightarrow c_h = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{0.697}{1.061} = 0.657 < 1 \rightarrow c_r = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \frac{0.5 \times 0.05 \times 0.657}{1 - (1 - 2 \times 0.05) (0.657)^2} = 0.027$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_{hs} c_h) = 64733.67 (1 - 2 \times 0.05 \times 0.689 \times 0.576) = 62164.62 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 10422874 (0.861 - 2 \times 0.05 \times 0.697 \times 0.027) = 8954480 \text{ t-m}$$

$$T_h = 2\pi \left[ \frac{M_e}{K_h} \right]^{1/2} = 2\pi \left[ \frac{265.11}{62164.62} \right]^{1/2} = 0.41 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi \left[ \frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} = 2\pi \left[ \frac{265.11 \times (21.23 + 5)^2}{8954480} \right]^{1/2} = 0.897 \text{ s}$$

$$\bar{T}_e = \left[ (1.16)^2 + (0.41)^2 + (0.897)^2 \right]^{1/2} = 1.52 \text{ s}$$

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. 6.21 se puede obtener al resolver directamente la ecuación

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[ \frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[ \frac{T_h}{\bar{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[ \frac{T_r}{\bar{T}_e} \right]^2$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$\tilde{\omega}_o C_h = K_h^0 (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 64733.67(0.689 \times 0.576 + 2 \times 0.05 \times 1) = 32163.83 \text{ t/m}$$

$$\tilde{\omega}_o C_r = K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = 10422874(0.697 \times 0.027 + 2 \times 0.05 \times 0.861) = 1093558 \text{ t-m}$$

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_o C_h}{2K_h} = \frac{32163.83}{2 \times 62164.62} = 0.259$$

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_o C_r}{2K_r} = \frac{1093558}{2 \times 8954480} = 0.061$$

$$\zeta_c = 0.05 \left[ \frac{1.16}{1.52} \right]^3 + \frac{0.259}{1+2(0.259)^2} \left[ \frac{0.41}{1.52} \right]^2 + \frac{0.061}{1+2(0.061)^2} \left[ \frac{0.897}{1.52} \right]^2 = 0.06$$

### 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 B 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:

$$\tilde{V}_1 = \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \xi W_e$$

$$T_a < \tilde{T}_e < T_b \quad \rightarrow \quad \tilde{a} = a(\tilde{T}_e) = c = 0.4$$

$$\tilde{T}_e > T_a \quad \rightarrow \quad \tilde{Q}' = Q'(\tilde{T}_e) = Q = 4$$

$$\tilde{T}_e > T_a \quad \rightarrow \quad \xi = \left[ \frac{0.05}{\tilde{\zeta}_e} \right]^k = \left[ \frac{0.05}{0.06} \right]^{0.6} = 0.9$$

$$\tilde{V}_1 = \frac{0.4}{4} \times 0.9 \times 265.11 \times 9.81 = 234.07 \text{ t}$$

En forma similar, el cortante basal sin reducir por interacción correspondiente al modo fundamental de la estructura con base rígida se obtiene como:

$$V_1 = \frac{a}{Q'} W_e$$

$$T_a < T_e < T_b \quad \rightarrow \quad a(T_e) = c = 0.4$$

$$T_0 > T_1 \rightarrow Q'(T_0) = Q = 4$$

$$V_1 = \frac{0.4}{4} \times 265.11 \times 9.81 = 260.07$$

Finalmente, el factor reductivo por interacción

$$\frac{\tilde{V}_1}{V_1} = \frac{234.07}{260.07} = 0.9$$

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.

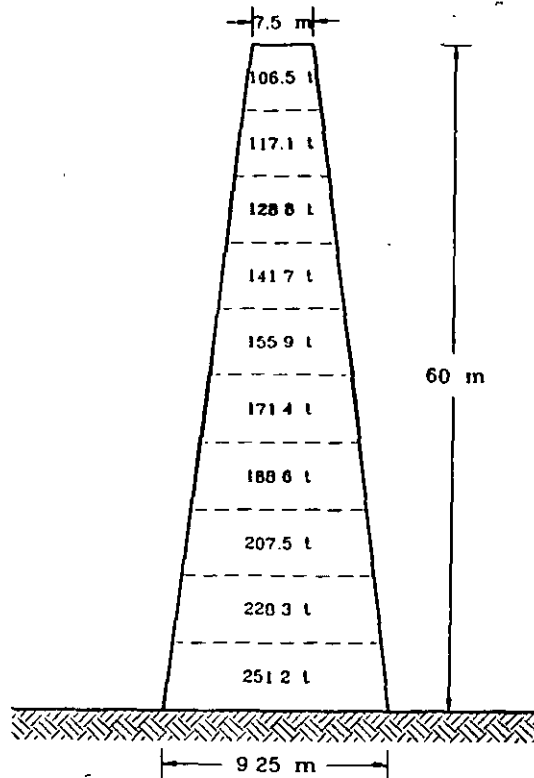


Fig. 6.1 Chimenea discretizada

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:

$$T_c = \frac{1.57 H^2}{(3 D_0 - D_H) \sqrt{E_c}} \left( \frac{M'}{M} \right)^{1/2}$$

$$E_c = 10000 \sqrt{f'_c} = 10000 \sqrt{200} = 141421 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_c = \frac{1.57 \times (60)^2}{(3 \times 9.25 - 7.5) \sqrt{141421}} \left( \frac{172.99}{150.43} \right)^{1/2} = 0.8 \text{ s}$$



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:

$$a_0 = 0.36 \quad c = 0.36 \quad T_a = 0 \text{ s} \quad T_b = 0.6 \text{ s} \quad r = 1/2$$

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:

$$T_e > T_b \Rightarrow a(T_e) = c q$$

$$q = \left[ \frac{T_b}{T_e} \right]^r = \left[ \frac{0.6}{0.8} \right]^{1/2} = 0.866$$

$$a(T_e) = 0.36 \times 0.866 = 0.31$$

$$T_e > T_a \Rightarrow \xi = \left[ \frac{0.05}{\zeta_e} \right]^k = \left[ \frac{0.05}{0.03} \right]^{0.4} = 1.227$$

### 3.6.4 Fuerzas Cortantes y Momentos de Volteo

Como  $T_e > T_b$ , 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 <sup>2</sup> )	$W_n$ (t)	$W_n h_n$ (t-m)	$W_n h_n^2$ (t-m <sup>2</sup> )	$P_n$ (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	5526.3	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		

$$P_n = 0.85 W_n \left( \alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2 \right) \frac{a}{Q} \xi \quad \therefore \quad \begin{cases} \alpha_1 = (1-r(1-q)) \frac{\sum W_n}{\sum W_n h_n} \\ \alpha_2 = 1.5r(1-q) \frac{\sum W_n}{\sum W_n h_n^2} \end{cases}$$

$$\alpha_1 = (1-0.5 \times (1-0.866)) \times 1697.0 / 43018.8 = 0.036804862$$

$$\alpha_2 = 1.5 \times 0.5 \times (1-0.866) \times 1697.0 / 1572280.2 = 0.000108472$$

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	6916.76
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 5, 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.

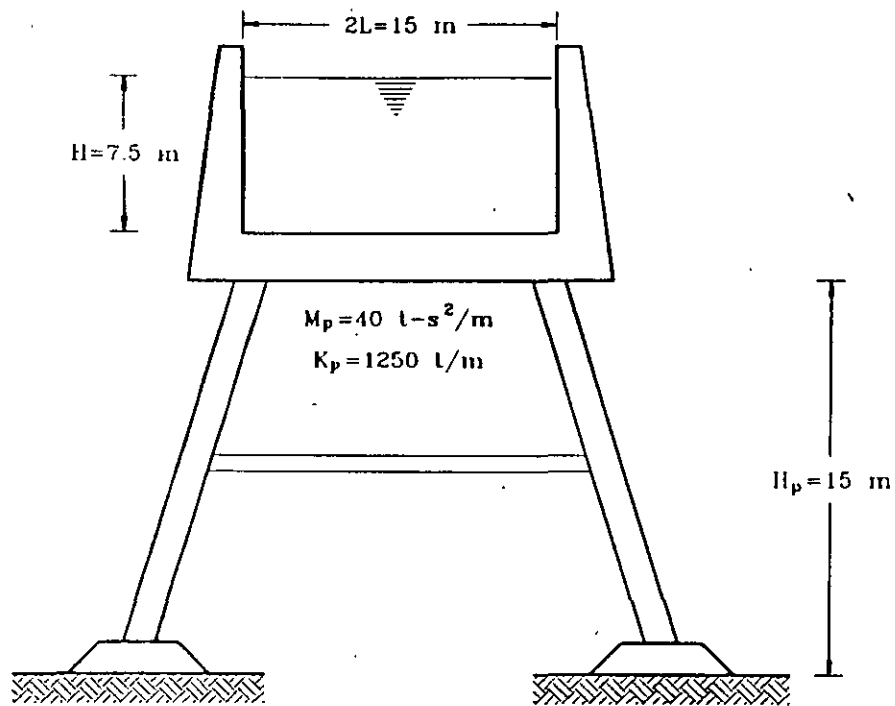


Fig 7.1 Tanque elevado

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-s<sup>2</sup>/m.

Se supone que el tanque elevado será destinado al almacenamiento de agua cuyo peso volumétrico es  $1$  t/m<sup>3</sup>, 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  $(K_s - \omega_n^2 M_s) Z_n = 0$ , cuyas matrices de masa  $M_s$  y rigidez  $K_s$  se definen según las ecs. 9.26 y 9.27 como:

$$M_s = \begin{bmatrix} M_0 + M_p & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 94.65 + 40 & 0 \\ 0 & 82.25 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 134.65 & 0 \\ 0 & 82.25 \end{bmatrix} \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_p + K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1250 + 154.32 & -154.32 \\ -154.32 & 154.42 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1404.32 & -154.32 \\ -154.32 & 154.32 \end{bmatrix} \text{ t/m}$$

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:

$$X_1 = \frac{C_1}{\omega_1^2} \frac{a(T_1)g}{Q'(T_1)} Z_1$$

$$C_1 = \frac{Z_1^T M_s J}{Z_1^T M_s Z_1} = \frac{766.0}{4980.9} = 0.154$$

$$T_1 > T_b \Rightarrow a(T_1) = c \left[ \frac{T_b}{T_1} \right]^r = 0.5 \times \left[ \frac{0.6}{4.91} \right]^{1/2} = 0.17$$

$$T_1 > T_a \rightarrow Q'(T_1) = Q = 3$$

$$X_1 = \frac{0.154}{(1.28)^2} \times \frac{0.17 \times 9.81}{3} \times \begin{Bmatrix} 1 \\ 7.676 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0523 \\ 0.4011 \end{Bmatrix} \text{ m}$$

Los desplazamientos máximos que ocurren en el modo superior se determinan con la ec. 9.29, esto es:

$$X_2 = \frac{C_2}{\omega_2^2} \frac{a(T_2)g}{Q'(T_2)} Z_2$$

$$C_2 = \frac{Z_2^T M_s J}{Z_2^T M_s Z_2} = \frac{117.13}{138.38} = 0.846$$

$$T_2 > T_b \rightarrow a(T_2) = c \left( \frac{T_b}{T_2} \right)^r = 0.5 \times \left( \frac{0.6}{1.92} \right)^{1/2} = 0.28$$

$$T_2 > T_a \rightarrow Q'(T_2) = Q = 3$$

$$X_2 = \frac{0.846}{(3.27)^2} \times \frac{0.28 \times 9.81}{3} \times \begin{Bmatrix} 1 \\ -0.213 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0724 \\ -0.0154 \end{Bmatrix} \text{ m}$$

Las fuerzas de inercia máximas correspondientes a los modos naturales de vibración del sistema se obtienen con la ec. 9.30 como sigue:

$$P_n = K_s X_n; \quad n = 1, 2$$

$$P_1 = \begin{bmatrix} 1404.32 & -154.32 \\ -154.32 & 154.32 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.0523 \\ 0.4011 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 11.55 \\ 53.83 \end{Bmatrix} \text{ t}$$

$$P_2 = \begin{bmatrix} 1404.32 & -154.32 \\ -154.32 & 154.32 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.0724 \\ -0.0154 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 104.05 \\ -13.55 \end{Bmatrix} \text{ t}$$



### 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:

28

$$V_0 = \sqrt{(65.38)^2 + (90.5)^2} = 111.65 \text{ t}$$

$$M_0 = \sqrt{(1395.05)^2 + (1700.54)^2} = 2199.55 \text{ t-m}$$

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 INGENIERÍA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO III: DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**TEMA:**

**ANÁLISIS DE DISEÑO SÍSMICO DE  
CIMENTACIONES EN EL  
VALLE DE MÉXICO**

**EXPOSITOR: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD**

1997

# ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES EN EL VALLE DE MÉXICO

Gabriel Auvinet  
Instituto de Ingeniería y DEPEI, UNAM

## 1. INTRODUCCIÓN

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 SÍSMICO 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 más 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.

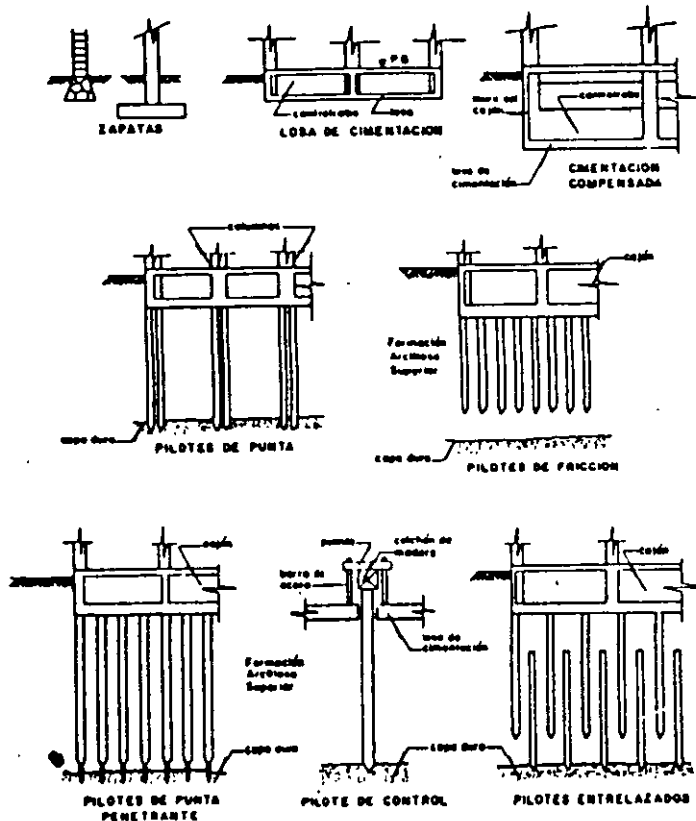


Fig 1. Tipos de cimentaciones empleadas en la zona lacustre de la ciudad de México

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 del suelo que explican los asentamientos grandes y los desplomes de las edificaciones. Las pruebas de laboratorio que simulan estas condiciones de carga parecen apoyar esta interpretación (3.1.3).

## 2.2 Cimentaciones compensadas

Son comunes en la ciudad de México las construcciones cimentadas sobre cajones deplantados 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 disipa aproximadamente la misma energía que la disipada por el suelo por amortiguamiento histérico (Rosenblueth y Herrera, 1964;

Lymer, 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 Idriess (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 Perez Garcia (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 los 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. Rosenbluth (1952) mostró que los depósitos de suelos blandos pueden amplificar apreciablemente los movimientos sísmicos registrados en suelos firmes. Estudios posteriores (Rosenbluth y Elorduy, 1969; Seed e Idriss, 1969; Romo y Jaime, 1986, 1987; Romo y Seed, 1986, Perez Rocha, 1990) han demostrado que en el valle de México los depósitos de arcilla modifican en forma significativa la intensidad y 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 pueda 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) :

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

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):

$$[M](\ddot{u}) + [K](u) = - (m)\ddot{y} + (V) + (F) - (T) \quad (3)$$

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

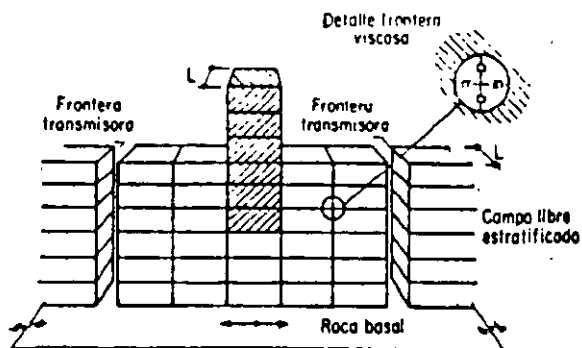


Fig 2. Modelación del sistema suelo-estructura

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,  $[H]$ , de los desplazamientos relativos de los nodos:

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

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

donde  $[K]_r$  es una matriz de rigides 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):

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

donde  $H^j(\omega_r)$  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  $j$ ;  $P_y(\omega_r)$  es un vector que contiene las amplitudes del espectro de potencia del movimiento de entrada de la roca basal; y  $P_j^j(\omega_r)$  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,  $S_{T,p}$  puede representar el valor de pico de cualquier variable aleatoria (aceleración, esfuerzo, etc.) y  $\sigma$  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:

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

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

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

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

$$[M](\ddot{u}_2) + [C](\dot{u}_2) + [K](u_2) = - [M_e](u_1 + (r)\ddot{y}) \quad (11)$$

$(u_1)$  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  $\omega$ ,  $P(t) = P_0 \exp(i\omega t)$  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:

$$M \ddot{U}(t) + C \dot{U}(t) + K_0 U(t) = P(t) \quad (13)$$

donde  $M$ ,  $C$  y  $K_0$  son respectivamente la masa, el amortiguamiento y la rigidez estática del oscilador. Si  $P(t)$  es una excitación armónica, la ecuación anterior se escribe:

$$U(t) [(K_0 - M\omega^2) + iC\omega] = P_0 \exp(i\omega t) \quad (14)$$

y la impedancia del sistema está definida por:

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

que también puede escribirse:

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

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 isótropo, (Fig 3) y sometida a una excitación vertical armónica  $P(t)$ , la impedancia toma la forma (Hsieh, 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  $\nu$  la relación de Poisson.

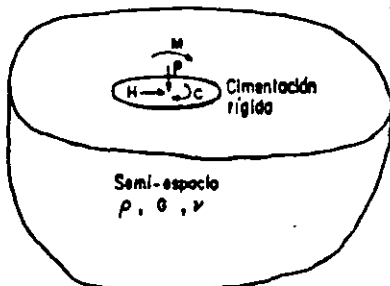


Fig 3. Respuesta de una cimentación superficial a una sollicitación armónica

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:

$$K = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega^0 k_1 \quad \text{y} \quad C = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega^0 k_2 \quad (22)$$

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 están acoplados. Las ecuaciones de equilibrio de un macizo de este tipo SON, tomando como origen el centro de gravedad del macizo (Fig 4):

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

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

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

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

donde:

- $m$  = Masa del macizo
- $I_y, I_x$  = Momentos de inercia alrededor de un eje vertical y horizontal
- $z, x$  = Desplazamientos vertical y horizontal del centro de gravedad
- $\theta, \phi$  = 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

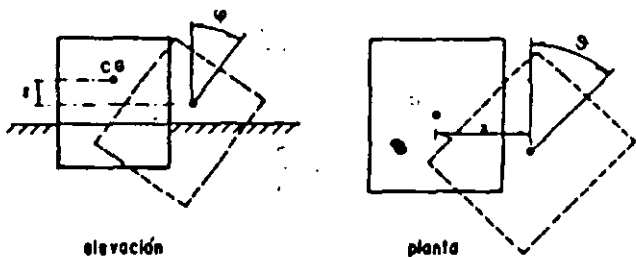


Fig 4. Macizo de cimentación rígido

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:

$$(v) = (v)_0 + \begin{bmatrix} 0 \\ z \\ \phi \\ 0 \end{bmatrix}$$

se tiene la relación:

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

donde [K<sub>1</sub>] 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:

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

y:

$$[K^*] = \begin{bmatrix} K_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_x & K_{x\phi} & -K_x z_c \\ 0 & K_{x\phi} & -K_x z_c & K_\phi \\ 0 & 0 & 0 & -2 K_{x\phi} z_c + K_x z_c^2 + K_\theta \end{bmatrix} \quad (31)$$

Para una sollicitación armónica (Q<sub>0</sub>)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 uniforme, parabólica o elíptica. Las primeras soluciones numéricas para la impedancia vertical de una cimentación rígida fueron obtenidas por Lymer (1965).

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

8

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.b3, 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  $K_\phi$  (constantes  $k_\phi$  y  $c_\phi$ ); estos modos 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 periodo fundamental de la estructura sobre base rígida y  $x_i$  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 periodo 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 periodo 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.

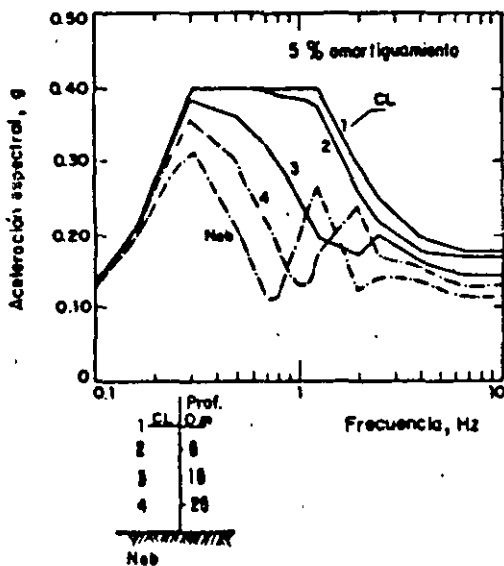


Fig 5. Variación de la aceleración espectral con la profundidad (Romo, 1990)

### 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 rígida 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.

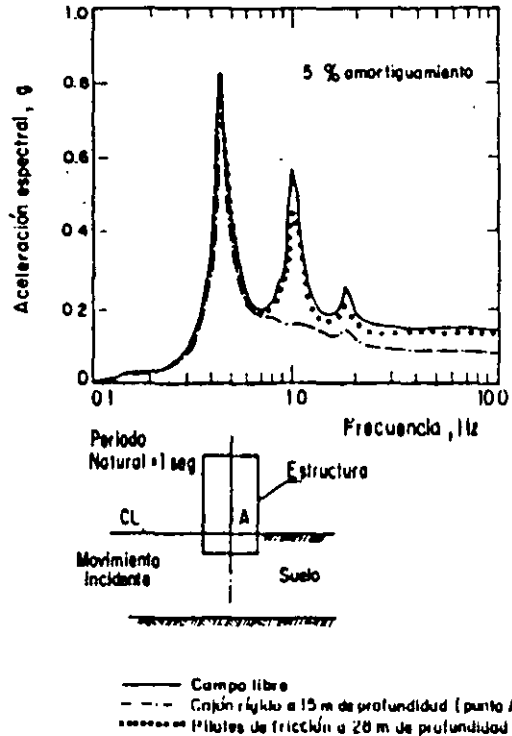


Fig 6. Efecto del tipo de cimentación sobre el espectro de respuesta de piso (Romo, 1990)

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:

$$P(\text{falla}) = P[C < D] = \int_0^{\infty} \int_0^d f_c(c) f_D(d) \delta c \delta d \quad (34)$$

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 (NTCDCC)

11

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 NTCDC. 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).

### DISEÑO DE CIMENTACIONES



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<sub>p</sub> = 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 escuadria.

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 desprejiciarse tomando en cuenta que la parte superior del estrato se encuentra poco afectada por la consolidación regional).

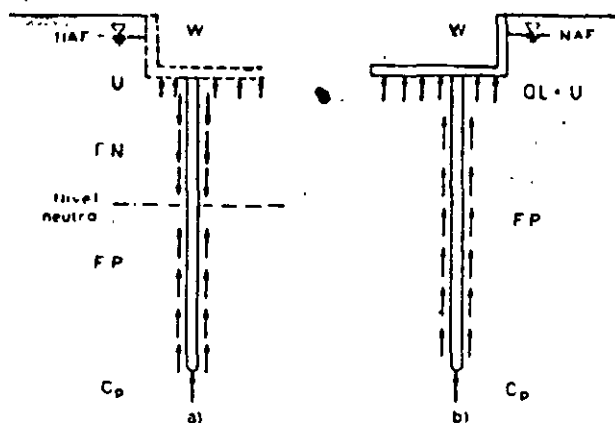


Fig 8. Solicitaciones sobre pilotes de fricción hincados en un estrato en proceso de consolidación

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 P586). 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 contratraves 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 contratraves
- . 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 Rosenblueth y Reséndiz (1988). La modelación de la cimentación implícita en dichas disposiciones es básicamente la descrita en el inciso 3.3.2.a. García Ranz (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 desplantados 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 potencialmente 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 desplantadas 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 evaluación de las deformaciones permanentes presenta mayores dificultades. Existen diferentes formas de abordar este problema:

- Incorporar en el modelo de interacción suelo-estructura una ley de comportamiento elastoplástica que describa la acumulación de deformaciones no recuperables. Los esfuerzos en esta dirección han sido hasta la fecha limitados y parece estar lejos todavía la posibilidad de llegar a modelaciones satisfactorias.

- Obtener la historia de esfuerzos cíclicos en el medio con un enfoque mas tradicional (modelo elástico o visco-elástico 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 mecánica de suelos (cálculos de asentamientos por consolidación basados en esfuerzos estimados a partir de la teoría de la elasticidad). Los cálculos 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 sísmico cuando proceda (Artículo 203 del Reglamento). Se señala además que la magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas podrá estimarse a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, sin que se recomiende ningún procedimiento específico.

#### 4.7 Estados límites de falla para condiciones sísmicas

##### 4.7.1 Capacidad de carga dinámica

La capacidad de carga en condiciones dinámicas 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 método mixto que consiste en comparar las sollicitaciones máximas, frecuentemente calculadas suponiendo un comportamiento elástico o viscoelástico del suelo, con la resistencia del mismo estimada mediante fórmulas establecidas para condiciones estáticas. Tomando en cuenta que usualmente el efecto del sismo sobre la cimentación se considera equivalente a un momento de volteo y a una fuerza cortante horizontal, se toma en cuenta en la

estimación de la capacidad de carga la excentricidad y la inclinación 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 dinámica (3.1.6) o su disminución bajo carga cíclica de larga duración (3.1.4).

- Se ignora que el estado de esfuerzos creado en el suelo por el paso de las ondas sísmicas moviliza ya 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 revisión de estabilidad:

- las condiciones de carga dinámicas máximas, en las que se cuenta con un momento de capacidad de carga por efecto dinámico (3.1.6)

- las condiciones estáticas prevaletentes inmediatamente después del mismo o en las últimas etapas del mismo, cuando la reducción de capacidad de carga por acumulación de presiones de poro en el suelo es máxima (3.1.4). Estas condiciones pueden ser mas críticas que las anteriores ya que se deja de contar con el efecto dinámico.

Se ha analizado en forma teórica el desarrollo de presiones de poro en el suelo bajo el efecto combinado de ondas sísmicas y cargas cíclicas atribuibles a la construcción (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 teoría de los medios polifásicos, sino las acumuladas por degradación progresiva de la estructura del suelo en la cercanía de la falla que se observan en pruebas cíclicas en el laboratorio (3.1.2). Para analizar este tipo de fenómeno puede procederse en forma análoga a la ya comentada para deformaciones permanentes, es decir obtener primero la historia de cargas cíclicas del suelo en el medio con un modelo simple y asociar a esta historia las presiones de poro medidas en condiciones análogas en el laboratorio. Conocida en forma aproximada la distribución de presiones de poro en el medio, puede realizarse un análisis de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos por los métodos tradicionales de análisis límite.

Estos últimos conceptos no han sido introducidos todavía en la reglamentación vigente.

##### 4.7.3 Revisión de la capacidad de carga en condiciones sísmicas de acuerdo con el RCDP

Las principales disposiciones de las NTCDC 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:

$$\sum Q F_c / A < c_u N_c F_R + P_v \quad (37)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionarios:

$$\sum Q F_c / A < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + P_v \quad (38)$$

donde

$\sum Q F_c$  = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

A = área del cimiento, m<sup>2</sup>

$P_v$  = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m<sup>2</sup>

$\bar{p}_v$  = presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m<sup>2</sup>

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo, t/m<sup>3</sup>

$c_u$  = cohesión aparente, t/m<sup>2</sup>, determinada un ensayo triaxial UU

B = ancho de la cimentación, m

$N_c$  = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25 B/L),$$

para  $D_f/B < 2$  y  $B/L < 1$ , donde  $D_f$  es la profundidad de desplante en m; en caso de que  $D_f/B$  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  $\phi$  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 sepetas circulares o cuadradas.

$N_\gamma$  = coeficiente de capacidad de carga dado por:  $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

El coeficiente  $N_\gamma$  se multiplica por 1 -

0.4(B/L) para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

$F_R$  = Factor de resistencia especificado en las normas.

El parámetro  $\phi$  está dado por:

$$\phi = \text{Ang tan}(a \tan \phi^*)$$

donde  $\phi^*$  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  $N_\gamma$  de las ecs 37 y 38 por  $(1 - \tan \delta)^2$ , donde  $\delta$  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:

$$\sum Q F_c < R \quad (40)$$

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  $F_R = 1$ . En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calcula como se especifica para cimentaciones someras.

β) 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:

$$C_f = A_L f F_R \quad (41)$$

donde:

$F_R = 0.7 (1-s/2)$ , 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:

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (42)$$

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (43)$$

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 ensaye triaxial UU

$N_c^*$  = coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

17

$\phi$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

$\phi$  = ángulo de fricción aparente, en grados  
 $N_c^*$  = coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_c^* = N_{c1a} + L_e (N_{c2a} - N_{c1a}) / [4B \tan (45^\circ + \phi/2)]$$

cuando  $L_e/B = 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$ ,

o bien  $N_c^* = N_{c2a}$

cuando  $L_e/B > 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$

$\phi$	20°	25°	30°	35°	40°
$N_{c2a}$	12.5	26	55	132	350
$N_{c1a}$	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

$\phi$  = ángulo de fricción interna, en grados

$F_{ra}$  = 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:

$$F_{re} = [(B + 0.5)/2B]^n \quad (44)$$

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:

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) \quad (45)$$

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 sollicitaciones 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 pretende usar dispositivos especiales de cimentación, el Reglamento provee que debe solicitarse la aprobación expresa del Departamento del Distrito Federal. Para ello deben

12

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 deslizante 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:

$$F_c W_c - W_s \leq q_c A_n F_n \left( 1 - \frac{0.097 F_c a b \gamma}{F_n c g} \right) \quad (46)$$

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
- $q_c$  = Presión de contacto neta de falla bajo carga vertical
- $a$  = Aceleración máxima del terreno
- $b$  =  $\min(d, 1.2 h, 20 m)$
- $h$  = Profundidad desde la cimentación hasta la capa dura
- $c$  = Cohesión media desde la profundidad de desplante hasta esta misma profundidad +  $b$
- $\gamma$  = 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, Journées 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-IE-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.
- Bross, 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 appliqués, 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-AFPS : 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
- Diaz, A., 1989, "Effects of repeated loading on the strength of Mexico City clay", Proc., 4th Int. Conf. on Soil Dyn. and

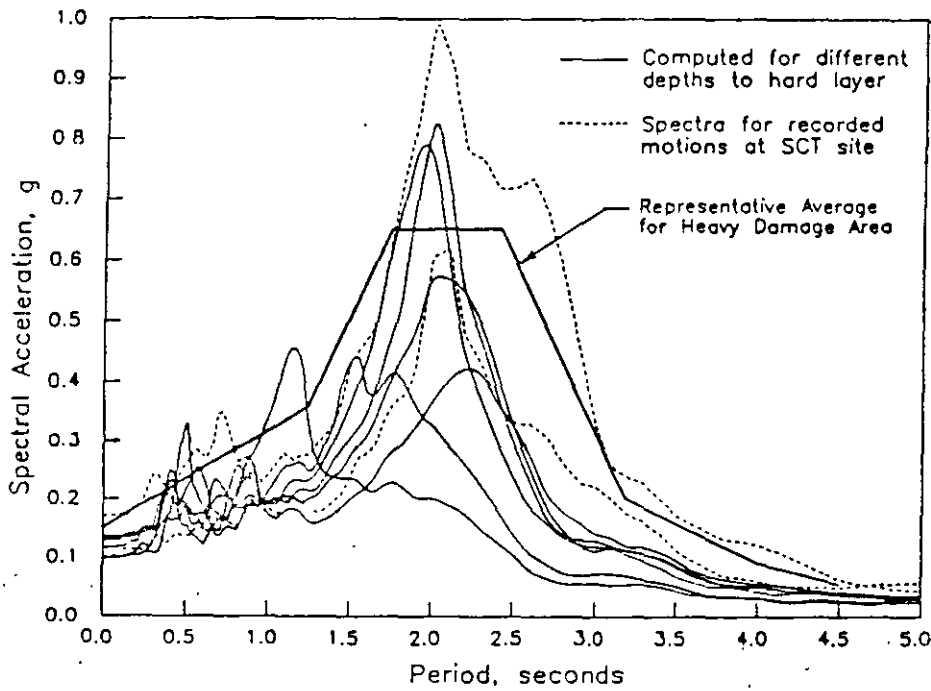
- Earth. Eng., Vol Soil Dynamics and Liquefaction, pp. 197-208
- García Ranz, F. et al, 1987, "Respuesta sísmica de edificios considerando la interacción suelo-estructura", Memoria, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, p C-239, Querétaro, México.
- Gazetas, G., 1983, "Analysis of Machine Foundation 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 Rosenbluth, 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 CPMSIF, 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 las arcillas del valle de México", tesis doctoral, DEPII, 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.
- Lysner, J., 1968, "Vertical motions of rigid footings". Ph.D. Thesis, University of Michigan, Ann Harbor
- Lysner, 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 CFMS-AFPS : Fondatio 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 CFMS-AFPS : Fondations, Propriétés des Sols et Impératifs sismiques", Saint-Rémy-Les-Chevreuse, Francia
- Reséndiz, D. and Auvinet, G., 1973, "Analysis of Pile Foundations in Consolidating Soils", Proc 8th ICCMFE, Vol 3, Moscow, pp 211-218.
- Reséndiz, D. and Rosset, J. M., 1987, "Soil-Structure Interaction in Mexico City during the 1985 Earthquakes", Proc of the Int. Conf. on the Mex Earthquake-1985, Mexico City, ASCE, 193-203.
- Rodríguez Cuevas, N., 1987, "Interacción

- suelo-estructura", Notes, 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-33-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'École 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



**EE**  
**RI**

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 Ingeniería, 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.

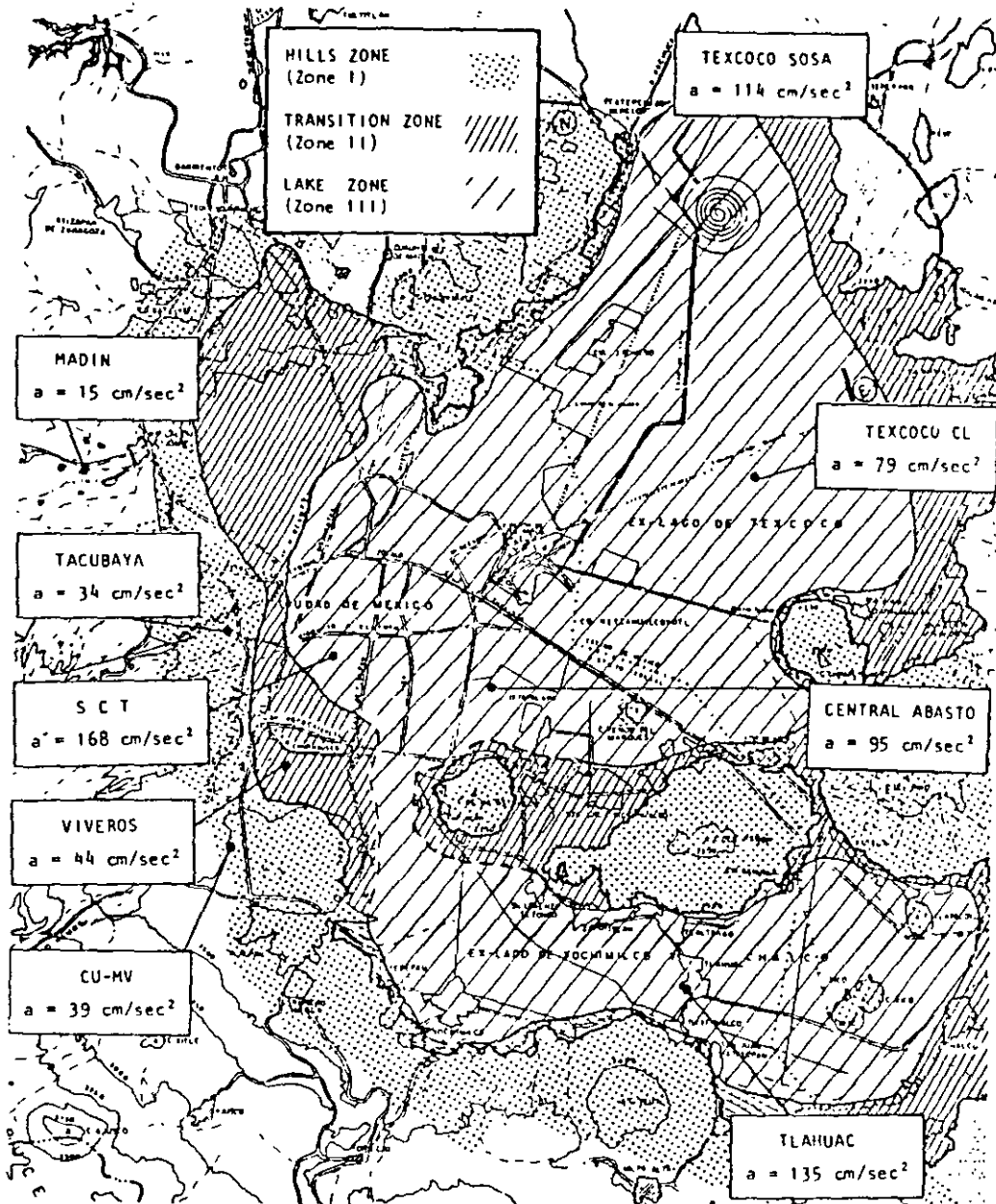


Figure 1 - Geotechnical zonation of Mexico City and maximum recorded accelerations during the earthquake of September 19, 1985.

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.

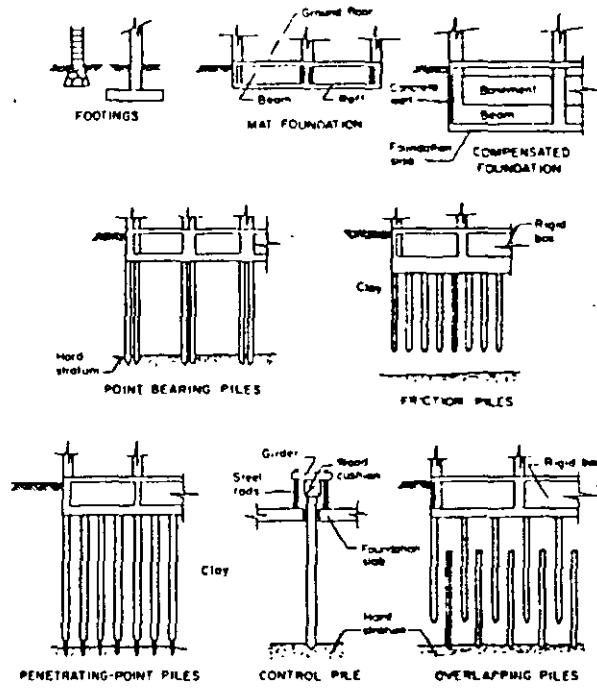


Figure 2 - Types of Foundations used in the soft soil zone of Mexico City.

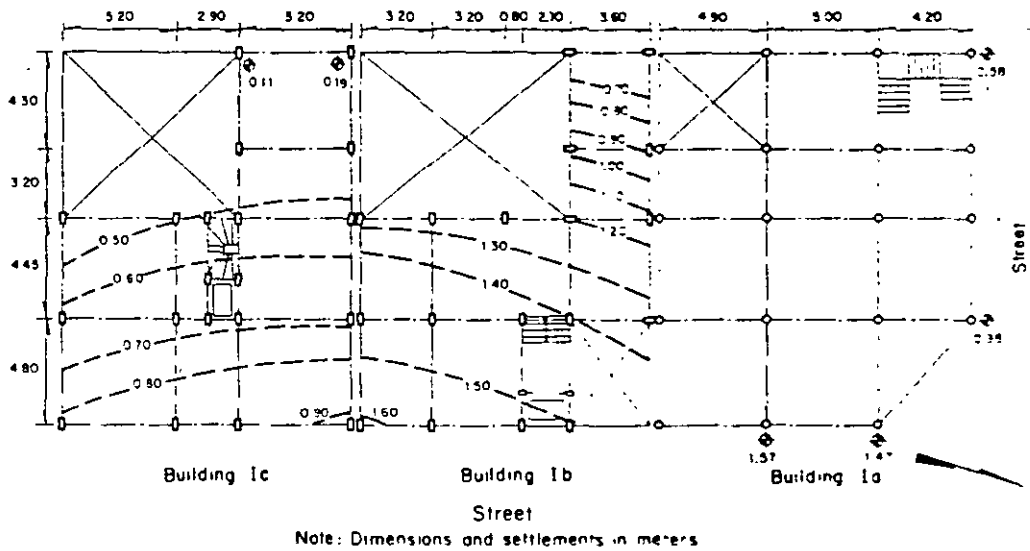


Figure 3 - Plan and outline of settlements in three buildings on mat foundation.

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 m<sup>2</sup>, (Fig. 7). The structure consists of reinforced concrete beams and columns, combined with a system of confined-masonry, load-bearing walls. Its foundation box compensates 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

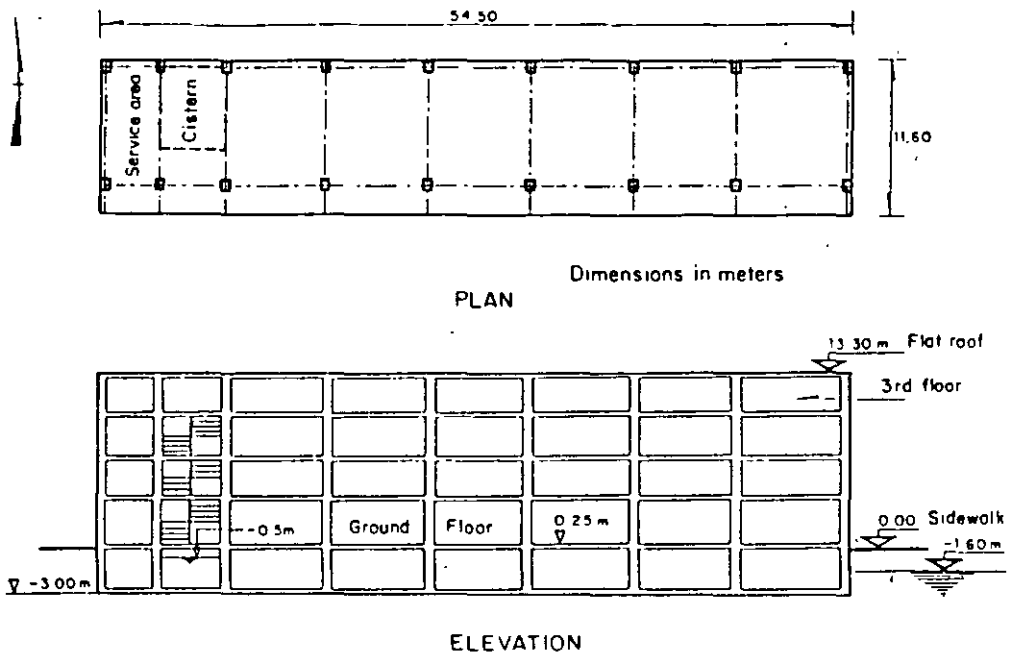
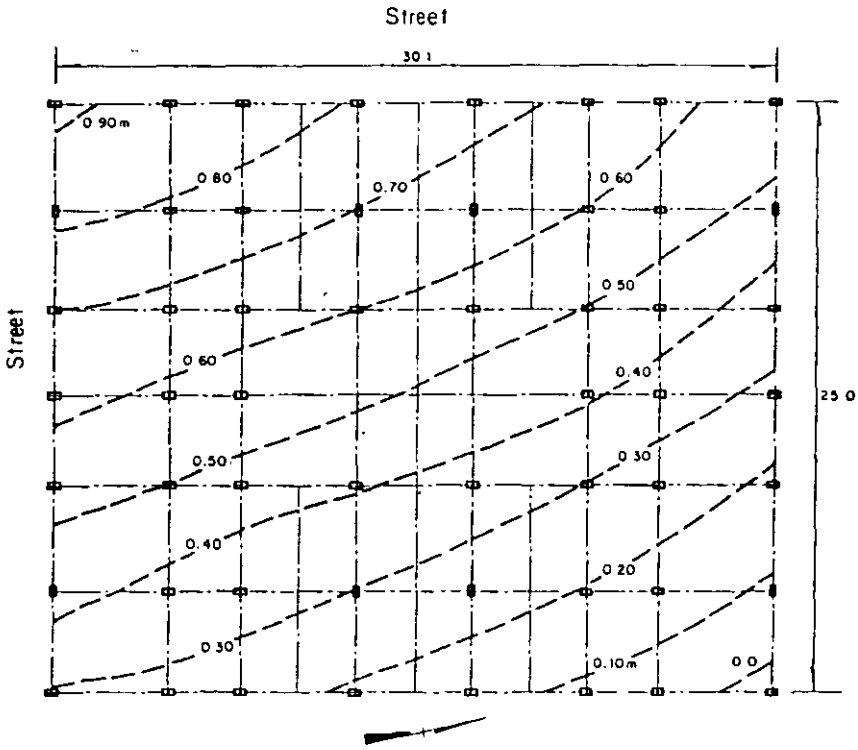


Figure 5 - Plan and elevation of school Building II with a partially compensated foundation



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.



Note: Dimensions and settlements in meters

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 precipitated 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.

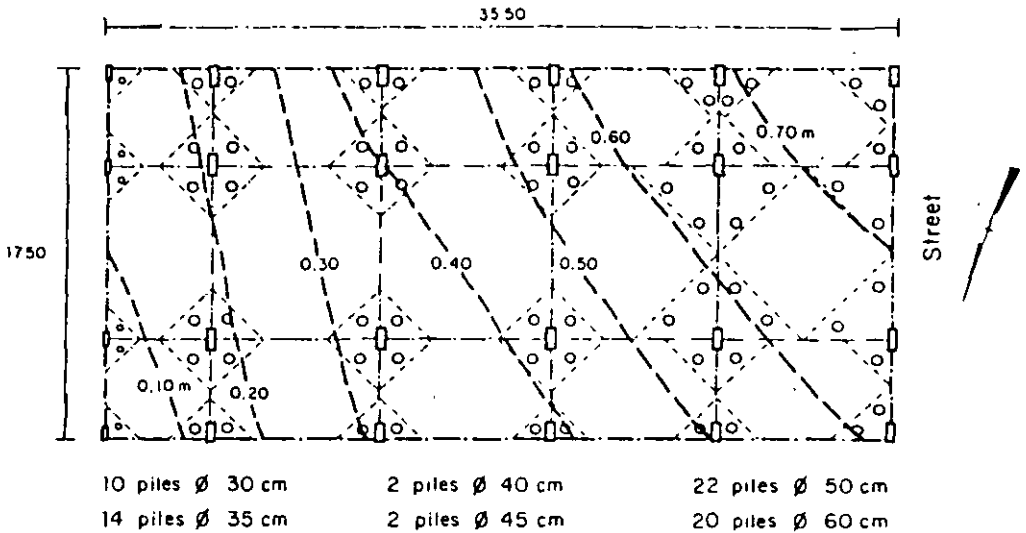
As a matter of fact, many uncertainties about the true performance of these foundations under seismic actions are still debated. Some of the obscure aspects of their behavior are the eventual deterioration of adherence between piles and subsoil under cyclic loading, possibly compensated by an increase 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 m<sup>2</sup>) 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 (Resendiz 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 m<sup>2</sup> (Fig 11); the superstructure consisted of reinforced concrete beams

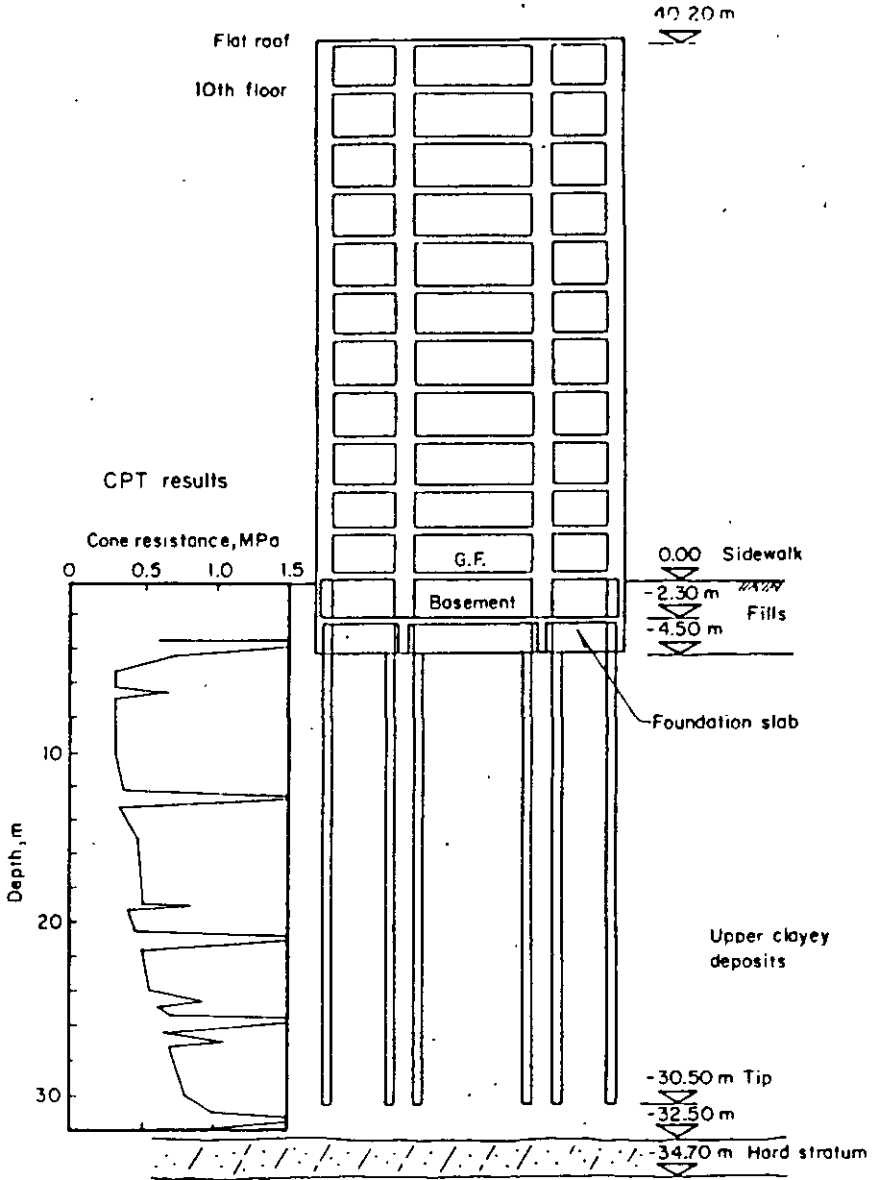


Figure 9 - Elevation of the Building IV including foundation and geotechnical conditions.

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.

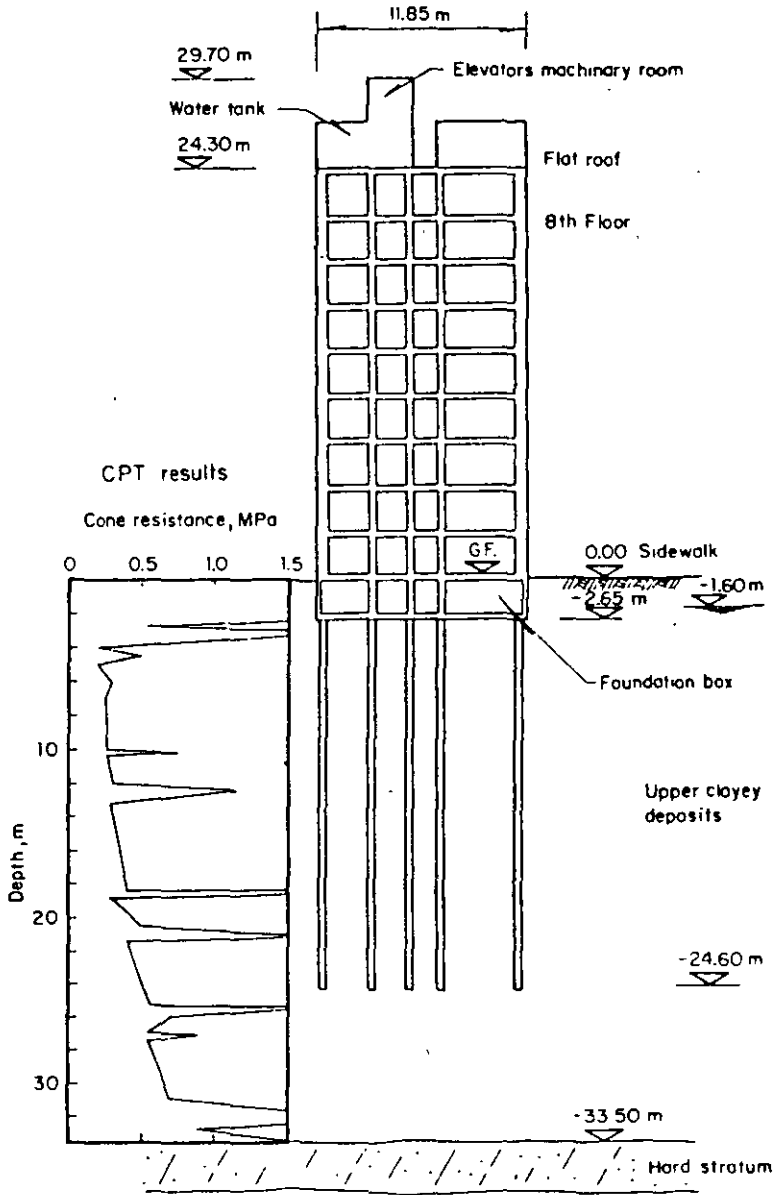


Figure 10 - Elevation of the Building V including foundation and geotechnical conditions.



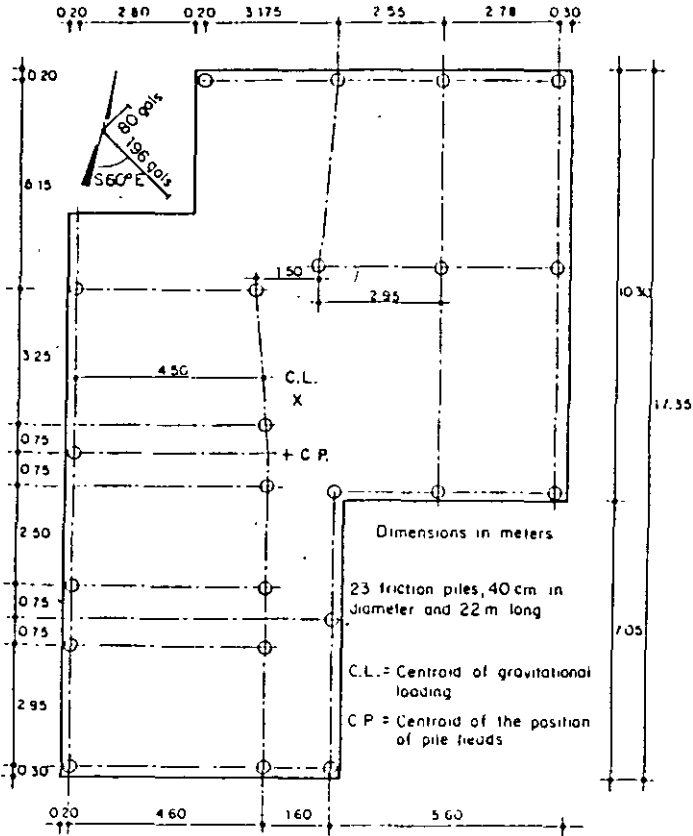


Figure 11 - Foundation plan of Building V.

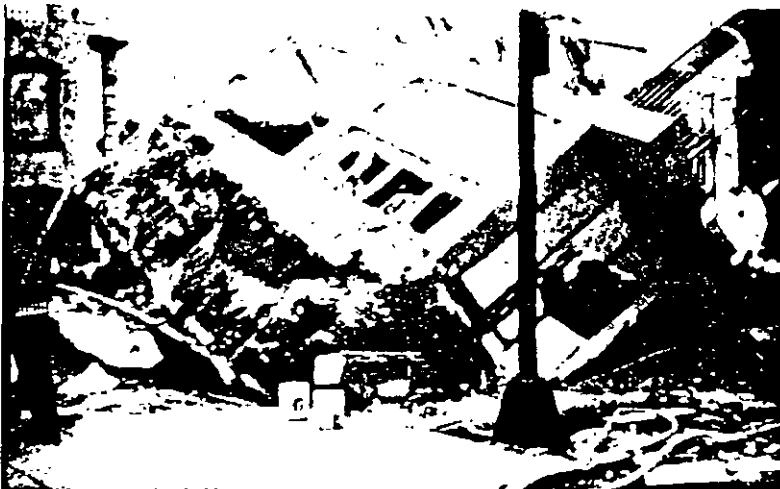


Figure 12 - View of collapsed Building V.

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 Cimentacion en la Zona Lacustre de la Ciudad de Mexico 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 Mexico", Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp B-127 a B-141, Queretaro, Mexico

- Jaime, 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 , 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., Jaime, 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 mecánica 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

42

65

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 %.

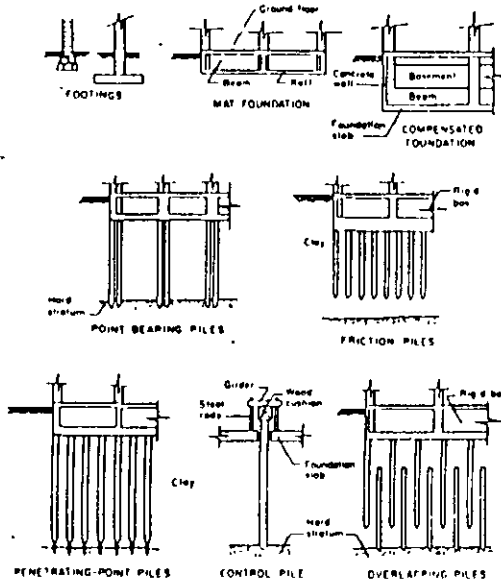


Fig. III-4.1: Foundation systems commonly used in soft soils

### 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

4/3

### 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 m<sup>2</sup>. 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 -  $\delta$  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 (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.

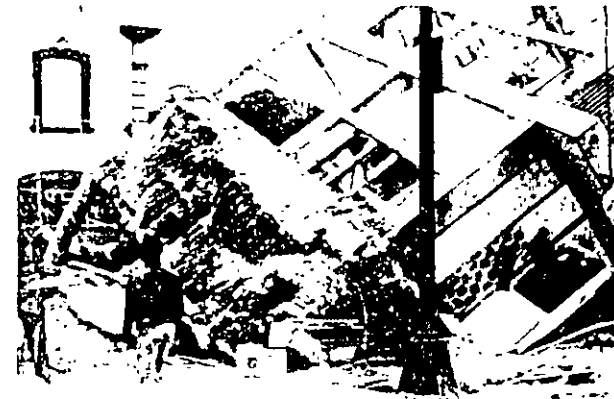


Fig. III-4.5: Collapse of a building on friction piles

### 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

4/5

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]:

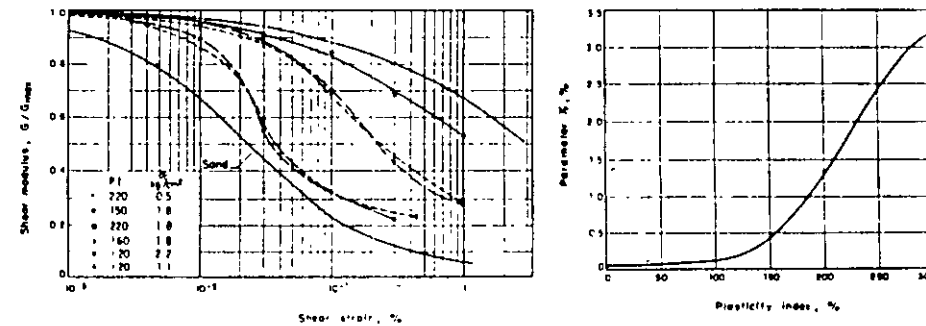
$$G(\gamma) = G_{max} [1 - H(\gamma)] \tag{III-4.1}$$

where

$$H(\gamma) = \left[ \frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \tag{III-4.2}$$

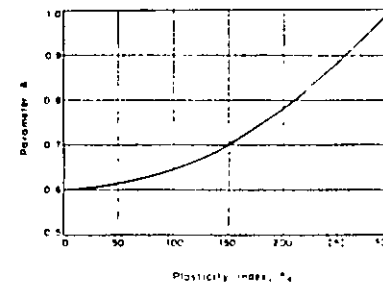
Here  $G(\gamma)$  is the secant shear modulus as a function of  $\gamma$ ;  $\gamma$  the shear strain (%);  $G_{max}$  the secant shear modulus at low strain levels ( $10^{-4}$  %);  $\gamma_r$  a reference strain (%); and A, B are material parameters. In figures III-4.6b-d, experimental values of 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.

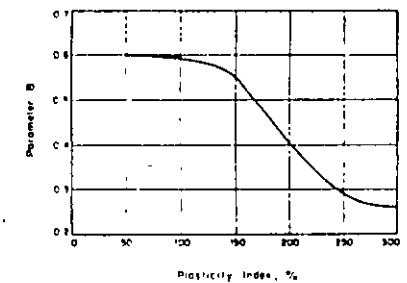


a) Shear modulus curves

b) Model parameter  $\gamma_r$



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.

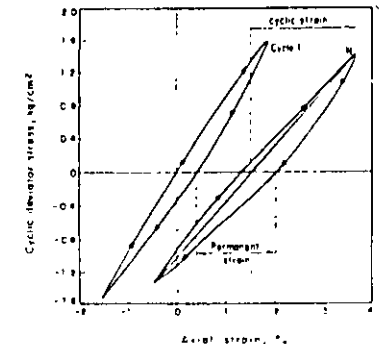


Fig. III-4.7: Strain developed in a clay sample by cyclic loading

5/5



Fig. III-4.8: Residual strains induced by cyclic loading

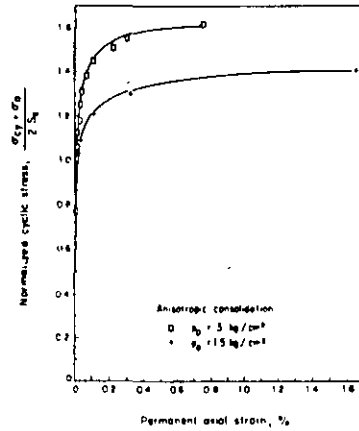


Figure III-4.8 shows the typical variation of permanent axial strains as a function of the total stress ratio (cyclic plus static stress normalized by the undrained strength) for isotropically and anisotropically normally consolidated Mexico City clays. The general trend of the response may be approximated by the hyperbolic model:

$$\frac{\sigma_{cy} + \sigma_{dc}}{2S_u} = \frac{\epsilon_p}{a_1 + b_1 \epsilon_p} \quad (III-4.3)$$

where  $\sigma_{cy}$  is the cyclic deviator stress;  $\sigma_{dc}$  the consolidation deviator stress;  $S_u$  the undrained strength;  $\epsilon_p$  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):

$$G_N = G_1 N^{-t} \quad (III-4.4)$$

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  $\epsilon_c$  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  $M_{td}$  is larger than  $M_{ts}$  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.

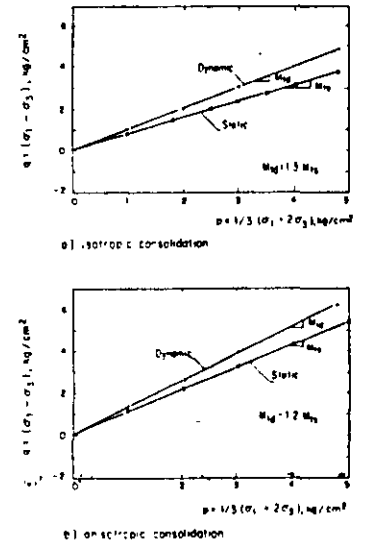


Fig. III-4.9: Failure envelopes for Mexico City clay

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

9/6

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.

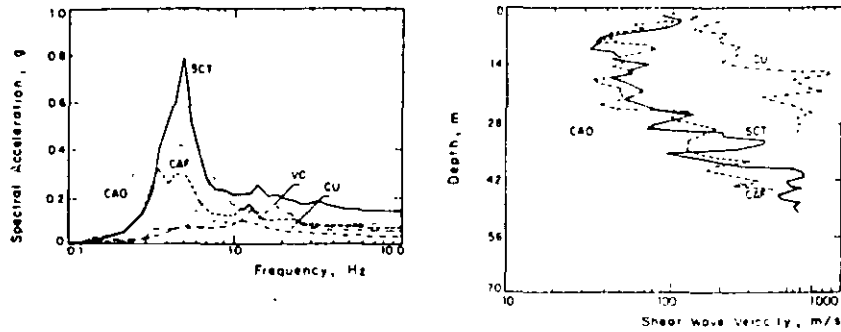


Fig. III-4.10: Response spectra and soil stiffness characteristics at different sites in Mexico City

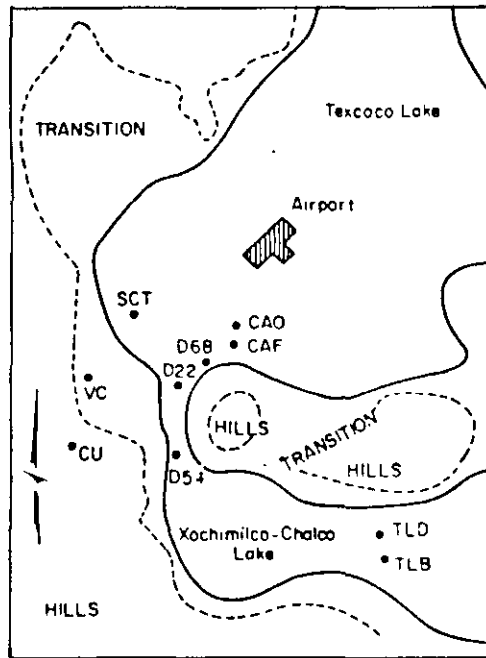
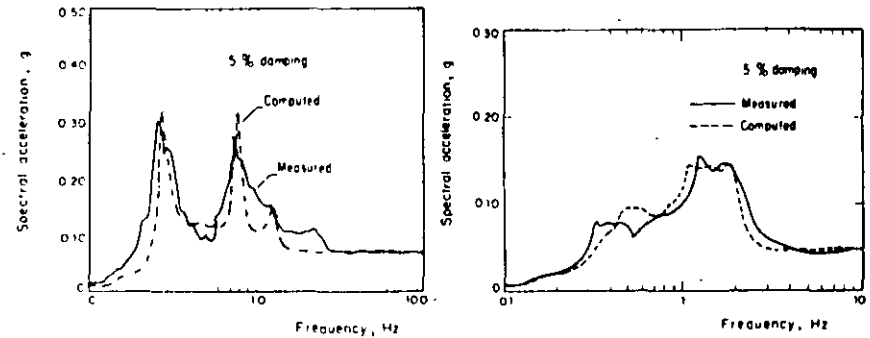
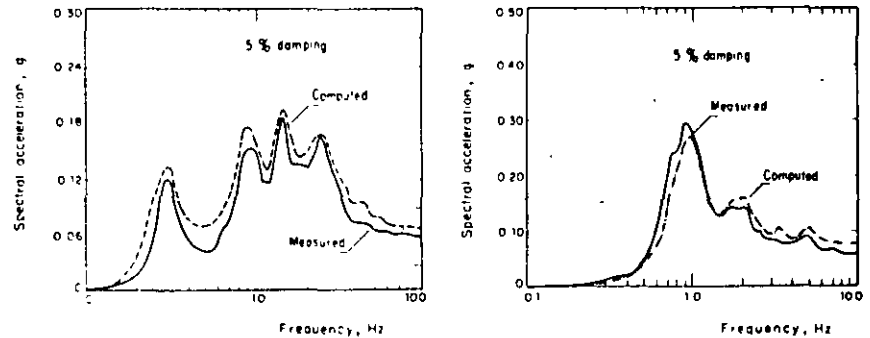


Fig. III-4.11: Geotechnical zoning and strong motion instruments location



a) CAO site. September 19, 1985 earthquake      b) VC site. September 19, 1985 earthquake



c) D68 site. February 8, 1988 earthquake      d) D54 site. February 8, 1988 earthquake

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

47

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]:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -\{m\}\ddot{y} - \{V\} + \{F\} - \{T\} \quad (III-4.5)$$

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:

$$\begin{aligned} [K]_r \{U\}_r &= \{P\}_r \ddot{Y}_r \\ [H]_r &= [K]_r^{-1} \{P\}_r \end{aligned} \quad (III-4.6)$$

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

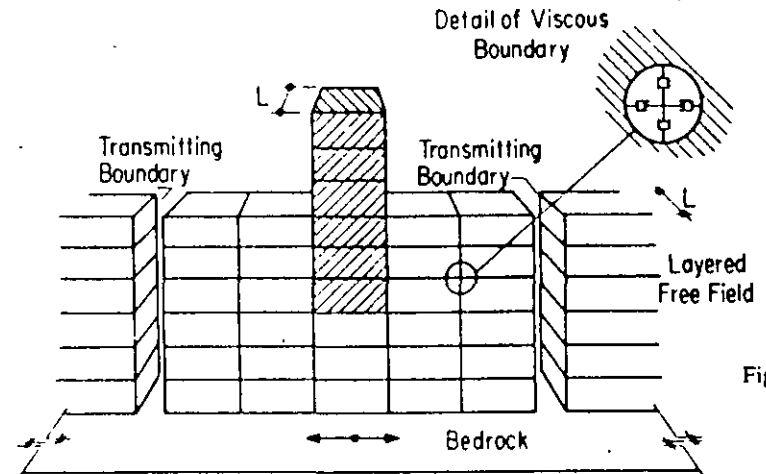


Fig. III-4.13: Soil-structure model

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]:

$$P_{ij}^j(\omega_r) = |H_j(\omega_r)|^2 P_y(\omega_r) \quad (III-4.7)$$

where  $H_j^j(\omega_r)$  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  $P_{ij}^j(\omega_r)$  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:

$$S_{T,p} = \gamma_{T,p} \sigma \quad (III-4.8)$$

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  $\sigma$  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].

8/4

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.

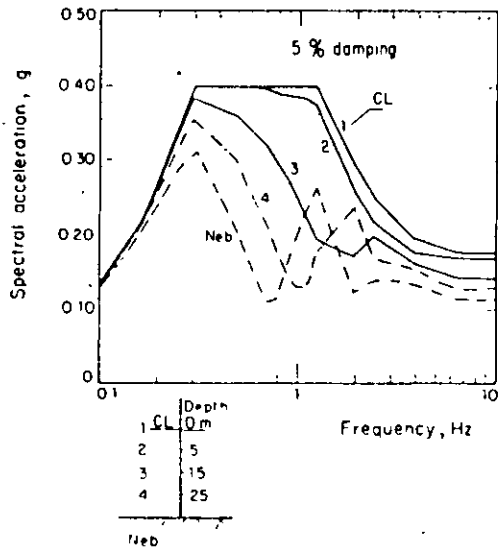


Fig. III-4.14: Variation of spectral acceleration with depth

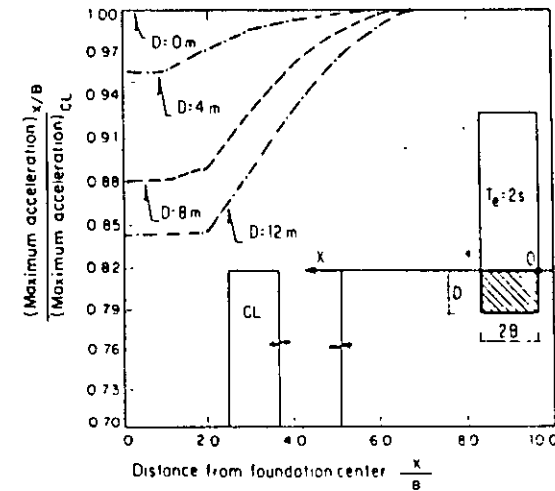


Fig. III-4.15: Effect of depth on ground surface maximum accelerations

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 1Hz 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

6/7

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.

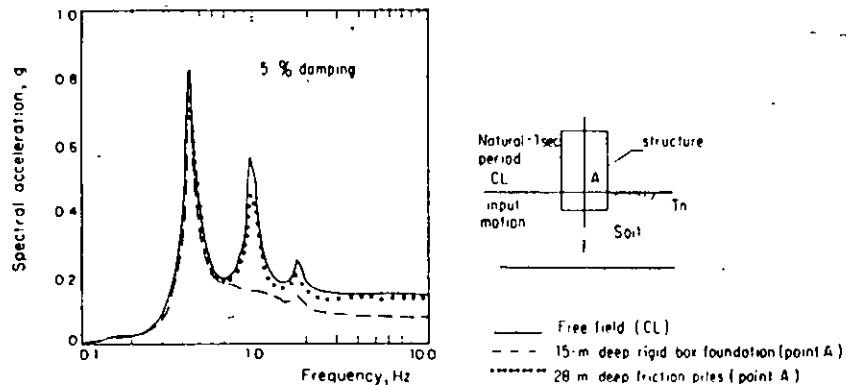


Fig. III-4.16: Effect of foundation type on floor response spectra

### 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 ( $d$ ,  $1.2 h$ ,  $20 \text{ m}$ )

$h$  = Depth from foundation slab to hardpan

$c$  = Average cohesion from slab depth to slab depth +  $b$

$\gamma$  = 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* Pt 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). "PLUS: 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.

ESPECTROS DE RESPUESTA CON EFECTOS DE SITIO  
E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Javier Avilés<sup>1,2</sup>, Luis Eduardo Pérez-Rocha<sup>2,3</sup> y Héctor Raúl Aguilar<sup>2</sup>

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

---

<sup>1</sup>Instituto de Investigaciones Eléctricas

<sup>2</sup>Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS

<sup>3</sup>Facultad 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.





# LICUACION DE ARENAS

FRANCESCO

FRANCESCO



## **Contenido**

### **PRESENTACIÓN**

#### **1. INTRODUCCIÓN**

#### **2. ASPECTOS BÁSICOS DEL COMPORTAMIENTO**

**2.1 Descripción del comportamiento**

**2.2 observaciones experimentales en pruebas drenadas**

**2.3 Observaciones experimentales bajo condiciones drenadas**

#### **3. DIAGRAMAS DE ESTADO**

#### **4. COMPORTAMIENTO DURANTE LA APLICACIÓN DE CARGA CÍCLICA**

#### **5. POTENCIAL DE LICUACIÓN CON PRUEBAS DE LABORATORIO**

#### **6. POTENCIAL DE LICUACIÓN A PARTIR DE ENSAYES DE CAMPO**

**6.1 Ensayes de penetración estándar y de cono eléctrico**

**6.2 Velocidad de ondas S para estimar el potencial de licuación**

**6.3 Limitaciones de los métodos simplificados**

**6.4 Relación entre ensayos de campo y de laboratorio**

**6.5 Evaluación de las acciones sísmicas**

#### **7. MEJORAMIENTO DE SUELOS LICUABLES**

**7.1 Técnicas de mejoramiento**

**7.2 Experiencias recientes**

### **REFERENCIAS**

## **PRESENTACIÓN**

Sin duda alguna, la capacidad destructiva de un sismo se exagera cuando se induce en el subsuelo la licuación de arenas; sorprende que a pesar de ello tiende a subestimarse, soslayarse y aún olvidarse la perversidad de este fenómeno. Se sabe que ha ocurrido muchas veces en nuestras poblaciones costeras, en ambos litorales, pero sólo en los últimos años la ingeniería ha estudiado los eventos más importantes.

El primer caso documentado sobre licuación de arenas lo debemos al Prof Raúl J. Marsal, corresponde al Terremoto de Jáltipan, Ver. que ocurrió el 26 de agosto de 1959, la población de Jáltipan quedó muy destruída, pereciendo 20 de sus habitantes; en Coatzacoalcos también hubo licuación en un relleno hidráulico bajo las bodegas de las instalaciones de Puerto México, que colapsaron y aplastaron a 4 personas.

Por el evento anterior, cuando se construyó el Puerto Pesquero de Alvarado, Ver. se llevó a cabo la compactación de arenas mediante el método de la vibroflotación, para ello se trajo de Holanda el equipo necesario. Experiencia hasta ahora única para reducir la susceptibilidad de las arenas a perder su resistencia.

El segundo caso lo estudió Andrew Dawson en el sismo de Chiapa de Corzo de 1975, se trató de la pérdida de resistencia de arenas aluviales en una zona de esa población apenas poblada en ese entonces.

Después vino el sismo de la costa del Pacífico de 1976, en Lázaro Cárdenas indujo licuación en los rellenos hidráulicos y provocó daños a las instalaciones de Fertimex, todavía bajo construcción; en cambio en la Siderúrgica SICARTSA, también en parte sobre rellenos, no se advirtió el problema, porque la depositación del material de dragado se controló meticulosamente, evitándose la formación de manchas de arena fina con "bolas de arcilla". En el Instituto de Ingeniería se hicieron las primeras pruebas triaxiales cíclicas con las arenas que se licuaron en Fertimex.

En sismo del Valle de Mexicali, B.C.N., de 1980, fue estudiado por Alberto Jaime y Abraham Díaz; ocurrió la licuación de arenas principalmente en tierras de labor, dañando importantemente la infraestructura hidráulica de la zona, manifestando su destrucción con la aparición de volcanes de arena y agrietamiento superficial.

El siguiente caso nuevamente corresponde a Lázaro Cárdenas con los sismos de 1985, ocurrió en los caminos a las plantas industriales de Fertimex y NKS así como a lo largo de la línea de transmisión, estos problemas pasaron casi inadvertidos ante la gravedad de los eventos en la ciudad de México.

En octubre de 1995, en el sismo de Manzanillo, se manifestó licuación en el Puerto Interior, en particular fue destructivo en el Patio de la Terminal para Contenedores, ocurrió también en varios poblados de Colima y de Jalisco.

El trabajo de Efraín Ovando y José Segovia presenta la metodología actual para predecir este problema de las arenas; nos describen brevemente los recursos técnicos de campo y laboratorio para definir el comportamiento de las arenas en condiciones dinámicas y nos demuestran la necesidad de compactar a las arenas para reducirles el riesgo de su licuación.

Queda abierta la imperiosa necesidad de contar con equipo para el mejoramiento masivo de las arenas, como son la vibroflotación, la vibrocompactación, el vibroemplazo, la compactación dinámica y ahora el "jet grout", sólo con estas máquinas y herramientas se podrán construir las estructuras y facilidades portuarias seguras que requiere el desarrollo de nuestro país.

Enrique Santoyo  
1996

## Capítulo 1

# INTRODUCCIÓN

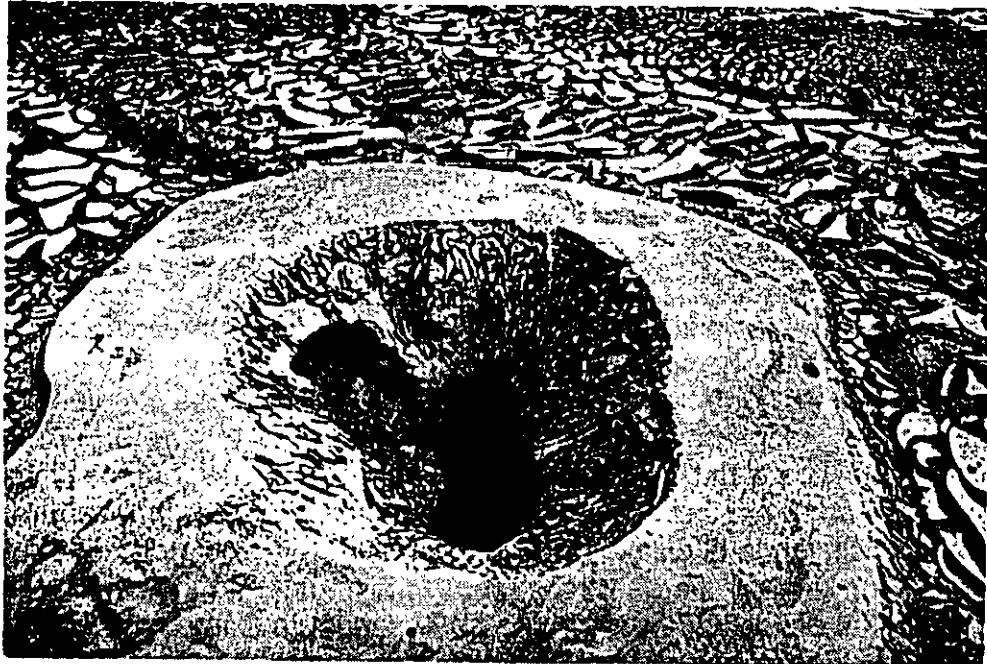
Los casos más frecuentes de licuación de arenas se han producido durante temblores, al incidir las ondas sísmicas en la base de materiales granulares sueltos. En la literatura sobre el tema abunda la descripción de casos en donde la licuación de las arenas por efectos sísmicos ha producido daños materiales de gran cuantía y magnitud y causando numerosas pérdidas de vidas. También se han documentados casos de licuación bajo condiciones de carga estáticas. Estos últimos generalmente han ocurrido en depósitos o presas de residuos mineros, también conocidos como jales en nuestro país. Estos materiales suelen depositarse o acumularse sin ninguna compactación y cuando han ocurrido fallas, han ocasionado daños materiales a las instalaciones mineras, trastornos en la operación de la mismas así como afectaciones al medio ambiente.

Una gran cantidad de los casos de licuación de arenas se han presentado en o cerca de las costas de México, en buena parte, en zonas de alta sismicidad. Ejemplos de casos bien documentados del fenómeno son los de Coatzacoalcos (*Marsal, 1961*), Lázaro Cárdenas y recientemente, Manzanillo (*Ovando et-al, 1996*).

La subducción de las placas de Rivera y de Cocos producen temblores que afectan a todos los estados costeros del Pacífico, desde Nayarit hasta Chiapas. En el norte de la península de Baja California se tienen los temblores producidos por el sistema de fallas asociadas a la de San Andrés, que afecta la costa del Pacífico cerca de la frontera, de Tijuana y hasta Rosarito, y en las poblaciones y puertos cercanos a la desembocadura del Colorado, incluyendo el distrito de riego de Mexicali. En el golfo de México la subducción de la placa de Cocos produce sismos profundos que afectan al sur y costas del estado de Veracruz y a la sonda de Campeche. Así, una porción considerable de las costas mexicanas está expuesta a peligros sísmicos que incluyen el de la licuación de arenas. Muchos de los casos de licuación de arenas registrados tanto en México como en el resto del mundo han ocurrido en rellenos artificiales compactados deficientemente o sin ninguna compactación.

En este trabajo se discuten los aspectos que, en opinión de los autores, son los más relevantes del problema, empezando por una descripción de las características básicas del comportamiento de materiales licuables ensayados bajo condiciones controladas en el laboratorio y sometidos a la acción de cargas estáticas y cíclicas. Las observaciones que se presentan se basan principalmente en los resultados de investigaciones

experimentales efectuadas por los autores y complementadas con otras de la muy amplia bibliografía sobre el tema. A partir de estas observaciones se presenta un método novedoso desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM para predecir el potencial de licuación de las arenas a partir de ensayos de laboratorio. Los métodos basados en los resultados de ensayos de penetración de campo, muy usados en la práctica, se describen posteriormente. A este respecto, se presentan sucintamente las contribuciones recientes más significativas, ilustrando su aplicación en la medida de lo posible, con el caso de los rellenos granulares sueltos que se licuaron durante el temblor de Manzanillo del 9 de octubre de 1995. Algunas otras experiencias recientes, como las del temblor de Kobe del 17 de enero de 1995 también se incluyeron en este trabajo, en especial las que se refieren a la evaluación de los métodos para mejorar materiales granulares sueltos.



*"Volcán de arena típico de la licuación"*

## Capítulo 2

# ASPECTOS BÁSICOS DEL COMPORTAMIENTO

Los conceptos básicos para comprender el fenómeno de licuación de arenas se conocen desde hace cerca de 60 años, cuando se publicaron los trabajos pioneros de Casagrande en los años treinta (*Casagrande, 1936*). Algunos de los aspectos más significativos del comportamiento de los suelos granulares saturados se describen sucintamente en los siguientes párrafos.

### **2.1 Descripción del comportamiento**

*Comportamiento bajo carga en condiciones drenadas.* Si se aplican esfuerzos cortantes a un suelo granular suelto saturado, experimentará una compresión y su volumen se reducirá. La reducción de volumen será mayor cuanto más suelto se encuentre el material, antes de la aplicación de esfuerzos. Si el material es medianamente denso, la reducción de volumen puede ser pequeña y puede ocurrir después de que se han generado deformaciones y esfuerzos cortantes suficientemente grandes, para que el volumen del material aumente. Los materiales densos o muy densos sólo aumentan de volumen al someterse a esfuerzos cortantes. Estos cambios de volumen son iguales a los volúmenes de agua que expulsa el suelo al contraerse o a los que absorbe cuando se dilata. Los suelos que se comprimen por el efecto de la aplicación de cargas se definen aquí como contractivos; los que aumentan de volumen, como dilatantes. Los suelos granulares, saturados y sueltos son contractivos, y desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica son los más problemáticos, pues en ellos se puede presentar el fenómeno de licuación de arenas.

*Comportamiento bajo carga en condiciones no drenada.* Si se impide el cambio de volumen durante la aplicación de esfuerzos cortantes, es decir, si estos se aplican bajo condiciones de drenaje nulo, el agua contenida en los poros del suelo experimentará cambios de presión. Si el suelo es contractivo, la presión de poro aumentará; si es dilatante ocurrirá lo contrario y el valor de la presión de poro disminuirá. Cuando el suelo se encuentra en un estado muy suelto, los aumentos de presión de poro pueden anular a los esfuerzos efectivos. En ese momento sobreviene la licuación pues el material habrá perdido toda su capacidad para resistir esfuerzos cortantes y se comportará como un fluido. La licuación es más

frecuente en las arenas finas y uniformes aunque también se han registrado casos de licuación en algunas gravas sueltas.

*Descripción del comportamiento.* Para propósitos ingenieriles, el comportamiento de los suelos se describe mediante variables de esfuerzo-deformación apropiadas. El de las arenas, ensayadas en cámaras triaxiales, suele hacerse mediante curvas de esfuerzo desviador o presión de poro contra deformación unitaria axial; asimismo, es muy útil contar con las trayectorias de esfuerzo. Estas últimas se representan con gráficas en las que en el eje de las abscisas se da el esfuerzo normal efectivo medio, y en de las ordenadas, el esfuerzo cortante máximo:

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}; \quad t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (1)$$

Los subíndices denotan esfuerzos principales efectivos. Las trayectorias de esfuerzo también se pueden representar con diagramas  $p'$ - $q$ , siendo  $p'$  el esfuerzo efectivo octaédrico y  $q$  el esfuerzo desviador:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}; \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2)$$

Para ensayos triaxiales de compresión, el esfuerzo principal efectivo mayor es el vertical ( $\sigma'_v = \sigma'_1$ ) y el menor, el horizontal ( $\sigma'_h = \sigma'_3$ ).

*Trayectorias drenadas.* Si una probeta se consolida hasta la presión  $p'_0$  y después se le aplican esfuerzos cortantes, su trayectoria es una línea recta con pendiente 1:1 en el espacio  $s'$  contra  $t$  y con pendiente 3:1 en el espacio  $p'$ - $q$ .

*Trayectorias no drenadas.* Cuando se aplican esfuerzos cortantes sin drenaje después de la consolidación, se genera presión de poro y la trayectoria de esfuerzos se desvía de la que se obtiene para condiciones drenadas. La distancia horizontal entre la trayectoria de esfuerzos drenada y la no drenada es la presión de poro en exceso de la presión de consolidación o, simplemente, el exceso de presión de poro,  $\Delta u$ .

En la fig. 1 se ejemplifican trayectorias de esfuerzos para pruebas triaxiales consolidadas y después llevadas a la falla con y sin drenaje (pruebas CD y CU).

## **2.2 Observaciones experimentales en pruebas drenadas**

El comportamiento de tres muestras de arena saturada sometidas a compresión triaxial se ilustra en la fig. 2. Los ensayos se llevaron a cabo consolidando las probetas a una misma presión, y aplicando los esfuerzos



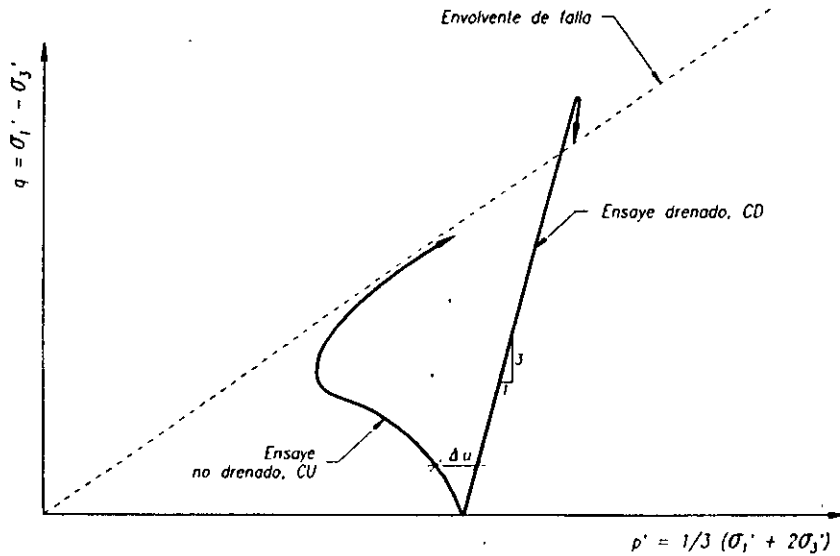


Fig 1 Trayectorias de esfuerzos efectivos de compresión triaxial, ensayos CU y CD

cortantes en condiciones de drenaje libre (pruebas consolidadas-drenadas). Cada una de las muestras se formó con una relación de vacíos diferente y sus estados iniciales van desde el suelto hasta el denso. En la parte superior de la figura se presentan las curvas esfuerzo-deformación. La curva obtenida al ensayar el espécimen denso indica que es más rígido y resistente que los otras dos; además, después de que el esfuerzo desviador alcanza un máximo, se manifiesta una reducción de resistencia. Las características de la curva del espécimen suelto, permiten afirmar que es el menos rígido y resistente. En la curva correspondiente no se define un valor pico para el esfuerzo desviador. La curva que se obtuvo del ensaye en la probeta medianamente densa tiene un pico menos pronunciado que el que se aprecia en la curva del material denso.

En la parte b de la figura se ha graficado la relación de vacíos como función de la deformación axial. Como se ve, la muestra densa aumenta de volumen conforme se le aplican esfuerzos cortantes; la muestra de densidad media primero se contrae ligeramente y después se dilata; la muestra suelta sólo experimenta reducciones de volumen. Cuando se han generado deformaciones axiales suficientemente grandes, el volumen de los especímenes tiende a permanecer constante y, como se aprecia en la figura, la relación de vacíos que alcanzan las tres muestras, es aproximadamente la misma, independientemente de su compacidad inicial. La relación de vacíos de las muestras al final de los ensayos es la llamada *relación de vacíos crítica* (Casagrande, 1936). De lo anterior se concluye que si una probeta de arena se forma con una relación de vacíos mayor que la crítica, la aplicación de esfuerzos cortantes provocará reducciones de volumen y cuando el material moviliza su resistencia máxima, las deformaciones axiales crecen indefinidamente, sin que el volumen de la muestra sufra cambios posteriores.

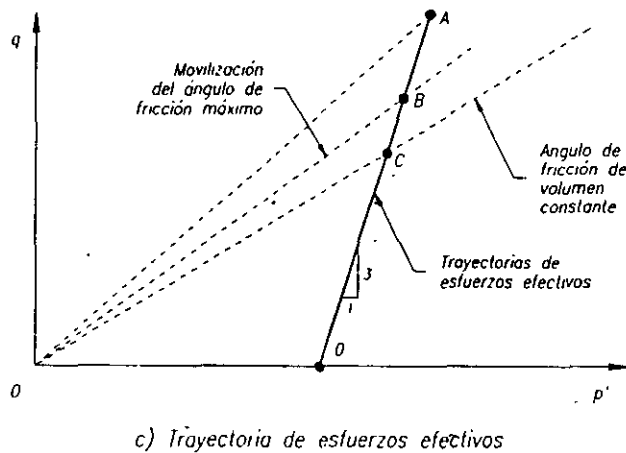
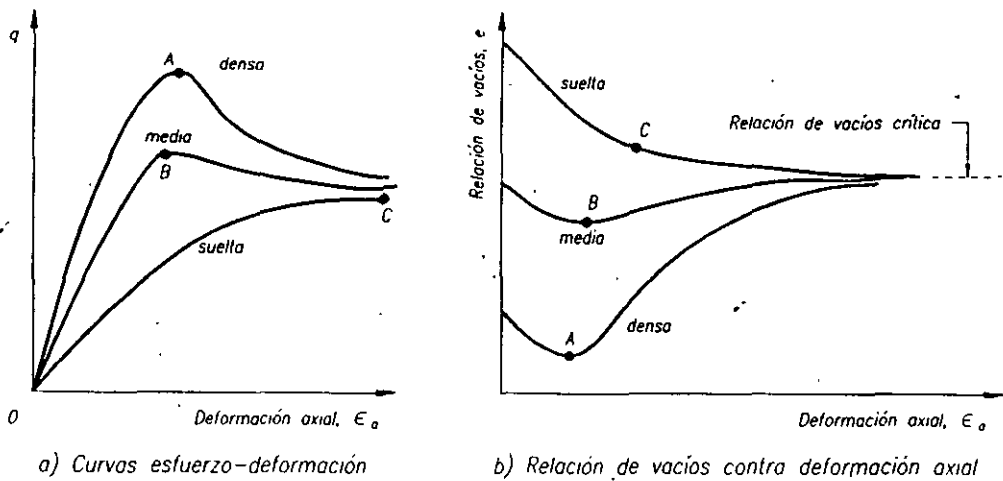


Fig 2 Comportamiento de arenas ensayadas en pruebas CD

Es interesante observar el comportamiento de las muestras en términos de sus trayectorias de esfuerzo, ya que movilizan ángulos de fricción diferentes cuando alcanzan su resistencia máxima, como se aprecia en la fig. 2c. Sin embargo, cuando llegan a su condición última, el ángulo movilizado es prácticamente el mismo, sin importar su relación de vacíos inicial. A este se le ha denominado *ángulo de fricción de volumen constante* pues hacia el final de la historia de cargas, ya no hay cambios de volumen.

Si se repite el experimento y se ensayan otras tres probetas formadas con densidades iniciales diferentes, pero ahora consolidadas con una presión de confinamiento menor, su relación de vacíos crítica al final de los ensayos será mayor. Por el contrario, si se utiliza una presión de consolidación más grande, la relación de vacíos crítica sería menor. De aquí se concluye que la relación de vacíos crítica depende únicamente de los esfuerzos efectivos empleados para consolidar a las muestras. Como se ve en la fig. 3, las relaciones de vacíos críticas definen una línea en el espacio  $\log p'$ - $e$  llamada *línea de relación de vacíos crítica*.

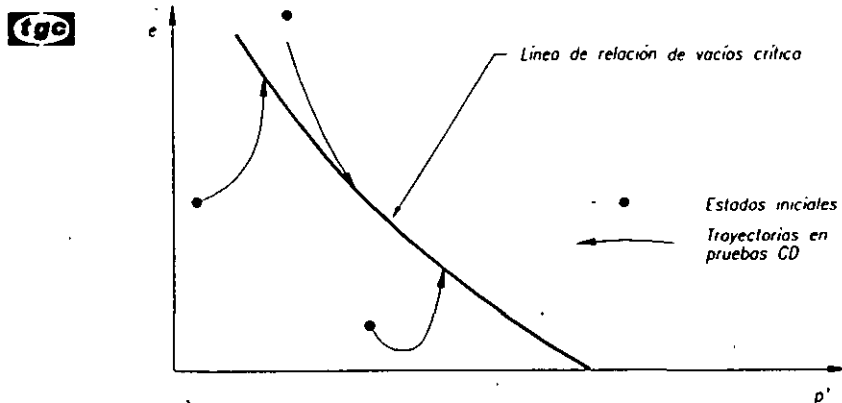
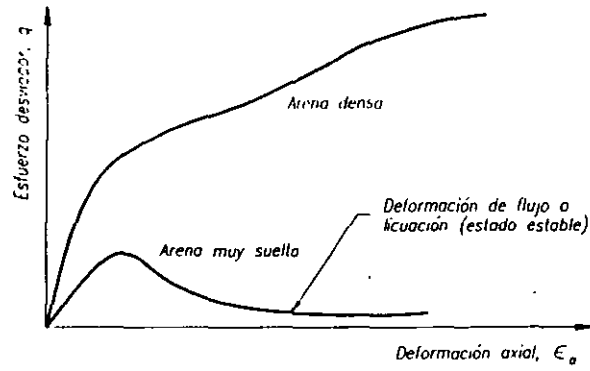


Fig 3 Línea de relación de vacíos crítica

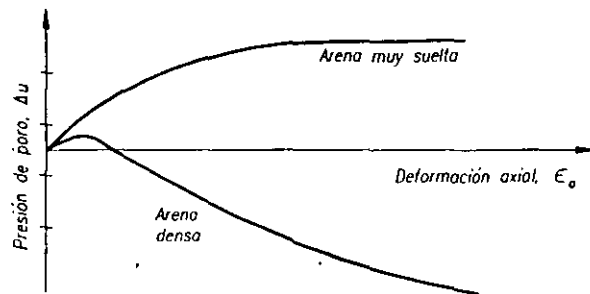
### 2.3 Observaciones experimentales bajo condiciones no drenadas

Si ahora los ensayos se llevan a cabo sin permitir el drenaje, el comportamiento es el que se muestra en la fig. 4. La muestra densa genera presiones de poro negativas mientras que la muestra ensayada en un estado muy suelto, sólo genera presión de poro positiva. En la curva esfuerzo-deformación de esta última se define un máximo después del cual, la presión de poro continúa aumentando, hasta que a deformaciones grandes tiende a mantenerse constante. Después del esfuerzo cortante máximo, los aumentos de presión de poro posteriores, producen reducciones en los esfuerzos normales efectivos y en los esfuerzos cortantes, observándose que hacia el final de la prueba se alcanza un esfuerzo cortante residual que incluso puede ser nulo. La muestra se licúa al desarrollar presiones de poro positivas que anulan a los esfuerzos efectivos y las deformaciones que ocurren cuando se presenta la licuación suelen denominarse *deformaciones de flujo*.

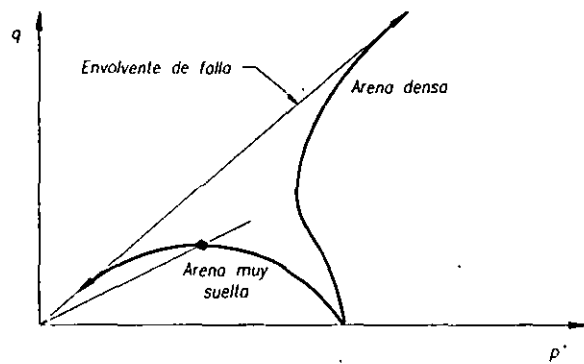
Las condiciones en las que se presenta la licuación han sido analizadas y discutidas por muchos investigadores. Casagrande (1936) introdujo el concepto *relación de vacíos crítica* para referirse a la condición en la que una arena alcanza su resistencia residual con deformaciones de flujo y sin cambios volumen o de presión de poro posteriores, en el espacio  $e$  (=relación de vacíos) contra  $p'$  (= esfuerzo efectivo normal octaédrico); posteriormente Castro (1969, 1975) lo desarrolla ampliamente e introduce el término de movilidad cíclica para describir el comportamiento de las arenas densas. El concepto *estado crítico* se utilizó después para describir los estados últimos de materiales arcillosos (Schofield y Wroth, 1968). La condición última de las arenas también se ha denominado *estado estable* (steady state) que se define como el estado en el que se alcanza la resistencia última de las arenas, sin cambios de volumen o de presión de poro y en el que, además, las deformaciones ocurren a velocidad constante (Poulos, 1981). Aunque el estado crítico y el estado estable son dos conceptos diferentes, es difícil distinguir experimentalmente uno del otro.



a) Curva esfuerzo-deformación



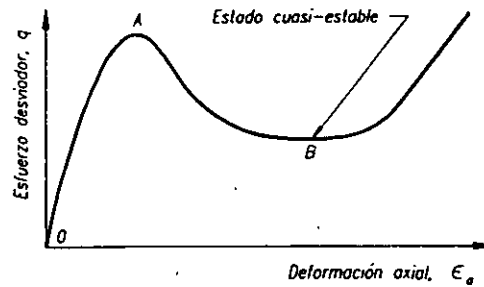
b) Presión de poro contra deformación



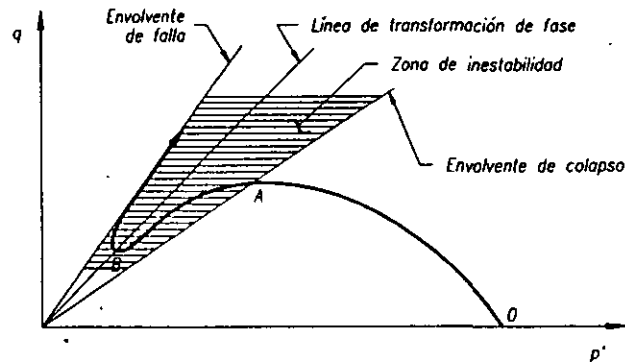
c) Trayectorias de esfuerzos

Fig 4 Comportamiento no drenado de arenas en compresión triaxial

El comportamiento de una arena que no esté muy suelta puede ser preponderantemente contractivo y puede ocurrir que también experimente una pérdida de resistencia después de sobrepasar el esfuerzo cortante máximo, aunque menos grande que la que se manifiesta en una muestra que alcanza el estado crítico o el estado estable. Como se ve en la fig. 5, la probeta moviliza una resistencia reducida que permanece aproximadamente constante durante un intervalo más o menos grande de deformaciones y después recupera parte de capacidad para resistir esfuerzos cortantes. La presión de poro aumenta inmediatamente después de sobrepasar la resistencia pico; cuando la probeta moviliza la resistencia reducida, alcanza



a) Esfuerzo desviador contra deformación



b) Trayectoria de esfuerzos

Fig 5 Comportamiento no drenado de una muestra suelta en la que se presenta el estado cuasi-estable

su máximo, con poca variación; finalmente, la presión de poro disminuye, dando lugar al incremento de resistencia y rigidez que se observa al final de la prueba. Los incrementos de presión de poro que ocurren durante la movilización de la resistencia reducida pueden producir disminuciones significativas de los esfuerzos efectivos y las deformaciones también pueden ser de gran magnitud. Por ello, esta condición es una de licuación parcial en la que la muestra pasa por el estado estable dentro de un rango limitado de deformaciones. Para referirse a ella, Alarcón *et-al* (1988) usaron el término *estado cuasi-estable (quasi steady state)*. Las reducciones de presión de poro, junto con el incremento de rigidez dan lugar a que la trayectoria de esfuerzos efectivos cambie de dirección y comience a subir a lo largo de la envolvente de falla, como se indica en la fig. 5. El cambio de comportamiento contractivo a dilatante constituye una transformación de fase según Ishihara (1993) y los puntos en donde ocurre ésta, definen una línea en el espacio de esfuerzos, la *línea de transformación de fase* que, en general, no coincide con la envolvente de falla aunque también pasa por el origen.



*"Deformaciones y desplazamiento lateral de losas de concreto"*

## Capítulo 3

### DIAGRAMAS DE ESTADO

El espacio de relación de vacíos contra presión efectiva media ( $e-p'$  o  $e-\log p$ ) puede utilizarse para dibujar las trayectorias que siguen las muestras durante su etapa de falla. En el caso ensayos no drenados, las trayectorias son líneas horizontales pues en estos no hay cambio de volumen. Si se tienen muestras puramente contractivas las trayectorias siempre se desplazan hacia la izquierda hasta llegar al estado estable. Uniendo los estados estables de todas las probetas, se define la *línea de estado estable* (*steady state line*). La representación de la línea de estado estable en este espacio constituye un diagrama de estado.

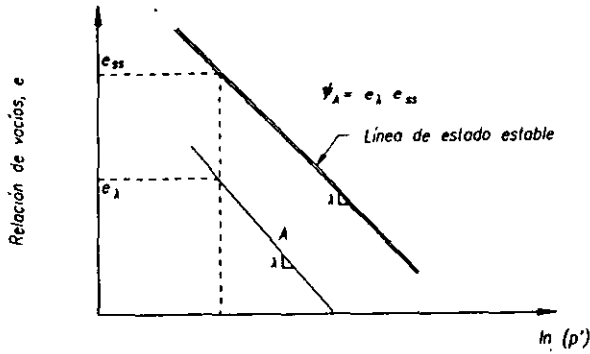
Los diagramas de estado pueden emplearse para predecir cualitativamente el comportamiento de cualquier probeta, dadas su relación de vacíos inicial y su presión efectiva de consolidación. Los estados iniciales que quedan arriba y a la derecha de la línea de estado estable, representan a materiales contractivos susceptibles de licuarse o de sufrir deformaciones de flujo. La susceptibilidad de licuación aumenta conforme los estados iniciales definen puntos más alejados por arriba y a la derecha de la línea de estado estable. Si el estado inicial queda por debajo y a la izquierda de la línea de estado estable, el comportamiento del material será tanto más dilatante cuanto más alejado esté de dicha línea.

Para cuantificar la licuabilidad de una arena en términos de su estado inicial y de su posición relativa con respecto a la línea de estado estable se han utilizado índices o parámetros de estado. El siguiente, por ejemplo, se debe a Been y Jefferies (1985):

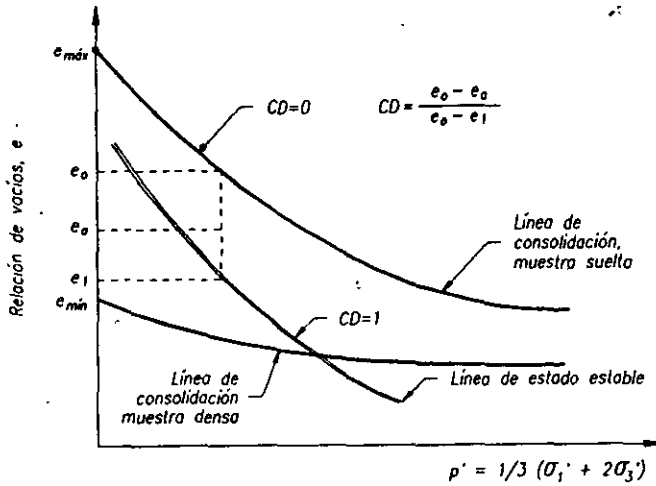
$$\psi_A = e_\lambda - e_{ss} \quad (3)$$

en donde  $\psi_A$  es el parámetro de estado,  $e_\lambda$  es la relación de vacíos de una muestra en particular (o la de campo) y  $e_{ss}$  la relación de vacíos correspondiente al estado estable para el esfuerzo efectivo de campo. La arena tendrá comportamiento contractivo cuando  $\psi_A > 0$  y dilatante si  $\psi_A < 0$ . Como se verá posteriormente este parámetro se puede relacionar con la resistencia de punta medida con un cono eléctrico, para valuar el potencial de licuación en el campo. Por su parte, Ishihara y Verdugo (1991) proponen:

$$CD^* = \frac{e_0 - e_s}{e_0 - e_{ss}} \quad (4)$$



a) Parámetro de estado de Been y Jefferies (1985)



a) Parámetro de estado CE (Verdugo et al, 1991)

Fig 6 Definición de los parámetros de estado

en donde  $CD^*$  es el parámetro de estado,  $e_0$  es la relación de vacíos que corresponde a la curva de compresibilidad isotrópica de una muestra formada en el estado más suelto posible;  $e_0$  es la relación de vacíos que corresponde a su estado inicial. Cuando  $CD^* < 0$  se tiene comportamiento contractivo;  $CD^* \approx 0.7$  indica la transición donde se obtiene la resistencia mínima y  $CD^* > 1.0$  significa que el comportamiento sería dilatante. En la gráfica de la fig. 6 se presenta un diagrama de estado en el que se ilustra el significado de los parámetros  $\psi_A$  y  $CD^*$ .

Cuando un material granular sufre licuación parcial, pasa por el estado cuasi-estable, antes de alcanzar el estado estable. Los estados iniciales de estos materiales quedan cerca de línea del estado estable, por arriba de ella y los estados cuasi-estables, por debajo de la misma. La zona que define los estados iniciales en donde las probetas sufrirán deformaciones de flujo limitadas, es decir, donde las probetas experimentaran estados cuasi-estables define una línea paralela a la línea de estado estable llamada *línea  $\psi_A$*  (Alarcón et-al, 1988; Been y Jefferies, 1985; Konrad 1990, 1993). Los estados iniciales que quedan fuera y a la derecha de la línea  $\psi_{UF}$  sufrirán licuación total. La licuación parcial se presenta en probetas cuyos estados iniciales quedan comprendidos entre la línea de estado estable y la línea  $\psi_{UF}$ , pasando por el estado cuasi estable.



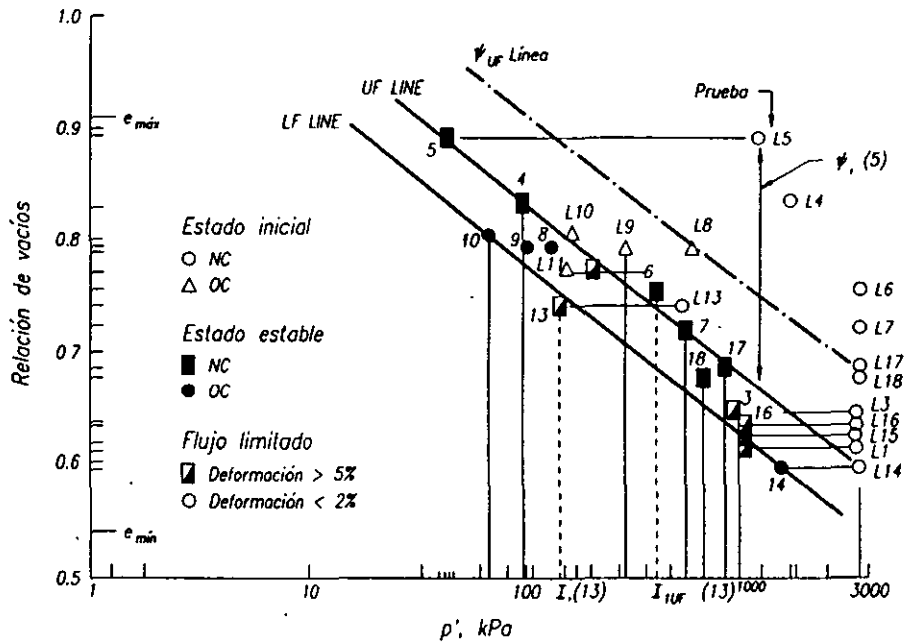


Fig 7 Diagrama de estado para una arena ensayada por Konrad (1990)

Debe observarse, fig. 7, que los estados cuasi-estables no caen sobre la línea de estado estable y por ello Konrad cuestionó la unicidad de esta última.

Para aplicaciones y fines prácticos conviene construir diagramas de estado en términos de la resistencia mínima, sin distinguir entre estados estables y cuasi-estables. Esto tiene la ventaja adicional de permitir la normalización de los diagramas con respecto a la presión de consolidación. La normalización de los diagramas de estado se ha venido utilizando en el Instituto de Ingeniería de la UNAM y en la fig. 8, se presentan utilizando los datos de la fig. 7, los diagramas de estado normalizados, (Ovando, 1990). Como se ve, las resistencias mínimas normalizadas definen con buena aproximación una línea única.

La normalización de las resistencias mínimas no implica de ninguna manera que todo el comportamiento esfuerzo-deformación sea normalizable. De hecho, es bien sabido que la geometría de las trayectorias de esfuerzo cambia con la presión de consolidación, lo que impide su normalización con respecto a ésta. Sin embargo, el comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro de las arenas normalmente consolidadas puede suponerse como normalizable, dentro de rangos limitados de esfuerzo, con respecto a la presión de consolidación, sin incurrir en errores significativos (Ovando, 1986; Georgiou et-al, 1990).

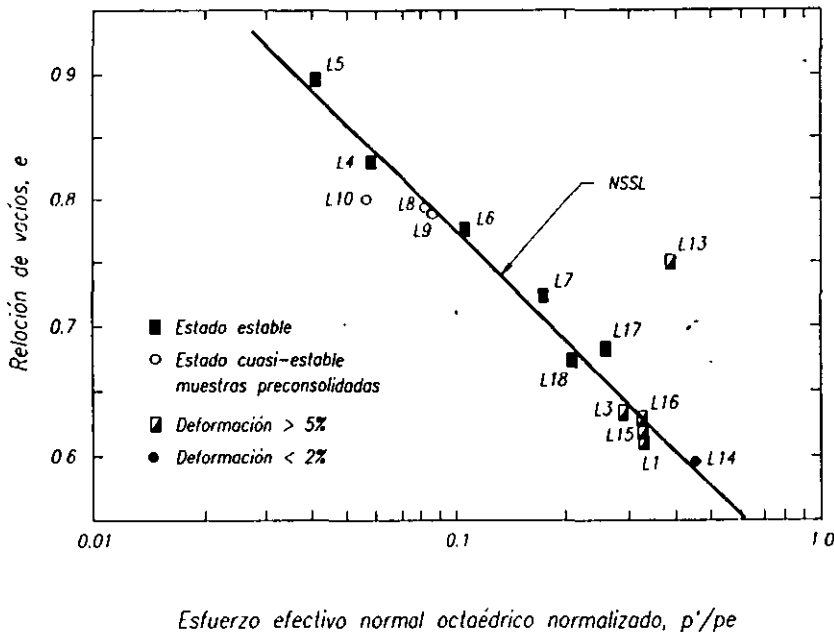


Fig 8 Línea de estado estable normalizada, datos tomados de Konrad (1990)

**Influencia del contenido de finos.** En los análisis para predecir el potencial de licuación, generalmente se supone que la presencia de materia fina como limos o arcillas, aumenta la resistencia a la licuación. No obstante, se ha demostrado experimentalmente que la inclusión de porcentajes pequeños de arcillas o limos dentro de la masa arenosa tiene el efecto contrario (Ford, 1985; Ovando, 1986; Georgiou et al, 1990). Los materiales finos en pequeñas cantidades –3 a 7 u 8%– promueven la formación de estructuras granulares más sueltas pues su presencia disminuye el número de contactos intergranulares y además su contribución a la resistencia al esfuerzo cortante es muy poca. Cuanto más finos se agreguen, mayor será la capacidad de los materiales para generar presiones de poro bajo condiciones no drenadas y mayor su potencial de licuación. Eventualmente se alcanzará una cierta cantidad de finos en la que estos contribuirán a tomar esfuerzos cortantes y a partir de este porcentaje de umbral, el comportamiento del material se asemejará crecientemente al de las partículas finas y su licuabilidad disminuirá (Ovando y Meza, 1991). Es decir, el comportamiento del material dejará de ser “arenoso” para convertirse en “arcilloso”.

Por simplicidad puede suponerse que los finos no contribuyen a resistir esfuerzos cortantes y por ello, en lugar de la definición usual de la relación

de vacíos, conviene adoptar la siguiente que se refiere a los volúmenes que ocupan los vacíos y la materia fina en un volumen unitario de suelo:

$$e_{gr} = \frac{V_v + V_f}{V_s} \quad (5)$$

en donde  $e_{gr}$  es la relación de vacíos denominada *intergranular*,  $V_v$ ,  $V_f$  y  $V_s$  son los volúmenes de vacíos, de materia fina y de arena, respectivamente. Utilizando esta definición para la relación de vacíos, también se pueden construir diagramas de estado.

*Influencia del estado de esfuerzos antes de la etapa de falla.* Los estados de esfuerzo que se presentan en el campo generalmente incluyen la existencia de esfuerzos cortantes estáticos. Llamando  $K$  al cociente entre los esfuerzos efectivos horizontales y verticales ( $K = \sigma'_h / \sigma'_v$ ) se obtiene que las muestras ensayadas con valores de  $K$  pequeños son más inestables que las que se consolidan bajo estados de esfuerzos hidrostáticos o isotrópicos ( $K = 1$ ), como se aprecia en las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación de la fig. 9 y en las trayectorias de esfuerzo de la fig. 10. La influencia del valor de  $K$  en la licuabilidad de estas arenas es notable; a menor  $K$ , mayor propensión a sufrir deformaciones de flujo y licuación. Además, las muestras ensayadas en extensión son más propensas a acumular presiones de poro bajo condiciones no drenadas que las que se ensayan en compresión; también son menos rígidas y resistentes. El interés de estos resultados dista de ser solamente académico, pues en muchas situaciones de carga cíclica --en un depósito natural de arena, durante un temblor o bajo la cimentación de una estructura fuera de la costa, por ejemplo-- ocurren rotaciones de las direcciones de esfuerzos principales en las que la dirección del esfuerzo principal mayor gira durante la aplicación de esfuerzos cortantes.

*Influencia de la trayectoria de esfuerzos durante la etapa de falla.* El comportamiento de probetas ensayadas en compresión difiere notablemente del que se observa cuando se llevan a la falla en extensión, como también se aprecia en las figs. 9 y 10; esta diferencia se le ha atribuido a la anisotropía --orientación preferencial de los contactos intergranulares-- de las arenas (Alberro, 1992). En una cámara triaxial sólo es posible efectuar ensayos de compresión --en donde el esfuerzo principal mayor es vertical-- o ensayos de extensión --donde el esfuerzo principal mayor es horizontal--. Existen dispositivos en los que es posible controlar las direcciones principales durante la falla de los especímenes y en los que se ha demostrado que la resistencia, rigidez y la capacidad para generar presiones de poro de las arenas, dependen de la dirección del esfuerzo principal mayor durante la etapa de falla (Shibuya, 1985). Para materiales anisótropos, como las arenas reconstituidas que generalmente se ensayan en el laboratorio, los ensayos de compresión y extensión efectuados en cámaras triaxiales permiten estudiar condiciones límite del comportamiento, en lo que se refiere a los efectos de la anisotropía.

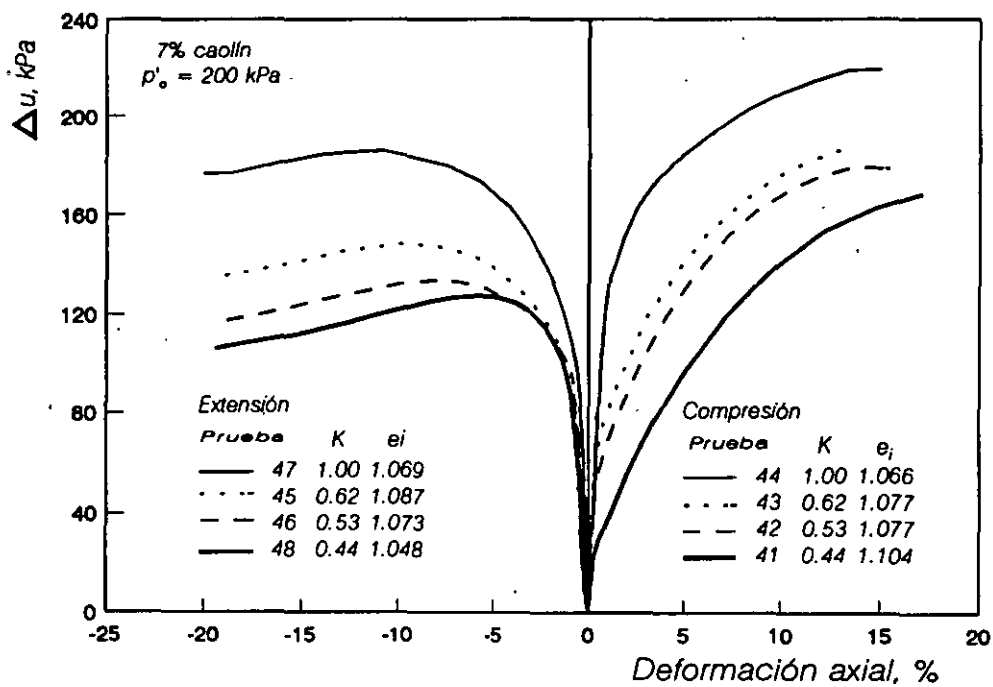
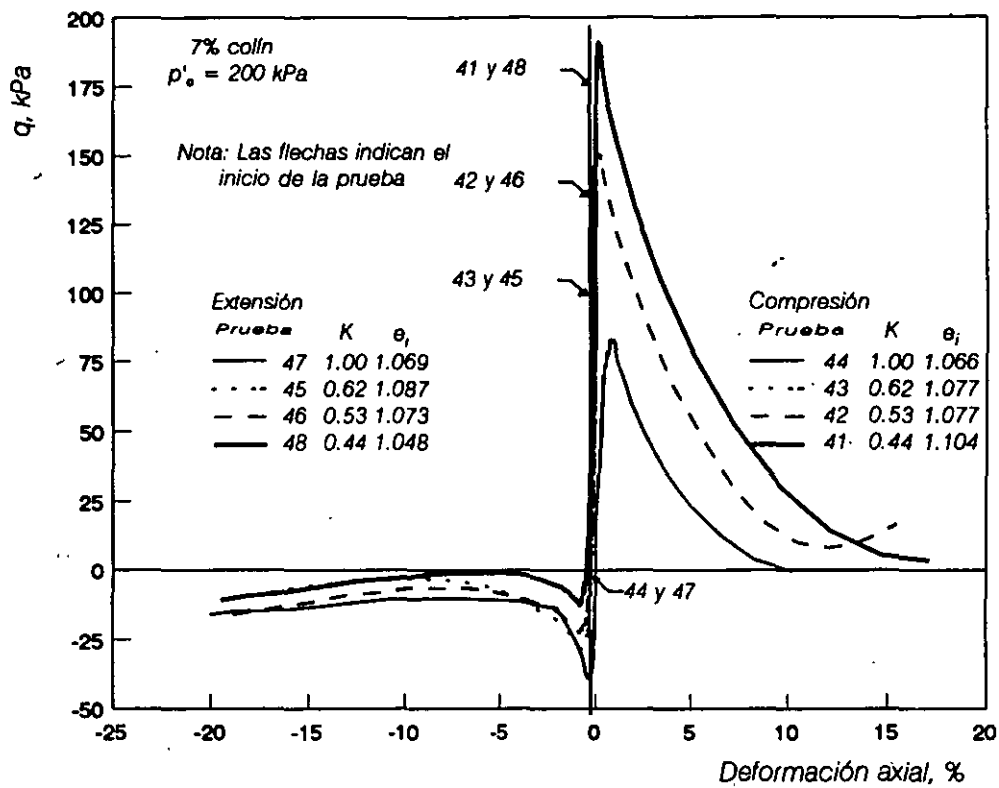


Fig 9 Curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación. Arena de Jáltipan con 7% de caollín consolidadas con diferente cociente de esfuerzos.

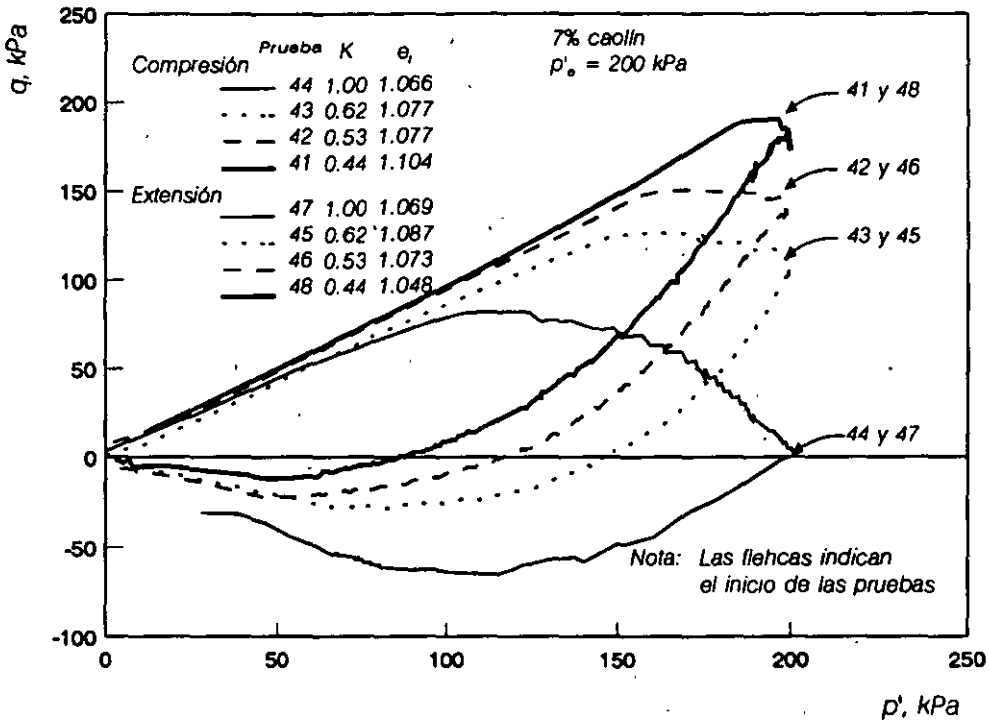


Fig 10 Trayectorias de esfuerzos correspondientes a las curvas de las figuras anteriores

**Estados de colapso.** Definen los esfuerzos cortantes máximos que se presentan antes de que sobrevenga la pérdida de resistencia que conduce a la licuación (total o parcial) y a la aparición de deformaciones de flujo. Al alcanzar el estado de colapso, las muestras ensayadas se vuelven inestables y en la rama descendente de la curva esfuerzo-deformación la estructura del material arenoso sufre un reordenamiento generalizado, que es la causa de la aparición de incrementos substanciales de presión de poro que pueden conducir a la licuación. Desde el punto de vista práctico, es importante definir las condiciones que conducen a la inestabilidad de los materiales arenosos y por ello, los esfuerzos que los definen constituyen las envolventes de colapso en el espacio  $p'$ - $q$ . En la fig. 11 se presentan una gráfica en la que las ordenadas son los esfuerzos desviadores en el estado de colapso, normalizados con respecto al esfuerzo efectivo normal octaédrico y las abscisas son las relaciones de vacíos intergranulares. Las curvas de esta figura se construyeron con los resultados de ensayos triaxiales de compresión y extensión efectuados en arena de Jáltipan mezclada con pequeñas cantidades de caolín (3, 5 y 7%). Como se aprecia en la figura, se definen curvas que sólo dependen del valor del cociente de esfuerzos utilizado para consolidarlas,  $K$  y de la dirección con la que se aplicaron los esfuerzos cortantes para llevarlas a la falla (compresión y extensión); además, esas curvas son geoméricamente similares y por ello,

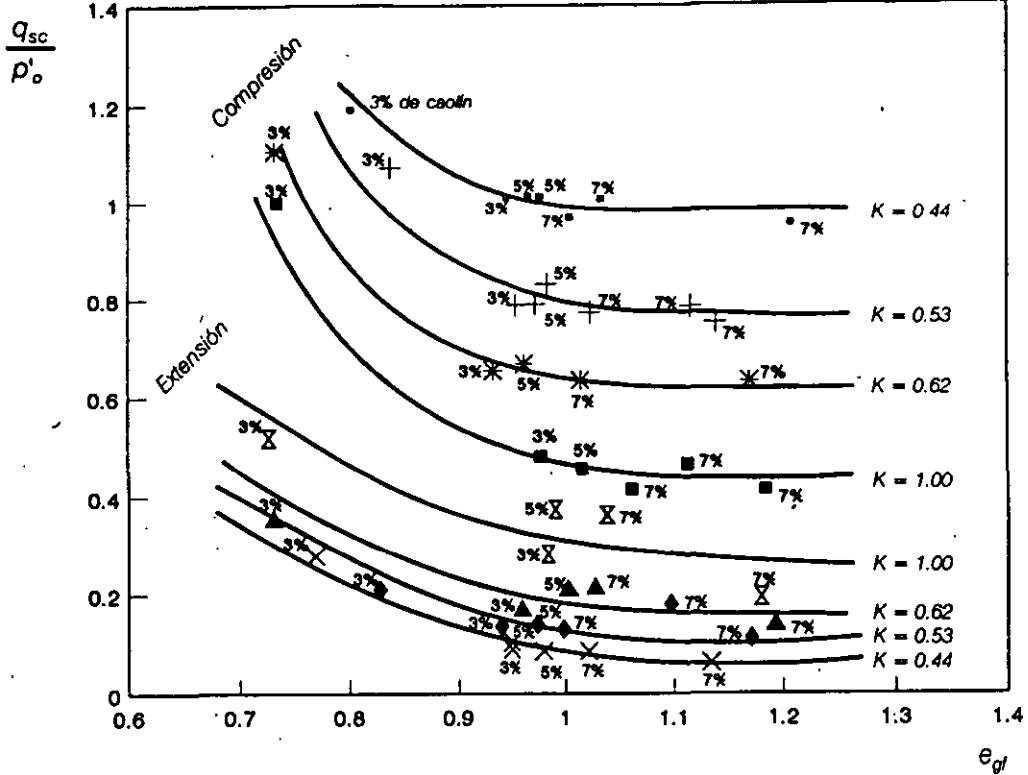


Fig 11 Líneas de resistencia mínima

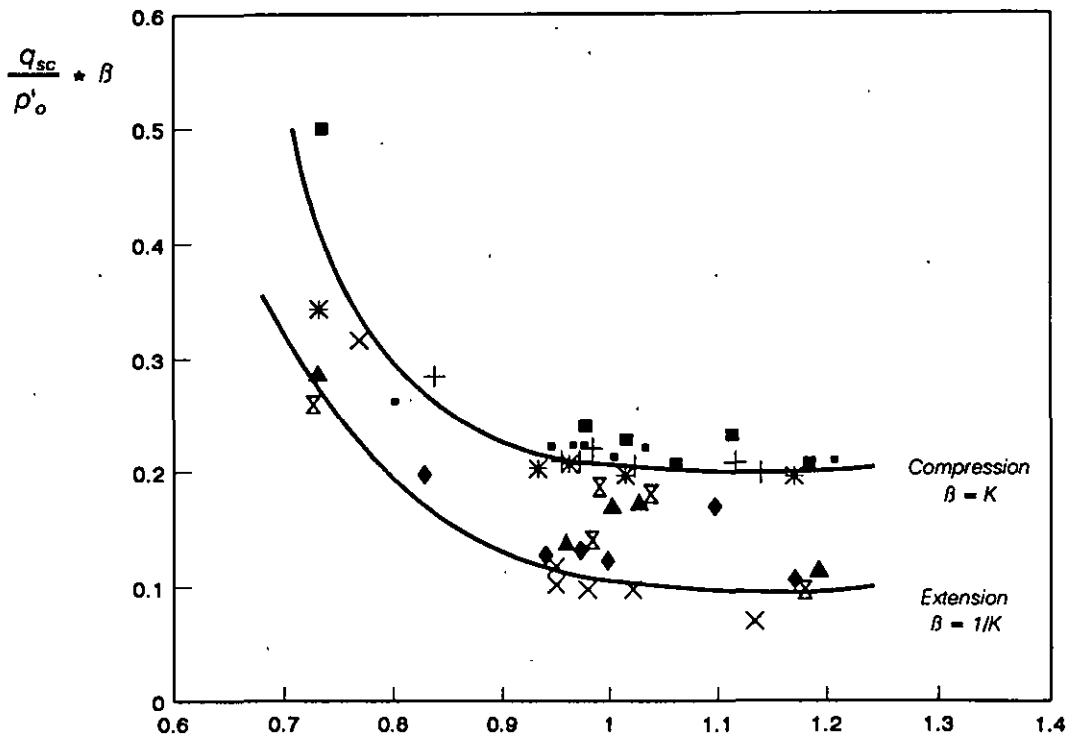


Fig 12 Líneas de resistencia mínima normalizadas

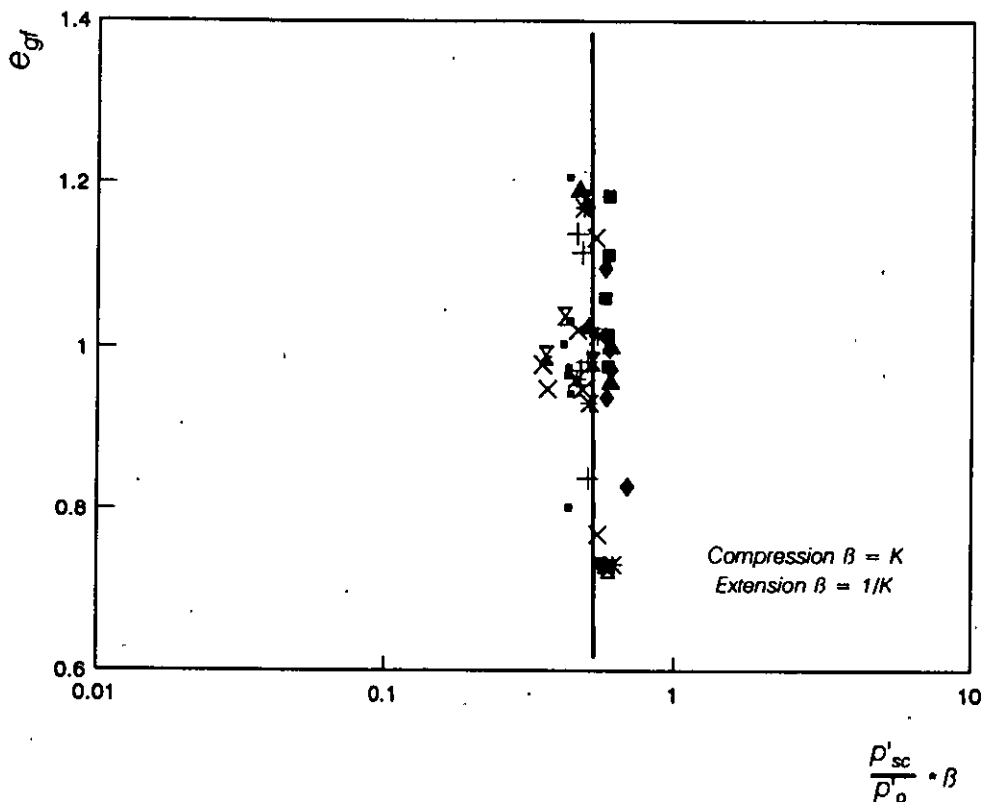


Fig 13 Diagramas de estado en la superficie de colapso

susceptibles de normalizarse con respecto a un parámetro que depende del estado de esfuerzos al final de la consolidación. Este parámetro es  $\beta_c = K$  para las probetas ensayadas en compresión y  $\beta_e = 1/K$  para las que se fallaron en extensión. Las curvas normalizadas se presentan en la fig. 12 y de estas últimas se concluye que el factor determinante para definir las es la dirección de la aplicación de la carga.

**Esfuerzo efectivo medio en los puntos de colapso.** Se ha encontrado que el cociente  $p'_{sc}/p'_o$  es aproximadamente constante e independiente de la relación de vacíos intergranular y de la dirección de la aplicación de cargas (Shibuya, 1985; Ovando, 1996; Ishihara, 1990). Como se ve en la fig. 13, cuando  $p'_{sc}/p'_o$  se normaliza modificado por  $\beta_c$  y  $\beta_e$ , se llega al mismo resultado.

**Diagramas de estado normalizados.** En la gráfica de la fig. 14 también se utilizaron los parámetros  $\beta_c$  y  $\beta_e$  para normalizar los cocientes  $p'_{mn}/p'_o$ . En este caso  $p'_{mn}$  es el esfuerzo efectivo normal octaédrico que se alcanza cuando se moviliza la resistencia mínima (estado estable o estado cuasi-estable).

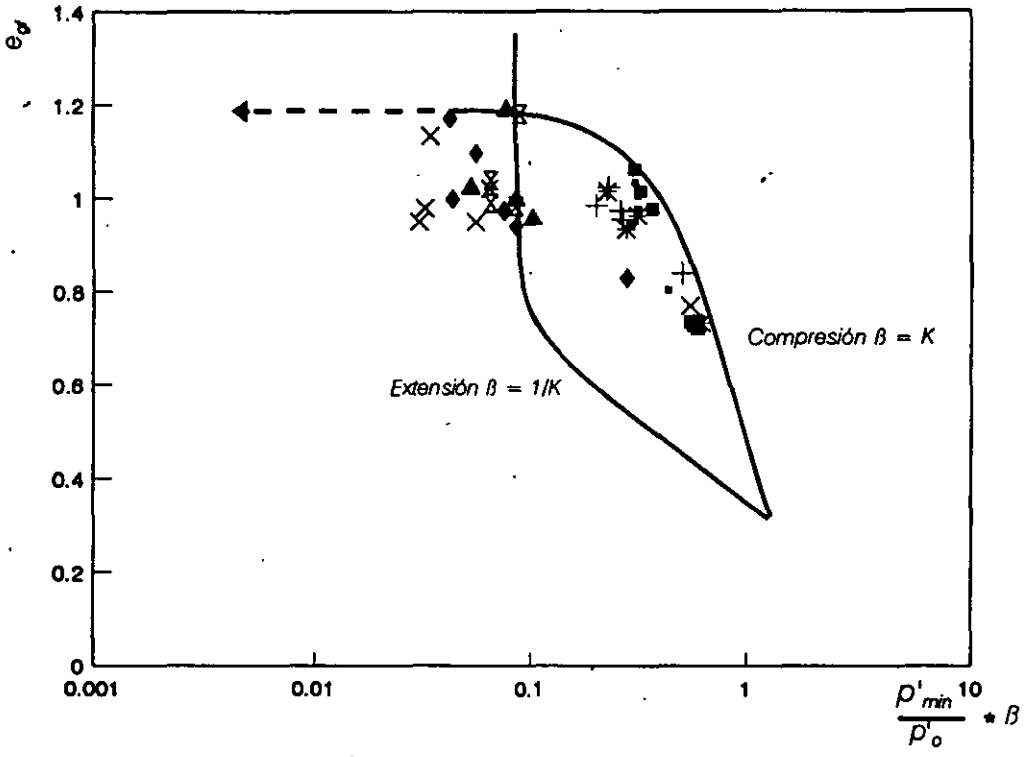


Fig 14 Diagrama de estado normalizado



## Capítulo 4

# COMPORTAMIENTO DURANTE LA APLICACIÓN DE CARGA CÍCLICA

El paso de las ondas sísmicas distorsionales (ondas S) a través de una masa arenosa produce esfuerzos cortantes cíclicos. Si las ondas inciden verticalmente, los esfuerzos cortantes actúan en planos horizontales. Estas condiciones de esfuerzo, que corresponden a las de deformación plana, pueden simularse aproximadamente en el laboratorio. Existen varios tipos de aparatos para tal efecto, cuyo rango de aplicabilidad queda determinado por la magnitud de las deformaciones que se induce en cada uno de ellos. Si se estudia el comportamiento a deformaciones pequeñas, deben usarse columnas resonantes o cámaras triaxiales con dispositivos para la medición local de deformaciones. El comportamiento a deformaciones grandes, como las que se tienen cuando se presenta la licuación de arenas se ha estudiado en aparatos de corte simple cíclico, en cámaras triaxiales y en aparatos torsionales cíclicos. Las ventajas y desventajas de cada uno de ellos se discuten ampliamente en otro trabajo (Ovando, 1992).

La cámara triaxial ha sido el aparato más comúnmente usado para estudiar la licuación de las arenas bajo carga cíclica en el laboratorio. En ella se incrementan cíclicamente los esfuerzos verticales totales, manteniendo constante el esfuerzo de confinamiento con lo cual se generan esfuerzos cortantes cíclicos en planos inclinados a 45°. En algunas pruebas, los esfuerzos verticales cíclicos pueden variar alternadamente entre los estados, de compresión y extensión.

Los aspectos generales del comportamiento en una cámara triaxial de una arena suelta, sometida a cargas cíclicas no drenadas de amplitud y frecuencia constantes, se resumen en la fig. 15, donde se observa que por efecto de la aplicación repetida de cargas, la presión de poro se acumula progresivamente. La licuación está indicada por un crecimiento rápido de la presión de poro. Al presentarse ésta, las deformaciones de la muestra también crecen y, a deformaciones grandes, la probeta alcanza el estado estable. Las presiones de poro pueden acumularse aún en el caso de muestras que no sean muy sueltas. Puede ocurrir licuación parcial, si el estado del material pasa por el estado cuasi-estable o bien, presentarse el fenómeno de *movilidad cíclica*, en muestras medianamente densas. Cuando ocurre la movilidad cíclica, las trayectorias de esfuerzo pasan por o cerca del origen del espacio de esfuerzos, lo que origina la acumulación progresiva de deformaciones, cada vez que se anulan transitoriamente los

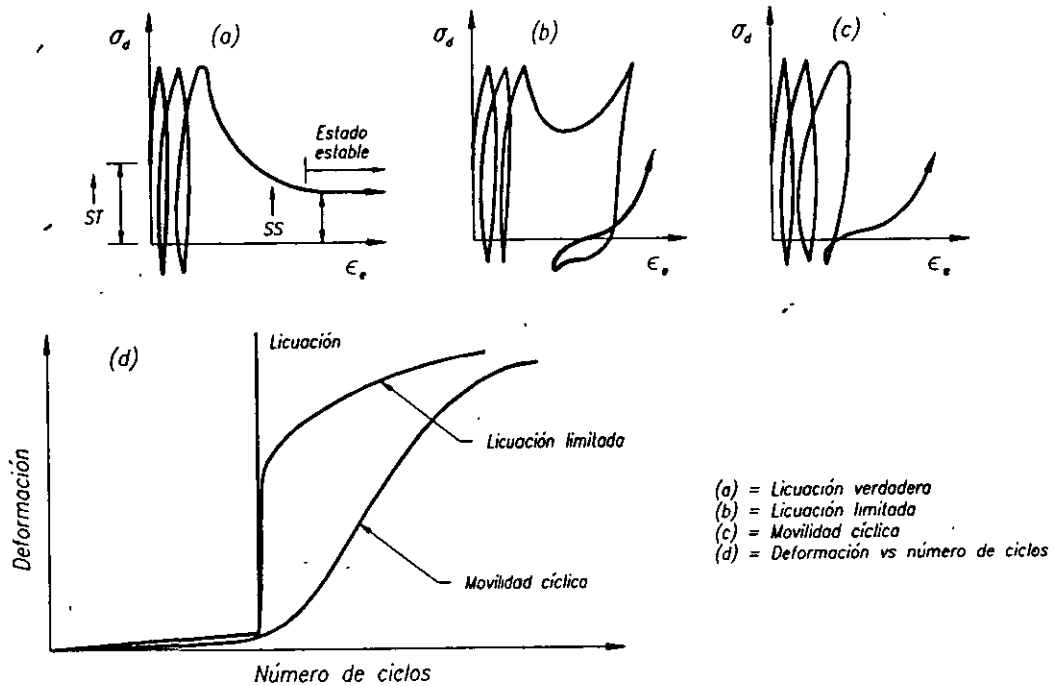


Fig 15 Definición de licuación

esfuerzos efectivos. La licuación parcial y la movilidad cíclica dan lugar al desarrollo de deformaciones en las probetas de gran magnitud, pero menos bruscas que las que ocurren en la licuación total:

La licuación total puede presentarse cuando la amplitud del esfuerzo cortante cíclico es menor que el que provoca la licuación bajo cargas monotónicas, debido a que, por efecto de la aplicación de cargas repetidas, se acumulan deformaciones irreversibles. Estas deformaciones eventualmente conducen a la falla del espécimen. El concepto de superficie de estado límite explica este comportamiento (Ovando, 1986, 1990).

**Superficie de estado límite.** Es el lugar geométrico de los puntos que definen los límites para los estados posibles de un material en un espacio de esfuerzos (por ejemplo, el espacio  $p'-q$  o el espacio  $s'-t$ ). Las trayectorias de esfuerzos efectivos de arenas normalmente consolidadas sometidas a cargas no drenadas y las envolventes de falla, definen superficies de estados límite. Los estados de esfuerzo que se producen al ensayar monotónicamente muestras preconsolidadas quedan contenidos dentro del espacio limitado por la superficie de estado límite. Asimismo, las trayectorias de esfuerzos que se obtienen al someter muestras normalmente consolidadas o preconsolidadas a cargas cíclicas, también quedan contenidas dentro de esta misma región del espacio de esfuerzos, como se ilustra en la fig. 16.

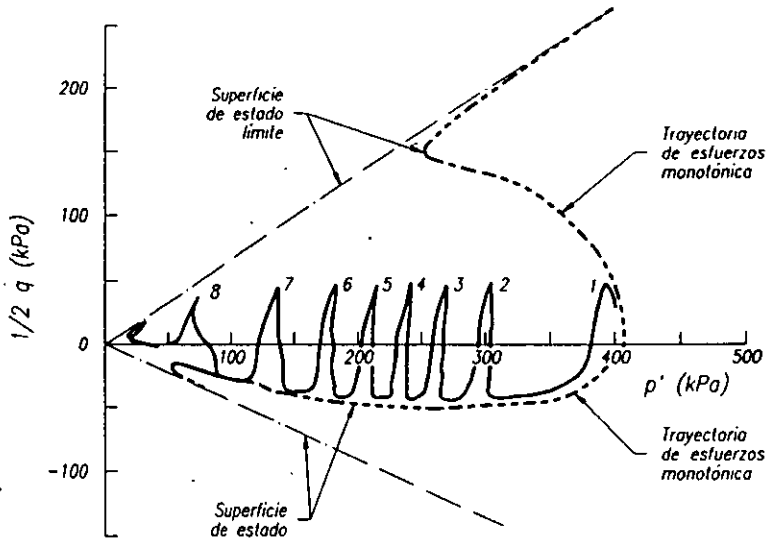


Fig 16 Superficie de estado límite para ensayos de compresión y extensión

En el caso de arenas sometidas a la acción de cargas cíclicas no drenadas, la generación de presiones de poro provoca que las trayectorias de esfuerzo migren hacia la izquierda del espacio de esfuerzos. Cuando las trayectorias de esfuerzo interceptan a la superficie de estado límite, puede sobrevenir el colapso estructural que da lugar a la licuación total o parcial o bien, presentarse la movilidad cíclica. En la fig. 16 también se presentan trayectorias cíclicas no drenadas, obtenidas al ensayar muestras de arena suelta en una cámara triaxial así como su correspondiente superficie de estado límite.

**Acumulación de presión de poro durante cargas cíclicas no drenadas.** La cantidad de presión de poro que se acumula durante un ensaye cíclico no drenado en una cámara triaxial, depende de la trayectoria de esfuerzos de consolidación, del grado de preconsolidación, de la densidad del material antes de la aplicación de cargas cíclicas y de la amplitud del esfuerzo cíclico. Se han propuesto diversas maneras de representarlo gráficamente. En la fig. 17 se muestra una en la que el incremento de presión de poro por efecto de cargas cíclicas,  $\Delta u$ , se grafica como función de la amplitud del esfuerzo cortante cíclico, para diferentes números de ciclos.

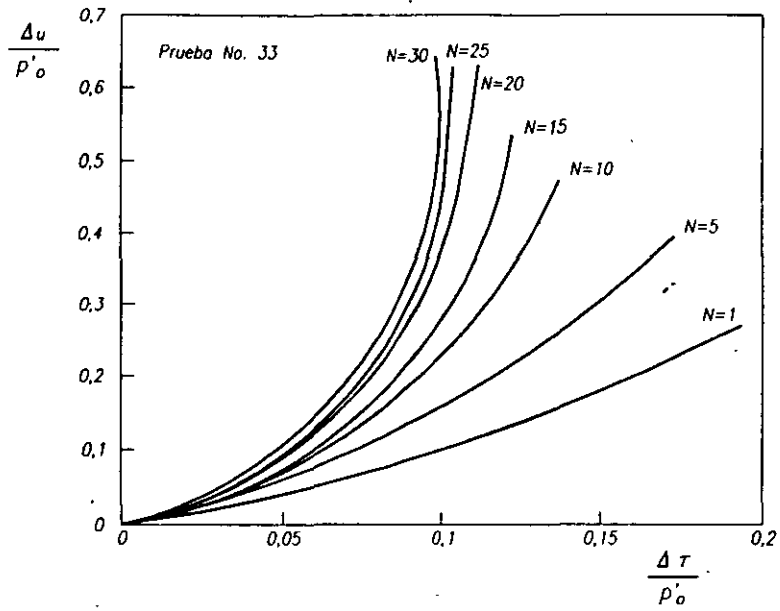


Fig. 17 Respuesta de la presión de poro en un ensaye triaxial cíclico en un espécimen de arena suelta con 7% de finos

## Capítulo 5

# POTENCIAL DE LICUACIÓN CON PRUEBAS DE LABORATORIO

Las observaciones experimentales del comportamiento de las arenas sometidas a cargas no drenadas --monotónicas o cíclicas-- permiten derivar conclusiones de carácter general, a partir de las cuales se han establecido reglas empíricas o modelos fenomenológicos para predecir el comportamiento de probetas de arena ensayadas bajo condiciones controladas en el laboratorio. Asimismo, este mismo tipo de observaciones han permitido elaborar modelos constitutivos del comportamiento de las arenas basados en conceptos teóricos de diversa complejidad.

Con lo expuesto en el Cap. 3 sobre el comportamiento de las arenas sometidas a cargas monotónicas se puede establecer un marco conceptual con el que, en primera aproximación, pueden hacerse predicciones cualitativas sobre el comportamiento de las arenas; los postulados de este marco conceptual son los siguientes:

a) *Existencia de superficies de estado llmite.* Para cualquier estado de esfuerzos dado, existe una de estas superficies que limita los estados posibles que puede sostener una probeta de arena ante cargas no drenadas. La existencia de estas superficies para historias de carga drenadas también se ha verificado para un número limitado de materiales (Symes, 1983, Shibuya, 1985), e implica la utilización de presiones equivalentes (Roscoe y Burland, 1968) para normalizar, con las limitaciones que ya se mencionaron, todo el comportamiento esfuerzo-deformación presión de poro-deformación. Las superficies de estado llmite quedan determinadas por las trayectorias de esfuerzo de muestras normalmente consolidadas y no son únicas, pues dependen de la densidad inicial del material, del método de deformación o de depositación y de las trayectorias de esfuerzo seguidas durante las etapas de consolidación y de falla.

b) *Condiciones de inestabilidad.* La licuación de las arenas sólo puede presentarse si, para cualquier trayectoria de carga, el cociente de los esfuerzos efectivos que actúan sobre una probeta es tal que

$$\frac{q}{p'} \leq \frac{q_{sc}}{p'_{sc}} \quad (6)$$

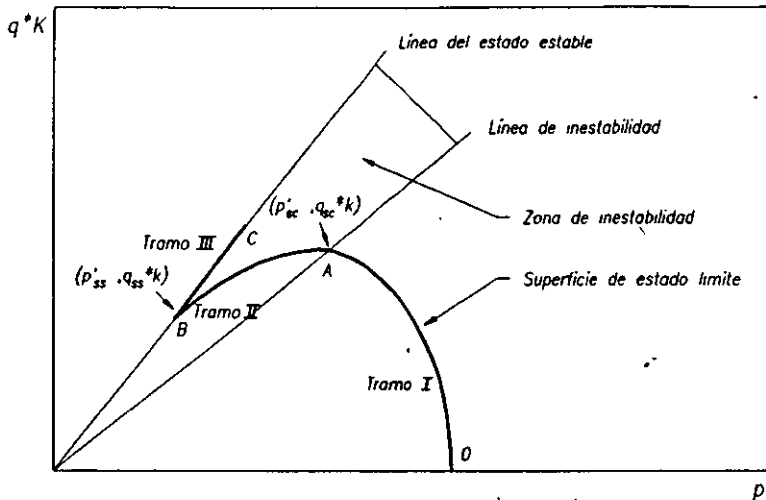


Fig 18 Identificación de la superficie de estado límite y la zona de inestabilidad

esta desigualdad define una región en el espacio de esfuerzos, como se indica en la fig. 18 y constituye una condición necesaria pero no suficiente para que ocurra la licuación de arenas.

c) *Condiciones que desencadenan la licuación.* La licuación (parcial o total) sólo ocurre cuando se verifica la desigualdad 6 y, además, la trayectoria de esfuerzos intercepta a la superficie de estado límite.

La licuación bajo cargas monotónicas constituye un caso especial pues ahí ambas condiciones se satisfacen cuando

$$\frac{q}{p'} = \frac{q_{sc}}{p'_{sc}} \quad (7)$$

en virtud de que los puntos de colapso forman parte de la superficie de estado límite.

Como consecuencia de lo anterior se deduce que para estimar cuantitativamente la licuabilidad de las arenas, las superficies de estado límite, las condiciones de inestabilidad y las tasas de acumulación de presiones de poro deben describirse con expresiones analíticas.

*Modelación de la condición de inestabilidad y de la superficie de estado límite.* Las condiciones de inestabilidad quedan descritas por la desigualdad 6, pero las superficies de estado límite requieren de expresiones más complejas. En estudios recientes se encontró que, en general, las superficies de estado límite para muestras muy sueltas, i.e. altamente licuables, constan de tres partes, como se ve en la fig. 19. La primera de ellas es elíptica y va el estado de esfuerzos al final de la consolidación

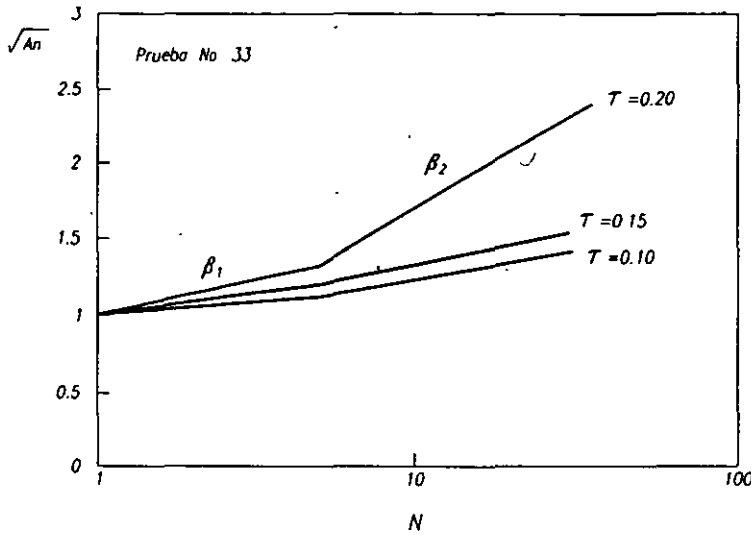


Fig 19 Parámetro de presión de poro de un espécimen de arena suelta con 7% de finos

hasta el punto de colapso (trayectoria OA en la fig. 19); la segunda es una parábola que va desde éste último punto hasta la envolvente de falla (tramo AB); la tercera es la envolvente de falla (tramo BC).

Cuando las trayectorias de esfuerzos aplicados involucran tramos de descarga; es decir, reducciones de esfuerzos cortantes con respecto a los estados de esfuerzo después de la consolidación, deben describirse los tramos correspondientes de la superficie de estado límite, incluso cuando los esfuerzos cortantes cambian de signo en pruebas de extensión.

Las siguientes expresiones, que se presentan solamente con carácter ilustrativo, permiten modelar las superficie de estado límite de muestras de arena de Jaltipan mezcladas con varios porcentajes de caolín, consolidadas isotrópica o anisotrópicamente (Solórzano, 1996):

El primer tramo, que es elíptico, está dado por:

$$q = \frac{2q_{sc}}{(\rho'_o - \rho'_{ss})} \sqrt{\rho'(\rho'_o + \rho'_{ss}) - (\rho')^2 - \rho'_o \rho'_{ss}} \quad (8)$$

La parábola que describe el segundo tramo es:

$$q = q_{sc} + \frac{(\rho' - \rho'_{sc})^2 (q_{ss} - q_{sc})}{(\rho'_{ss} - \rho'_{sc})^2} \quad (9)$$

El vértice de esta parábola coincide con el punto de colapso estructural  $(\rho'_{sc}, q_{sc})$  y su trayectoria pasa por el punto donde se alcanza el estado estable  $(\rho'_{ss}, q_{ss})$ . El único término sin definir en las ecs. (8) y (9) es el

esfuerzo efectivo medio de consolidación,  $p'_o$ . La envolvente de falla que define al tercer tramo en el espacio  $p'$ - $q$  está dada por

$$q_f = M p'_f \quad (10)$$

en donde  $q_f$  y  $p'_f$  son los esfuerzos en la falla y

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (11)$$

Los parámetros  $p'_{sc}$ ,  $q_{sc}$ ,  $p'_{ss}$  y  $q_{ss}$  se obtienen de curvas como las mostradas en las figs. 12 a 14, todos estos resultan ser funciones de la relación de vacíos intergranular.

*Tasas de acumulación de presión de poro.* Conviene expresarlas en términos de un parámetro que relacione los incrementos de presión de poro con los de esfuerzo cortante producidos durante la aplicación de cargas cíclicas (Sarma y Jennings, 1980):

$$A_n = \frac{\Delta u_n}{\Delta \tau_c} \quad (12)$$

en donde  $\Delta u_n$  es la presión de poro producida por la aplicación de  $n$  ciclos de esfuerzo cortante de amplitud  $\Delta \tau_c$ . Esta última corresponde a los incrementos de esfuerzo en exceso de los esfuerzos cortantes estáticos después de la consolidación y para ensayos triaxiales cíclicos efectuados manteniendo constante la presión confinante,  $\Delta \tau_c = \Delta \sigma_{vc}$ . En la gráfica de la fig. 19 se presentan curvas experimentalmente obtenidas (Solórzano, 1996) en las que  $\sqrt{A_n}$  tiene una representación aproximadamente bilineal, como función del logaritmo del número de ciclos,  $n$ . Las expresiones que resultan son

$$\sqrt{A_n} = \sqrt{A_1} + \beta_1 \log n \quad \text{para } n \leq n^* \quad (13)$$

$$\sqrt{A_n} = \sqrt{A_1} + \beta_1 \log n + \beta_2 \log(n - n^*) \quad \text{para } n > n^* \quad (14)$$

en estas expresiones  $\sqrt{A_1}$  se obtiene al evaluar la presión de poro después del primer ciclo de carga;  $n^*$  es el punto donde ocurre el cambio de pendiente;  $\beta_1$  y  $\beta_2$  son las pendientes respectivas.

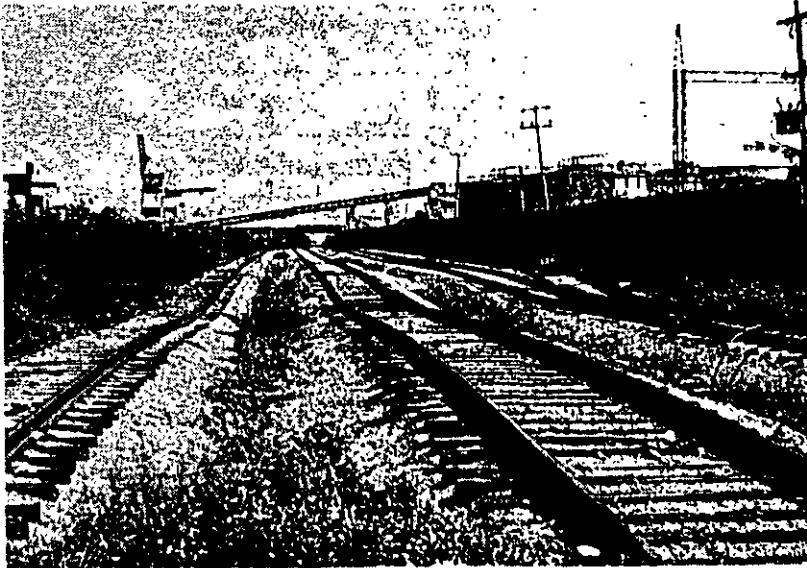
Para determinar si una muestra de arena se licuará debe conocerse la amplitud del esfuerzo cortante cíclico, el número de ciclos de carga, la tasa de acumulación de presión de poro (expresiones 13 y 14) y las expresiones que definen la superficie de estado límite.

Las tasas de acumulación de presión de poro determinan las reducciones de esfuerzos efectivos que ocurren durante la carga cíclica, que pueden ser

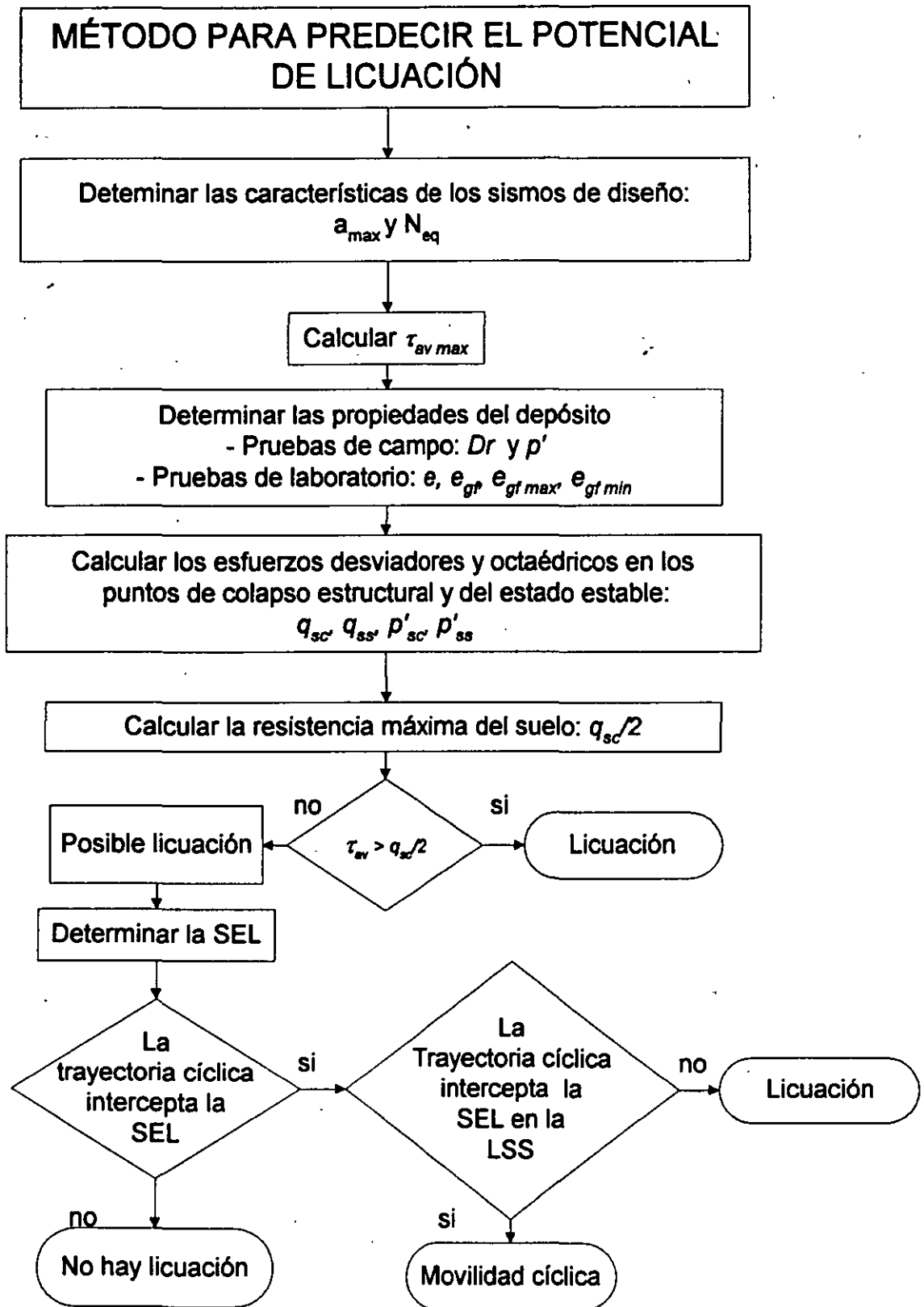


uniforme o irregular (Sarma y Jennings, 1980). Suponiendo que los extremos de los ciclos de carga se trasladan dentro del espacio de esfuerzos  $p-q$  de acuerdo con las ecs. (13) y (14), estas mismas ecuaciones pueden utilizarse para definir si el estado de esfuerzos coincide con alguno de los que definen a la superficie de estado límite, dentro de la zona de inestabilidad. Si las trayectorias de esfuerzos cíclicos interceptan a la superficie de estado límite, sobrevendrá la licuación. En el diagrama de flujo de la fig. 20 se resumen todos estos conceptos.

*Otros métodos.* En la literatura sobre el tema se pueden encontrar muchos otros métodos para predecir el potencial de licuación con base en los resultados de ensayos de laboratorio. En el trabajo de Solórzano (1996) el lector podrá encontrar un resumen de algunos de los más significativos.



*"Deformación lateral y asentamientos de vías"*



Nota:

SEL Superficie de estado límite  
LSS Límite de estado estable

Fig 20 Procedimiento para estimar el potencial de licuación

## Capítulo 6

# POTENCIAL DE LICUACIÓN A PARTIR DE ENSAYES DE CAMPO

El conocimiento sobre la licuación de las arenas se enriqueció con las contribuciones de Seed y colaboradores quienes, entre muchas otras cosas relacionadas con el tema, propusieron un método empírico simplificado para predecir el potencial de licuación de estos suelos, a partir de los resultados de pruebas de penetración estándar que posteriormente se extendió para evaluar la licuabilidad de estos materiales usando sondeos de cono eléctrico (Seed y Lee, 1966; Seed e Idriss, 1971; Seed et-al, 1975; Seed, 1976; Seed e Idriss, 1982; Seed et-al, 1984). En nuestro país se ha usado exitosamente para predecir la licuación de rellenos granulares en la Isla de Enmedio en Lázaro Cárdenas y en Manzanillo. En el extranjero los ejemplos del éxito del método abundan.

### 6.1 Ensayes de penetración estándar y de cono eléctrico

Sucintamente, el método simplificado de Seed e Idriss consiste en comparar una medida de la resistencia a la penetración (el número de golpes de una prueba de penetración estándar,  $N$ , o la resistencia de punta medida con un cono eléctrico,  $q_c$ ) con el cociente de esfuerzos cíclicos,  $\tau_c / \sigma'_0$ , que se induce en la masa arenosa, a una profundidad dada. Con estos dos parámetros se determina si en la profundidad estudiada el suelo puede licuarse, de acuerdo con experiencias previas pues los pares de valores  $N - \tau_c / \sigma'_0$  o  $q_c - \tau_c / \sigma'_0$  obtenidos al examinar las condiciones de sitios en donde se ha presentado licuación, definen líneas que separan los estados de arenas licuables de los que no lo son. En la fig. 21 se presenta una de estas gráficas en donde se puede estimar la licuabilidad de arenas para temblores de diferente magnitud.

La distribución de los esfuerzos cortantes máximos que se presentan dentro de un depósito de arena se puede obtener aproximadamente con la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_c}{\sigma'_0} \approx 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} r_d \quad (15)$$

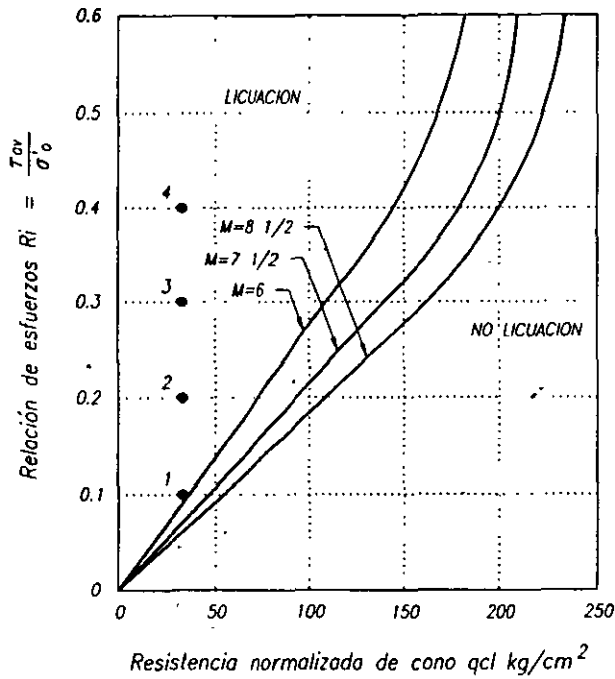


Fig 21 Evaluación del potencial de licuación

en donde  $a_{max}$  es la aceleración máxima del terreno;  $g$  la de la gravedad;  $\sigma_0$  y  $\sigma'_0$  son los esfuerzos verticales total y efectivo a la profundidad donde se estiman los esfuerzos cortantes. El parámetro  $r_d \leq 1.0$  se utiliza para tomar en cuenta los efectos de amplificación que sufren las ondas sísmicas al atravesar materiales de poca rigidez, como los suelos. Este parámetro disminuye con la profundidad y se puede obtener de gráficas como la de la fig. 22 o bien de análisis de la respuesta sísmica del depósito estudiado.

Conocido  $\tau_c / \sigma'_0$ , se determina si el estrato es licuable para los valores de  $N$  o de  $q_c$  medidos en el campo. Estos deben normalizarse con respecto al esfuerzo vertical efectivo de campo, antes de entrar a las gráficas de licuabilidad y para ello se puede emplear la fig. 23 que proporciona un factor,  $C_{q_i}$ , que corrige a los valores de la resistencia a la penetración obtenidos en el campo.

La línea que divide a los pares de valores de  $\tau_{av} / \sigma'_0$  y de  $q_c$  que producen la licuación de los que no la producen, puede utilizarse para definir un factor de seguridad contra la licuación de arenas,  $FS_{lic}$ :

$$FS_{lic} = \frac{(\tau_c / \sigma'_0)_{crit}}{(\tau_c / \sigma'_0)} \quad (16)$$

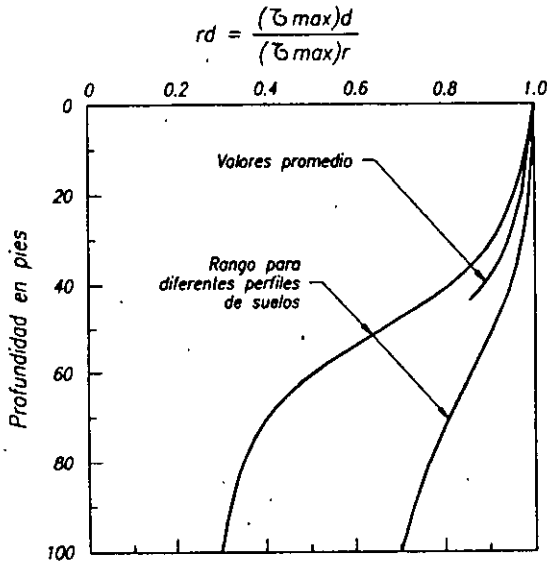


Fig 22 Rango de valores de  $r_d$  para diferentes de suelos

el numerador es el cociente de esfuerzo cortante cíclico promedio que producirá licuación (cociente crítico de esfuerzos cortantes); el denominador representa los esfuerzos cortantes cíclicos que induce en el suelo un temblor con una cierta intensidad determinada por la aceleración máxima del terreno,  $a_{max}$ .

Basándose en el análisis de una amplia colección de casos, Robertson *et-al* (1992) desarrollaron otros criterios para definir directamente a partir de los resultados de un ensaye de cono eléctrico, si un estrato es licuable. De acuerdo con ellos, la licuación se presenta si:

$$q_c \left( \frac{P_e}{\sigma_0} \right)^{0.6} \leq 67 \text{ kg / cm}^2 \quad (17)$$

$$q_c \left( \frac{P_e}{\sigma_0} \right)^{0.5} \leq 50 \text{ a } 75 \text{ kg / cm}^2 \quad (18)$$

$$q_c / \sigma_0 \leq 40 \text{ a } 50 \text{ kg / cm}^2 \quad (19)$$

En la gráfica de la fig. 24 se ilustra la aplicación de este criterio para un depósito de arenas sueltas en Manzanillo, Col.; como se ve en esa figura, las ecs. (17) y (18) limitan una zona en donde la licuación es posible. La expresión (19) define límites más optimistas de las condiciones de licuabilidad, para presiones verticales pequeñas y para presiones mayores ocurre lo contrario ya que conduce a estimaciones conservadoras.

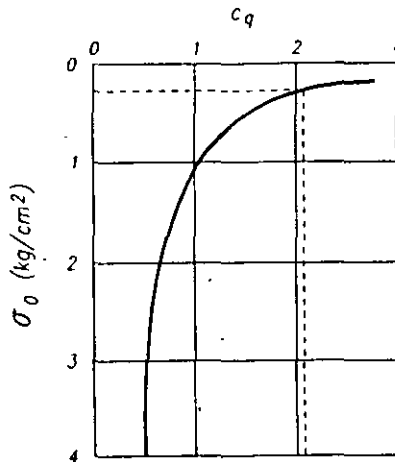


Fig 23 Determinación del factor de corrección  $C_q$

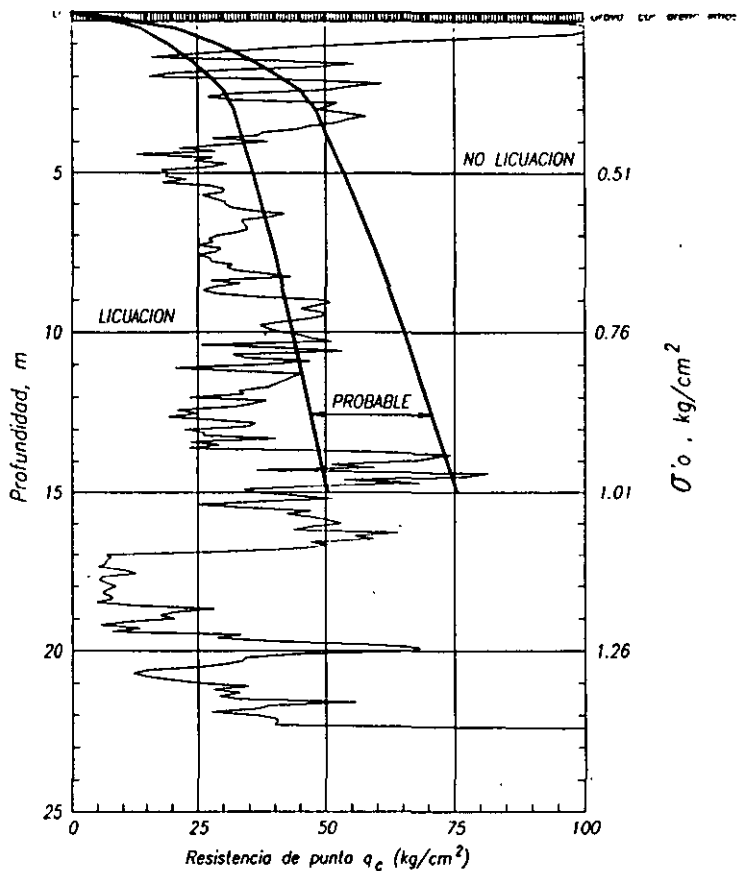
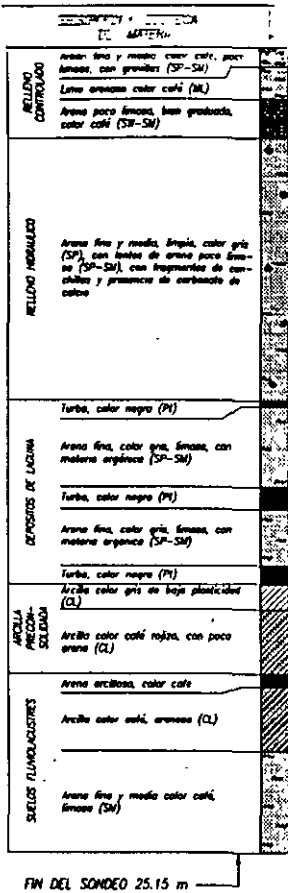
## 6.2 Velocidad de ondas S para estimar el potencial de licuación

**Método basado en el cociente de esfuerzos cíclicos.** En los últimos años también se ha propuesto un método enteramente análogo al de Seed e Idriss en el que, en lugar de la resistencia a la penetración, se utiliza la velocidad de propagación de ondas de cortante como parámetro de comparación para determinar si un estrato es licuable. Este método se desarrolló a partir de la aparición del cono sísmico en Canadá (Robertson et-al, 1992).

La utilización de la velocidad de propagación de ondas de corte – indirectamente medida de la rigidez inicial del suelo– para estimar la licuabilidad de los depósitos arenosos se justifica en tanto que depende de los mismos factores que la determinan: compacidad, grado de saturación, estado de esfuerzos efectivos, tamaño y forma de los granos, etc. En la gráfica de la fig. 25 se presenta un perfil de velocidades de propagación de ondas de corte contra la profundidad obtenido de los resultados de un ensaye con el cono eléctrico, desarrollado en el Instituto de Ingeniería (Ovando et-al, 1996). El uso del nuevo criterio para predecir el potencial de licuación requiere de gráficas como la de la fig. 26 cuyas abscisas son las velocidades de propagación de ondas de corte normalizadas,  $V_{st}$ , y sus ordenadas los esfuerzos cortantes promedio inducidos en la masa del suelo durante un sismo, normalizados con respecto al esfuerzo vertical efectivo de campo,  $\tau_{av}/\sigma'_0$ , dado por la ec. (15).

La velocidad normalizada de ondas de corte se obtiene con:

$$V_{st} = V_s \left( \frac{P_s}{\sigma'_0} \right)^{0.25} \quad (20)$$



Sondeo de cono eléctrico

SIMBOLOGIA

TS Tubo Shelby

Fig 24 Aplicación del criterio de Robertson (1992)



$V_s$  es la velocidad de propagación de ondas de corte medida con el cono sísmico y  $P_0$  es una presión de referencia, generalmente la atmosférica.

Al utilizar este método, también se puede definir un factor de seguridad contra la licuación (ec. 16). El factor de seguridad contra la licuación es función de la profundidad y por ello es posible construir perfiles como los de la fig. 27, en los que  $FS_{lc}$  se calculó para tres temblores con aceleraciones máximas diferentes. Los valores de  $V_s$  se obtuvieron de la fig. 25. En las profundidades en las que  $FS_{lc}$  es menor que la unidad, la licuación de arenas ocurrirá, y tanto más severa como menor sea el valor del factor de seguridad.

**Método basado en la aceleración máxima del terreno.** Fue desarrollado por Holzer (1988) a partir de observaciones de campo efectuadas en California durante varios temblores. Consiste en comparar, en una gráfica, fig. 28, la aceleración máxima del terreno registrada antes de la licuación con la

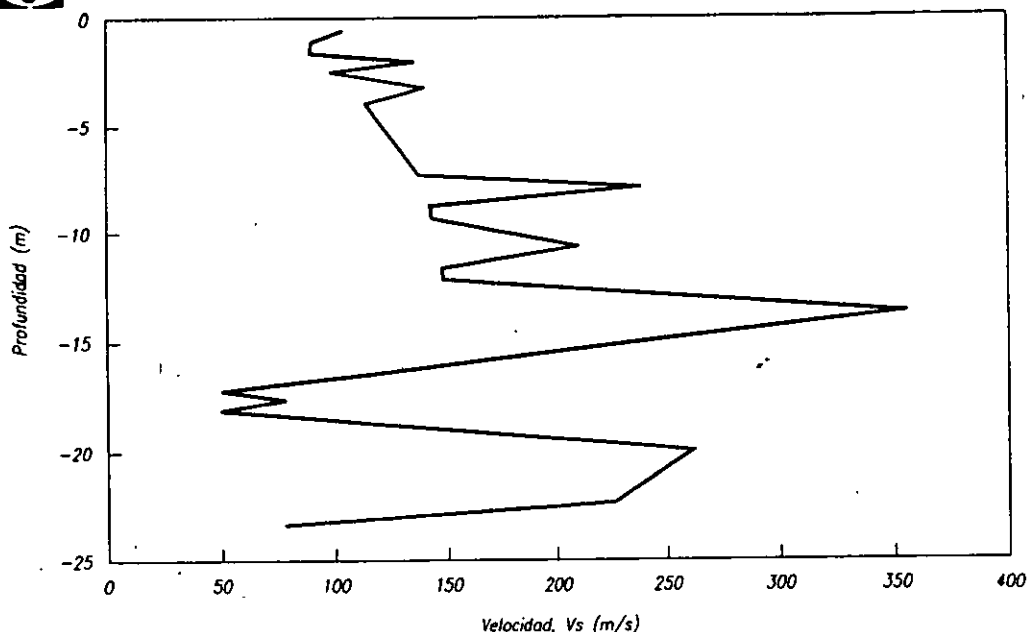


Fig 25 Perfil de velocidad de propagación de onda de corte contra profundidad

velocidad de propagación de ondas de corte medida *in situ*, definiendo fronteras entre los sitios en donde se ha manifestado el fenómeno.

### 6.3 Limitaciones de los métodos simplificados

La aplicación de los métodos simplificados permite determinar si un determinado estrato arenoso suelto es susceptible de licuarse y, con la aplicación de factores de seguridad como el de la ec. (16), se puede estimar cualitativamente la severidad del fenómeno, sin que se éste defina cuantitativamente. La cuantificación *a priori* de los daños que produce un temblor es siempre una tarea que sólo puede proporcionar aproximaciones de su orden de magnitud. Aún así, los métodos simplificados para estimar el potencial de licuación, proporcionan elementos indicativos que se pueden mejorar haciendo análisis de la respuesta sísmica de los depósitos arenosos sueltos.

**Métodos analíticos.** En estos se integran las ecuaciones de movimiento, modelando las arenas como materiales capaces de sufrir grandes deformaciones. El efecto de la presión de poro se introduce mediante esquemas simplificados, algunos de ellos obtenidos de los resultados de ensayos de laboratorio o bien, mediante modelos "acopiados" en los que las ecuaciones de equilibrio también incluyen las propiedades del suelo que determinan su capacidad para acumular y disipar presión de poro y además, el suelo se representa como un material elastoplástico (Zienkiewicz *et-al*, 1990).



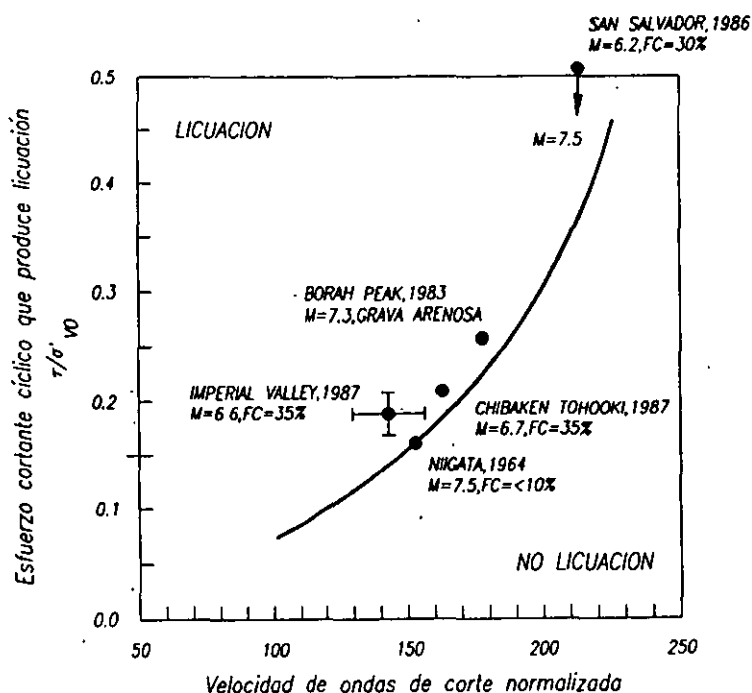


Fig 26 Criterio para estimar el potencial de licuación

Para efectuar un análisis numérico detallado de ese tipo, las arenas deben caracterizarse en términos de modelos constitutivos esfuerzo-rigidez-deformación y de su potencial para generar presión de poro en función de las cargas cíclicas aplicadas. Todo esto se obtiene de ensayos de laboratorio —ensayos de columna resonante así como cíclicos triaxiales, torsionales o de corte simple— en muestras de arena reconstituida, ante la gran dificultad de obtener muestras inalteradas de arena.

## 6.4 Relación entre ensayos de campo y de laboratorio

Los resultados de numerosas investigaciones indican que la estructura inicial y el estado de esfuerzos no influyen en las condiciones para que se presente el estado estable (e.g. Verdugo et-al, 1995). De aquí se sigue que siempre se podrán establecer criterios para estimar la licuabilidad de arenas a partir de diagramas de estado construidos con base en los resultados de ensayos de laboratorio, ya que la resistencia última o residual —la resistencia en el estado estable— así obtenida, debe ser igual a la de campo. En efecto, si se acepta lo anterior, se deduce que la línea de estado estable determinada en el laboratorio es la misma que se tiene para un depósito arenoso en el campo y para determinar la licuabilidad de un depósito, deben de conocerse o estimarse los estados de esfuerzos efectivos y las relaciones de vacíos o la compacidad *in situ*.

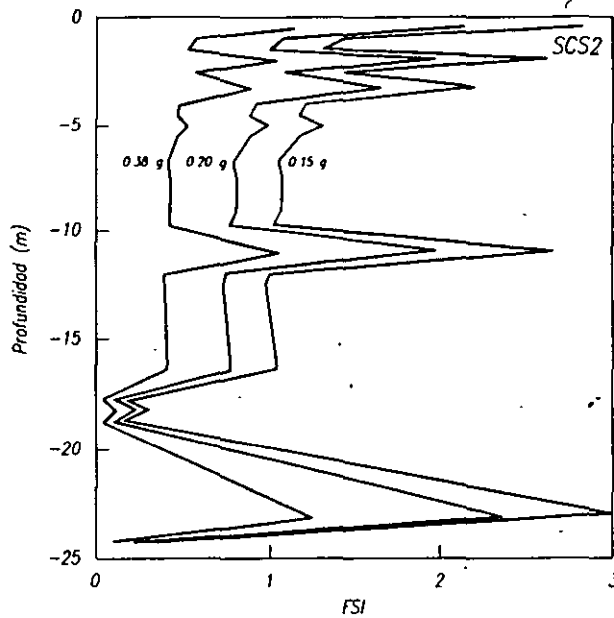


Fig 27 Factor de seguridad contra licuación en función de la profundidad

**Correlaciones entre ensayos de campo y laboratorio.** Desafortunadamente, los problemas de muestreo impiden tener medidas directas de la compactación *in situ* de los depósitos arenosos sueltos. La densidad de estos materiales se ha obtenido con base en los resultados de ensayos de penetración estándar o de cono eléctrico efectuados en cámaras o depósitos especiales de calibración. Este método se ha aplicado exitosamente en nuestro país, como medio para controlar la calidad de materiales limo-arenosos compactados (Santoyo *et-al*, 1992). A falta de estos ensayos, debe recurrirse a correlaciones; algunas de las más recientes se presentan a continuación.

Skempton (1986) propuso la siguiente expresión general para relacionar la densidad relativa de las arenas,  $D_r$ , con la resistencia a la penetración estándar,  $N$

$$N = (a + b\sigma'_v)(D_r/100)^2 \quad (21)$$

en donde  $a$  y  $b$  son constantes que dependen principalmente del tamaño de los granos y  $\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical efectivo de campo. En la práctica japonesa  $a = 16$  y  $b = 23$ , según Ishihara (1993). También existen correlaciones entre  $D_r$  y la resistencia de punta medida con un cono eléctrico,  $q_c$ . La siguiente se debe a Jamiolkowski *et-al* (1985):

$$D_r = -A + B \log(q_c / \sqrt{\sigma'_v}) \quad (22)$$

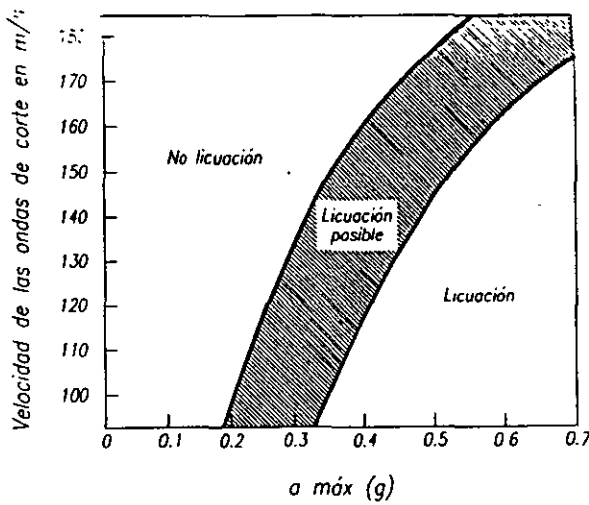


Fig 28 Criterio de licuación de Holzer (1988)

Tatsuoka *et-al* (1990) recomiendan utilizar  $A = 85$  y  $B = 76$ . Conocida la densidad relativa, las densidades máxima y mínima se determinan en el laboratorio con muestras tomadas del lugar.

**Métodos mixtos.** Algunos métodos combinan resultados de ensayos de campo y de laboratorio para estimar el potencial de licuación.

**Resistencia a la penetración y resistencia en el estado estable.** De acuerdo con algunos autores, el método simplificado de Seed e Idriss conduce generalmente a estimaciones conservadoras de la licuabilidad de las arenas sueltas. Dicho método supone implícitamente que existen una correlación única entre la resistencia a la penetración y la resistencia en el estado estable, independientemente del tipo de suelo. Además las curvas de licuabilidad se han obtenido de sitios en donde han ocurrido fallas por licuación, lo que no necesariamente significa que ésta se presente en otros sitios con la misma resistencia a la penetración, pero con diferente compacidad y diferentes estados de esfuerzo. Para individualizar las correlaciones, Verdugo (1993) propone expresiones en las que las resistencias a la penetración medidas en pruebas *SPT* y en pruebas de cono eléctrico, se relacionan con la resistencia en el estado estable,  $q_{ss}$ , y además con otros parámetros que se obtienen de ensayos de laboratorio. Para el caso de las pruebas de penetración estándar sugiere:

$$N_f = \frac{(a+b)}{(e_{max} - e_{min})^2} \left[ e_{max} - e_r + \lambda_{ss} \log \frac{q_{ss}}{C_s \rho_r} \right] \quad (23)$$

en donde  $N_f$  es la resistencia a la penetración normalizada con respecto a la que se obtiene cuando el esfuerzo vertical efectivo es la unidad;  $\lambda_{ss}$  es la pendiente de la línea de estado estable;  $e_{max}$  y  $e_{min}$  son las relaciones de vacíos máxima y mínima;  $e_r$  y  $\rho_r$  definen un punto arbitrario de referencia

en el diagrama de estado, sobre la línea de estado estable;  $a$  y  $b$  son parámetros determinados experimentalmente que dependen del tamaño medio de las partículas y  $C_{ss}$  es una constante relacionada con el ángulo de fricción movilizado en la falla. Esta expresión debe calibrarse antes de aplicarla en la práctica. En el caso de los ensayos de cono eléctrico Verdugo propuso:

$$q_{ct} = 10^{\beta} \quad (24)$$

$$\beta = \frac{1.85e_{max} - 0.85e_{min} - e_r + \lambda_{ss} \log(q_{ss} / C_s \rho_r)}{0.76(e_{max} - e_{min})} \quad (25)$$

Para aplicar las ecs. (23) a (25), se requiere conocer la relación de vacíos y el estado de esfuerzos de campo y estimar la resistencia en el estado estable a partir de la resistencia a la penetración. Esta última se podrá comparar con el esfuerzo cortante cíclico inducido por el temblor de diseño (ec. 15), para determinar si el estrato o punto bajo estudio se licuará. Con estas mismas ecuaciones es posible desarrollar un método más detallado como el que se expuso en el capítulo anterior.

*Resistencia de punta y parámetro de estado  $\psi_A$ .* Este parámetro permite determinar si el comportamiento de una arena será contractivo o dilatante (ec. 3). Been y Jefferies (1986, 1987) lo relacionan con la resistencia de punta medida con un cono eléctrico y con los esfuerzos total y efectivo medios de campo,  $p$  y  $p'$ :

$$\psi_A = -\frac{1}{(8.1 - \ln \lambda_{ss})} \cdot \ln \left[ \frac{q_c - p}{p'} \left( 8 + \frac{0.55}{\lambda_{ss} - 0.01} \right)^{-1} \right] \quad (26)$$

en donde todos los factores que aparecen en esta expresión ya habían sido definidos.

Las expresiones que se presentaron en este subcapítulo (ecs. 21 a 26) son relativamente nuevas y su uso aún no se ha extendido. Por lo mismo, deben calibrarse con datos de campo y laboratorio obtenidos *ex professo*, siempre que sea posible. Existen muchas otras que correlacionan las resistencias a la penetración obtenidas de ensayos de campo con parámetros mecánicos y con los estados de los materiales arenosos, que son más conocidas (véase, por ejemplo, Santoyo et al, 1989).

## 6.5 Evaluación de las acciones sísmicas

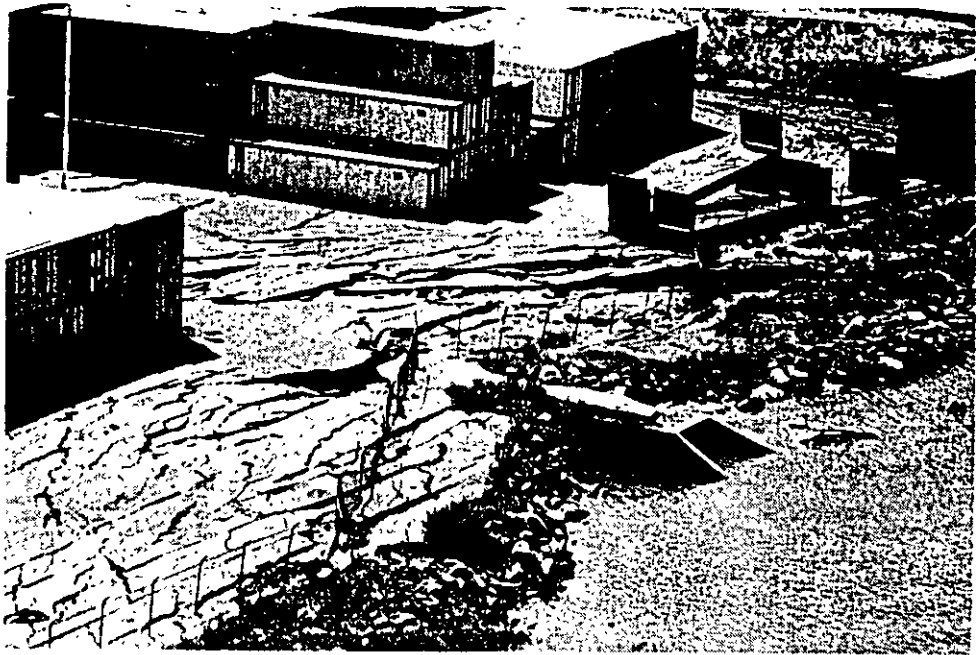
Para evaluar el peligro sísmico en una obra de ingeniería y para estar en condiciones de considerarlo explícitamente en el diseño, debe contarse con la participación de sismólogos, geólogos y geotecnistas. El conocimiento de la sismicidad de la república mexicana ha avanzado enormemente, pero

estos estudios sismológicos se han concentrado en conocer y evaluar el peligro sísmico en la ciudad de México y en las zonas sismogénicas que la afectan, como lo demuestra el hecho de que la red acelerográfica del país contiene estaciones que se concentran en las costas de Guerrero y en la ciudad de México y sus alrededores.

A pesar de las limitaciones, se han producido estudios de sismicidad de carácter regional en los que, en diversos momentos, se ha resumido este conocimiento. Ejemplo de este esfuerzo son los estudios de riesgo sísmico de Esteva (1970, 1975) o los que dieron lugar a las recomendaciones de diseño de algunos manuales, como el de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su última versión (1994). En algunos de los reglamentos de construcciones estatales y de varias de las principales ciudades del país se recogen estas experiencias, adaptándolas de la mejor manera posible a las condiciones locales. Son pocos los estudios sismológicos que se hayan enfocado expresamente a valorar el riesgo sísmico en ciudades, regiones o estados específicos, con miras a reglamentar el diseño sísmico de las edificaciones, como es el caso del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal actual y el del estado de Guerrero y menos son los casos en los que estos estudios se hayan efectuado para estimar el peligro potencial de la licuación de arenas. Una excepción a esta afirmación la constituye el estudio de riesgo sísmico efectuado recientemente en el puerto de Manzanillo donde el 9 de octubre de 1995. ocurrió un temblor que provocó la licuación de grandes masas de rellenos granulares sueltos (Ordaz, 1996).

Cualquier estudio sobre el peligro sísmico debe incluir información actualizada y tan completa como sea posible. La información sismológica cambia continuamente, de acuerdo con la disponibilidad de más estaciones de registro, más datos, más investigaciones al respecto. Esto refuerza la necesidad de contar con información reciente. También debe tenerse presente la incertidumbre sobre los datos y las recomendaciones que se derivan de cualquier estudio de sismicidad. Los estudios de sismología regional y local que se realizan en México la toman en cuenta explícitamente pero es común que los diseñadores olviden.

Para los fines de un estudio sobre licuación, la información sismológica mínima que se requiere es la aceleración máxima del terreno, si se aplica el método simplificado de Seed e Idriss, como frecuentemente ocurre en la práctica profesional. La aceleración máxima del terreno idealmente debiera estar definida con base en un estudio de riesgo sísmico específico lo cual es muchísimo más raro. Si se requieren estudios sobre la respuesta sísmica de la masa arenosa, la información sismológica debe ser más compleja y puede incluir el acelerograma o la familia de acelerogramas de diseño, los espectros de amplitudes de Fourier o bien los espectros de respuesta, dependiendo del método empleado. Los acelerogramas de diseño también son de utilidad en estudios experimentales, en donde se requiere convertirlos en trenes de ondas senoidales equivalentes, con el fin de utilizarlos como señales de excitación en pruebas triaxiales cíclicas.



*"Deformación lateral en zonas no confinadas"*



*"Agrietamiento con expulsión de arena"*

## Capítulo 7

# MEJORAMIENTO DE SUELOS LICUABLES

Las propiedades de las arenas contractivas, sean depósitos granulares de origen natural o rellenos hidráulicos, pueden modificarse mediante técnicas que tienen por objeto densificarlas para incrementar su resistencia a sufrir deformaciones de flujo a la licuación. Un depósito de arena mejorada deberá soportar cargas dinámicas, con asentamientos tolerables sin que se presente la licuación, para las excitaciones sísmicas de diseño. Se ha demostrado en muchos lugares que los suelos y rellenos granulares sueltos responden positivamente a la energía dinámica producida por impactos o vibración con lo que se mejora sus características como densidad relativa, rigidez, resistencia y disminuye su deformabilidad. La aplicación de cargas estáticas temporales (precarga) también mejora las propiedades de estos suelos, aunque es mucho menos efectiva que los métodos dinámicos de compactación.

La naturaleza de la energía dinámica requerida para lograr que un depósito de arena suelta licuable, se convierta en uno estable, para el sismo de diseño, depende del método que se emplee para mejorarlo y varía desde los que consisten en la aplicación de impactos hasta los que aplican oscilaciones armónicas con vibradores. En estos últimos, la intensidad de las vibraciones inducidas dentro de la masa de suelo determina el tipo de su respuesta. A bajas aceleraciones, menores a 0.5g, los suelos responden esencialmente en forma elástica; las deformaciones plásticas predominan cuando las aceleraciones crecen de 0.5 a 1.0g, resultando en la densificación del depósito. Para aceleraciones del orden de 1.5g casi todos los suelos fluyen (*Van Impe y Madhav, 1995*).

La habilidad del depósito para transmitir las vibraciones se reduce a medida que pierda resistencia al corte; así a medida que el suelo se degrada, las vibraciones se tomaran en locales y no serán transmitidas a largas distancias, por lo tanto la densificación sólo ocurrirá alrededor de la fuente. El núcleo fluidizado será sucesivamente rodeado por una zona plástica, una zona compactada y una zona elástica.

### 7.1 Técnicas de mejoramiento

El mejoramiento de rellenos granulares sueltos generalmente involucra grandes volúmenes de material y por ello la selección del método idóneo para cada caso suele involucrar aspectos económicos que, en muchas ocasiones, se privilegian en detrimento de las consideraciones

exclusivamente técnicas. Los costos varían notablemente de uno a otro método y por ello los ingenieros geotecnistas deben conocer las características de los métodos disponibles, así como su efectividad probable y las dificultades para implantarlos en situaciones particulares.

La mayoría de los métodos de mejoramiento aprovechan la capacidad del suelo para deformarse e incluso licuarse para lograr el mejoramiento deseado. Por lo tanto, es imprescindible tener un conocimiento claro de las características y propiedades del depósito, para lograr las metas esperadas. Sería imposible presentar y describir detalladamente en este trabajo, los métodos para el mejoramiento de arenas. Para ello se recomienda recurrir al trabajo de Van Impe y Madhav (1995). A continuación se describen brevemente algunos de ellos, atendiendo a la frecuencia con que estos han sido utilizados.

*Compactación dinámica o de Impacto.* Probablemente la técnica más antigua para el mejoramiento de suelos; utilizada por los romanos y en Estados Unidos desde el siglo pasado, pero realmente racionalizada por Mennard (1975) en la década de los setentas. Consiste en dejar caer una masa, en un arreglo particular, desde una altura fija, para compactar el suelo usando una grúa para izarla; los pesos pueden llegar a las 40 ton y a alturas de caída de 30 m. Las experiencias han demostrado que este método es el menos confiable, pues es difícil lograr el mismo nivel de control y por ello también requiere de ensayos de verificación extensivos. Se recomienda para mejorar rellenos de poco espesor pues el efecto del impacto decrece rápidamente con la profundidad. En México se tienen varias experiencias en la aplicación de este método (Girault, 1989).

*Vibrocompactación.* Método de mejoramiento profundo de suelos granulares que efectúa la densificación por el movimiento vertical y horizontal de un tubo vibrador hincado en el suelo. El vibrador es un tubo hueco de acero con masas excéntricas sostenido por un grúa; la forma de densificar consiste en hincar el tubo en arreglos regulares, provocando la licuación del suelo, para posteriormente reacomodar la estructura hasta alcanzar el grado de densificación deseado. Se han desarrollado varias técnicas y equipos para su ejecución; en algunas se utiliza un martillo hincador vibratorio y un tubo o perfil de acero y que se desce desde la superficie introduciendo y retirando continuamente el tubo; esta técnica resulta poco eficiente ya que hay que cerrar el espacio de los hincados para lograr la densificación deseada, fig. 29 (Munfakh et-al, 1987). En el puerto de Alvarado se desarrollo un tratamiento con esta técnica, (Tamez, 1979).

*Vibroflotación.* Técnica similar a la anterior en ejecución, pero proporciona mejores resultados porque se hace aporte de arena o grava al momento que el suelo se licua, formando de este modo columnas de suelo mejorado, fig. 30.



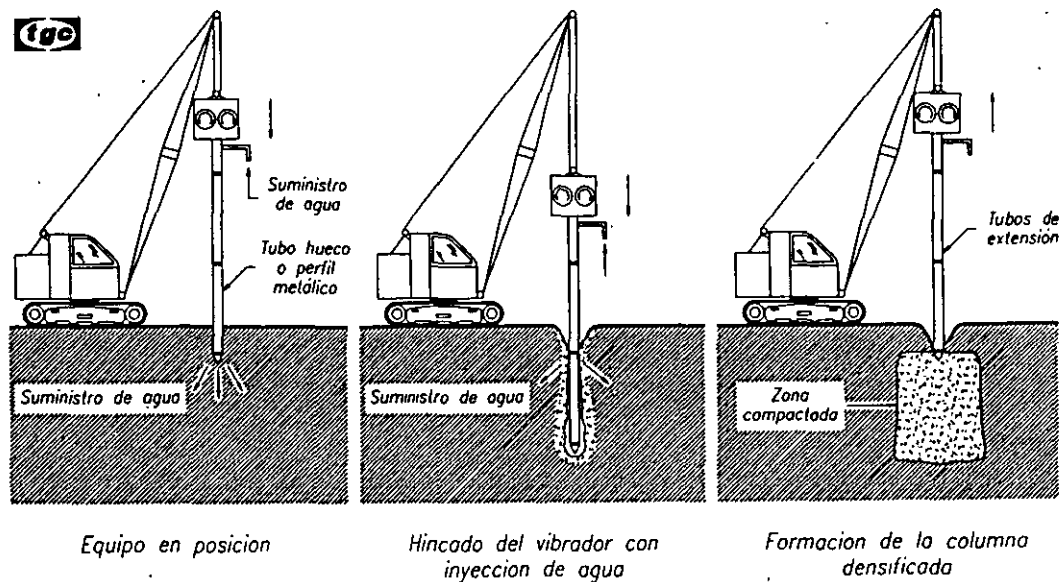


Fig 29 Esquema de la técnica de vibrocompactación

**Vibrodesplazamiento.** Consiste en la compactación por desplazamiento lateral del suelo que provoca un torpedeo vibratorio con toberas en la punta para inyección de aire o agua que se hincan hasta la profundidad deseada, variando la frecuencia de vibración y el arreglo del hincado; el torpedeo de hincado consiste de un tubo de acero de gran peso de 70 a 120 cm de diámetro, equipado con masas excéntricas internas. El proceso consiste en hincar el torpedeo provocando el desplazamiento lateral del suelo, posteriormente se retira el torpedeo y se rellena en capas con grava gruesa o piedra triturada –columnas de piedra–; se introduce nuevamente el torpedeo y se densifica el material colocado, con lo que se logra reforzar el suelo por remplazo, fig. 31, (Munfakh et-al, 1987). Con este procedimiento se logra la densificación del material por refuerzo y se obtienen zonas de disipación de presión de poro.

**Drenes verticales.** Empleados principalmente para ayudar a la consolidación de depósitos de suelos cohesivos, como auxiliares en algunos casos de las precargas, también han sido utilizados para ayudar a mitigar los problemas de licuación, por su capacidad para disipar como drenes las presiones de poro que se generan durante un evento sísmico. Su efectividad para mitigar problemas de licuación ha sido limitada.

**Inyección de mezclas (jet grout).** El Jet Grout, desarrollado en su versión actual en Japón, es una técnica que utiliza una broca con toberas horizontales de alta eficiencia que cortan a los suelos lateralmente y al mismo tiempo introduce una inyección que se combina con el suelo formando columnas de material inyectado, logrando desde la mezcla del depósito de suelo con la inyección, hasta el completo remplazo. Generalmente se inyecta cemento y usualmente se ha utilizado para recimentar y restablecer la capacidad de estructuras dañadas, fig. 32, (Kauschinger et-al, 1992).

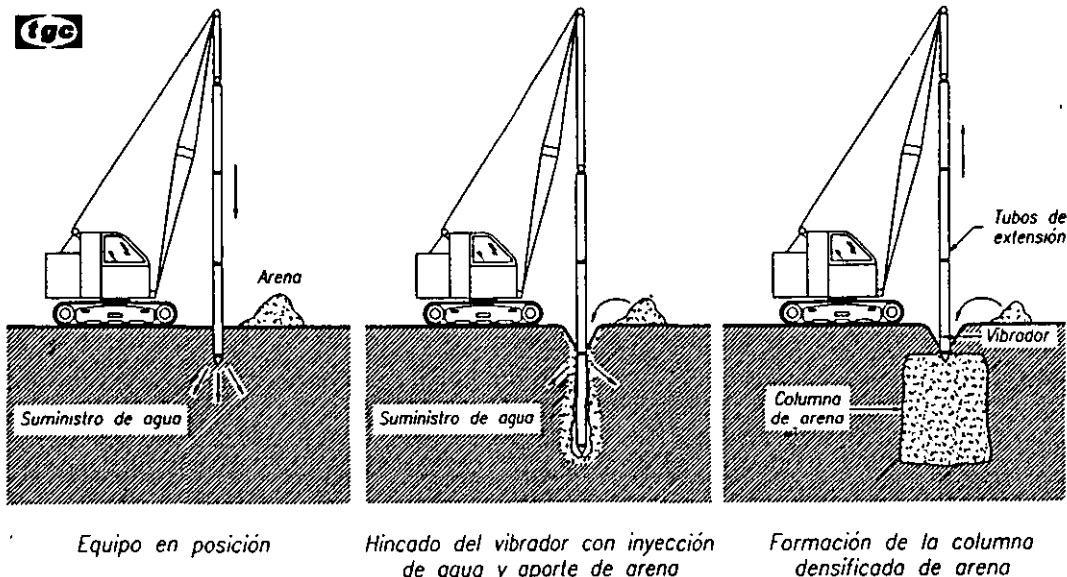


Fig 30 Esquema de la técnica de vibroflotación

**Explosivos.** En algunas ocasiones se han empleado para compactar materiales arenosos. Su principal limitación es la falta de control que se tiene en el proceso debido a la gran erraticidad de los resultados que suelen obtenerse cuando se utiliza este método (Santoyo, 1969).

**Precarga.** Consiste en aplicar una carga temporal sobre el área que se requiere mejorar, para lograr reducciones de volumen en la masa arenosa por consolidación. Su efectividad depende de la magnitud de la sobrecarga inducida en el suelo y si se utiliza en grandes extensiones puede resultar muy onerosa. Generalmente es menos efectiva que los métodos vibratorios de compactación.

**Reemplazo.** Consiste en retirar el material licuable y reemplazarlo con otro de mejores características. Atendiendo a los costos que significa, en general sólo resulta recomendable en el tratamiento de superficies relativamente pequeñas y en depósitos de poco espesor.

**Comentarios.** La efectividad del jet grout y del vibrodesplazamiento es alta, porque los equipos actuales producen resultados confiables; con la vibroflotación, la vibrocompactación, el impacto, los explosivos e, incluso, la precarga, es necesario ratificar constantemente los trabajos con pruebas de campo para verificar su eficacia.

## 7.2 Experiencias recientes

El 17 de enero de 1995 tuvo lugar el temblor de Hyogoken-Nambu (Japón) en el que se licuaron muchos rellenos granulares en terrenos ganados al mar así como depósitos naturales de las planicies aluviales.

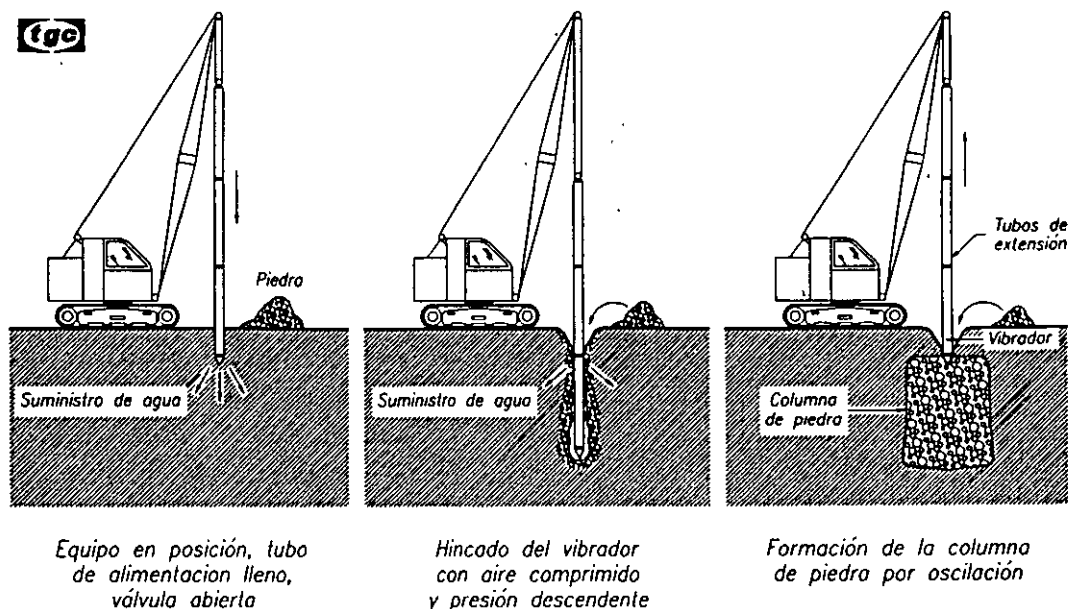


Fig 31 Esquema de la técnica de vibrodesplazamiento

En las instalaciones del puerto de Kobe, la licuación de arenas produjo daños a lo largo de la costa que rodea a la bahía de Osaka. El comportamiento de los rellenos artificiales de Kobe durante este temblor constituyó una prueba a gran escala de la efectividad de algunos métodos de mejoramiento masivo de arenas y las lecciones más importantes que se obtuvieron de esta experiencia se resumen a continuación. Los datos y la información que se presenta se tomaron de los trabajos de Yasuda *et al* (1996a, 1996b) en donde el lector podrá encontrar una descripción más detallada de este caso.

Buena parte de la instalación portuaria de Kobe se asienta sobre terrenos ganados al mar, constituidos por rellenos granulares que se empezaron a depositar desde 1953. En 1966 se inició la construcción de dos islas artificiales, la de Port y la de Rokko en donde se depositaron arenas de origen granítico. El suelo de relleno, conocido localmente con el nombre de Masa, es arenoso y contiene cantidades relativamente grandes de grava, limo y arcilla. Toda la isla Port y el norte de la isla Rokko se rellenaron con este material cuyo diámetro medio varía de 0.2 a 6 mm, el contenido de gravas de 0 a 65% y el de finos, de 5 a 35%. El sur de la isla Rokko se rellenó con "suelos de Kobe" que también son arenosos y en donde los contenidos de grava y finos son, respectivamente, 15 a 75% y 10 a 55%.

Bajo los rellenos granulares con los que se formaron las dos islas artificiales se localiza una arcilla aluvial muy suave. Los rellenos granulares se mejoraron instalando drenes verticales de arena gruesa o aplicando precargas, en las zonas donde se construyeron estructuras importantes. Los rellenos de otras partes de las islas se mejoraron con columnas de grava (vibrodesplazamiento) o con vibrocompactación.

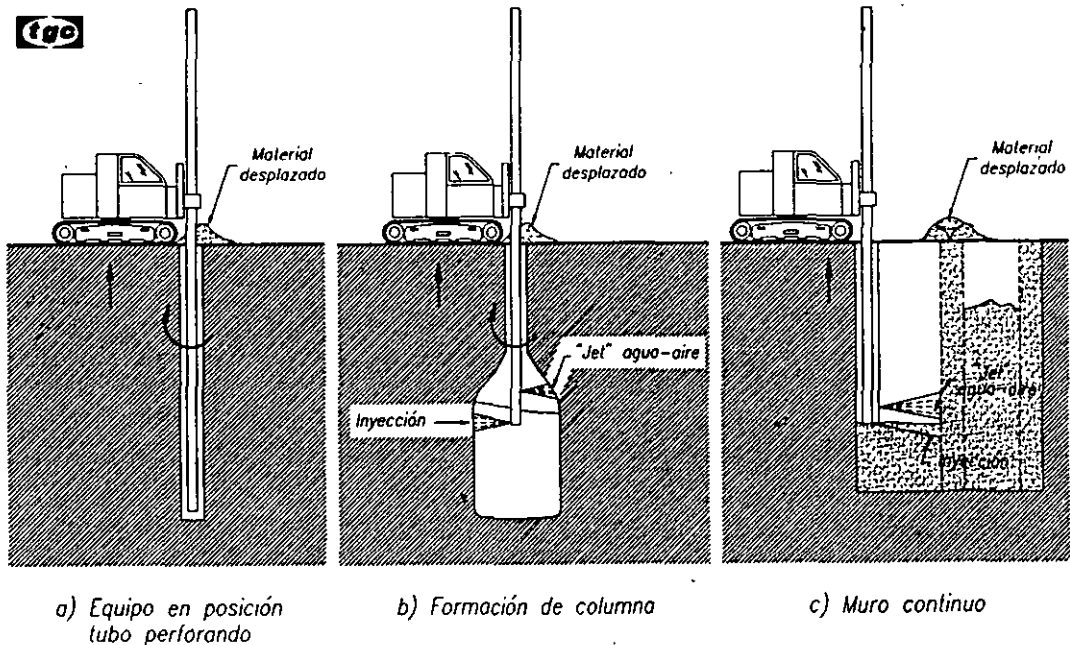


Fig 32 Técnica de "Jet Grout"

Según los autores, el propósito de las obras de mejoramiento no fue mitigar daños en el caso de que se licuaran los rellenos granulares (excepto una zona que se compactó con vibrodesplazamiento), sino mejorar las características de las arcillas subyacentes en cuanto a sus características de deformabilidad y sus condiciones de drenaje.

Al ocurrir el temblor, se presentaron asentamientos de diferentes magnitudes en todas las áreas ocupadas por las dos islas. La distribución de los asentamientos y su magnitud se correlacionó con el método de mejoramiento empleado en cada zona. En algunas de las zonas no tratadas, los hundimientos producidos por la licuación de los rellenos rebasaron 90 cm pero en las que se vibrocompactaron o las que se mejoraron por vibrodesplazamiento, los asentamientos observados fueron prácticamente nulos. De acuerdo con la magnitud de los asentamientos sufridos, la efectividad de los métodos de mejoramiento es la que se aprecia en la fig. 33. Como se ve, el método menos efectivo es el de precarga, seguido del drenes verticales y uno en el que se combinó el uso de drenes con precarga. Los métodos más efectivos fueron el de vibrocompactación y el de vibrodesplazamiento. Sin embargo, aun en el caso del método de precarga se lograron reducciones significativas (cerca de un 30 %) con respecto a los asentamientos promedio que sufrieron los suelos no mejorados.

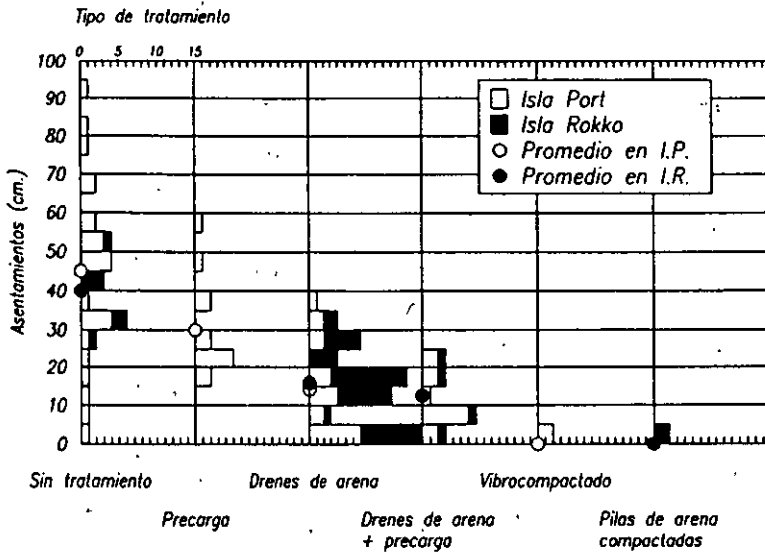


Fig 33 Asentamientos ocurridos en zonas tratadas con diferentes métodos



*"Bolas de arcilla expulsadas por los chorros de arena"*

## **REFERENCIAS**

Alarcón-Guzmán, A., Leonards, G.A. and Chameau, J.L. (1988), "Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands," Proc. ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, **114**, 10, 1089-1109.

Alberro, J. (1992), "La Licuación de las Arenas", *Volumen Raúl J Marsal*, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Been, K. y Jefferies, M.G. (1985), "A State Parameter for Sands," *Geotechnique*, **35**, 299-112.

Been, K., Crooks, J.H.A., Becker, D.E. and Jefferies, M.G. (1986), "The Cone Penetration Test in Sands: Part I, State Parameter Interpretation," *Geotechnique*, **36**, 2, 239-249.

Been, K., Jefferies, M.G., Crooks, J.H.A. and Rothenburg, L. (1987), "The Cone Penetration Test in Sands: Part II, General Inference of State," *Geotechnique*, **37**, 3, 285-299.

Been, K., Jefferies, M.G. and Hachey, J. (1991), "The Critical State of Sands," *Geotechnique*, **41**, 3, 365-381.

Casagrande, A. (1936), "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills," *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers, Jan., 257-276.

Casagrande, A. (1975), "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands. A Critical Review," *Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Argentina.

Castro, G. (1969) "Liquefaction of Sands," Harvard Soil Mechanics No. 81, Cambridge Mass., Jan.

Castro, G. (1975), "Liquefaction and Cyclic Mobility os Saturated Sands," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, **101**, No. GT6, Proc. Paper 11388, June.

CFE, (1994), "Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo", México: Comisión Federal de Electricidad.

Esteva, L. (1970), "Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería, Pub. 246, Serie Azul, México: Instituto de Ingeniería, UNAM.

Esteva, L. (1975), "Geology and Probability in the Assessment of Seismic Risk", Pub. E13, Serie Gris, México: Insituto de Ingeniería, UNAM.

Ford, C. J. (1985), "The Behaviour of Clayey Sands with Low Clay Contents", M. Sc Report, Imperial College of Science and Technology, London.

Georgiannou, V.N., Burland, J.B. and Hight, D.W. (1990), "The Undrained Behaviour of Clayey Sands in Triaxial Compression and Extension", *Geotechnique*, **40**, 431-449.

Girault, P. (1989), "Compactación Dinámica, Generalidades y Casos de Aplicación en México", *Construcción Especializada en Geotecnia*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Holzer, T.L., Youd, T.L. and Hanks, T.C. (1988), "Dynamics of Liquefaction During the Superstition Hills Earthquake (M=6.5) of November 14, 1987", *Post Presentation, ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, Earthquake Engineering and Soil Dynamics II*, Park City, Utah.

Ishihara, K. (1993), "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", *Geotechnique*, **43**, 3, 351-415.

Jamiolkowski, M., Ghionna, V.N., Lancellotta, R. and Pasqualini, E. (1985), "New Correlations of Penetration Tests for Design Practice", *Proceedings of Penetration Testing, International Symposium on Penetration Testing*, 1, Orlando, Fla, 263-296.

Konrad, J.M. (1990), "Minimum Undrained Strength Versus Steady-State Strength of Sands", *Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, **116**, 6, 948-963.

Konrad, J.M. (1993), "Undrained Response of Loosely Compacted Sands During Monotonic and Cyclic Compression Test", *Geotechnique*, **43**, 1, 69-89.

Marsal, R.J. (1961), "Behavior of a Sandy Uniform Soil During the Jaltilpan Earthquake, Mexico", *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr.*, Paris, 1, 229-233.

Mennard, L. and Broise, Y. (1975), "Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation," *Geotechnique*, **15**, 1, 3-18.

Munfakh, G.A., Abramson, L.W., Barksdale, R.D. and Juran, I. (1987), "In-situ Ground Reinforcement", *Soil Improvement-A Ten Years Updated, Geotechnical Special Publication*, **12**, American Society for Testing and Materials.

Ordaz, M. (1996), "Espectros de Diseño en el Puerto de Manzanillo", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a la Administración Portuaria Integral de Manzanillo.



Ovando-Shelley, E. (1986), "Stress-Strain Behaviour of Granular Soils Tested in the Triaxial Cell", Doctoral Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.

Ovando-Shelley, E. (1989), "Propiedades y Comportamiento Dinámico de los Suelos", *XV Curso Internacional de Ingeniería Sísmica*, División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Ovando-Shelley, E. y Mesa, C.M. (1991), "Undrained Behaviour of a Sand Containing Finés", *Memorias, IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, III, 1119-1136, Viña del Mar, Chile.

Ovando-Shelley, E. (1992) "Bounding Surfaces and Steady-State for Sands" *Volumen Raul J Marsal*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, D.F., México, 193-204.

Ovando-Shelley, E. y Pérez, B. (1996) "Undrained Behaviour of Clayey Sands in Load Controlled Triaxial Tests", En prensa (aceptado para su publicación), *Geotechnique*.

Ovando, E., Contreras, R. y Sámano, A. (1996), "Ensayes de Cono Sísmico en el Patio de Contenedores del Puerto Interior de San Pedrito, Manzanillo, Informe Preliminar", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a la Administración Portuaria Integral de Manzanillo, P# 5589.

Poulos, S.J. (1981), "The Steady-State of Deformation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107, GT 5, 553-562.

Robertson, P.K., Woeller, D.J. and Finn, W.D.L. (1992), "Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential", *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 686-695.

Roscoe, K.H. and Burland, J.B. (1968), "On the Generalised Stress-Strain Behaviour of 'Wet' Clay", *Engineering Plasticity*, De. J. Heyman and F.A. Leckie, Cambridge University Press, Cambridge, Great Britain, 535-609.

Santoyo, E. (1969), "Cambios en la Resistencia al Corte de las Arcillas del Lago de Texcoco Debido a Consolidación y Explosiones", *Volumen Nabor Carrillo*, Secretaría de Hacienda y Crédito Público.

Santoyo, E., Lin Xue, R. y Ovando Shelley, E. (1989), "El Cono en la Exploración Geotécnica", México, TGC Geotecnia.

Sarma, S.K. and Jennings, D.H. (1980), "A Dynamic Pore Pressure Parameter  $A_n$ ", *Proc. International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, Swansea, 295-298.

Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1968), "Critical State Soil Mechanics", McGraw-Hill, London.

Seed, B., and Lee, K. (1966), "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, **92**, 105-134.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, **97**, SM9, 1249-1273.

Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J. (1975), "The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction", Report EERC 75-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H.B. (1979), "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **105**, GT2, 201-255.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Monograph Series.

Seed, H.B., Idriss, I.M., and Arango, I. (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *Journal Geotechnical Eng Div, ASCE*, **109**, 3, 458-479.

Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1984), "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", Report N° UBC/EERC-84/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H.B. and De Alba, P. (1986), "Use of SPT and CPT for Evaluating The Liquefaction Resistance of Sand", *Geotechnical Special Publication No. 6, Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, American Society of Testing and Materials.

Shibuya, S. (1985), "Undrained Behaviour of Granular Materials Under Principal Stress Rotations", Doctoral Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.

Singh, S.K., Ponce, L. and Nishenko, S.P. (1985), "The Great Jalisco Earthquake of 1932: Subduction of the Rivera Plate", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **75**, 1301-1313.

Skempton, A. (1986), "Standard Penetration Test Procedure and Effects of Overburden, Relative Density, Particle Size Ageing and Over Consolidation", *Geotechnique*, **36**, 425-447.

Symes, M.J. (1983), "Rotation of Principal Stresses in Sand", Doctoral Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.

Tamez, E. (1979), "Experiencias con la Vibroflotación en el Puerto Pesquero de Alvarado, Ver.", *Mejoramiento Masivo de Suelos*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Van Impe, W.F. and Madhav, M.R. (1995) "Deep Compaction of Soils and Waste Fills", *Ciclo de Conferencias Internacionales Leonardo Zeevaert, Facultad de Ingeniería, UNAM, México*

Verdugo, R., Ishihara, K. and Towhata, I. (1991), "Steady State as a Reference State", *Memorias, IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, Viña del Mar, Chile, 3, 1, 71-1184.

Verdugo, R., Ishihara, K. (1991), "Characterization of the Undrained Behavior of Sandy Soils", *Proc. International Symposium on Natural Disaster Reduction and Civil Engineering*, Osaka, Japón.

Verdugo, R. (1993), "Análisis de Estabilidad Sísmica de Masas de Suelos no Cohesivos Mediante el uso de la Resistencia Última", *VI Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Chile, Vol I.

Verdugo, R., Retamal, E. y Bard, E. (1995), "Algunas Críticas Sobre la Evaluación de la Licuefacción", *Memorias, X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos, Guadalupe, Mex.*, Vol. 3, 1844-1858.

Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N. (1996), "Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence Due to Liquefaction", *Soils and Foundations, Special Issue*, 99-107.

Zienkiewicz, O.C., Chan, A., Pastor, M., Paul, D.K. and Shiomi, T. (1990), "Static and Dynamic Behaviour of Soils: a Rational Approach to Quantitative Solutions. I. Fully Saturated Problems", *Proceedings of the Royal Society of London*, A 429, 285-309.

probado anteriormente en laboratorio, con un elemento disipador por fricción. La fuerza de fricción que se desarrolla es proporcional al desplazamiento relativo entre sus extremos. El disipador está compuesto por un cilindro de acero que en su interior tiene resortes con bordes de bronce en los extremos. La respuesta analítica se comparó con la respuesta del marco solo y del marco con diagonales. Los desplazamientos del marco con el disipador son del orden de la mitad de los obtenidos para los otros dos modelos y los cortantes son prácticamente iguales para el marco solo y el marco con el dispositivo; el marco con diagonales genera fuerzas cortantes del orden del triple de los dos modelos anteriores.

Grigorian y Popov (1993) probaron dos tipos de dispositivos. En el primero, la fricción ocurre entre dos superficies de acero y en el segundo entre acero y latón. Las placas se unen por medio de un perno con un agujero para permitir el desplazamiento. Los elementos se colocan en diagonales de manera que si la carga axial sobre estos excede un umbral, el sistema se desliza y disipa energía por fricción. Los ciclos histeréticos de los dispositivos son muy estables y casi rectangulares. Los dispositivos se incorporaron en un modelo de tres niveles en los laboratorios de la Universidad de California en Berkeley. Los primeros resultados publicados muestran que el sistema no tuvo degradación después de ser sometido a varios temblores.

### *d) Disipadores con comportamiento viscoelástico*

Los disipadores de este tipo se colocan de forma similar a los de fricción, pero su comportamiento es el correspondiente a materiales viscoelásticos. Se han llevado a cabo estudios experimentales de marcos con la inclusión de dispositivos como el que aparece en la fig 27 que mostraron este comportamiento (Lin y col, 1988). Los ciclos histeréticos se grafican en la fig 28. Los resultados obtenidos muestran un fuerte incremento del amortiguamiento del marco y reducciones importantes en la respuesta. Esta misma conclusión fue obtenida en el estudio de Aiken y col (1990), en el que resultaron despreciables los incrementos de temperatura generados durante la prueba, en el material viscoelástico.

Soong y Mahmoodi (1990) estudiaron el comportamiento de este sistema al variar la temperatura de 22 C a 35 C. Encontraron una fuerte dependencia del amortiguamiento como función de este parámetro, por lo que se debe tener especial cuidado en su evaluación.

Kirekawa y Asano (1992) realizaron una prueba experimental sobre un marco de acero de un nivel con un disipador viscoelástico de acrílico. Las curvas histeréticas del disipador son muy estables y muestran buena capacidad de disipación. Sin embargo, el amortiguamiento es también muy dependiente de la temperatura ambiente a la que se lleve a cabo la prueba.

Chang y col (1992) proponen un procedimiento de diseño para el análisis de estructuras con disipadores viscoelásticos. Las fórmulas propuestas se obtuvieron con base en resultados de estudios analíticos y experimentales de un modelo de laboratorio de cinco niveles de acero, escala 2/5.

Constantinou y col (1993) probaron un amortiguador consistente en un pistón de acero con un orificio de bronce que contiene en su interior fluido viscoso con comportamiento viscoelástico. A diferencia de otros dispositivos del mismo tipo, este reduce los desplazamientos laterales y los momentos flexionantes sin introducir fuerzas axiales importantes. El análisis de un modelo de acero de tres niveles mostró reducciones de la respuesta de dos a tres veces con respecto al marco sin los dispositivos, al someterse al registro del temblor de El Centro, 1940. Se incorporaron también en un puente, apoyado sobre aisladores, para incrementar su capacidad de disipación. Los resultados incrementaron el amortiguamiento del sistema hasta un valor cercano al 50% del crítico. Una limitante de los dispositivos con este comportamiento es que su comportamiento histerético depende de la frecuencia de excitación.

## 1.2 Aisladores de base

Estos sistemas tienen como finalidad aislar la cimentación de la superestructura. Al colocarlos se alarga considerablemente el periodo fundamental de vibración de la estructura. Se han aplicado fundamentalmente en lugares donde los principales temblores que ocurren tienen

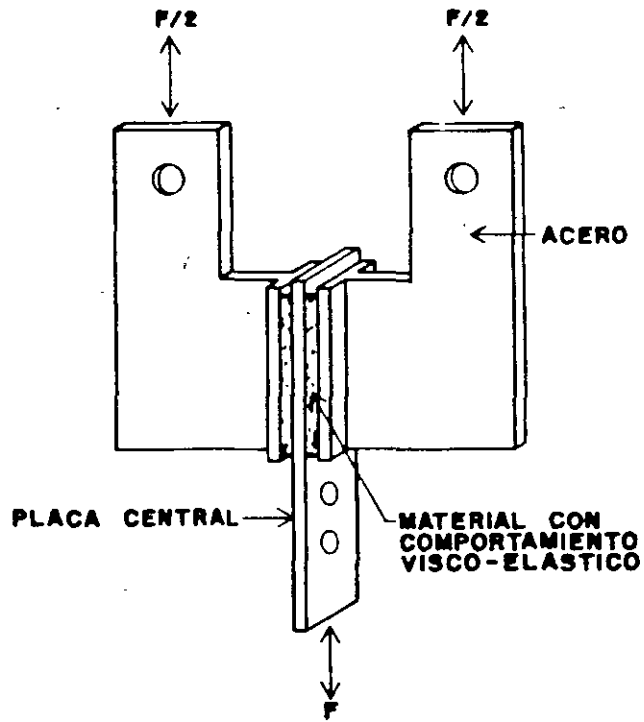


Fig. 27 Disipador con comportamiento viscoelástico

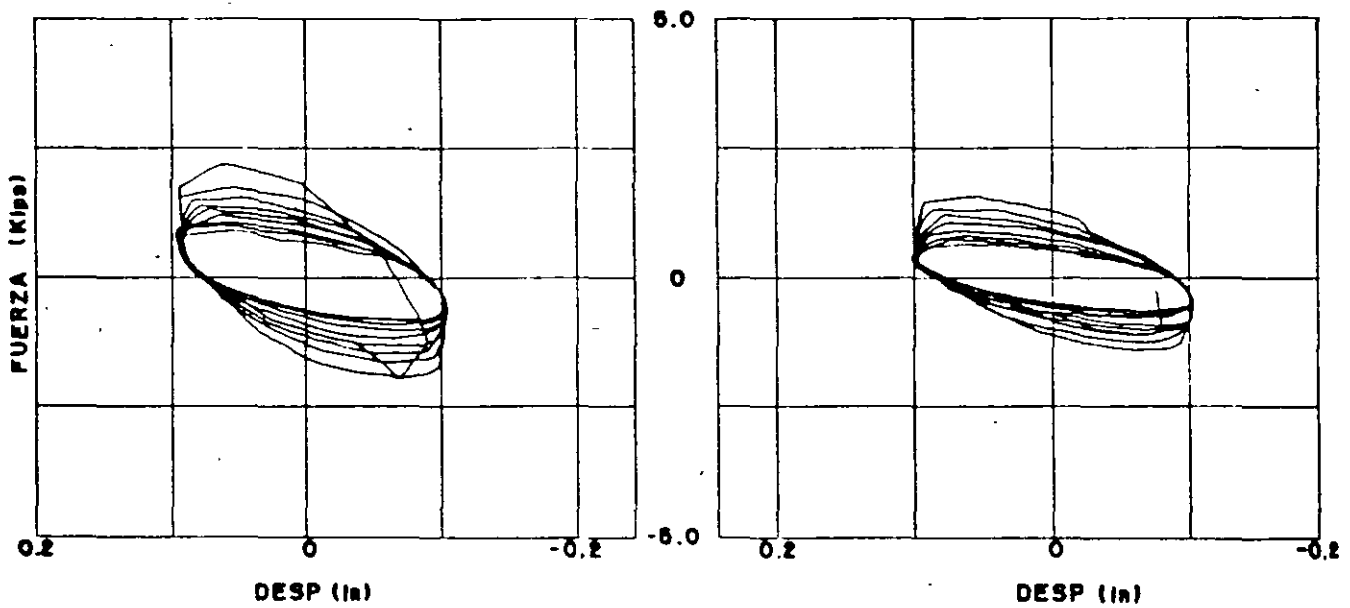


Fig 28 Comportamiento histerético del dispositivo viscoelástico

gran contenido de frecuencias altas, así, la estructura se aleja de los periodos con ampliificaciones importantes del terreno.

Los primeros intentos por usar aisladores como los actuales se describieron en el Tercer Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica celebrado en 1965 (Katsuta y Mashizu, 1965, y Matsushita e Izumi, 1965-a y b).

Las primeras aplicaciones de los aisladores de base actuales fueron en puentes debido a que estas estructuras normalmente se apoyan sobre placas de neopreno para permitir el libre desplazamiento ocasionado por cambios de temperatura. Esto permitió la sustitución, sin mayores modificaciones, de las placas de neopreno por aisladores de base.

Entre los primeros aisladores de base fabricados comercialmente se encuentran los apoyos rectangulares o circulares formados con placas de hule intercaladas con placas más delgadas de acero (fig 29). Este sistema es muy flexible horizontalmente pero tiene gran rigidez vertical. Su disipación de energía es pequeña y su objetivo fundamental consiste en flexibilizar lateralmente la estructura.

Los aisladores se han combinado con algunos de los sistemas disipadores de energía mencionados, para tener en conjunto una estructura flexible con disipación de energía en la base (Skinner y col, 1975-a y b, y Skinner y McVerry, 1975). Se han realizado estudios de laboratorio con esta combinación, como el de la fig 20 (Kelly y col, 1977), en la Universidad de California, en Berkeley. Los estudios demuestran la conveniencia de adicionar disipadores de energía para limitar los desplazamientos y tener un comportamiento adecuado en condiciones de servicio. De acuerdo con la modelación analítica del marco, se demostró que la reducción de la respuesta experimental se predice adecuadamente si se considera que el disipador proporciona un porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente adicional de alrededor del 30% para el primer modo de vibrar.

En el estudio anterior se destaca también que aunque en general una estructura aislada tiene un comportamiento similar al de un sistema de un grado de libertad, al incorporar disi-

padores de energía, pueden llegar a tener importancia los modos superiores de vibrar. Esto se comprueba en los estudios de Lee y Medland (1977 y 1978-a) y Priestley y col (1977).

Tyler (1977-a) realizó pruebas dinámicas con estos aisladores. Aunque el comportamiento histerético para un número elevado de ciclos de carga en los que se alcanzó una deformación unitaria al corte de 50% es muy estable, la disipación de energía es pequeña.

Un sistema similar pero formado con placas de teflón y acero lubricadas y sin lubricar fue probado por Tyler (1977-b). Las áreas de las curvas histeréticas son bastante amplias, lo que hace atractivo su uso como disipador de energía. Con estas placas Tyler (1977-c) propone un dispositivo para desligar elementos no estructurales que a su vez incrementa el amortiguamiento de la estructura.

Skinner y col (1976) estudiaron el comportamiento de una planta nuclear aislada, con dispositivos de acero en cantiliver que disipan energía por comportamiento inelástico. Encontraron reducción de las fuerzas y desplazamientos de diseño, de hasta diez veces.

Robinson y Tucker (1977) y Robinson (1982) realizaron estudios con un aislador en que se insertó un corazón de plomo (fig 30) con la finalidad de disipar energía. La principal ventaja sobre los aisladores anteriores es el incremento sustancial de la disipación de energía, como lo muestran los ciclos histeréticos (fig 31).

Para mejorar el comportamiento de los aisladores anteriores sometidos a aceleraciones moderadas, Shimoda y col (1992) proponen que se reduzca la sección del corazón de plomo en los extremos del aislador, al colocar placas de hule verticales entre el plomo y las placas horizontales. El comportamiento mejora sustancialmente para aceleraciones menores de 100 gales. Para valores mayores de la aceleración, el comportamiento es similar al aislador original.

Con la misma idea de obtener disipación de energía con aisladores de base, Suzuki y col (1993) proponen un nuevo aislador formado por placas de hule mezclado con ferrita, de alto amortiguamiento. Las curvas histeréticas de este

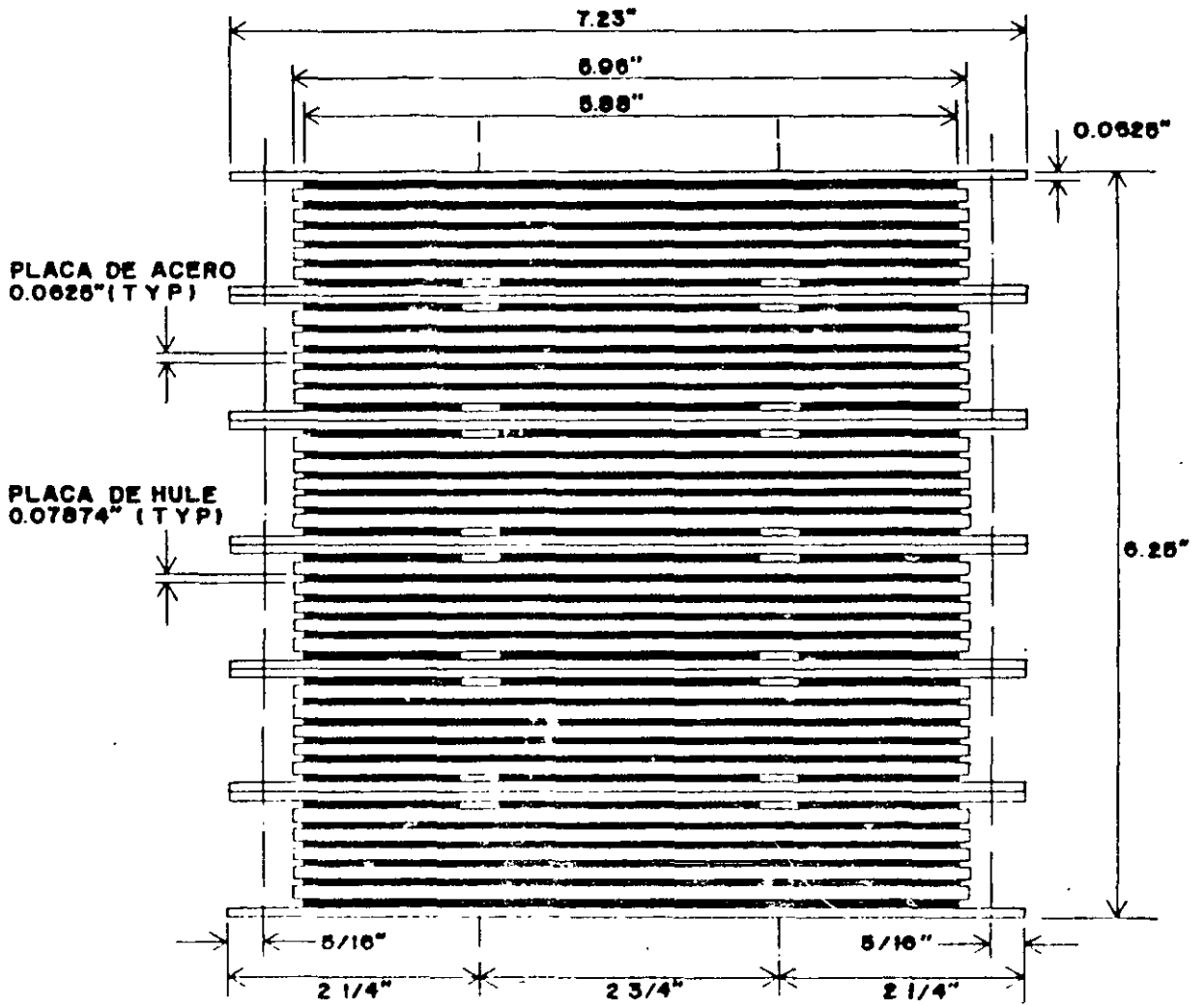


Fig 29 Aislador de base

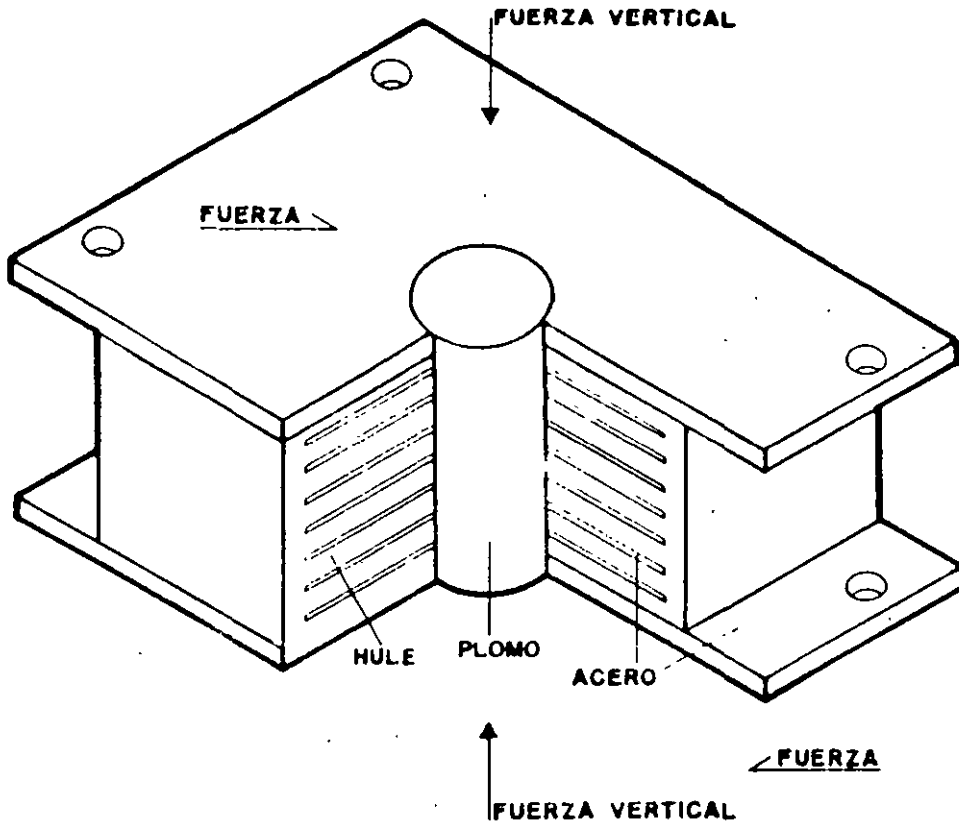


Fig. 30 Aislador de base con corazón de plomo

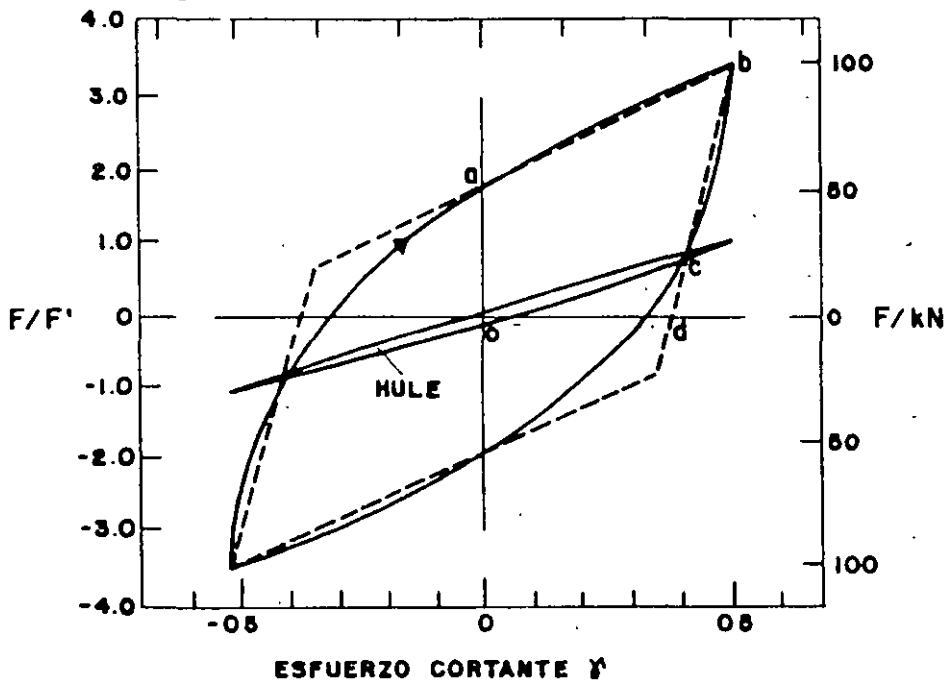


Fig. 31 Comportamiento histerético



aislador son mucho más amplias que las obtenidas con hule normal.

Al usar las propiedades calculadas en Lee y Medland (1978-a), dichos autores (1978-b) estudiaron varias estructuras de seis niveles sometidas a 19 tipos de temblores con y sin aisladores. Los resultados muestran reducciones de la respuesta de hasta 80%, con respecto a la estructura sin aisladores. Los autores dan también algunas recomendaciones de diseño para estructuras aisladas.

Megget (1978) realizó el estudio del primer edificio aislado en Nueva Zelanda. Consta de cuatro niveles con estructuración de marcos de concreto reforzado (fig 32). Para protegerlo, se usaron aisladores con corazón de plomo (Robinson y Tucker, 1977). El diseño se realizó con dispositivos lo suficientemente rígidos, para que el plomo se comportara elásticamente ante las máximas fuerzas esperadas producidas por viento. El costo de los aisladores representó el 3.5% del costo total del edificio y se estimó similar al costo requerido del edificio sin aisladores, para soportar las mismas acciones de diseño.

Kelly y col (1980) estudiaron un marco de acero de cinco niveles con aisladores de base, a escala 1/3, en el laboratorio de la Universidad de California en Berkeley. Se adicionó un sistema de seguridad que entra en funcionamiento al presentarse la falla de los aisladores y consiste en apoyos adicionales que disipan energía por fricción y limitan los desplazamientos, aunque incrementan las aceleraciones transmitidas a la estructura.

Tyler y Robinson (1984) encontraron satisfactorio el comportamiento de aisladores de base con corazón de plomo para deformaciones unitarias por corte mayores del 100%. Estudios posteriores que corroboran el buen comportamiento del aislador, para un gran número de ciclos de carga (Rodwell y col, 1990).

Fujita (1985) hizo una revisión de los sistemas desarrollados en Japón para aislar equipos. Los sistemas se han combinado con amortiguadores de aceite y fricción y/o disipadores.

Constantinou y Tadjbakhsh (1984) muestran las ventajas del uso de aisladores de base en un estudio analítico mediante la teoría de vibraciones aleatorias y modelaron la excitación como un proceso no estacionario. Esta modelación permitió analizar un gran número de casos; se concluye que los desplazamientos y fuerzas cortantes se reducen de manera muy importante al incorporar los aisladores.

Con la finalidad de contar con métodos que permitan probar un mayor número de estructuras con aisladores de base, Tagami y col (1990) desarrollaron un método de prueba pseudo-dinámico, para el análisis de estructuras aisladas, al recurrir a técnicas de subestructuración.

El efecto de la aceleración vertical, en un sistema de dos masas, sobre la respuesta de aisladores que disipan energía por fricción, fue estudiado analíticamente, por Lin y Tadjbakhsh (1986). Los resultados bajo carga armónica muestran incrementos en la fricción y los desplazamientos relativos al incorporar la aceleración vertical. Sin embargo, su influencia fue prácticamente nula al someter al sistema al sismo de El Centro, de 1940.

Kelly y col (1986) estudiaron la superestructura de un puente sobre aisladores con y sin corazón de plomo. El aislador con plomo resultó efectivo para disipar energía y limitar los desplazamientos laterales. Encontraron también adecuado el método lineal equivalente, para el análisis de la estructura.

Para el diseño de aisladores, se ha iniciado el desarrollo de criterios que permiten obtener recomendaciones prácticas como las de Priestley y col (1977), Kelly y col (1986), Mehrain y Clayton (1987), Chalhoub y Kelly (1990), Kelly (1990), Mayes y col (1990), Kuntz (1990) y Griffith y col (1990-b).

Tadjbakhsh y Lin (1987) estudiaron el uso de aisladores con fricción proporcional al desplazamiento. La variación en la fricción se logra mediante la colocación de dos cables que producen un incremento de la fuerza axial sobre las placas al desplazarse lateralmente los aisladores. Los resultados muestran que el incremento de fricción reduce la respuesta de manera importante.

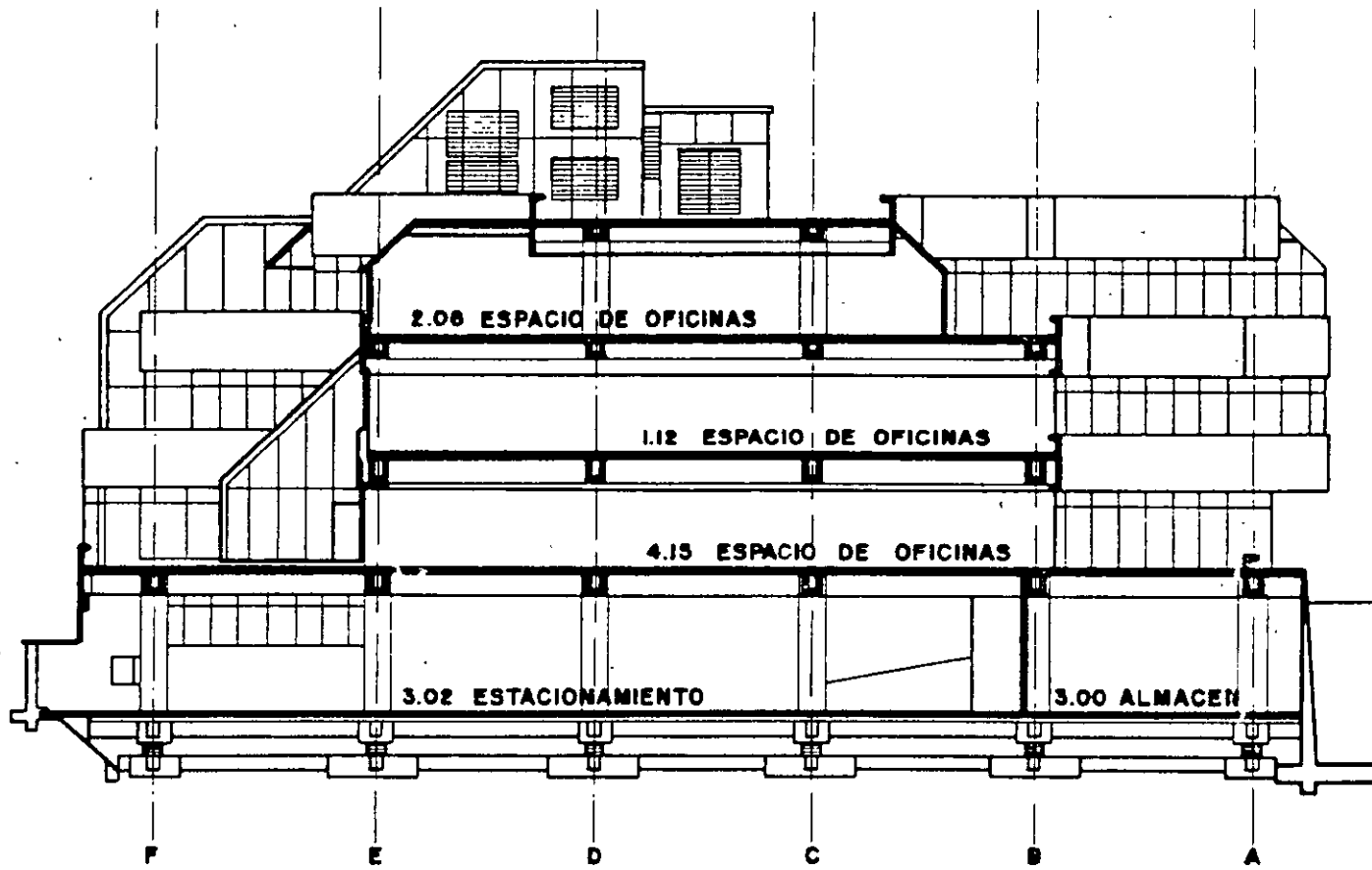


Fig. 32 Sección transversal de un edificio con aisladores de base de corazón de plomo

Anderson y Saunders (1987) estudiaron el uso de aisladores en la reparación y en el reforzamiento de edificios antiguos. Los elementos mecánicos y desplazamientos obtenidos bajo acciones sísmicas, corrobora los resultados de otros investigadores, con relación a los porcentajes de reducción de la respuesta.

Andriano y Carr (1987) colocaron aisladores de base en estructuras de muros de concreto. Comprobaron, con buenos resultados, la aproximación del método lineal equivalente y la distribución de fuerzas propuesta por Priestley y col (1977).

Constantinou y col (1987) determinaron experimentalmente la variación de la fricción en una interfase de teflón con acero. La fricción se incrementó al crecer la aceleración y disminuyó al aumentar la presión sobre las placas. Para frecuencias de la estructura menores a 0.5 Hz y presiones bajas, el sistema proporciona un aislamiento eficiente para temblores moderados y grandes. Para otras combinaciones se carece de estudios experimentales que muestren el comportamiento.

Mokha y col (1990-a y b) realizaron estudios experimentales de aisladores con superficies de teflón. Determinaron que este material reduce la transferencia de frecuencias altas a la estructura por la dependencia de la fricción con la velocidad de deslizamiento. Con base en estos estudios se dan propuestas para el modelado analítico de este material.

Kelly (1981) e Inokomou (1982) proponen la sustitución de las placas de acero por teflón en los aisladores de base. El sistema cuenta con una varilla de acero que conecta la superestructura con la subestructura diseñada para fallar cuando las fuerzas producidas por el temblor exceden de cierto umbral (fig 33).

Griffith y col (1988) estudiaron un modelo experimental de siete niveles, escala 1/5, estructurado con muros de concreto sobre aisladores de base formados de placas de acero y hule. El modelo fue sometido a varios temblores entre los que se encuentra la componente E-W de la estación SCT del temblor del 19 de septiembre de 1985 de México. Ante la acción de temblores de gran magnitud la

estructura se separó de los apoyos. Para evitar tal separación Griffith y col (1990-a) proponen un aislador con un dispositivo en el centro que le permite trabajar en tensión y reducir los desplazamientos (fig 34). La efectividad del dispositivo se comprobó al estudiar un modelo de nueve niveles sometido a varios temblores.

Nagarajaiah y col (1989) desarrollaron un programa de computadora para analizar estructuras aisladas tridimensionalmente. Calibraron los resultados con estudios experimentales de otros investigadores. Posteriormente Nagarajaiah y col (1990) aplicaron este programa y demostraron que el comportamiento biaxial tiene mayor importancia en los aisladores con fricción que en los aisladores con corazón de plomo.

Un aspecto poco estudiado es el relacionado con la fatiga de los aisladores. Roeder y col (1990) realizaron varias pruebas de laboratorio con aisladores de hule y acero para determinar la importancia de los parámetros que intervienen en el fenómeno. De acuerdo con los resultados, la variación de la temperatura y la amplitud de los ciclos de histéresis son las variables que más contribuyen al fenómeno, que puede llegar a ser un aspecto importante en el diseño.

Zayas y col (1990) y Bozzo y col (1990) proponen un sistema de aislamiento de superficie cóncava basado en el movimiento de un péndulo. La fuerza restitutiva es proporcionada por la forma del dispositivo. El material con que se fabrica es acero y en la zona de deslizamiento cromo (fig 35). Por la geometría del aislador, el periodo no depende de la carga vertical aplicada y su rigidez es directamente proporcional a la carga lo que hace que las torsiones provocadas por concentraciones de masa en la estructura disminuyan en el nivel de aislamiento. Su comportamiento histerético se muestra en la fig 36. Su principal desventaja es que el cromo (similarmente al teflón) se adhieren con el tiempo.

En México a mediados de los 60, el Ing Manuel González Flores (1964) desarrolló un sistema de aislamiento de base con placas de acero y balines (fig 37). El aislador fue incorporado en dos edificios de cinco niveles que hasta la fecha han mostrado buen comportamiento. Su principal limitación se

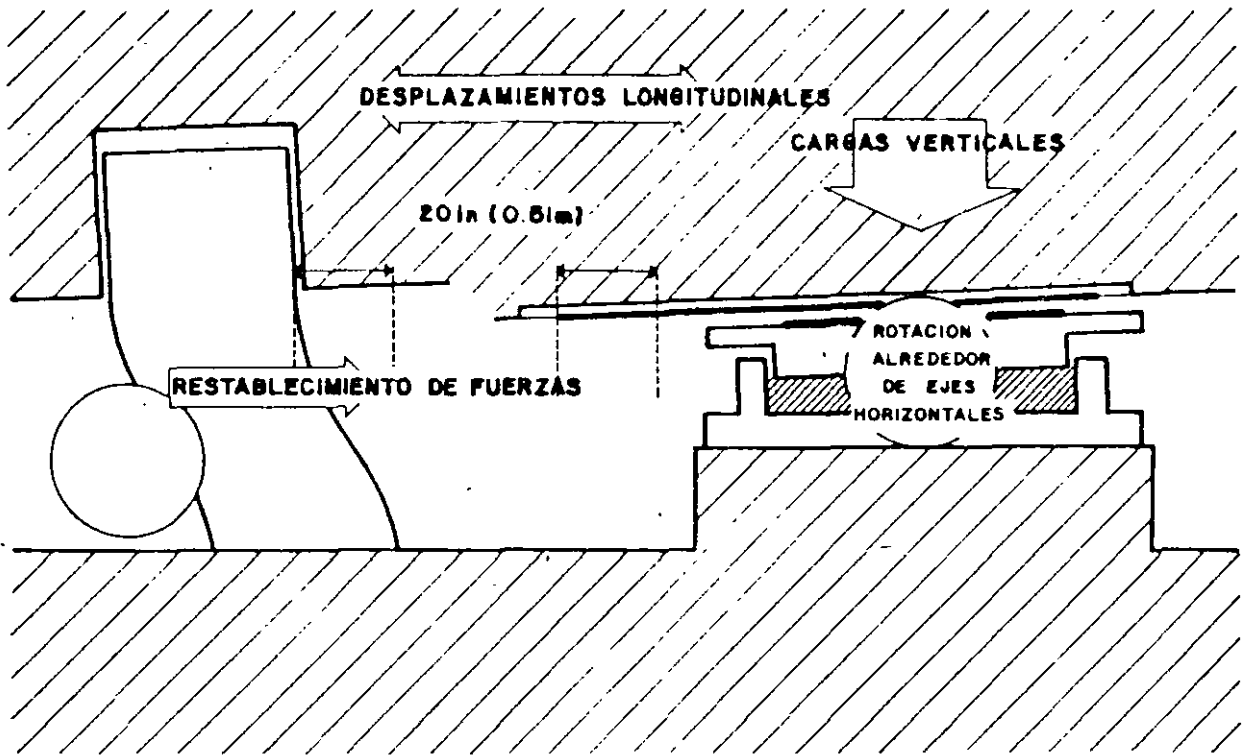


Fig. 33 Sistema de aislamiento usando placas de teflón

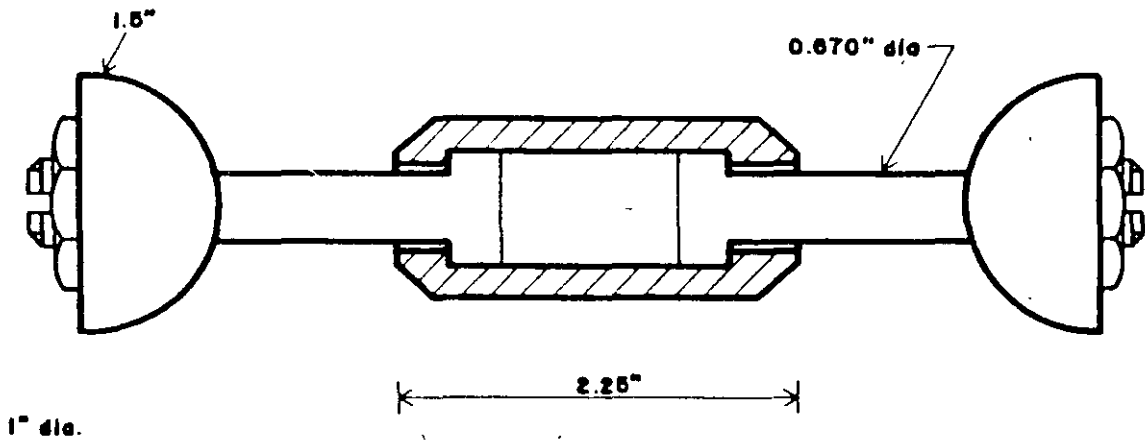


Fig. 34 Aislador de base con dispositivo para tomar tensiones

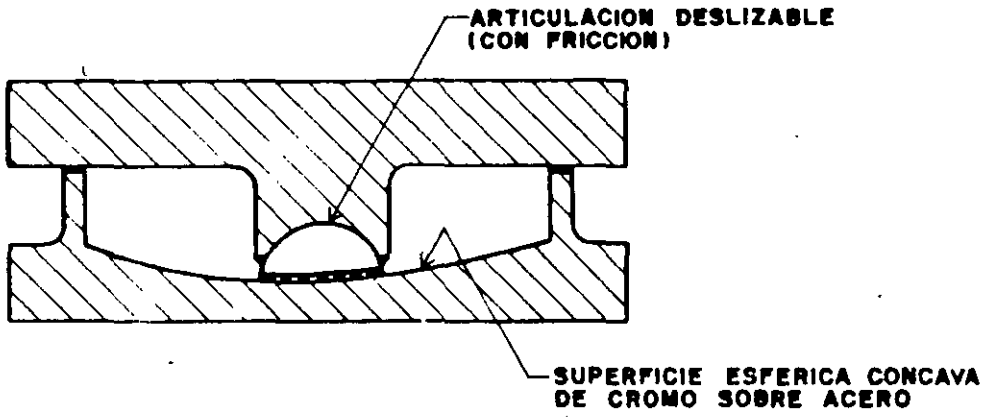


Fig. 35 Péndulo de fricción

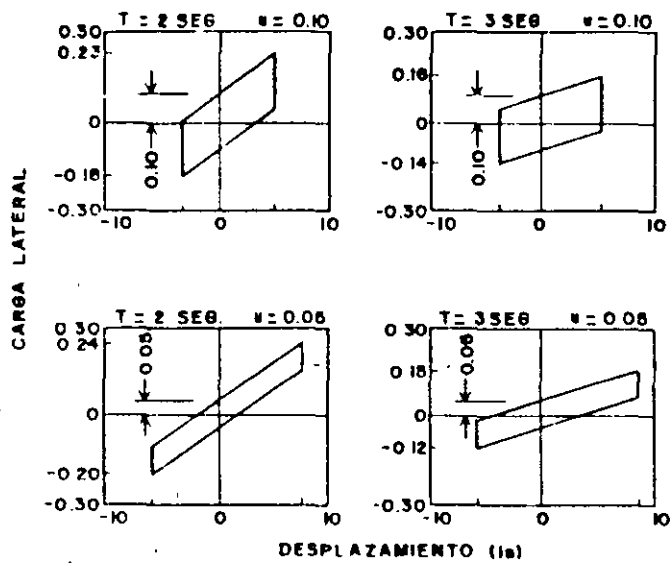


Fig. 36 Comportamiento histerético

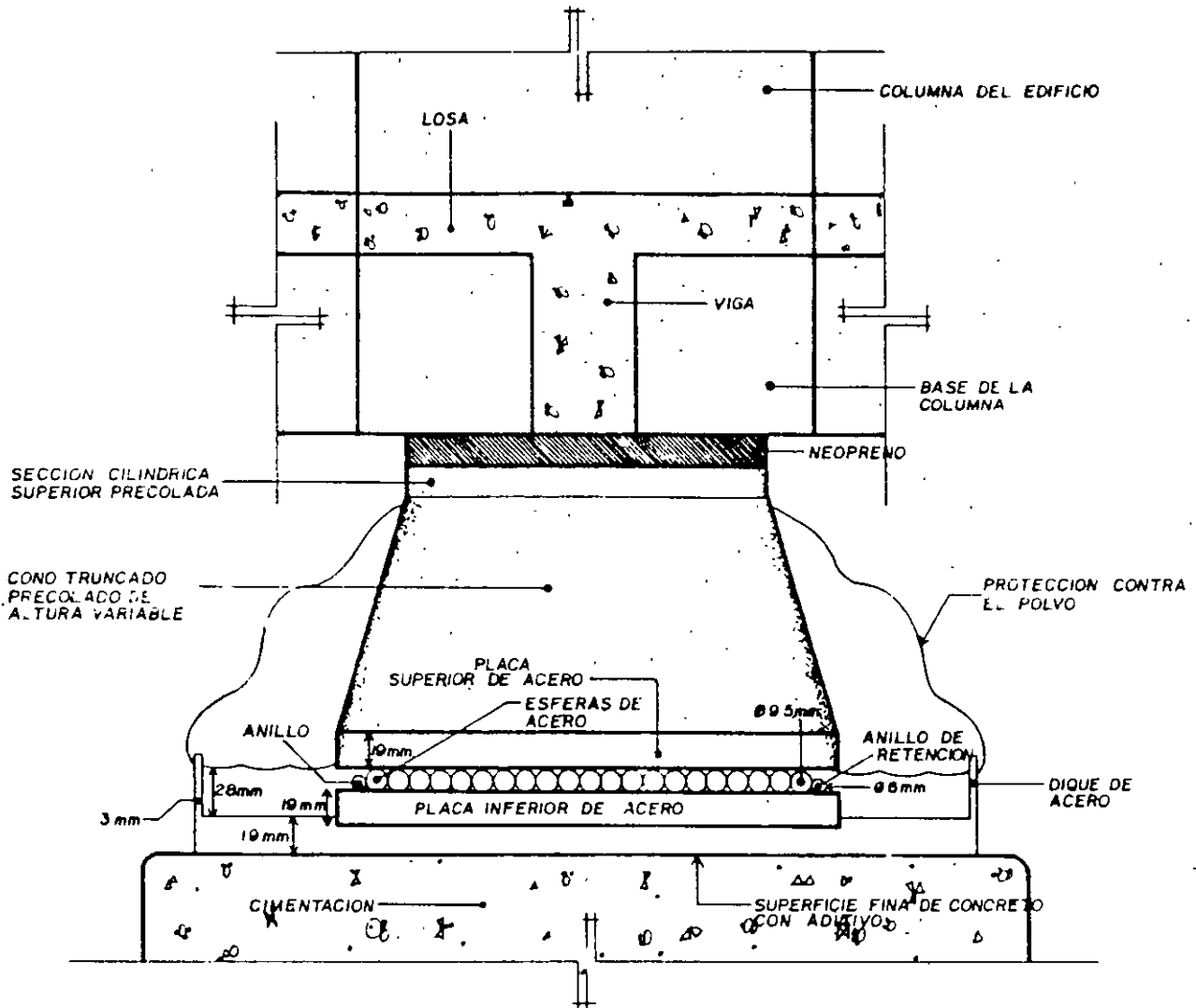


Fig. 37 Aislador de base del Ing. Manuel González Flores

encuentra en la carencia de un dispositivo disipador de energía que reduzca la demanda de disipación de la estructura. Sosa y Ruiz (1992) determinaron el comportamiento analítico de uno de los edificios de cinco niveles incorporando disipadores de energía de solera en forma de U. Los resultados muestran un adecuado comportamiento para edificios con periodos intermedios ubicados sobre terreno duro.

Un sistema similar pero con control de desplazamiento (fig 38) fue propuesto por Anderson (1990). El dispositivo redujo 30% la aceleración en un marco de acero de diez niveles

y los efectos P- $\Delta$  con respecto al marco original. Su comportamiento histerético se muestra en la fig 39.

Kaneko y col (1990) estudiaron la efectividad de cuatro tipos de aisladores de base colocados en estructuras reales de Japón. Se analizaron dos aisladores de hule laminados combinados con dispositivos amortiguadores con aceite y con disipadores formados por placas de acero, aisladores de hule de alto amortiguamiento y aisladores de hule con corazón de plomo. Dos de los edificios son de concreto reforzado de tres y cuatro niveles y uno de acero de ocho niveles. Se estudió su comportamiento bajo los

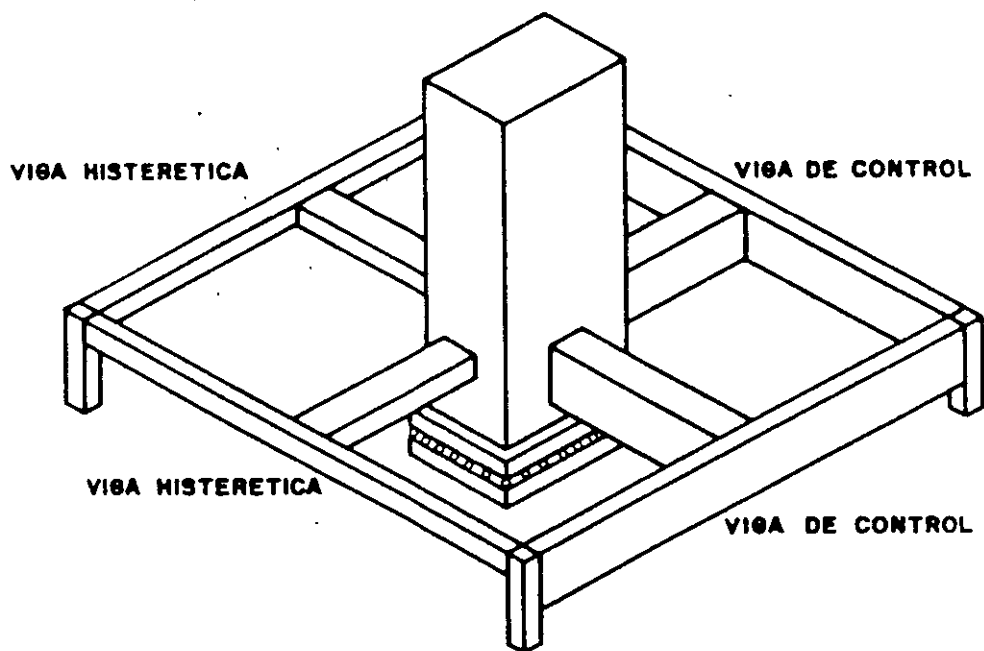


Fig. 38 Aislador con control de desplazamientos

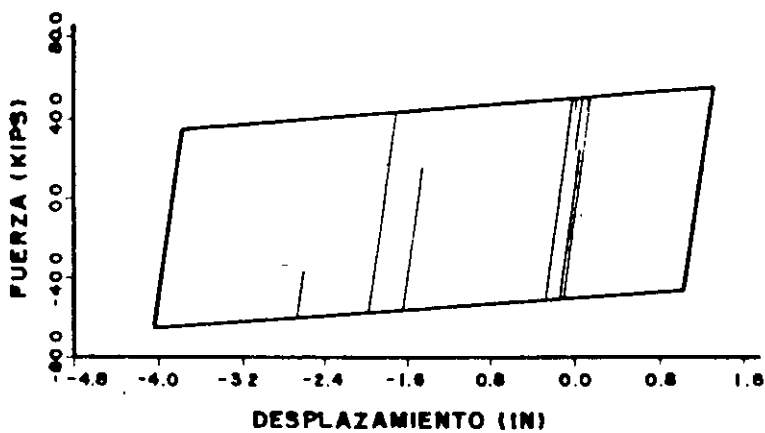


Fig. 39 Comportamiento histerético

temblores ocurridos en Japón entre 1986 y 1989 con un intervalo de magnitudes entre 3.4 y 6.8. El comportamiento observado para estos eventos muestra reducciones de entre 40 y 67% en la máxima aceleración de la azotea, normalizada con respecto a la aceleración registrada en la cimentación.

Buckle y Mayes (1990-a) determinaron analíticamente el comportamiento de un puente continuo de cuatro claros colocando aisladores de base con corazón de plomo en los estribos. Se encontraron reducciones en desplazamientos y fuerzas cortantes de 40% y 50% respectivamente.

Recientemente se han hecho aleaciones cuyo comportamiento esfuerzo deformación es como el mostrado en la fig 40. La gráfica del inciso a) corresponde a temperaturas menores a cierto umbral, si la temperatura al formar la aleación se incrementa, se puede tener un comportamiento como el de la figura b) (que disipa energía sin deformación permanente) o el de la figura c). Graesser y Cozzarelli (1989) han propuesto su uso para aisladores de base. Materiales con estas características podrían ser los que en un futuro se usen en la construcción.

Poco se ha avanzado en estudios que muestren la factibilidad económica de los sistemas aisladores de base. Kelly y col (1989) hacen una estimación para una estructura aislada y otra sin aislar según la metodología desarrollada por Ferrito (1984). Los costos así obtenidos no pueden considerarse generales, lo que reafirma la necesidad de dirigir futuros estudios con este objetivo.

Mediante un estudio costo-beneficio Mayes y col (1988) muestran la factibilidad del uso de aisladores en la industria de la prefabricación. Este estudio, sin embargo, no incorpora aspectos importantes para obtener conclusiones generales, como son los criterios de reposición.

Debido al creciente interés por los aisladores de base se han propuesto criterios de toma de decisiones para determinar la factibilidad de su uso (Olson y Lambright, 1990 y Sharpe, 1990). Uno de los principales obstáculos para la incorporación de estos sistemas a la práctica profesional es la carencia de códigos que rijan su diseño (Mayes y col, 1990).

Se han construido varias estructuras con aisladores de base como las descritas en Charlson y col (1980), Skinner (1982), Andriano y Carr (1987), Takayama y col (1987), Skinner y col (1980), Kelly (1988), McVerry y Robinson (1989), Way y Howard (1990), Tajirian y col (1990), Gates y col (1990), Anderson (1990), Sveinsson y col (1990), Asher y col (1990), Hart y col (1990), Bachman y col (1990), Jones y col (1989), Mayes y col (1989), Jones (1990), Higashino (1990), Saruta y col (1990), Einsenberg y col (1992), Vestroni y col (1992), Tanabe y col (1992), Sarrazin y Moroni (1992), Anin y col (1993), Cho y Retamal (1993), Kelly y Boardman (1993) y Okoshi y col (1993).

Villaverde (1993) hace una revisión crítica de los sistemas de control activo y pasivo, y describe las principales estructuras en las que se han implementado. Del estudio se concluye que la aplicación de cada dispositivo depende de las propiedades dinámicas de los sismos y de las características propias de la estructura. Los costos actuales de estos sistemas deberán disminuir en un futuro cuando su utilización se extienda de manera generalizada.

### 1.3 Osciladores resonantes

La inclusión de una o varias masas adicionales, con propiedades dinámicas conocidas, sobre un edificio puede reducir considerablemente su respuesta ante eventos sísmicos.

Den Hartog (1956) fue uno de los primeros investigadores que abordó el tema de sistemas con osciladores resonantes, demostró que con ciertos parámetros dinámicos del sistema conjunto pueden obtenerse reducciones importantes de la respuesta. En un sistema de dos grados de libertad, si el periodo de la carga coincide con el periodo de vibrar del segundo nivel (piso adicional), el movimiento del primer nivel es nulo y el segundo se ve sometido a una fuerza de igual magnitud y sentido contrario a la fuerza de excitación. Al existir amortiguamiento ambas masas se mueven pero los desplazamientos de la primera pueden reducirse de manera importante al elegir adecuadamente las propiedades dinámicas de la segunda masa. Cuando el sistema es elástico y las frecuencias están bien separadas, Den Hartog obtuvo expresiones para evaluar los parámetros del oscilador.



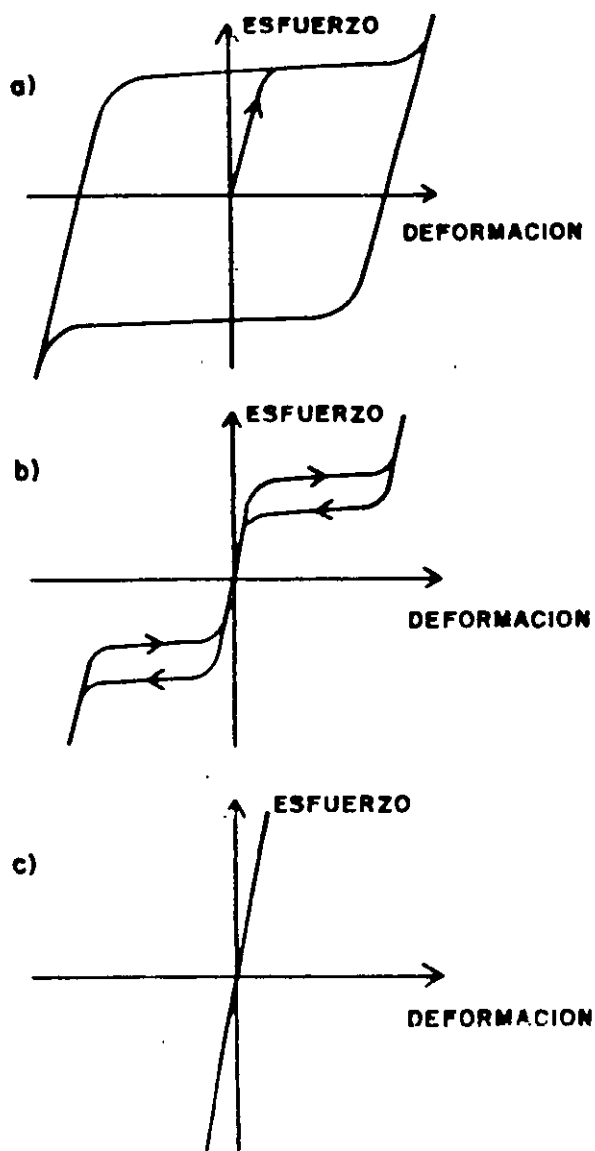


Fig 40 Curvas esfuerzo deformación de dispositivos de aleación con memoria adaptable

En la República de Armenia se han estudiado analíticamente y experimentalmente edificios de varios grados de libertad con un piso adicional sometidos a eventos sísmicos con características dinámicas diversas, obteniéndose reducciones de la respuesta a la mitad de la obtenida sin este piso (Korenov y Reznikov 1988 y Khachian y col, 1990).

Paniagua y col (1989) estudiaron analíticamente un sistema de dos grados de libertad considerando como masa adicional un tanque con agua. La mayor reducción de la respuesta se encontró para excitaciones correspondientes a registros de la zona blanda del valle de México (temblores de banda angosta).

Generalmente, la masa y amortiguamiento del piso adicional difieren considerablemente del resto de la estructura. Esto dificulta el análisis debido a la carencia de modos clásicos de vibrar. El problema ha sido tratado por varios investigadores entre los que se encuentran: Warburton y Soni (1977), Villaverde y Newmark (1980), Villaverde (1986 y 1988), Yang y col (1988), Chen y Soong (1989), Ibrahim y col (1989) e Igusa (1990).

Actualmente, se lleva a cabo un estudio analítico de un sistema de dos grados de libertad, en el que el primero representa a la estructura y el segundo a la masa adicional (Aguñiga y Jara, 1993). Los resultados del análisis elástico permiten ver que una limitación importante para aplicar estos sistemas es que el oscilador se ve sometido a demandas de desplazamientos que resultan inalcanzables desde un punto de vista práctico. Sin embargo, de acuerdo con lo hasta ahora obtenido, si se permite que la estructura tenga demandas de ductilidad moderadas, los desplazamientos del oscilador disminuyen considerablemente, lo que podría hacer aplicable al sistema. Los resultados no son todavía concluyentes, por lo que el estudio sigue en proceso.

### 1.4 Cables de presfuerzo

Los enormes daños provocados por los temblores de septiembre de 1985 obligaron a buscar sistemas alternativos de reparación y reforzamiento de estructuras. Uno de los sistemas propuestos y usado en el reforzamiento

de escuelas fue la inclusión de cables de presfuerzo como contravientos de la estructura para incrementar su resistencia y rigidez (Rioboo y col, 1989). Se han llevado a cabo estudios analíticos (Paniagua y col, 1989) y experimentales (Miranda y Bertero, 1989) del comportamiento de estos sistemas que muestran reducciones importantes en la respuesta al incorporar los cables. Aunque no es propiamente un sistema de disipación, el comportamiento de las estructuras analizadas lo hacen atractivo como una posible solución para la reducción de daños sísmicos. Los estudios anteriores se han limitado a estructuras pequeñas con estructuraciones similares a las que se utilizan en la construcción de escuelas bajo excitaciones sísmicas de registros cercanos a los epicentros (costa del pacífico de México) y alejados de ellos (Ciudad de México). Uno de los parámetros considerados en los análisis fue la variación de las fuerzas cortantes de entrepiso con la inclinación de los cables. Para los casos estudiados se concluye que, al graficar la fuerza cortante contra desplazamiento relativo del entrepiso al incorporar los cables, el comportamiento lateral es prácticamente elástico, por lo que los edificios deben diseñarse para una demanda de ductilidad de uno.

La bondad del sistema se ha comprobado en estudios de edificios de uno y de dos niveles. La solución, sin embargo, es atractiva para edificios pequeños y de mediana altura, como se comprueba en los estudios analíticos de Jara y col (1992) y Gómez y col (1993), donde se muestra que para edificios diseñados originalmente con demandas de ductilidad de dos y cuatro, esta pueden reducirse de manera apreciable al incluir los cables de presfuerzo.

## 2. DISPOSITIVOS DE CONTROL ACTIVO

El control activo se basa en el principio de eliminar las vibraciones de una estructura mediante la aplicación de fuerzas externas. El movimiento se detecta mediante la inclusión de sensores, en varias partes de la estructura, que miden la respuesta de esta y las excitaciones externas.

Los sensores se conectan a una computadora que envía señales a sistemas (actuadores) que

aplican fuerzas a la estructura con la finalidad de contrarrestar el movimiento.

Los principales sistemas desarrollados en la actualidad se describen a continuación:

## **2.1 Masa activa**

Este sistema es una extensión del sistema pasivo con osciladores resonantes. El movimiento de la masa sobre el último nivel de la estructura es controlado por medio de una computadora que detecta el movimiento del edificio a través de los sensores y envía a los actuadores el movimiento que se debe aplicar a las masas (fig. 41). A diferencia del sistema pasivo, el activo controla el movimiento del edificio para temblores de banda angosta y de banda ancha. La primera aplicación de este sistema se hizo en Japón para un edificio de acero de 11 niveles (Toyama y col. 1992). Mediciones de la respuesta ante la acción del viento han mostrado que el movimiento lateral del edificio es de alrededor del 30% del que tendría, si no existiera la masa activa.

Una de las principales desventajas de estos sistemas es la gran demanda de energía que se requiere para aplicar las fuerzas de control. Encaminados a ampliar la aplicación de estos dispositivos, se han propuesto diversos sistemas como el descrito por Machiyashi y col. 1992. Se propone un sistema de control similar al anterior, pero con el uso del sistema de masa tanto activa como pasiva, con lo que se logra disminuir la energía necesaria a la tercera parte para el control de viento y sismos moderados. El sistema se encuentra instalado en un edificio del Japón de siete niveles.

Similar al anterior, Fujita y col (1992) describen el estudio experimental de un modelo a escala natural de seis niveles en el que se incorporó una masa de control activo para viento y temblores moderados, que se convierte en pasiva para temblores de gran magnitud. La reducción de la respuesta para estos últimos eventos es de alrededor del 40%. Una propuesta similar es la de Kitamura y col (1992), que incorporan como masa adicional seis tanques sobre aisladores de base, en el último nivel de la estructura. El sistema se incorporó en una estructura de 21 pisos y 130 m de altura.

La respuesta analítica de los desplazamientos con control activo representa el 35% de la estructura sin control. Cuando la masa actúa como sistema pasivo, la máxima reducción encontrada es del 10%.

## **2.2 Tendones activos**

Los tendones son contravientos colocados diagonalmente en forma de X que abarcan uno o varios niveles de la estructura (fig. 42). Las fuerzas que se requiere aplicar a los tendones se obtienen de manera similar al sistema anterior.

Se han desarrollado también tendones activos para modificar las propiedades dinámicas de la estructura cuyo objetivo es alejar el periodo fundamental de la estructura de las frecuencias dominantes del temblor para cada instante y con esto evitar el efecto de resonancia. Una de las posibles alternativas es la de modificar la inclinación del tendón con el tiempo, lo que permite cambiar la rigidez de los marcos.

Descripciones más detalladas de estos elementos y estudios de laboratorio se encuentran en Higashino (1990) y Soong (1990 y 1991).

Se han propuesto métodos de análisis para estos sistemas como los descritos en Cheng (1990), Suhardjo y col (1990) y Yamada y col (1990).

## **2.3 Dispositivo de fricción activo**

Akbar y Aktan (1990) propusieron un sistema de control activo, que disipa energía por fricción, similar al pasivo de Pall (1982). El sistema puede controlar la fuerza umbral de deslizamiento de los dispositivos en condiciones de servicio y en condiciones últimas.

## **COMENTARIOS FINALES**

La aplicación de los sistemas anteriores depende de parámetros, que involucran las características de los eventos sísmicos, la localización y el tipo de estructura.

Los disipadores de energía son una opción viable para la disminución de daños provocados

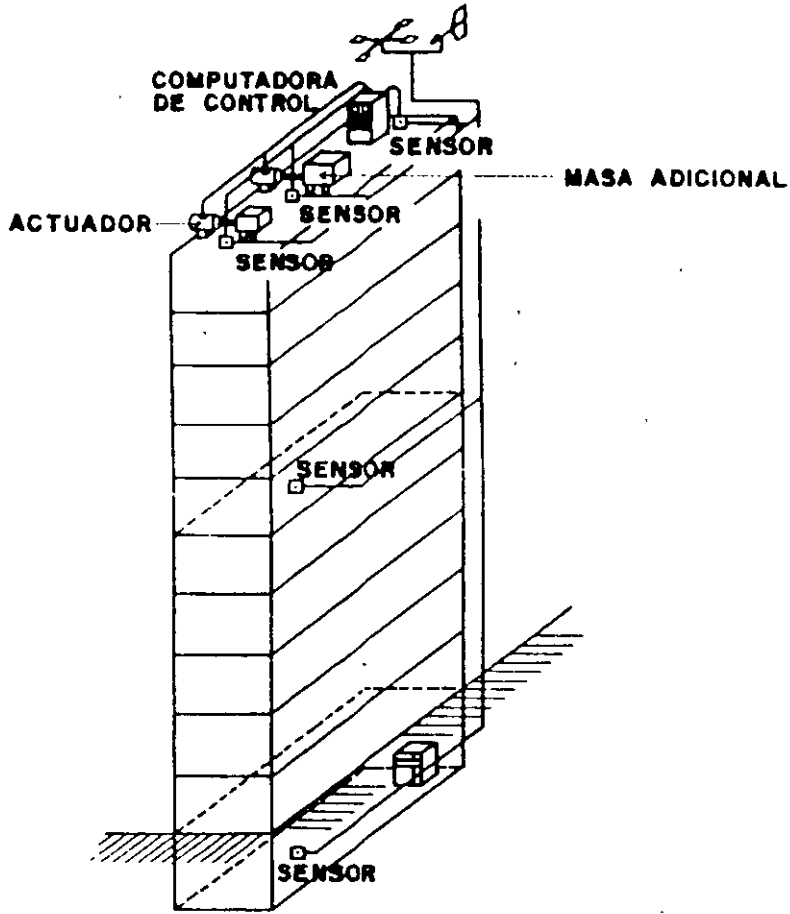


Fig. 41 Sistema de masa activa

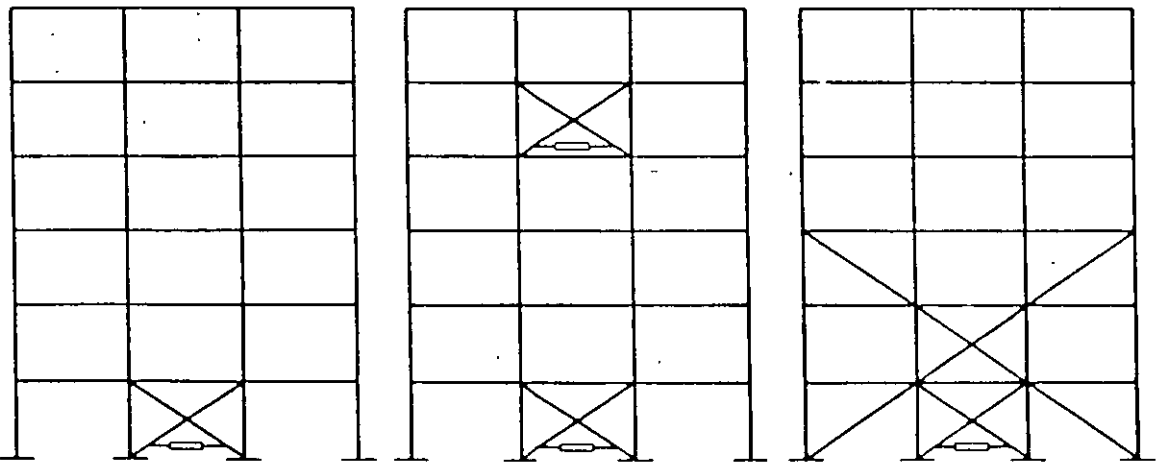


Fig. 42 Sistema de tendones activos en un modelo estructural de seis niveles

por temblores en la República Mexicana para ciertas características de las edificaciones. Sin embargo, es necesario comparar su comportamiento con sistemas alternativos que permitan elegir el más adecuado económica y estructuralmente. Por la manera en que disipan energía (mediante desplazamientos relativos entre dos niveles consecutivos) y de acuerdo con los resultados hasta ahora obtenidos, su utilización resulta atractivo para edificios pequeños y de mediana altura.

El principal objetivo de los aisladores de base consiste en flexibilizar a la estructura. La esbeltez es uno de los parámetros que restringe su uso debido a los momentos de volteo y a los desplazamientos laterales. Las mayores reducciones de la respuesta se obtienen en estructuras con periodos pequeños bajo excitaciones con grandes contenidos de frecuencias altas. Debido a lo anterior y a los posibles asentamientos diferenciales, no parece atractivo su uso en la zona blanda de la ciudad de México, aunque sí en otras partes de la República, como son las costas del Pacífico.

El oscilador resonante es un sistema promisorio para estructuras con comportamiento lineal. Los estudios que actualmente se llevan a cabo permitirán definir la aplicabilidad del sistema. El incremento de la capacidad de disipación del sistema se podría lograr con la incorporación de disipadores de energía, o bien con un piso adicional de comportamiento elástoplastico y adecuada ductilidad. Otra posibilidad que hace atractivo al sistema es permitir demandas de ductilidad pequeñas en la estructura cuando se vea sometida a eventos sísmicos de gran magnitud.

Los cables de presfuerzo son una solución atractiva para estructuras pequeñas y de mediana altura para cierto tipo de temblores. Aunque no modifican, de manera importante, la capacidad de disipación de energía de la estructura, incrementan su rigidez y resistencia, y mejoran el comportamiento sísmico, con la contribución de la estructura existente.

Los sistemas de control activo se encuentran en desventaja en nuestro país con respecto a los pasivos, por su elevado costo y la necesidad de mantenimiento periódico; no obstante,

pueden controlar más eficazmente el movimiento de la estructura. Es de esperarse que en el futuro se desarrollen con mayor frecuencia combinaciones de sistemas pasivos y activos (sistemas híbridos) que disminuyan las limitaciones de los primeros y reduzcan las fuerzas de control necesarias, con la consecuente disminución del costo.

## RECONOCIMIENTO

Se agradece la lectura crítica de Emilio Rosenbluth y Manuel Jara cuyas valiosas sugerencias se incluyeron en este trabajo. El artículo forma parte de un proyecto de investigación financiado por la Coordinación de Investigación Científica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. El inicio de este trabajo se realizó en el Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, bajo el patrocinio del Departamento del Distrito Federal.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aguiñiga, F y Jara, J M (1993). "Reducción de daños sísmicos mediante el uso de osciladores resonantes", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Pto. Vallarta, Jalisco, pp 826-832
- Aguirre, M y Sánchez, R (1989). "Pruebas de elementos disipadores de energía sísmica", IMCYC.
- Aguirre, M y Sánchez, R (1990). "Disipadores de energía sísmica", Construcción y Tecnología, Vol. III, No. 27, pp 15-19
- Aiken, I D, Kelly, J M, y Mahmoodi, P (1990). "The Application of viscoelastic dampers to seismically resistant structures", Proceedings of Fourth U.S National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 459-468.
- Akbay, Z y Aktan, H M (1990). "Intelligent energy dissipation devices", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 427-435.
- Alonso, J L (1989). "Mechanical characteristics of X-plate energy dissipators", CE 299 Report, University of California at Berkeley.

- Amin, N, Mokha, A y Fatchi, H (1993), "Seismic isolation retrofit of the U.S. Court of Appeals Building", Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, VI, pp 185-196.
- Anderson, J C y Saunders, W D (1987), "Seismic rehabilitation using strengthening and isolation", Pacific Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, 297-308.
- Anderson, J C (1990), "A slip surface isolation system for multistory buildings", Earthquake Spectra, Vol 6, No.2, pp 353-369.
- Anderson, T L (1990), "Seismic isolation design and construction practice", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 519-528.
- Andriano, T y Carr, A J (1987), "Seismic performance of base-isolated multistorey structures", Pacific Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, 309-320.
- Asher, J W y col (1990), "Seismic isolation design of the USC University Hospital", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 529-538.
- Bachman, R E, Gómez, M J y Chang, K C (1990), "Verification analysis of the base isolated Los Angeles County Fire Command and Control Facility", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 539-548.
- Beck, J L y Skinner, R I (1974), "The seismic response of a reinforced concrete bridge pier designed to step", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 2, pp 343-358.
- Bergman, D M y Hanson, R D (1990), "Viscoelastic versus steel plate mechanical damping devices and experimental comparison", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 469-477.
- Bozzo, L, Mahins, S y Zayas, V (1990), "Design of friction base isolation systems", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 549-557.
- Buckle, I G y Mayes, R L (1990-a), "Seismic retrofit of bridges using mechanical energy dissipators", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 305-314.
- Constantinou, M C y Tadjbakhsh, I G (1984), "Hysteretic dampers in base isolation random approach", J Struct Eng, ASCE, Vol 111, No 4, 705-721.
- Constantinou, M C, Caccese, J y Harris, C H (1987), "Frictional characteristics of teflon-steel interfaces under dynamic conditions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp 751-759.
- Constantinou, M C y col (1993), "Fluid Viscous dampers in applications of seismic energy dissipation and seismic isolation", Proc of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, ATC 17-1, San Francisco California, pp 581-592.
- Cialhoub, M S y Kelly, J M (1990), "Comparison of SEANOC Base Isolation Tentative Code to shake table test", J Struct Eng, ASCE, Vol 116, No 4, 925-938.
- Chang y col (1993), "Development of a design procedure for structures with added viscoelastic dampers", Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, V2, pp 473-484.
- Charleson, A W, Wright, P D y Skinner, R I (1987), "Wellington Central Police Station base isolation of an essential facility", Pacific Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, 377-387.
- Chávez, J H y González, R (1989), "Efecto de dos tipos de amortiguadores externos en la respuesta de una estructura metálica de dos niveles", VIII Cong Nal Ing Sis y VII Cong Nal Ing Estruct, Vol III, F341-F350

- Chen, Y Q y Soong, T T** (1989), "Seismic behavior and response sensitivity of secondary structural systems", Report No NCEER-89-0030, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Chen, F Y** (1990), "Optimum design of seismic structures: methodologies and results", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 917-926.
- Cho, D M y Retamal, E** (1993), "Bearings to withstand an earthquake bigger than the "Big One", Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, VI, pp 209-220.
- Den Hartog** (1956), "Mechanical Vibrations", 4th ed, MacGraw Hill, NY.
- Eisenberg, J M y col** (1992), "Applications of seismic isolation in the USSR", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4, pp 2039-2046.
- Ferrito, J M** (1984), "Economics of Seismic Design for New Buildings", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 12.
- Filiatrault, A y Cherry, S** (1987), "Performance evaluation of friction damped braced steel frames under simulated earthquake loads", Earthquake Spectra, Vol 3, No 1, 57-78.
- Filiatrault, A y Cherry, S** (1990), "A simplified seismic design procedure for friction damped structures", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 479-488.
- Filiatrault, A, Cherry, M y Byrne, P M** (1990), "The influence of México City soils on the seismic performance of friction damped and base isolated structures", Earthquake Spectra, Vol 6, No 2, pp 335-352.
- Fujita, T** (1985), "Earthquake isolation technology for industrial facilities research, development and applications in Japan", Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng. Vol 18, No 3, 224-249.
- Fujita, T y col** (1992), "Mass damper with convertible active and passive modes for response control of buildings", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4, pp 2079-2083.
- Gates, W E, Hart, G C y Crouse, C B** (1990), "Vibration studies of an existing building for base isolation retrofit", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 559-568.
- Gómez, C, Rosenblueth, E y Jara J M** (1993), "Estudio paramétrico de estructuras con disipadores de energía", Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, Vol 3, No.1.
- Gómez, C y col** (1993), "Estudio paramétrico de estructuras con cables de presfuerzo", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, pp 463-469.
- González, M** (1964), "Sistema para eliminar los esfuerzos peligrosos que los temblores causan en las estructuras", V Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción, Tijuana, B.C., México.
- Graesser, E J y Cozzarelli, F A** (1989), "Multidimensional models of hysteretic material behavior for vibration analysis of shape memory energy absorbing devices", National Center for Earthquake Engineering, Report No. NCEER-89-0018, Research, State University of New York at Buffalo.
- Griffith, M C y col** (1988), "Experimental evaluation of seismic isolation of medium-rise structures subject to uplift", National Center for Earthquake Engineering Research, Report No. UCB/ERC-88/02, University of California at Berkeley.
- Griffith, M C, Aiken, I D y Kelly, J M** (1990-a), "Displacement control and uplift restraint for base-isolated structures", J Struct Eng, ASCE, Vol 116, No 4, 1135-1148.

- Griffith, M C, Aiken, I D y Kelly, J M (1990-b)**, "Comparison of earthquake simulator test results with the SEANOC Tentative Seismic Isolation Design Requirements", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp 403-417.
- Grigorian, C E y Popov, E P (1993)**, "Slotted Bolted Connections for Energy Dissipation", *Proc of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, ATC 17-1*, San Francisco California, pp 545-556.
- Hart, G C y col (1990)**, "Seismic strengthening of a tall building incorporating base isolation", *Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, pp 333-342.
- Higashino, M (1990)**, "The application of base isolation and structural control system in Takenaka", *Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural*, México, D.F., pp 249-271
- Ibrahim, Y, Grigoriu, M y Soong, T T (1989)**, "Random vibration and reliability analysis of primary-secondary structural systems", *National Center for Earthquake Engineering Research*, Report No NCEER-89-0031, State University of New York at Buffalo.
- Igusa, T (1990)**, "Response characteristics of inelastic 2-DOF primary-secondary system", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol 116, No 5, pp 1160-1174
- Ikonomov, A S (1982)**, "Seismic isolation of bridges with the alexisimon", *Proceedings Conference Short and Medium Span Bridges*, Toronto, pp 141-153.
- Jara, J M y col (1992)**, "Seismic performance of buildings with energy dissipating systems", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, V4, pp 2455-2460
- Jones, L R, Mayes, R L y Sveinsson, B I (1989)**, "Preservando una obra maestra, mejoramiento sísmico del City and County Building de Salt Lake City, UTAH, EEUU", *Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Guerrero, pp F 159-F.168
- Jones, L R (1990)**, "Analytical methods in seismic isolation design", *Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural*, México, D.F., pp 157-176.
- Kaneko, M y col (1990)**, "Earthquake response characteristics of base-isolated buildings", *Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, pp 569-578.
- Katsuta, C y Mashizu, N (1965)**, "Earthquake isolation method of structure by a high speed electrohydraulic servomechanism", *Proceedings of the 3rd. World Conference on Earthquake Engineering*, pp 276-297
- Kelly, J M, Eidinger, J M y Derham, C J (1977)**, "Practical soft story earthquake isolation system", *Earthquake Engineering Research Center*, Report No UCB/EERC-77/27, Berkeley, California.
- Kelly, J M, Beuckle, K E, y Skinner, M S (1980)**, "Experimental testing oa friction damped aseismic base isolation system with fail safe characteristics", *Earthquake Engineering Research Center*, Report No UCB/EERC-80/18, University of California at Berkeley.
- Kelly, J M (1981)**, "Control of seismic response of piping systems and other structures by base isolation", *Earthquake Engineering Research Center*, Report No UCB/EERC-81/01, University of California at Berkeley.
- Kelly, J M, Buckle, I G y Tsai, H C (1986)**, "Earthquake simulator testing of a base-isolated bridge deck", *Earthquake Engineering Research Center*, Report No UCB/EERC-85/09, Berkeley, California.
- Kelly, T E, Mayes, R L y Jones, L R (1986)**, "Preliminary design procedures for seismically isolated structures", *Proc Workshop*



- on Base Isolation and Passive Energy Dissipation, ATC, Appendix E.
- Kelly, J M** (1988). "Base isolation in Japan, 1988". Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-88/20, University of California at Berkeley.
- Kelly, J M** (1990). "Base isolation: linear theory and design", Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, pp 223-244.
- Kelly, T E, Mayes, R L y Weissberg, S** (1989). "Estimación del daño causado por sismos en estructuras convencionales y aisladas". Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, pp F.149-F.158.
- Kelly, T E y Boardman, OP R** (1993). "Seismic isolation of the museum of New Zealand, Te Papa Tongarewa", Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, VI, pp 389-400.
- Khachian, E E, Kbigatian, Z M y Melkumian, M G** (1990). "Earthquake engineering of high-rise buildings with flexible upper floor (Vibration Damper)", comunicación personal.
- Kirekawa, A, Ito, Y y Asano, K** (1992). "A study of structural control using viscoelastic material", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4, pp 2047-2054.
- Kitamura, H y col** (1992). "Design and analysis of a tall building with an active mass damper". Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4, pp 2061-2067.
- Kobori, T y col** (1992). "Development and application of hysteretic steel dampers". Tenth World Conference on Earthquake Engineering, España, V4, pp 2341-2346.
- Korenev, B G y Reznikov, L M** (1988). "Vibration dynamic dampers theory and technical additions", Physical and Mathematical Literature, Moscu.
- Kuntz, R J** (1990). "Earthquake hazard mitigation The need for human resources development and research", Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, pp 265-276.
- Lee, D M, y Medland, I C** (1977). "Base isolation for earthquake protection of multi-storey shears structures". Proc 6th Aust Conf Mech and Struct Mats, Vol 1, pp 181-188.
- Lee, D M y Medland, I C** (1978-a). "Base isolation -An historical development and the influence of higher mode responses", Bull N Z Nat Soc Earth Eng, Vol 11, No 4, pp 219-233.
- Lee, D M y Medland, I C** (1978-b). "Estimation of base isolated structure response", Bull N Z Nat Soc Earth Eng, Vol 11, No 4, pp 234-244.
- Lin, B C y Tadjbakhsh, I** (1986). "Effect of vertical motion of friction-driven isolation system", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, pp 609-622
- Lin, R C y col** (1988). "An experimental study of seismic structural response with added viscoelastic dampers". National Center for Earthquake Engineering Research, Report NCEEER-88-0018, Buffalo, Nueva York.
- Maebayashi y col** (1992). "Hybrid mass damper system for response control of building". Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4, pp 2359-2364.
- Martínez, E** (1990). "Mejoramiento de la respuesta sísmica de edificios dañados, mediante la acción de disipadores de energía". Memorias del Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural, México, D.F., pp 211-248.
- Matsushita, K y Izumi, M** (1965-a). "Some analyses of mechanisms to decrease seismic force applied to buildings", Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, pp 342-359.
- Matsushita, K y Izumi, M** (1965-b). "Deflection controlled elastic response of buildings and

- methods to decrease the effect of earthquake forces applied to buildings", Proceedings of the 3rd. World Conference on Earthquake Engineering, pp 360-372.
- Mayes, R L, Buckle, I G y Jones, L R (1988)**, "Seismic isolation- A solution to the earthquake problems of the precast concrete industry", PCI Journal, may-jun, pp 25-57.
- Mayes, R L, Buckle, I G y Jones, L R (1989)**, "Uso del aislamiento sísmico, Una perspectiva mundial", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, pp F.169-F.178.
- Mayes, R L, Jones, L R y Buckle, I G (1990)**, "Impediments to the implementation of seismic isolation", Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, pp 283-296.
- Mayes, R L, Jones, L R y Kelly, T E (1990)**, "The economics of seismic isolation in buildings", Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, pp 245-263.
- McKay, G R, Chapman, H E y Kirkcaldie, D K (1990)**, "Seismic isolation New Zealand applications", Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, pp 203-222.
- McVerry, G H y Robinson, W H (1989)**, "Seismic isolation in New Zealand", Indian Workshop.
- Medeot, R. y Albajar, L. (1992)**, "The evolution of seismic devices for bridges in Italy", Tenth World Conference on Earthquake Engineering, España, V4, pp 2227-2232.
- Megget, L M (1978)**, "Analysis and design of a base-isolated reinforced concrete frame building", Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng, Vol 2, No 4, pp 245-254.
- Mehrain, M y Clayton, M (1987)**, "Determination of design forces in base isolated buildings", Pacific Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, pp 331-338.
- Mokha, A, Constantinou, M y Reinhorn, A (1990-a)**, "Teflon bearings in base isolation. I: testing", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 2, pp 439-454.
- Mokha, A, Constantinou, M y Reinhorn, A (1990-b)**, "Teflon bearings in base isolation. II: modeling", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 2, pp 455-474.
- Nagarajaiah, S, Reinhorn, A M y Constantinou, M C (1989)**, "Nonlinear dynamic analysis of three-dimensional base isolated structures (3D-Basis)", National Center for Earthquake Engineering Research, Report NCEEER-89-0019, State University of New York at Buffalo.
- Nagarajaiah, S, Reinhorn, A M y Constantinou, M C (1990)**, "Analytical modeling of three-dimensional behavior of base isolation devices", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 579-588.
- Nims, D K y col (1993)**, "Application of the energy dissipating restraint buildings", Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control", Applied Technology Council ATC 17-1, pp 627-638.
- Okoshi, T y col (1993)**, "Aseismic design of C-I building: The biggest base isolated building in the world", Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, San Francisco, California, VI, pp 413-424.
- Olson, R A y Lambright, W H (1990)**, "Base isolation. What we need to know to diffuse this technology", Earthquake Spectra, Vol 6, No. 2, pp 277-282.
- Pall, A S (1984)**, "Response of friction damped buildings", Proc 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, V, pp 1007-1014.
- Pall, A S y Marsh, C (1982)**, "Response of friction damped braced frames", J Struct Div, ASCE, Vol 108, No ST6, pp 1313-1323.
- Pall A S y Pall R (1993)**, "Friction-dampers used for seismic control of new and existing

- buildings in Canada". Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, V2, pp 675-686.
- Paniagua, J P, Gómez, A, e Iglesias, J** (1989). "Sistema amortiguador hidrodinámico". VIII Con Nal Ing Sis y VII Nal Ing Est, Vol III, Acapulco, Guerrero. pp F227-F236.
- Popov, E P, Engelhardt, M D y Ricles, J M** (1989). "Eccentrically braced frames. US practice", Engineering Journal, AISC.
- Priestley, M J N, Crosbie, R L y Carr, A J** (1977). "Seismic forces in base isolated masonry structures" Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng. Vol 10, No 2, pp 55-68
- Ricles, J M y Popov, E P,** (1987), "Dynamic analysis of seismically resistand eccentrically braced frames", Earthquake Engineering Research Center, Report No UCB/EERC-87/07, University of California at Berkeley.
- Ricles, J M y Bolin, S M** (1990). "Energy disipation in eccentrically braced frames". Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Palm Springs, California. pp 309-318.
- Robinson, W H y Greenbank, L R** (1975). "Properties of an extrusion energy absorber". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Vol 8, No. 3, pp 187-191.
- Robinson, W H y Greenbank, L R** (1976). "An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake". International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 4, pp 255-259
- Robinson, W H y Tucker, A G** (1977). "A lead rubber shear damper". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Vol 10, No. 3, pp 151-153
- Robinson, W H** (1982), "Lead rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes", Earth Eng Struct Dyn. Vol 10, pp 593-604.
- Robinson, W H y Cousins, W J** (1987). "Recent development in lead dampers for base isolation". Pacific Conference on Earthquake Engineering. Nueva Zelanda, pp 279-283.
- Rodwell, E y col** (1990). "EPRI contribution to international utility industry seismic isolation development program". Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, pp 419-430
- Roeder, W C, Stanton, J F, y Taylor, A W** (1990). "Fatigue of steel reinforced elastomeric bearings". J Struct Eng. ASCE. Vol 116, No 2, pp 407-425
- Sarrazin, M y Moroni, M O** (1992). "Design of a base isolated confined masonry building", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, España, V4, pp 2505-2508.
- Saruta, M, Yokota, H y Watanabe, H** (1990). "Verification test on base isolated building". Memorias del seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural, México, D.F., pp 273-289
- Scholl, R E** (1984). "Brace dampers. An alternative structural system for improving the earthquake performance of buildings". Proc 8th World Conference on Earthquake Engineering. San Francisco, V, pp 1015-1022
- Scholl, R E** (1990). "Improve the earthquake performance of strutures with added damping and stiffness elements". Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Palm Springs, California, pp 489-498
- Scholl, R E** (1993). "Desig criteria for yielding and friction energy dissipator". Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control. San Francisco, California. V2, pp 485-495
- Sharpe, R L** (1990), "Independent engineer peer review for seismic isolation projects". Earthquake Spectra. Vol.6, No 2, pp 309-316
- Shimoda, I y col** (1992). "Development of a lead rubber bearing with stepped plug". Pro-

- ceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4, pp 2327-2332.
- Skinner, R I y McVerry, G H (1975)**, "Base isolation for increased earthquake resistance of buildings", Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng, Vol 8, No 2, pp 93-101.
- Skinner, R I, Beck, J L y Bycroft, G N (1975-a)**, "A practical system for isolating structures from earthquake attack", Earth Eng Struct Dyn, Vol 3, pp 297-309.
- Skinner, R I, Kelly, J M y Heine, A J (1975-b)**, "Hysteretic dampers for earthquake resistant structures", Earth Eng Struct Dyn, Vol 3, pp 287-296.
- Skinner, R I, Tyler, R G y Hodder, S B (1976)**, "Isolation of nuclear power plants from earthquake attack", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, No.4, pp 199-204.
- Skinner, R I y col (1980)**, "Hysteretic dampers for the protection of structures from earthquakes", Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng, Vol 13, No 1, pp 22-36.
- Skinner, R I (1982)**, "Base isolation provides a large building with increased earthquake resistance; development design and construction", Conf on NR for Earthquakes Protection of Buildings.
- Soong, T T y Skinner, G T (1981)**, "Experimental study of active structural control", ASCE, J Eng Mech, Div., Vol 107, pp 1057-1068
- Soong, T T (1990)**, "Active control of building structures under seismic loads", Memorias del Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural, México, D.F., pp 291-304.
- Soong, T T y Mahmoodi, P (1990)**, "Seismic behavior of structures with added viscoelastic dampers", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 499-506.
- Soong, T T, Masri S F y Housner G W (1991)**, "An overview of active structural control under seismic loads", Earth Spectra, Vol 7, No. 3, pp 483-505.
- Sosa, G y Ruiz, S E (1992)**, "Análisis estructural y costos de edificios con aisladores sísmicos", Sociedad de Ingeniería Sísmica. Revista de Ingeniería Sísmica. ene-mar, pp 11-28.
- Su, Y F y Hanson, R D (1990-a)**, "Seismic response of buildings structures with mechanical damping devices", Department of Civil Engineering, University of Michigan.
- Su, Y F y Hanson, R D (1990-b)**, "Comparison of effective supplemental damping equivalent viscous and hysteretic", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 507-516
- Suhardjo, J, Spencer, B F y Sain, M K (1990)**, "Feedback-feedforward control of seismic structures", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 437-446.
- Suzuki, H y col (1992)**, "Theoretical study and development of new base-isolation systems for power equipment", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, V4, pp 1999-2003.
- Sveinsson, B I y col (1990)**, "Seismic isolation analysis of an existing eight-story building", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 589-597.
- Tadibakhsh, I y Lin, B C (1987)**, "Displacement proportional friction (DPF) in base isolation", Earth Eng Struct Dyn, Vol, 15, pp 799-813.
- Tagami, J y col (1990)**, "Application of substructure pseudo dynamic test to base isolated structure", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 599-608.

- Tajirian, F F, Kelly, J M y Aiken, I D** (1990). "Seismic isolation for advanced nuclear power stations", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp 371-401.
- Takayama, M Tada, H y Wada, A** (1987). "A practical research of base isolation system", *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda, pp 285-296
- Tanabe, T y col** (1992). "Experiments of base isolation with full-scale buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, V4, pp 2479-2484.
- Toyoma, K y col** (1992). "Application of the active mass driver (AMD) system to structural active seismic response control", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, V4, pp 2347-2352.
- Tsai, K CII y col** (1993). "Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation", *Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, San Francisco, California, V2, pp 687-698.
- Tyler, R G** (1977-a). "Dynamic test of laminated rubber bearings", *Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng*, Vol 10, No 3, pp 143-150.
- Tyler, R G** (1977-b). "Dynamic test on PTFE sliding layers under earthquake conditions", *Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng*, Vol 10, No. 3, pp 129-138.
- Tyler, R G** (1977-c). "Damping in building structures by means of PTFE sliding joints", *Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng*, Vol 10, No. 3, pp 139-142
- Tyler, R G y Robinson, W H** (1984). "High-strain test on lead rubber bearings for earthquake loads", *Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng*, Vol 17, No 2, pp 90-105.
- Urrego, O E y col** (1993). "Influencia de la distribución de disipadores de energía en la respuesta sísmica de un edificio", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, pp 849-855.
- Way, D y Howard, J.** (1990). "Seismic rehabilitation of the mackay school of mines, phase III, with base isolation", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp 297-308.
- Vestroni, F y col** (1992). "Dynamic behaviour of isolated buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, V4, pp 2473-2478.
- Villaverde, R y Newmark, N M** (1980). "Seismic response on light attachments to buildings", *Civil Engineering Studies, Struct Res Series No 469*, University of Illinois.
- Villaverde, R** (1986). "Simplified seismic analysis of secondary systems", *J Struct Eng*, Vol 112, No. 3.
- Villaverde, R** (1988). "Rosenblueth's modal combination rule for systems with non-classical damping" *J Earth Eng Struct Dyn*, No 16, pp 315-328.
- Villaverde, R** (1993). "Are vibration control techniques a competitive alternative for the seismic design of structures?". X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Pto. Vallarta, Jalisco, pp 870-878.
- Warburton, G B y Soni, S R** (1977). "Errors in response calculation of non-classically damped structural dynamics", *J Earth Eng Struct Dyn*, Vol 5, pp 363-375.
- Whittaker, A. y col** (1993). "Code requirements for the design and implementation of passive energy dissipation systems", *Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, San Francisco, California, V2, pp 497-508.
- Whittaker, A y col** (1989). "Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements", *Earthquake Engineering Research Center, Report No UCB/EERC-89/02*, University of California at Berkeley.

**Xiaoming, L** (1989), "Optimization of the stochastic response of a bridge isolation systems with hysteretic dampers", *Earth Eng Struct Dyn*, Vol 18, pp 951-964.

**Yamada, Y y col** (1990), "Phase delayed active control of structures under random earthquake motion". Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 447-456.

**Yang, S N, Sarkani, S y Long, F X** (1988), "Modal analysis of non-classical damped structure system using canonical transformations", National Center for Earthquake Engineering Research, Report No NECCR-88-0014, Buffalo, Nueva York.

**Zayas, V A, Low, S S y Mahin, S A** (1990) "A simple pendulum technique for achieving seismic isolation". *Earthquake Spectra*, Vol.6, No. 2, pp 317-333.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA:**

**RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO CON BASE  
EN LA EXPERIENCIA DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE  
1995**

**ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS**

**EXPOSITOR: M EN C ENRIQUE DEL VALLE CALDERON  
1997**

i

# RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO CON BASE EN LA EXPERIENCIA DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985\*

Enrique del Valle Calderón\*\*

## RESUMEN

*Se analiza el proceso de cálculo que debe seguirse para diseñar una estructura contra sismos, discutiendo las incertidumbres existentes en la estimación del sismo de diseño y la elaboración de los modelos matemáticos. Con base en lo ocurrido durante los sismos de septiembre, se evalúan también las recomendaciones sobre estructuración propuestas por diversos autores y la influencia de la configuración de los edificios en su respuesta sísmica.*

## SUMMARY

*In this paper, the calculation process that must be undertaken to design a structure against earthquakes is analyzed. At the same time, the uncertainties in the estimation of the design seism and in the elaboration of mathematical models are discussed. Considering the events resulting from the september earthquakes, the construction recommendations proposed by several authors and the influence of the configuration of buildings on its seismic response are also evaluated.*

\* Ponencia presentada en el Seminario IMCYC sobre Evaluación y Reparación de Estructuras de Concreto Dañadas por Sismos, el 19 de noviembre de 1985.

\*\* Ingeniero Civil, UNAM. Maestro en Ciencias, Universidad de Illinois. Profesor, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.



El análisis de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en la Ciudad de México y otras localidades del país permitirá establecer nuevas especificaciones para el diseño sísmico, que conduzcan a estructuras más seguras en el futuro. En este momento existe una inquietud general entre ingenieros y arquitectos por conocer los principios en que se basa la ingeniería sísmica, los cuales se han desarrollado precisamente gracias a las investigaciones realizadas cada vez que ocurre un movimiento telúrico intenso en algún lugar del mundo. En este artículo se hará referencia a las experiencias derivadas de dichos temblores, así como a las recomendaciones generales que se originaron a raíz de otros sismos.

El proceso de diseño sísmico de una estructura incluye varias etapas:

1. Evaluación del riesgo sísmico.

Análisis de las condiciones del sitio de la construcción y establecimiento del criterio y de los sismos de diseño. (Reglamento.)

2. Selección de la configuración y de la estructura del edificio. (Controlable.)

3. Predicción del comportamiento mecánico del sistema suelo-cimentación-estructura, por medio de modelos matemáticos. Definición de estados límite de servicio, de daños y de colapso.

4. Verificación de que el suministro sea mayor que la demanda, desde distintos puntos de vista:

Rigidez, resistencia, estabilidad, capacidad de absorción y disipación de energía.

Análisis de la factibilidad y confiabilidad del diseño preliminar y rediseño, en caso necesario.

5. Diseño final.

Detalles estructurales y no estructurales para que haya congruencia entre el proyecto y la construcción.

6. Construcción y mantenimiento del edificio durante su vida de servicio.

La filosofía del diseño por sismo, en la mayoría de los reglamentos de diseño del mundo, establece que los edificios no deben sufrir daños de ninguna especie al someterse a movimientos moderados de ocurrencia relativamente frecuente; que pueden pre-

sentar algunos daños en elementos no estructurales durante temblores de intensidad media, y que pueden sufrir daños en elementos no estructurales, y aun estructurales, al ocurrir sismos más fuertes.

Desafortunadamente, los datos estadísticos de que se dispone en la actualidad no permiten desarrollar correctamente la filosofía del diseño sísmico, porque resulta imposible predecir cuál será el temblor más fuerte que se pueda presentar en determinado lugar de la Tierra. Esto se debe a que la historia con que se cuenta es, a lo sumo, de unos cuantos siglos atrás; lo que resulta muy poco comparado con el tiempo requerido, desde el punto de vista geológico, para que se acumule energía suficiente para producir sismos intensos. Además, se sabe poco aún sobre los mecanismos que generan un temblor y sobre la liberación de energía producida por sismos de intensidad media.

En la Ciudad de México, el reglamento de diseño se basaba en lo observado durante el sismo del 28 de julio de 1957, que se consideraba como uno de los más fuertes ocurridos; sin embargo, el sismo del 19 de septiembre fue aproximadamente tres veces más intenso, lo que provocó daños inesperados.

En general, en todos los reglamentos modernos se acepta, para el diseño por sismo, el empleo de fuerzas reducidas en función de la ductilidad y que las estructuras sean capaces de desarrollar, lo que depende de los materiales empleados, del sistema estructural (marcos formados por trabes y columnas, estructuras a base de muros de carga y rigidez o sistemas mixtos a base de marcos y muros) y de los detalles de conexiones y armados en general.

Es común emplear coeficientes sísmicos del orden del 5% al 10% de la gravedad para evaluar las fuerzas de diseño aprovechando precisamente el concepto de ductilidad, a pesar de que la respuesta elástica de las estructuras es mucho mayor en temblores intensos.

En general, los reglamentos permiten emplear métodos de análisis estático o dinámico para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño. Los métodos estáticos resultan por lo regular conservadores comparados con los métodos dinámicos, y con ellos se logran fuerzas mayores para el diseño, pues han sido obtenidos como una envolvente de análisis dinámicos de estructuras con distintas variaciones de masa y rigidez. Los métodos estáticos se aplican a las estructuras de menor altura (hasta 60 m según la edición de 1976 del Reglamento de Construcciones para el D. F.). Los métodos dinámicos se emplean usualmente en el diseño de edificios altos.

Después de un sismo intenso, con frecuencia es necesario actualizar los reglamentos, pues quedan en evidencia sus deficiencias y se hace patente la necesidad de incluir en ellos los resultados de las investigaciones realizadas después de su publicación, para superar el atraso tecnológico que han sufrido con el paso de los años.

La dificultad que existe para predecir el movimiento telúrico más intenso que puede presentarse en un lugar determinado ha sido reconocida a nivel mundial. Por esta razón, la Ciudad de México ha recibido la visita de numerosas misiones técnicas de todos los países que tienen alta sismicidad, que desean aprovechar esta experiencia para evitar, en lo posible, que les ocurra lo mismo. Este sismo será seguramente la causa de la modificación de muchos reglamentos de diseño sísmico en el mundo.

En ocasiones se sabe que algunos aspectos que contiene un reglamento en vigor son obsoletos; sin embargo, es difícil y lento el proceso de actualización, que solamente se acelera con la ocurrencia de sucesos extraordinarios como el que nos ocupa. Para ilustrar lo anterior se puede citar el atraso que tenía el reglamento de construcciones que estaba vigente en 1957 y que databa de 1942. Por lo que, ya para entonces, requería de importantes modificaciones que se lograron, primero, a través de normas de emergencia y, después, con la versión de 1966. Esta última tardó mucho en aprobarse y fue reformada diez años más tarde para incorporar una serie de aspectos que la convirtieron en uno de los reglamentos más avanzados del mundo, aunque con los años nuevamente fue quedando al margen del estado del arte. En 1979, durante el V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, celebrado en Guadalajara, el Dr. Meli, Investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM, dio la voz de alarma con respecto a que los sistemas estructurales a base de columnas y losas planas aligeradas observaban un comportamiento menos dúctil que el que consideraba el reglamento. Dichos sistemas se habían vuelto muy populares entre ingenieros y arquitectos por su facilidad de construcción y, en aquella ocasión, el Dr. Meli sugirió algunas modificaciones al respecto que estaban por ser incorporadas en el reglamento. Esos mismos cambios se recomendaron en otros congresos y cursos; sin embargo, no se logró hacerlos del conocimiento de todos los ingenieros y arquitectos que usaban dicho sistema estructural, lo cual quedó en evidencia con el sismo de septiembre, pues hubo numerosas fallas en ese tipo de construcciones.

Por lo anterior, considero importante destacar

que los ingenieros estructuralistas deben reconocer su papel como asesores de sus clientes y advertirles el peligro en que pueden poner a una estructura si insisten en que se resuelva empleando un sistema estructural inadecuado; pues, muchas veces, por el temor de perder el contrato, aceptan realizar la obra aun a sabiendas de que el comportamiento de la estructura puede no ser el adecuado. Es necesario reconocer también que, en ocasiones, las complicaciones asociadas a un proyecto rebasan la capacidad profesional de algunos estructuralistas que, de todas maneras, se comprometen a realizar el trabajo haciendo simplificaciones inadmisibles y cobrando cantidades muy inferiores a los honorarios que pedirían ingenieros bien preparados, que cuentan con los conocimientos necesarios para solucionar las complicaciones. Esto ha llegado a demeritar el proceso del cálculo estructural y ha hecho difícil establecer tarifas razonables para este tipo de trabajo, ya que siempre habrá alguien dispuesto a cobrar menos, pero simplificando excesivamente los modelos matemáticos y limitándose a especificar el armado de unos cuantos tipos de columnas, traveses y losas, lo que resulta a la larga mucho más costoso que un proyecto bien desarrollado y detallado.

Se ha observado, a raíz de muchos temblores ocurridos en diversos lugares, que la configuración y el sistema estructural que se emplee en una construcción son decisivos para la forma en que un edificio responderá a los sismos, y este es precisamente uno de los aspectos que sí se pueden controlar al concebir el proyecto. En el libro *"Building Configuration & Seismic Design"* de Arnold y Reitherman, editado por John Wiley, se proporciona una excelente descripción de los problemas asociados con la forma de las plantas de los edificios, con la manera en que varían las elevaciones, con la disposición de los elementos estructurales resistentes, y con otros aspectos. Dicha obra ya ha sido traducida al español y será publicada próximamente por Editorial Limusa; resulta muy útil para convencer a un arquitecto de lo inadecuado de un proyecto, pues es clara y está profusamente ilustrada.

Asimismo, el *"Manual de Diseño Sísmico de Edificios"*, de Bazán y Meli, y el libro *"Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos"*, de Dowrick, ambos de Editorial Limusa, contienen recomendaciones útiles sobre la forma y estructuración de los edificios; son obras que todo estructuralista debe conocer. En ellas se puede encontrar una serie de recomendaciones para mejorar el comportamiento de las estructuras construidas en zonas sísmicas. Dichas recomendaciones pueden resumirse en los siguientes puntos:

- a) Poco peso.
- b) Sencillez, simetría y regularidad tanto en planta como en elevación.
- c) Plantas poco alargadas y elevaciones de esbeltez reducida.
- d) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.
- e) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.
- f) Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales más que en los verticales.
- g) Propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplanta la estructura.
- h) Congruencia entre lo proyectado y lo construido.

La razones de estas recomendaciones son las siguientes:

- a) Las fuerzas que se generan en una estructura durante un sismo se deben a la inercia que tienen las masas para seguir el movimiento, por lo que, cuanto más pequeñas sean las masas, menores serán estos efectos. Es recomendable, por lo tanto, reducir sobre todo el peso de elementos no estructurales que no contribuyan a la resistencia, como por ejemplo acedados, muros divisorios, fachadas, etc., y buscar que las mayores cargas se ubiquen en los niveles inferiores.
- b) Mientras más sencillo, simétrico y regular sea un edificio, más fácil será modelarlo. Asimismo, serán más realistas las hipótesis que se hagan con respecto a su comportamiento. Para un edificio complejo es difícil hacer hipótesis de cálculo razonables y, por lo tanto, su comportamiento será incierto; además, será más complicada su construcción. La experiencia ha demostrado que las estructuras sencillas, simétricas y regulares son las que sufren menos daños en temblores excepcionales o de mediana intensidad.
- c) La razón para limitar la longitud de las plantas es que existe la posibilidad de que el movimiento no sea el mismo a todo lo largo de una estructura, y esto causa en ella efectos que no es

fácil determinar, debido a movimientos desafiados de los apoyos. Por otra parte, los efectos de la temperatura y la contracción también hacen recomendable limitar la longitud de las construcciones a sólo 50 m aproximadamente, a menos que se tomen precauciones especiales para reducir dichos efectos.

La esbeltez excesiva en un edificio ocasiona complicaciones en el análisis y el diseño, pues es necesario tomarla en cuenta en los modelos matemáticos. Además, durante un sismo, el exceso de esbeltez es causa de grandes deformaciones que provocan el pánico entre sus ocupantes. Por lo tanto, se recomienda que la altura de los edificios no sea más de 3 ó 4 veces la menor dimensión de su planta.

d) La uniformidad en la distribución de la resistencia, rigidez y ductilidad también mejora notablemente el comportamiento de las estructuras. Las discontinuidades producen ampliaciones dinámicas importantes que no son fáciles de predecir con modelos matemáticos simples. Si es necesario que la estructura no sea uniforme, habrá que tomar en cuenta, mediante modelos más complicados, los efectos dinámicos de esta falta de uniformidad.

e) y f) Las estructuras hiperestáticas tienen más defensa que las isostáticas. Paradójicamente, esta recomendación se contrapone a la del inciso b en cuanto a la sencillez, pues las isostáticas son más simples; sin embargo, durante sismos excepcionales se comportan mejor las hiperestáticas debido a que, para llegar al colapso, es necesario que haya mayor número de articulaciones plásticas. En este sentido, se ha visto que la formación de articulaciones plásticas en las trabes, en el caso de estructuras porticadas, es más favorable, puesto que la demanda de deformación (ductilidad) en ellas, se reparte entre más secciones. Cuando las articulaciones plásticas se forman en los extremos de las columnas de un entrepiso, mientras el resto de la estructura permanece en estado elástico por no haber uniformidad en la distribución de la resistencia (punto d), la ductilidad global que puede lograrse es baja, y es fácilmente superada por la demandada en temblores extraordinarios; por lo tanto es muy probable que sobrevengan colapsos parciales o totales, como los que se observaron el 19 de septiembre. La ductilidad local que alcanzan los elementos a flexión pura (vigas) es mucho mayor que la que pueden desarrollar los elementos sometidos a flexo-

compresión (columnas). (Véase Dowrick o Bazán y Meli.)

Es recomendable la existencia de líneas de defensa escalonadas, pero complica el cálculo de la estructura, pues hay que prever lo que puede pasar al ir fallando cada una de esas defensas. En un edificio esto se logra colocando muros de resistencia reducida que limitan los desplazamientos, disipan los efectos de un sismo de baja o mediana intensidad y de ocurrencia más frecuente, y fallan como fusibles, absorbiendo energía, durante temblorés más intensos. Los efectos de la falla deben tomarse en cuenta en un análisis de esa estructura sin los muros, sometida a un sismo violento.

g) El temblor del 19 de septiembre hizo evidente la conveniencia de esta recomendación. Aunque es muy difícil saber con precisión si las propiedades dinámicas de un terreno y de la estructura que se va a desplantar sobre él son adecuadas o no, se ha comprobado que el comportamiento de estructuras rígidas en terrenos blandos, o de estructuras flexibles en terrenos duros es más favorable, debido a la poca probabilidad de que se amplifiquen los efectos del movimiento del suelo por resonancia. Al analizar la forma de los espectros de diseño que presenta el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para ambos tipos de terreno, se observa claramente que, en suelo firme, los mayores efectos tienen lugar cuando el periodo de vibración de la estructura está comprendido entre 0 y 0.5 segundos (estructuras rígidas), mientras que en terreno blando esto ocurre en periodos entre 0.8 y 3.3 segundos (estructuras flexibles). Las máximas aceleraciones de diseño eran, respectivamente, 0.16 g y 0.24 g; esto es, se sabía que el suelo blando conduce a mayores respuestas que el duro. Sin embargo, se pensaba que las arcillas no serían capaces de producir aceleraciones de respuesta mucho mayores que las propuestas, y había incluso ingenieros que consideraban que las aceleraciones sugeridas por el Reglamento eran exageradas. El sismo del 19 de septiembre demostró que las arcillas sí pueden generar aceleraciones mucho mayores, ya que en el acelerógrafo instalado en terrenos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se midieron aceleraciones del terreno de 0.17 g en dirección E-W, con un periodo dominante de 2 segundos. Al procesar ese registro para obtener ordenadas de respuestas de aceleración máximas, se encontró

que se alcanzaron valores de 1.0 g para estructuras con periodos de 2 segundos, y amortiguamientos de 0.05 con respecto al crítico; o sea que se obtuvieron respuestas máximas cuatro veces mayores que las estipuladas por el Reglamento para ese tipo de estructuras, lo que explica por qué los daños más graves y el mayor número de colapsos parciales o totales se registraron precisamente en estructuras cuyas alturas variaban entre 6 y 15 pisos, ya que para ellas no se cumplía la recomendación sobre las propiedades dinámicas. Estructuras similares desplantadas sobre terreno firme no sufrieron daños. Tampoco en las estructuras rígidas, de pocos niveles y muros de carga, desplantadas en la zona blanda se observaron problemas importantes, con excepción de algunas casas y vecindades muy deterioradas por los efectos de hundimientos diferenciales y sismos previos. Las ordenadas de los espectros de diseño que deben aplicarse a terreno compresible y de transición fueron significativamente incrementadas en las normas de emergencia publicadas en octubre de 1985; se modificaron también ciertos aspectos sobre ductilidad y resistencia, para tratar de evitar problemas futuros. Se está trabajando en la elaboración de un nuevo reglamento en el que, seguramente, se incluirán medidas que conduzcan a la obtención de estructuras más seguras.

h) Todo lo que se refiere a la congruencia entre lo proyectado y lo construido se analizará más adelante.

Una vez definidas la estructuración y configuración de la estructura, para lo cual es necesaria la interacción entre el responsable del proyecto arquitectónico y el del proyecto estructural, en la tarea de estimar las secciones preliminares y definir las cargas que deben considerarse en función del uso al que se va a destinar el edificio, se procede a la elaboración de modelos matemáticos para tratar de predecir el comportamiento mecánico del sistema suelo-cimentación-estructura, aspecto que generalmente se restringe, por desconocimiento del método o por limitaciones económicas y de tiempo, a un modelo de la estructura únicamente, en el que se la supone empotrada en su base, lo que no siempre es cierto.

Al elaborar el modelo de la estructura se hacen nuevas simplificaciones pues, aunque un edificio es tridimensional, usualmente se modela en dos dimensiones, también por razones económicas y de tiempo. En dicho modelo existirán, además, serias incerti-

dumbres con respecto a los parámetros que deben emplearse, tanto para las propiedades elásticas de los materiales como para las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura, para la eficiencia de las conexiones, para la influencia de las partes del edificio que no se consideran estructurales y para algunas cargas que deben aplicarse, como la de sismo por ejemplo.

En la actualidad es cada vez más frecuente el empleo de computadoras para este objeto, y los resultados que éstas arrojan suelen tomarse como exactos; es preciso recordar que en computación se considera que "si entra basura, sale basura", por lo que vale la pena realizar estudios paramétricos que tomen en cuenta las incertidumbres que existan en la evaluación de módulos de elasticidad, áreas, momentos de inercia, etc., y calcular el efecto de posibles valores extremos en los resultados. El objetivo de esta etapa del proceso es la obtención de elementos mecánicos de diseño: momentos flexionantes y de torsión, fuerzas cortantes y fuerzas normales, así como desplazamientos de la estructura; estos elementos se compararán después con los correspondientes a estados límite definidos anteriormente con base en el Reglamento o en el uso a que se va a destinar la estructura, recordando siempre que, en general, los reglamentos recomiendan valores mínimos satisfactorios, pero que determinadas construcciones pueden requerir valores más conservadores, en función de su destino.

Cuando se han determinado las acciones de diseño y definido los estados límite para los que se debe diseñar, se procede a revisar si las dimensiones estimadas preliminarmente conducen a un comportamiento satisfactorio de la estructura, desde el punto de vista de la resistencia, verificando que el refuerzo requerido en el caso de estructuras de concreto reforzado no sea excesivo ni ocasione problemas constructivos en el momento del armado y colocación del concreto. También se debe hacer una revisión desde el punto de vista de la rigidez, verificando que los desplazamientos sean adecuados, es decir, lo suficientemente pequeños para que no se dañen los elementos no estructurales; y corroborando, además, que los efectos  $P - \Delta$  no sean importantes, o sea que los momentos adicionales por efecto de las cargas verticales multiplicadas por los desplazamientos laterales no provoquen problemas de inestabilidad y, sobre todo, que estos desplazamientos no produzcan pánico entre los ocupantes.

Para verificar la resistencia se emplean por lo general fórmulas semiempíricas que tienen cierto nivel de confiabilidad, según sea la solicitud de que se

trate. Por ejemplo, están mejor definidas las fórmulas que predicen la resistencia a la flexión que las que estiman la resistencia al cortante o a la flexo-compresión. Por lo general, estas fórmulas son propuestas por los reglamentos. En el caso del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se cuenta con Normas Técnicas Complementarias para el diseño de estructuras metálicas, de concreto reforzado, de mampostería o de madera. En las normas de emergencia emitidas después de los sismos de septiembre se modificaron las fórmulas para estimar la resistencia de elementos de concreto reforzado sujetos a flexocompresión (columnas y muros) tomando en cuenta la gran cantidad de casos de falla que se observaron.

Si en la revisión de las dimensiones preliminares se detectan insuficiencias o posibilidad de un comportamiento anormal, será preciso modificarlas y revisar qué efectos tendrá el cambio en los elementos mecánicos y en los desplazamientos calculados, ya que cualquier alteración de las dimensiones influirá en los parámetros empleados para el análisis original y en el modelo matemático. En ocasiones es necesario modificar drásticamente la estructuración y, por lo tanto, repetir el análisis.

Si los resultados del análisis y del diseño preliminar son satisfactorios, se procede a elaborar el diseño final, detallando sobre todo aspectos que pueden presentar problemas durante la construcción y haciendo hincapié en la forma en que se debe ejecutar la obra para que las hipótesis de cálculo no se alteren. Es muy común que el ingeniero estructurista detalle de manera más o menos clara todo lo que consideró estructural, pero que olvide detallar claramente cuáles elementos no son estructurales, de acuerdo con sus hipótesis de cálculo, y la forma en que deben construirse estos elementos. Esto es particularmente importante en el caso de muros de relleno, divisorios o de colindancia, construidos con mampostería de tabique, pues suelen tener bastante rigidez y, si no se desligan adecuadamente de la estructura, alteran en forma tan radical el modelo matemático empleado, que a veces no hay congruencia entre lo calculado y lo construido. Cuando se llega a este límite, el comportamiento de la estructura resulta difícil de predecir, ya que cambia totalmente la forma en que las fuerzas son resistidas y el modo en que se desplaza la estructura. En el mejor de los casos la colaboración de elementos teóricamente "no estructurales", pero mal desligados de la estructura, evita el colapso o los daños importantes en un edificio; sin embargo, en otras ocasiones, dicha colaboración es la causa de fallas graves o derrumbe total o parcial de la es-


estructura. Por ejemplo, la colaboración de los muros de colindancia en edificios situados en esquina suele causar serios problemas por las torsiones que se generan; asimismo, en edificios de departamentos con plantas bajas sin muros por estar destinadas a estacionamientos o comercios, es muy frecuente el fenómeno conocido como "piso suave" (véase la obra de Arnold), que propicia colapsos parciales, muchos de los cuales se observaron durante el sismo del pasado 19 de septiembre.

Por consiguiente, debe vigilarse que la construcción respete las hipótesis de cálculo y que se notifique al calculista si se modifica el proyecto en cuanto se refiere a la posición de las columnas y los muros, a las dimensiones de los elementos estructurales, a las resistencias especificadas para los materiales y al uso al que se va a destinar la construcción.

Muchas de las fallas observadas se pueden atribuir a este tipo de problemas que se derivan de la falta de comunicación.

Es preciso vigilar también que se respeten las disposiciones reglamentarias relativas a la separación entre edificios. Muchos derrumbes fueron ocasionados por el choque entre construcciones vecinas, que se debió tanto a la intensidad y duración del temblor como a la separación inadecuada que había entre ellas. Cabe señalar que la escasa separación en algunos casos fue causada por desplomes previos debidos al mal comportamiento de la cimentación.

De todo lo anterior se puede concluir que el sismo del 19 de septiembre no reveló muchos aspectos nuevos; la mayoría de los problemas ya se conocían. Sin embargo, lo que no se esperaba, y resultó fundamental, fue que los sismos en la Ciudad de México pudieran alcanzar aceleraciones tan importantes en el suelo blando.

Esperamos que las experiencias recogidas esta vez sean tomadas en cuenta para diseños futuros, y que las reparaciones de los edificios dañados se hagan con base en un proyecto cuidadosamente estudiado, en el que se consideren las causas de las fallas y se procure evitarlas mediante reestructuraciones adecuadas o desligando los elementos que propicien comportamientos no adecuados. 

*Este artículo está basado en la ponencia "Recomendaciones para el diseño sísmico con base en la*

*experiencia de los sismos de septiembre de 1935", que presentó el M. en C. Enrique del Valle Calderón en el Seminario IMCYC sobre Evaluación y Reparación de Estructuras de Concreto Dañadas por Sismos, efectuado el 19 de noviembre de 1985. Al final de dicho seminario se realizó una serie de preguntas y respuestas; a continuación se presentan las que corresponden a esta ponencia.*

1. *¿Qué opina de los análisis sísmicos que idealizan el suelo como resorte, en lugar de suponer que la estructura está empotrada al terreno?*

El modelo puede ser más racional, aunque no es fácil determinar la rigidez que debe asignarse al resorte. Depende del tipo de estructura y de suelo el que sea necesario refinar el modelo; por ejemplo, una estructura rígida en terreno blando da resultados diferentes, al modificar la condición de apoyo en el terreno, suponiendo resortes en vez de empotramientos; pero si está en terreno firme no cambian tanto los resultados.

2. *Si un edificio no tuvo daño ni pertenece a los casos previstos por las normas de emergencia, pero se analiza con el Reglamento 1976 y rebasa estados límite, ¿debe entonces ser reforzado conforme a las normas de emergencia?*

Si las deformaciones que tiene son excesivas, es probable que en cada sismo tenga daños en elementos no estructurales y podría pensarse, para evitar esto, en rigidizarla, aunque, en mi opinión, no necesariamente debería satisfacer las normas de emergencia, pues el costo de la rigidización sería mucho más alto.

3. *¿Cómo se podrían modelar los diferentes tipos de daños observados en una estructura, con el objeto de efectuar un análisis para predecir el comportamiento y/o el reforzamiento de estructuras dañadas?*

Al reforzar una estructura dañada, considero más recomendable evitar que siga absorbiendo efectos sísmicos, para lo cual se requiere usar otra estructura paralela, mucho más rígida, que tome todos los efectos sísmicos, y que se encuentre bien conectada a la original. Además, se debe revisar que las losas sean capaces de transmitir esos efectos al refuerzo, o adiciónar colectores especiales para lograrlo.

4. *De acuerdo con la información captada, ¿se puede indicar alguna razón por la cual se descompertaron algunos edificios dañados durante los sismos de septiembre?*

Considero que hubo varias razones. En algunos casos, la influencia de construcciones vecinas provocó cambios bruscos en masa y rigidez, los cuales causaron amplifica-

ciones dinámicas importantes; en otros casos, había cambios de rigidez y/o de masa en la misma estructura; también pueden haber influido los efectos  $P - \Delta$  (cargas verticales actuando sobre los desplazamientos horizontales), ya sea por deformabilidad de la estructura misma o por rotación de la base sumada a lo anterior. Es posible asimismo que la respuesta en un modo superior resultara determinante.

**5. ¿Qué tipo de estructura y cimentación se recomienda para las diferentes zonas del Distrito Federal, y por qué?**

En general, se recomiendan estructuras rígidas en suelos blandos, y flexibles en suelos duros, para que las características dinámicas de la estructura (periodos) no coincidan con las del suelo. En este temblor se observó muy claramente el problema de resonancia, ya que los edificios con periodos cercanos a dos segundos (que fue el periodo dominante del movimiento del suelo en terreno blando) fueron los más afectados.

Por lo que respecta a tipos de cimentación, esto dependerá sobre todo de la capacidad de carga del terreno.

**6. Para revisar una estructura dañada (con grietas en elementos estructurales, causadas por los movimientos de la propia estructura), si se está modelando dicha estructura para hacer un análisis por computadora ¿cómo se pueden o deben considerar estos elementos estructurales agrietados? es decir, ¿con qué valores de área, inercia, longitudes, etc.?**

*Si se han fabricado algunos aditivos epóxicos para concreto, que le confieran mayor resistencia a la tensión, y obviamente a la compresión ¿se considera recomendable su uso, de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorios?*

Para revisar una estructura, dañada o no, uno de los modelos matemáticos que deben suponerse debe tomar en cuenta el efecto de agrietamiento en las secciones, lo que reduce los momentos de inercia hasta en un 50 % en algunos casos; en torsión, por ejemplo, la rigidez se reduce hasta en un 90 %, según algunos autores. Considero que es un tema al que se ha prestado poca atención. En ciertas ocasiones, la inyección de resinas epóxicas en las grietas restituye las propiedades originales a la estructura, aunque a veces este procedimiento es difícil y, sobre todo, resulta costoso.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

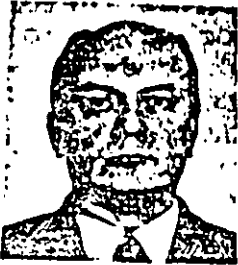
**TEMA:**

**MODIFICACIONES A LA PRACTICA DE DISEÑO SISMICO DE  
ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

**EXPOSITOR: DR. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA  
1997**



MODIFICACIONES A LA PRACTICA DE DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO



Roberto Meli\*

Alcance

Fue en las estructuras de concreto donde se registró el mayor número de daños en los sismos de 1985 en la ciudad de México. Esto ocasionó que se avanzaran algunas dudas sobre la idoneidad del concreto reforzado para estructuras en zonas sísmicas. Si se compara el número de construcciones de concreto falladas con el de aquellas que tuvieron un desempeño satisfactorio en el sismo mencionado y en otros sismos severos, se concluye que es perfectamente factible construir edificaciones seguras en concreto reforzado. Es necesario sin embargo hacer modificaciones radicales a las prácticas de construcción que se seguían en el pasado. Estas modificaciones van más allá de la adopción de mayores coeficientes sísmicos en el diseño estructural: deben emplearse sistemas estructurales más idóneos para resistir acciones sísmicas, materiales con propiedades más adecuadas, métodos de diseño que mejor reflejen el comportamiento sísmico de las estructuras y detalles del refuerzo que permitan que los elementos soporten grandes deformaciones inelásticas sin deterioro de capacidad.

Parte de estas modificaciones se derivan de lo especificado por los nuevos reglamentos de construcciones. Otras modificaciones deben ser reflejo del criterio y la conciencia de los responsables del proyecto y construcción de las edificaciones.

En lo que sigue se harán algunas consideraciones sobre los cambios más importantes.

-----  
\*Instituto de Ingeniería, UNAM

## Materiales

La verificación de la calidad del concreto en algunos edificios dañados reveló que, aunque en términos generales la resistencia del concreto era superior a la de proyecto, la variabilidad de esta propiedad en las distintas partes de la estructura era elevada y en ciertos casos la resistencia insuficiente. Los defectos más frecuentes fueron los relacionados con mala colocación del concreto, como evidencia de segregación, de mala compactación y de juntas de colado mal ejecutadas. Por tanto la mejora más significativa al respecto será la que se derive de un mejor control de calidad en la elaboración y en la colocación del concreto. Los cambios que se han hecho en la reciente revisión del reglamento de construcciones, relativos a la exigencia de una supervisión más estricta y más calificada de la construcción, tienden a lograr este objetivo.

El concreto que se ha producido tradicionalmente en el valle de México no cumple con algunos requisitos de calidad que se establecen internacionalmente para el concreto estructural. Para su elaboración se emplean gravas andesíticas o basaltos vesiculares de bajo peso volumétrico y arenas andesíticas con altos contenidos de polvo; con estos agregados se obtiene un concreto con un peso volumétrico algo menor que el normal, pero con características propias de los concretos más ligeros: bajo módulo de elasticidad, alta contracción por secado y elevadas deformaciones por flujo plástico. Puede lograrse la resistencia deseada de proyecto con una dosificación adecuada; sin embargo las características antes mencionadas presentan desventajas en cuanto al comportamiento estructural, por la mayor flexibilidad de las estructuras resultantes, por la tendencia al agrietamiento y por las elevadas deformaciones con el tiempo.

En un estudio realizado recientemente (Ref 1) se encontró que con el empleo de gravas de mejor calidad, como las que se obtienen de la trituración de rocas calizas o basálticas, se pueden superar los defectos antes mencionados y obtener concretos con características iguales a las que se recomiendan internacionalmente. Como ejemplo, la Fig 1 muestra el aumento radical en el módulo de elasticidad que se logra al emplear gravas calizas en lugar de las andesíticas. Las mejoras en las características de contracción y de flujo plástico son también notables. El nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal exige el empleo de un concreto de mejores características para estructuras importantes. El nuevo concreto (clase I) ya está disponible en el mercado a un costo no excesivamente superior al del tradicional (clase II) y su empleo debe difundirse rápidamente.

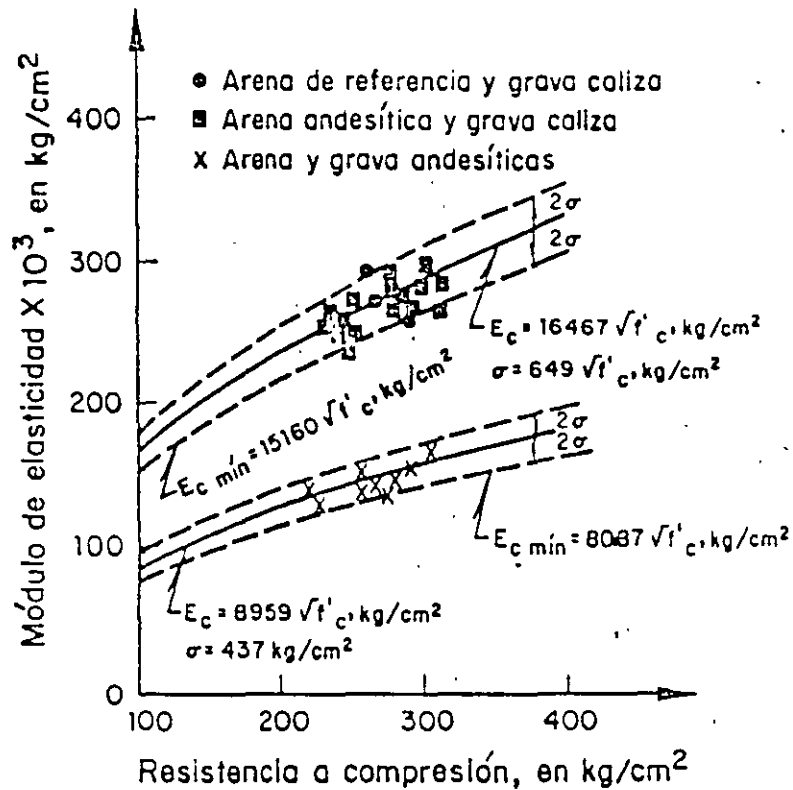


Fig 1. Relación módulo de elasticidad-resistencia a la compresión de los concretos andesíticos y calizos. (De Mendoza y Mena, Ref 1).

Otro aspecto preocupante de la práctica actual de elaboración del concreto es el uso de mezclas con proporciones excesivas de arena y consecuente escasez de grava así como con revenimientos muy elevados. Estas dosificaciones son típicas de los concretos que se transportan por bombeo y dan lugar a contracciones muy elevadas, las cuales tienden a producir una fisuración muy difundida en las estructuras y a debilitarlas para la resistencia a otras sollicitaciones. La escasez de grava da lugar además a concretos con módulos de elasticidad bajos. Debe eliminarse por tanto esta práctica y lograr la fluidez que se requiere para el bombeo, sin salirse de las dosificaciones que permitan producir un concreto con todas las propiedades adecuadas para un buen comportamiento estructural.

Para el refuerzo de las estructuras de concreto en zonas sísmicas conviene contar con aceros que tengan una amplia zona de fluencia definida, para un esfuerzo no excesivamente elevado. Con frecuencia las barras de refuerzo que se producen en el país (Grado 42) tienen una composición química tal que la zona de fluencia es muy reducida o desaparece totalmente, (esencialmente por el alto contenido de carbono). Deben evitarse estas situaciones ya que, al

no existir fluencia definida, los esfuerzos en las barras crecen en forma continua al ser deformada la estructura por el efecto de un sismo y no existe un límite en la capacidad por flexión de los elementos de concreto, el cual impida que se produzcan en dichos elementos los modos de falla que pueden ser de tipo frágil (cortante, torsión, compresión en columnas, adherencia). Este punto se aclarará más adelante. Particularmente crítico es el problema de la adherencia: si los esfuerzos en el acero crecen excesivamente, la transmisión de esfuerzos de adherencia al concreto tiende a producir el aplastamiento del concreto en contacto con las corrugaciones de las barras y un corrimiento progresivo de las barras dentro del concreto ante la repetición de ciclos de carga.

Otro aspecto desfavorable de los aceros con alto contenido de carbono es la dificultad de lograr soldaduras adecuadas. Se ha estado promoviendo la producción de aceros de grado 42 de baja aleación, con bajo contenido de carbono en los que se tiene una zona de fluencia muy amplia y que son muy fáciles de soldar. Aceros de este tipo son muy recomendables en zonas sísmicas.

El problema de la soldadura de barras en obra es crítico. El control de calidad de estas operaciones es muy delicado y en barras de gran diámetro el traslape ya no es admisible. Debe promoverse el empleo de conectores metálicos para este tipo de barras.

### Sistemas estructurales

La edificación en las zonas urbanas se caracterizó hasta hace pocas décadas por su baja altura y por la abundancia de muros de mampostería de gran espesor; en los primeros edificios de cierta altura existía un esqueleto de estructura de acero, cubierto y rigidizado por gruesos muros de piedra o de tabique. Posteriormente, al aumentar la altura de los edificios y al popularizarse la construcción de concreto, subsistió la práctica de colocar un gran número de muros de tabique o de bloque en ambas direcciones y en todos los pisos. Poco a poco, sin embargo, los edificios se fueron haciendo más altos y más flexibles y el número de paredes rígidas de fachada y divisorias fue disminuyendo. Al mismo tiempo las formas se fueron haciendo más atrevidas e irregulares.

En la edificación tradicional las paredes divisorias y de fachada proporcionaban una resistencia apreciable a cargas laterales, suficiente para lograr un desempeño adecuado ante sismos de intensidad baja o moderada. Sin embargo la estructura resistente era inherentemente frágil y propiciaba el colapso ante sismos de excepcional intensidad.

En los edificios modernos, tanto en la ciudad de México como en la mayoría de las otras zonas sísmicas del país, no se sustituyó la resistencia y rigidez proporcionadas por los muros de mampostería, por la de otros elementos equivalentes como pudieron haber sido los muros de concreto; se adoptaron sistemas estructurales flexibles en los que el área de columnas y muros era relativamente pequeña y en los cuales la capacidad para resistir sismos de gran intensidad se basaba en la disipación de energía mediante deformaciones inelásticas.

Los resultados de la Fig 2 son muy ilustrativos. Se consiguen los periodos fundamentales de vibración medidos en edificios de distinto número de pisos en la ciudad de México (Ref 2). Se aprecia que en promedio la relación entre el periodo (en segundos) y el número de pisos es 0.10 para los edificios en terreno firme y 0.15 para aquellos ubicados en la zona del lago. En contraste esta relación vale en promedio 0.06 para los edificios típicos que se construyen en Japón. Ya que el periodo es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez, lo anterior indica que en promedio los edificios en Japón tienen una rigidez lateral superior en más de seis veces a la de los edificios típicos de la ciudad de México en la zona del lago. Parte de la diferencia se debe al efecto de la falta de empotramiento en la base que tienen los edificios desplantados en la zona de lago; los desplazamientos y rotaciones de la base reducen significativamente la rigidez lateral efectiva de los edificios. Los periodos mencionados se midieron para vibraciones ambientales de muy baja amplitud. Para vibraciones producidas por sismos intensos los periodos serían muy superiores. La razón principal de los elevados periodos de vibración es la adopción de sistemas estructurales muy flexibles. Esta decisión es particularmente desafortunada si se considera que los movimientos sísmicos en la zona del lago tienen periodos dominantes elevados por lo que afectan particularmente a los edificios flexibles (ver Ref 3).

Por lo anterior los sistemas estructurales que conviene adoptar en edificios deben permitir en forma natural que se alcancen resistencias y rigideces elevadas ante cargas laterales. El marco es un sistema poco eficiente para tal efecto. Los muros de rigidez, los contravientos en distintas combinaciones y modalidades resultan mucho más ventajosos. Conviene, entonces, construcciones más robustas con abundancia de elementos rigidizantes distribuidos uniformemente de manera de transmitir a toda el área de la cimentación las fuerzas debidas a los efectos sísmicos.

Se ha señalado repetidamente que uno de los factores que contribuyeron más significativamente a la falla o mal

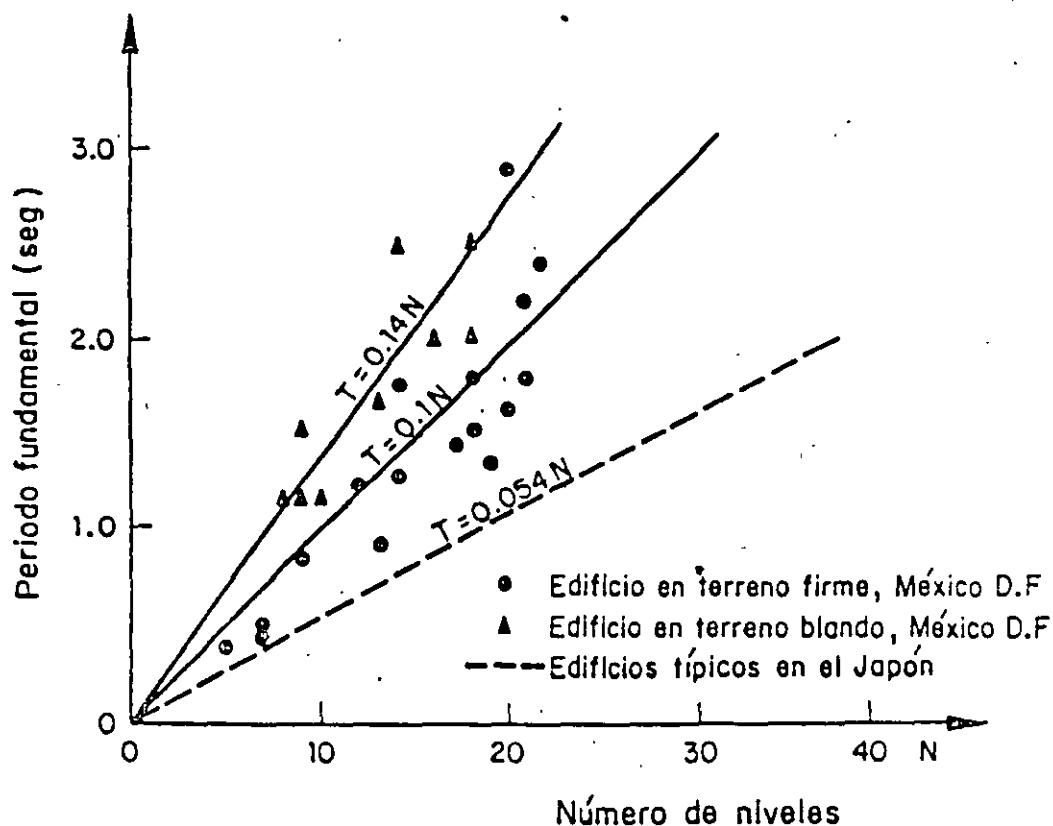
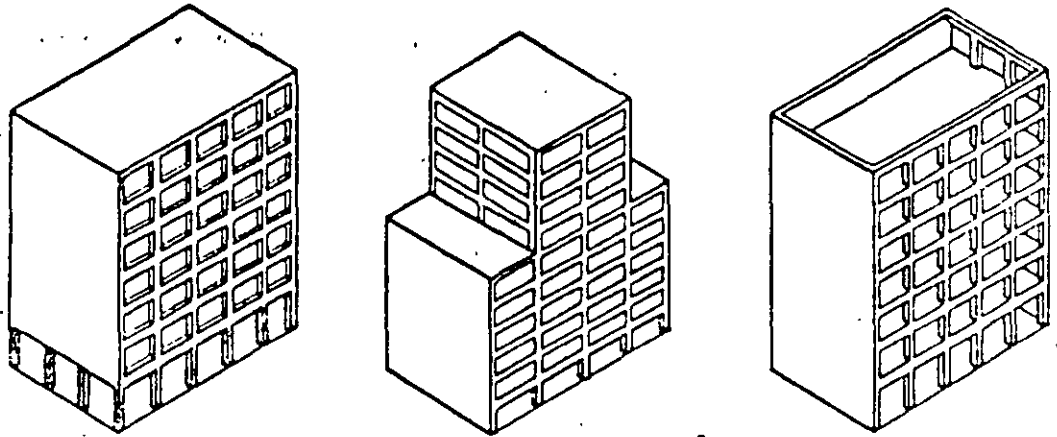


Fig 2. Relación de período fundamental contra número de pisos de edificios en distintas condiciones (de Ref 2)

comportamiento de los edificios fue la falta de regularidad del sistema estructural reflejada en formas irregulares en planta o en elevación del edificio, en asimetría en la disposición de los elementos resistentes, en cambios bruscos de rigidez y resistencia, en excesiva esbeltez o en discontinuidades en el flujo de fuerzas entre los elementos resistentes. Las ventajas de contar con estructuras regulares son indudables ya que se evitan las concentraciones y amplificaciones de solicitaciones y el comportamiento sísmico es más sencillo y más fácil de entender, por lo cual el diseño puede hacerse con reglas más simples y más comprobadas. El Reglamento del Distrito Federal contiene ahora requisitos bien definidos para considerar una estructura como regular y poder adoptar así factores menos conservadores en el diseño. La Fig 3 muestra algunos casos de estructuras irregulares.

Merece un comentario especial el sistema de losa plana reticular. Desde mucho antes del sismo se había llamado la atención sobre el abuso que se estaba haciendo de este sistema, al emplearlo en construcciones cada vez de mayor altura y sin considerar adecuadamente la limitación de las deformaciones laterales ante efectos sísmicos, ni los problemas de resistencia al cortante en la losa alrededor de



a) Planta baja débil

b) Reducción brusca de rigidez y resistencia lateral

c) Fuerte asimetría en planta, de rigidez y resistencia

Fig 3 Sistemas estructurales irregulares

la columna y en las columnas mismas. Las fallas espectaculares experimentadas por algunos edificios de este tipo han llevado a muchos proyectistas y constructores a la opinión de que el sistema debe proibirse por ser inadecuado para resistir cargas laterales. La posición parece exagerada. La losa reticular ofrece un gran número de ventajas constructivas que pueden aprovecharse. Lo que es inadecuado es pretender resistir los efectos sísmicos en edificios de cierta altura, exclusivamente con la acción de marco que se forma entre las columnas y la losa. La resistencia a carga lateral debe ser proporcionada por muros de concreto o por elementos de rigidez y capacidad similar, dejando al sistema losa-columna la función de tomar las cargas verticales y una pequeña porción de las cargas laterales. La Fig 4 muestra esquemáticamente cómo podría combinarse una estructura de losa plana y columnas con un marco robusto de fachada que por su alta rigidez absorbería la casi totalidad de las fuerzas sísmicas. La ausencia de vigas en el interior del edificio mantendría las principales ventajas de la construcción con losa plana.

Un criterio de estructuración que debería promoverse también es que el edificio cuente con un núcleo robusto que proteja contra el colapso total de los entrepisos y la caída de las losas una sobre otra. Este mecanismo de falla fue el más catastrófico en el sismo de 1985 ya que fue responsable de la gran mayoría de las pérdidas de vidas

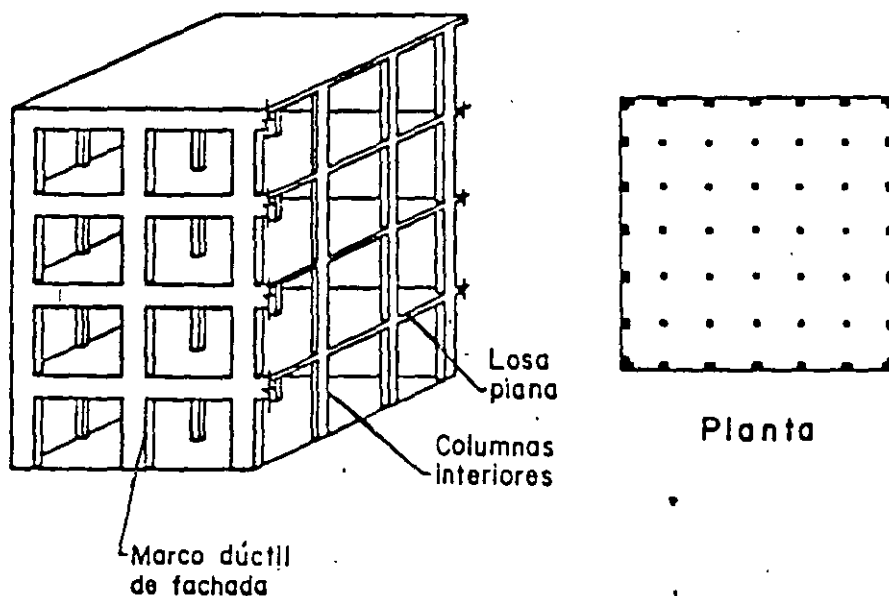


Fig 4 Edificio con marcos robustos de fachada y estructura interior de losa plana

humanas. La Fig 5 muestra un ejemplo. La existencia de un núcleo robusto central, como en la Fig 6 protegería contra este modo de falla a la vez que proporcionaría una ruta segura de escape a los ocupantes, al ser colocado alrededor de la zonas de escaleras.

Una limitante muy severa a la construcción de edificios de cierta altura en la zona de lago la constituye la gran deformabilidad del suelo. Hasta la fecha ninguno de los sistemas de cimentación empleados en la ciudad ha sido totalmente satisfactorio. La combinación de pilotes de fricción con cimentaciones compensadas, que ha sido la solución más común, da problemas de excesivas rotaciones de la base ante efectos sísmicos y en ocasiones de deformaciones permanentes. Los cimientos con pilotes de punta proporcionan un apoyo y empotramiento adecuados para cargas laterales, pero dan lugar a una emersión inaceptable del edificio debido al hundimiento regional del valle. Los pilotes de control han dado problemas por la inestabilidad del dispositivo de control.

Es necesario que se desarrollen e implanten sistemas de control más eficientes y seguros, ya que estos permiten la combinación de un apoyo del edificio en terreno firme y de evitar los hundimientos diferenciales.

Existe desde hace tiempo una polémica sobre la conveniencia de aprovechar el comportamiento inelástico del concreto



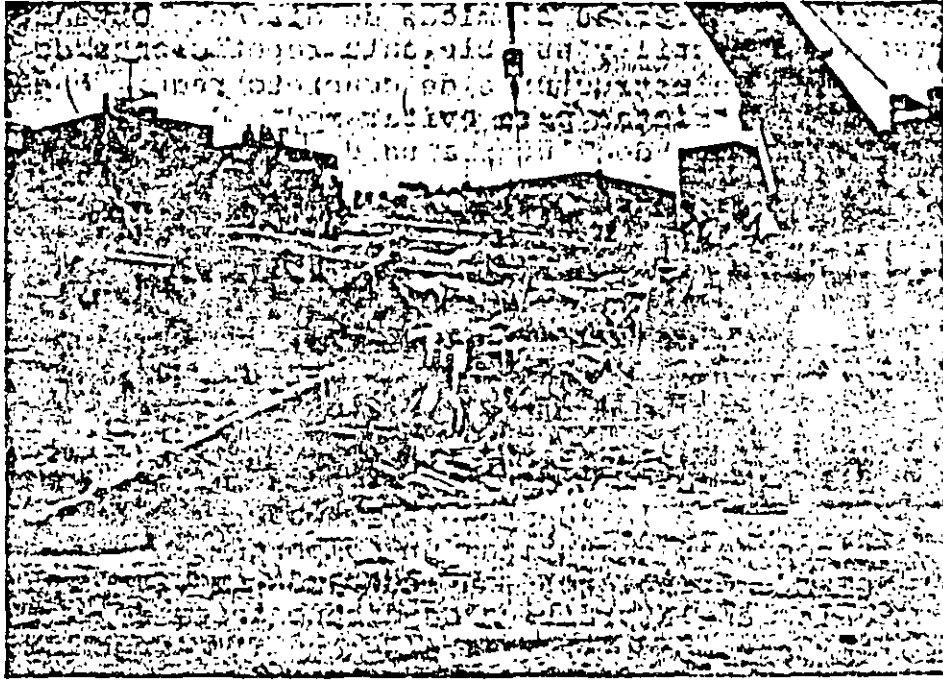


Fig 5 Colapso total de entrepisos de un edificio de concreto

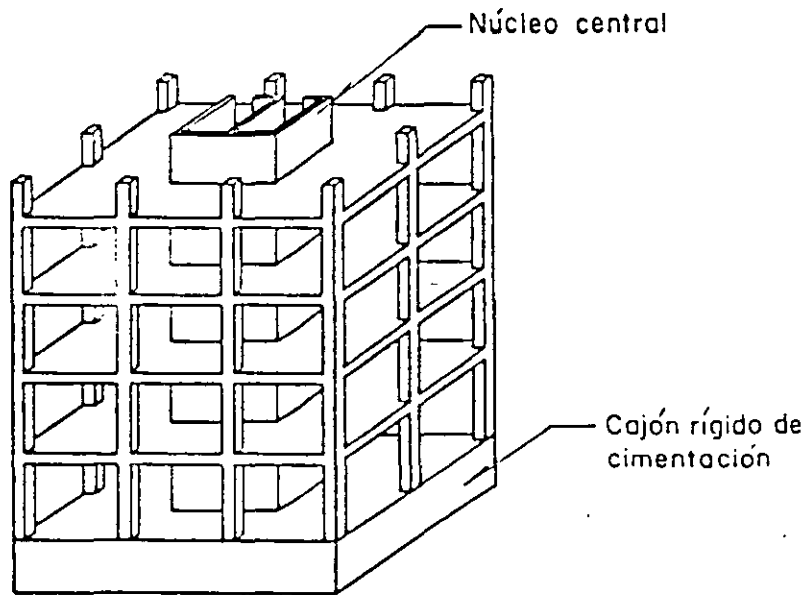
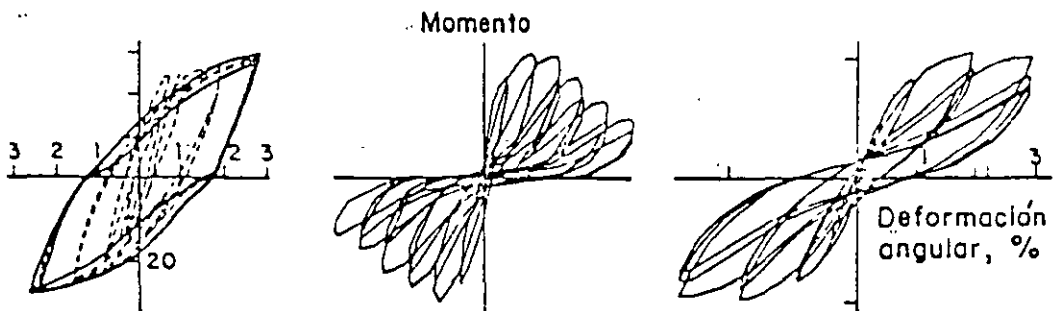


Fig 6 Estructura con núcleo central resistente

para reducir las fuerzas sísmicas de diseño. Obtener un comportamiento dúctil y estable ante repeticiones de ciclos de cargas en estructuras de concreto requiere de precauciones muy estrictas para evitar modos de falla que sean frágiles o que den lugar a un deterioro progresivo de la capacidad. La observación de los ciclos carga-deformación que se obtienen en ensayos de laboratorio muestra que en elementos sujetos a cargas axiales elevadas o en los que haya efectos importantes de cortante o de adherencia, el comportamiento se aleja mucho del elastoplástico, y tiende a deteriorarse.

En la Fig 7 se muestran las curvas carga-deformación ante ciclos de repetición de cargas para especímenes con diferente modo de falla. Se aprecia el deterioro notable cuando la carga axial o la adherencia rigen el comportamiento. Los requisitos para garantizar un comportamiento estable ante grandes deformaciones son mucho más estrictos que los que se seguían en la práctica de diseño antes de los sistemas de 1985. Los cambios radicales que al respecto contienen las normas de concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal así lo reflejan. Algunos de los requisitos que conducen a modificaciones drásticas con respecto a la práctica que se tenía antes de 1985, son el del refuerzo por confinamiento en los extremos de columnas, como se aprecia en el ejemplo de la Fig 8, la longitud de desarrollo y el confinamiento del concreto y



- a) Falla por flexión
- b) Falla por flexo-compresión con carga axial elevada
- c) Falla por flexión con corrimiento de las barras por adherencia

Fig 7 Lazos carga-deformación de elementos de concreto con diferente modo de falla

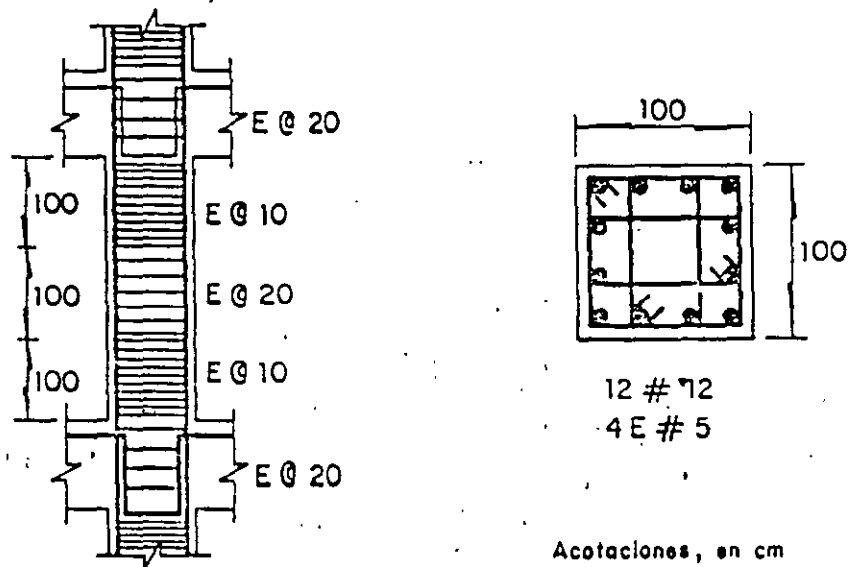


Fig 8. Ejemplo de refuerzo para columna de marco dúctil según requisitos de NTC de concreto del RDF87

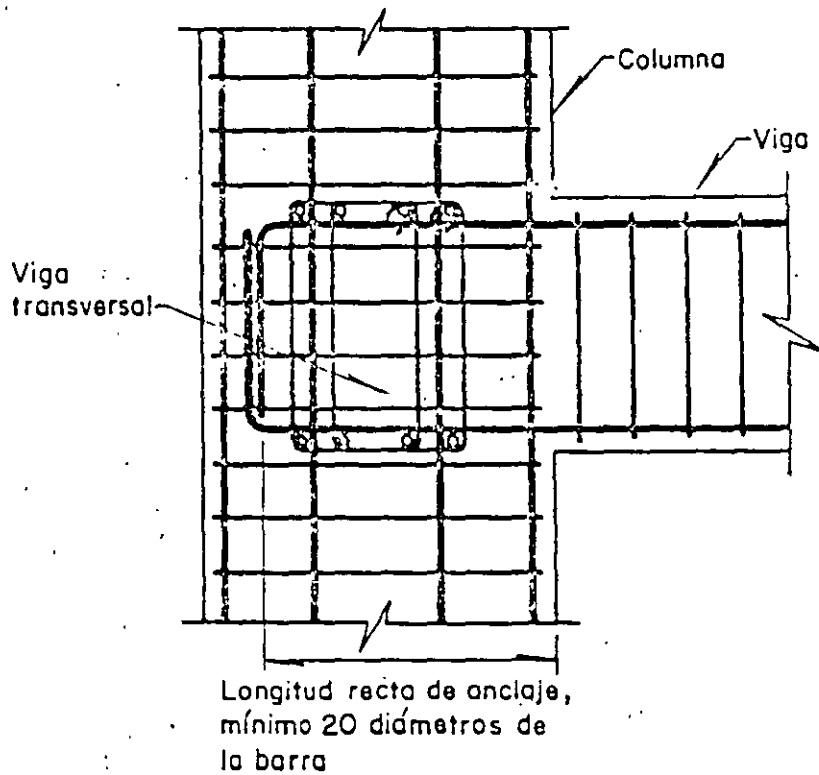


Fig 9. Ejemplo de unión viga-columna extrema según NTC del RDF87

el anclaje en las conexiones viga-columna, Fig 9, el confinamiento en los extremos de vigas, Fig 10 y el refuerzo transversal de las columnas en extremos de muros. La observancia de requisitos como los ilustrados en las figuras anteriores implica no solo un costo adicional por las cantidades de refuerzo que se requieren, sino un particular cuidado en la colocación del refuerzo y en el colado del concreto.

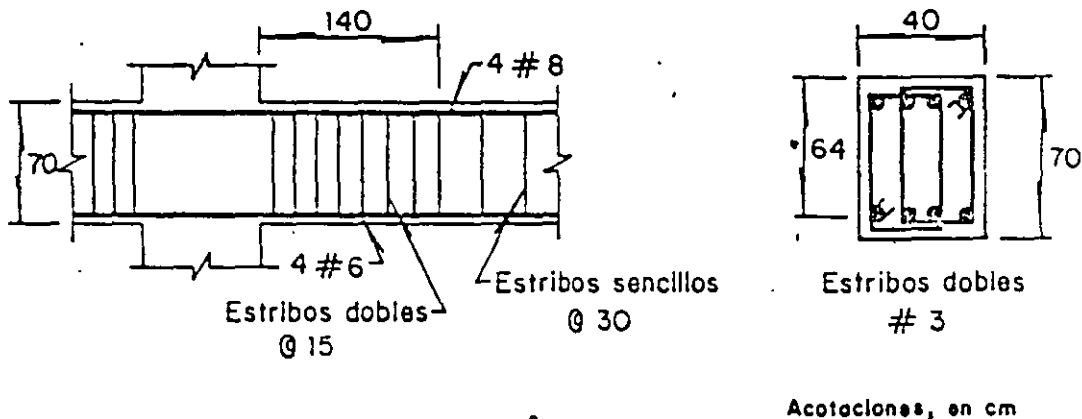
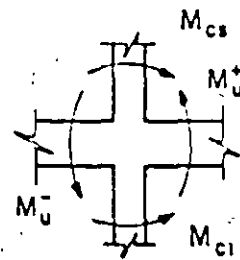
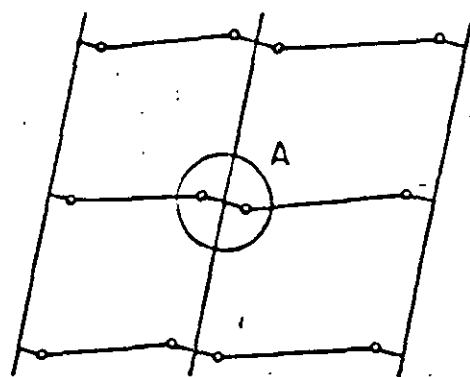


Fig 10. Ejemplo de refuerzo para extremo de viga de marco dúctil según requisitos de NTC de concreto del RDF87

Las precauciones para garantizar un comportamiento dúctil deben entenderse no como un medio para permitir grandes reducciones en las fuerzas sísmicas de diseño, sino como una protección contra el colapso de la estructura en caso de que las fuerzas sísmicas adquirieran una intensidad excepcional. Un criterio de diseño que se ha estado propugnando desde hace algunos años para las estructuras de concreto en zonas sísmicas es una adaptación de métodos de diseño plástico de estructuras de concreto que se conoce en inglés como "capacity design". Se basa en la estrecha relación que existe en las estructuras de concreto entre la distribución de las fuerzas que se introducen en los distintos elementos estructurales y la forma en que estos se refuerzan y se detallan. Puede diseñarse la estructura de manera que, si el sismo alcanza intensidades excepcionales, esta sea capaz de disipar grandes cantidades de energía mediante el comportamiento inelástico de algunas zonas donde pueden desarrollarse grandes deformaciones sin problemas de falla frágil, mientras que el resto de la estructura se mantiene esencialmente elástico. Dado un sistema estructural, se elige el mecanismo de falla ante cargas laterales que se considera más apropiado para disipar energía y se diseñan las secciones que intervienen en

este mecanismo para que tengan la resistencia que corresponde a las cargas de diseño y se las detalla para un comportamiento dúctil. El resto de las secciones se diseña para capacidades superiores a las fuerzas que corresponden al mecanismo preseleccionado, de manera de asegurar de que no van a intervenir en el comportamiento inelástico.

De este criterio de diseño se han derivado el procedimiento de diseño que se prescribe para marcos dúctiles en las Normas de Concreto del Distrito Federal y de manera similar en las Normas del ACI. El procedimiento tiene como objetivo hacer que el comportamiento inelástico esté regido por un mecanismo de falla de "columnas fuertes-vigas débiles" como el que se ilustra en la Fig 11. Se trata que ocurra comportamiento inelástico solamente en los extremos de las vigas por la formación en ellas de articulaciones plásticas debidas a flexión. Se requiere detallar estas regiones para que sean capaces de desarrollar alta ductilidad y de diseñarlas para los momentos flexionantes que se obtienen del análisis sísmico. El diseño por cortante de las mismas vigas, el de las uniones viga-columna y el de las columnas por flexocompresión y cortante se hace con base en las fuerzas internas que se obtienen por equilibrio de los nudos cuando se alcanza el momento de fluencia en las secciones extremas de las vigas. Las Fig 12 y 13 ilustran esquemáticamente los procedimientos para la revisión de las vigas y de las columnas, respectivamente.



Detalle A

$$M_{cs} + M_{cl} = M_u^+ + M_u^-$$

- a) Mecanismo de falla de "columnas fuertes-vigas débiles"      b) Relación entre los momentos en vigas y columnas

Fig 11. Mecanismo de falla postulado para marcos dúctiles

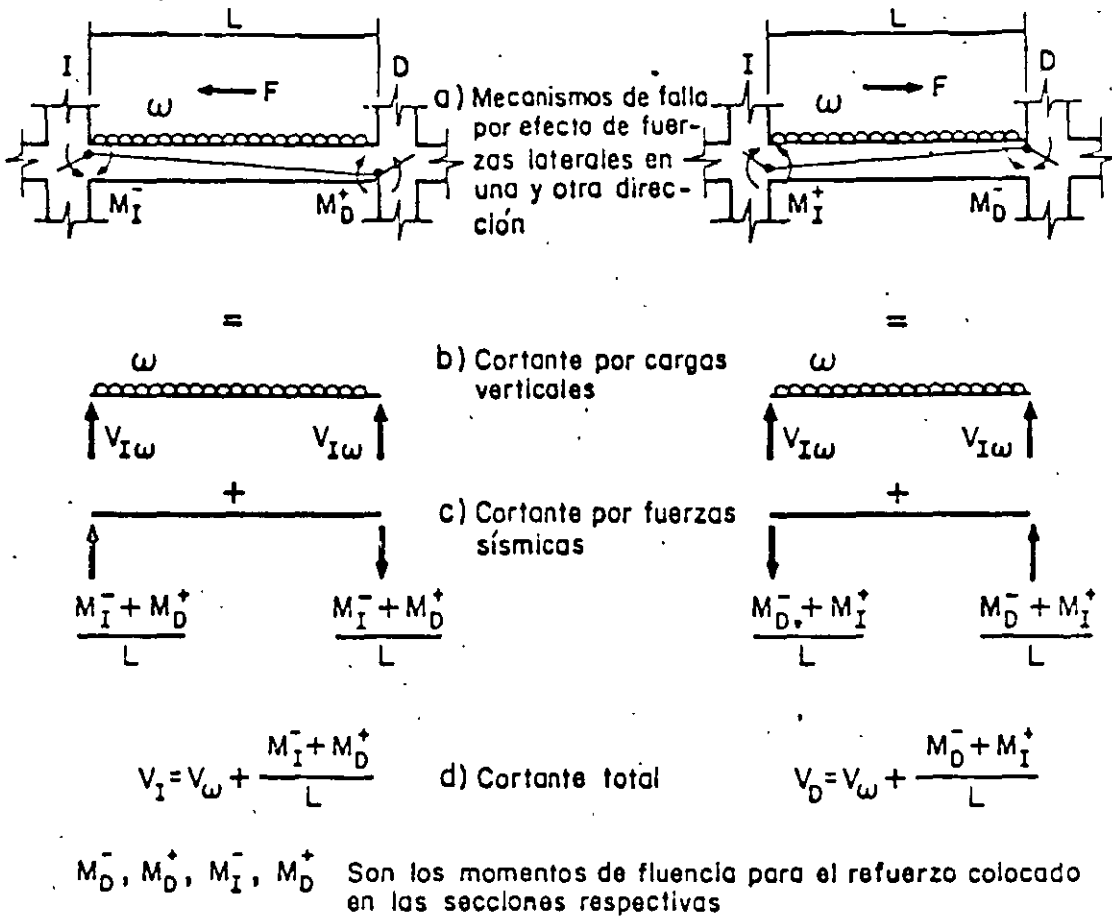


Fig 12. Determinación de las fuerzas cortantes de diseño para vigas de marcos dúctiles de concreto

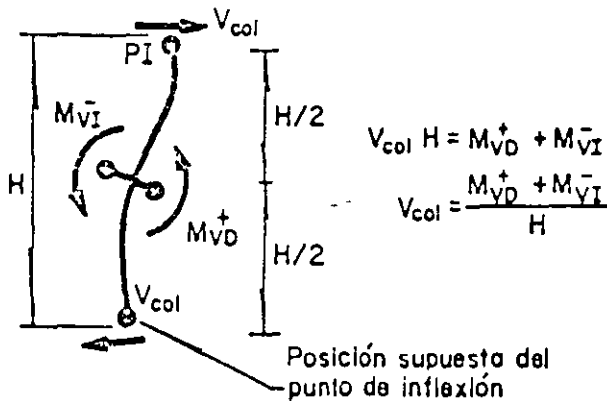


Fig 13. Fuerza cortante actuante en la columna, para el mecanismo de "columna fuerte-viga débil"

El nuevo Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y las Normas correspondientes de concreto especifican el procedimiento anterior pero permiten un método opcional con el que tratan de lograr el mismo objetivo mediante la definición de factores de reducción de resistencia más

severos para los distintos elementos y modos de falla que no conviene intervengan en el comportamiento inelástico. Es deseable, sin embargo, que en estructuras importantes o con sistemas resistentes distintos de los convencionales, se identifiquen explícitamente los posibles modos de falla y se diseñe según el criterio anteriormente señalado.

La aplicación de los requisitos contenidos en los dos documentos mencionados va a ocasionar un cambio radical en la forma, las dimensiones, el refuerzo y el detallado de las estructuras de concreto en los edificios. Debe tenerse bien claro que los cambios van mucho más allá del mero incremento en los coeficientes sísmicos. La reducción en las deformaciones laterales permisibles, en los factores de comportamiento sísmico ( $Q$ ) y en los factores de resistencia ( $F_R$ ), así como una serie de requisitos mínimos para las dimensiones y para las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, van a redundar en incrementos sustanciales en la resistencia necesaria a cargas laterales. Estos van a influir en la modificación de los sistemas estructurales que sean económicamente más convenientes, así como en las alturas mismas de los edificios que se puedan construir.

Los Reglamentos no prohíben sistemas estructurales que son poco eficientes para resistir efectos sísmicos ni recomiendan explícitamente los que sí lo son. Desalientan el uso de los primeros exigiendo el empleo de métodos de diseño más refinados y de factores de seguridad más elevados que inciden en la economía de cada solución estructural. El diseñador no debe forzar las soluciones a entrar en los límites permitidos por el Reglamento. Debe pugnar por la adopción de un sistema estructural sano que proporcione defensas claras ante los efectos sísmicos y cuya seguridad se puede comprobar mediante métodos aproximados y sencillos.

#### Referencias

1. Mendoza C.J. y M. Mena F. "Influencia de los agregados en los concretos estructurales del D.F." Revista IMCYC, vol 25 No 192, may 1987, p 9 a 20
2. Rodríguez Cuevas N. "Análisis experimental de vibraciones en edificios" Instituto de Ingeniería, Informe interno, ene 1987
3. Meli, R. y J.A. Avila "The 1985 Mexico Earthquake, Analysis of Buildings' Response" Earthquake Spectra, vol 5, No 1, feb 1989, p 1 a 18.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA:**

**COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS  
MODELOS ANALITICOS MATEMATICOS DE EDIFICIOS**

**EXPOSITOR: DR. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA  
1997**



## **COMPORTAMIENTO DE MATERIALES**

**PROPIEDADES CUASIESTATICAS.**

**PROPIEDADES DINAMICAS.**

**ACERO ESTRUCTURAL**

**CONCRETO REFORZADO.**

**MAMPOSTERIA.**

**MADERA.**

**SUELOS.**

**ELECCION DE MATERIALES ESTRUCTURALES.**

**PROPIEDADES CUASIESTATICAS**

**CURVAS ESFUERZO - DEFORMACION UNITARIA.**

- . RESISTENCIA.  
COMPORTAMIENTO ELASTICO
- . RIGIDEZ.
- . RESILIENCIA.  
COMPORTAMIENTO INELASTICO
- . DUCTILIDAD.

**ACCIONES MECANICAS.**

- . FUERZA AXIAL
- . FUERZA CORTANTE.
- . MOMENTO FLEXIONANTE.
- . MOMENTO TORSIONANTE.
- . COMBINACIONES.

## **PROPIEDADES DINAMICAS**

EFFECTOS DE FATIGA.

EFFECTOS DE CHOQUE E IMPACTO.

PROPIEDADES DE AMORTIGUAMIENTO.

. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO.

. AMORTIGUAMIENTO HISTERETICO.

. AMORTIGUAMIENTO DE COULOMB.

**COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS**

FUERZAS AXIALES.

FUERZAS CORTANTES.

MOMENTOS FLEXIONANTES.

MOMENTOS TORSIONANTES.

**ACERO ESTRUCTURAL**

COMPORTAMIENTO.

CARGA AXIAL.

FLEXION.

FLEXOCOMPRESION.

CONEXIONES.

EFFECTOS DE CARGAS REPETIDAS.

## **CONCRETO REFORZADO**

**COMPORTAMIENTO.**

**CARGA AXIAL.**

**FLEXION.**

**FLEXOCOMPRESION.**

**CORTANTE.**

**CONEXIONES.**

**EFFECTOS DE CARGAS REPETIDAS.**

## **MAMPOSTERIA**

**COMPORTAMIENTO.**

**PIEZAS.**

**MORTEROS.**

**ACERO DE REFUERZO.**

**MAMPOSTERIA.**

**ENSAYES DE PILAS.**

**ENSAYES DE MUROS.**

*B*

*4*

## **ELECCION DE MATERIALES ESTRUCTURALES**

**ALTA DUCTILIDAD.**

**ALTA RELACION RESISTENCIA / PESO.**

**HOMOGENEIDAD.**

**ORTOTROPIA.**

**FACILIDAD PARA HACER CONEXIONES DE RESISTENCIA PLENA.**

## **MODELOS ANALITICOS / MATEMATICOS DE EDIFICIOS**

**INFORMACION BASICA.**

**INTERACCION CON OTRAS DISCIPLINAS.**

**ESTRUCTURACION.**

**PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS.**

**CONDICIONES Y COMBINACIONES DE CARGA.**

**MODELOS ANALITICOS.**

**MODELOS MATEMATICOS.**

## **APLICACIONES**

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 1: COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANTE CARGAS REPETIDAS (Texto: Capitulo 13 de la Ref. 1 pp 381 a 422)

1. Características que definen la respuesta sísmica

La respuesta sísmica de una estructura depende de sus características carga-deformación ante cargas dinámicas alternadas.

La filosofía implícita en los reglamentos de diseño admite que las estructuras sobrepasen el intervalo de comportamiento elástico bajo el efecto del sismo de diseño. Interesa por tanto el comportamiento hasta la ruptura.

La respuesta de la estructura completa depende de la de los elementos que la componen y esta de la de las secciones y de los materiales. Es necesario entonces conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los principales materiales y elementos estructurales.

Una relación carga-deformación típica ante carga monótonicamente creciente se muestra en la Fig 1. Los parámetros de la curva que interesan son rigidez, resistencia y ductilidad. De la rigidez dependen no solo las deformaciones que va a presentar la estructura bajo una acción dada, sino también la magnitud de la acción sísmica que esta va a tener que soportar. De la ductilidad depende esencialmente la capacidad de disipar la energía del sismo. Para muchos materiales es válida una idealización elastoplástica de la relación carga-deformación.

El factor de ductilidad  $\Delta_u / \Delta_y$  es la medida más común de la ductilidad; un material frágil tiene factor de ductilidad cercano a uno, como por ejemplo el concreto no reforzado sujeto a tensión; el acero de grado estructural puede alcanzar factores de ductilidad superiores a 20.

La ductilidad de una estructura en su conjunto es generalmente mucho menor que la ductilidad local que puede desarrollar una sección: depende del número de secciones que entran en fluencia antes del colapso de la estructura,

fig 2. Para el comportamiento sísmico de una estructura interesa su ductilidad global; para lograr un factor de ductilidad global alto se requiere que las secciones individuales tengan ductilidades grandes y que en el mecanismo de colapso de la estructura intervenga el mayor número posible de articulaciones plásticas.

Ante repeticiones de cargas alternadas la relación carga-deformación se modifica en forma más importante mientras más se sobrepase el intervalo "Elastico" de comportamiento, fig 3b. Las curvas descendentes (de descarga) difieren cada vez más de las de carga y se forman "lazos" o ciclos histérisicos. La respuesta sísmica depende fundamentalmente del área incluida en los lazos histérisicos que define la energía disipada por la estructura y por tanto su amortiguamiento histérisico, fig 4.

En algunos materiales y en ciertos elementos estructurales las curvas histérisicas se asemejan a las de un comportamiento *elastoplástico* perfecto, fig 3c, en los que la curva para el primer ciclo de carga se mantiene aproximadamente constante ante repeticiones de ciclos y se tiene una gran capacidad de disipación de energía a través de ciclos histérisicos estables.

Otros materiales dan lugar también a ciclos histérisicos estables pero con una forma radicalmente distinta a la del primer ciclo y que incluye un área mucho menor que la que se tiene en un comportamiento *elastoplástico*, fig 3d; finalmente en otros casos se tiene un deterioro progresivo de rigidez y resistencia, fig 3e, que representa un daño irreversible en la estructura y una reducción progresiva de su capacidad de absorción de energía.

Se han propuesto diversos modelos teóricos del comportamiento histérisico, los cuales se emplean para estudiar el comportamiento dinámico no lineal de estructuras (Masing, Ramberg-Osgood, Trilinear, etc).

El comportamiento sísmico en el intervalo inelástico depende esencialmente de las características de los ciclos histérisicos, el parámetro *ductilidad* no es suficiente para definir el comportamiento sísmico ya que a un mismo factor de ductilidad pueden corresponder capacidades muy distintas de disipación de energía.

Comportamiento ante cargas dinámicas y estáticas: La mayoría de los estudios sobre el comportamiento inelástico de estructuras se han realizado con ensayos ante pocos ciclos de carga estática alternadas. Se ha considerado siempre que esto es conservador con respecto al comportamiento ante cargas dinámicas, aunque hay algunos casos en que parece no ser así.

2. *Comportamiento de materiales (medido en especímenes estándar)*

a) *Concreto simple (ref 2 pp 65 a 150)*

La curva  $\sigma-\epsilon$  en compresión y tensión, fig 5, muestra un comportamiento frágil en ambos casos. Las deformaciones de falla son pequeñas. El microagrietamiento causa desviaciones de la linealidad a partir de  $0.4 f'_c$  y produce deformaciones irreversibles.

Efecto de la velocidad de carga, fig 6. Aumenta la resistencia y la rigidez, pero disminuye las deformaciones de falla, y vuelve más frágil el comportamiento.

Efecto del confinamiento en el concreto (ver ref 3 pp 20 a 30). Al aumentar el esfuerzo de confinamiento aumentan tanto la resistencia como la capacidad de deformación, fig 7; los resultados de ensayos de compresión triaxial son extrapolables para el estudio del efecto del confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal. La diferencia de eficacia de un zuncho espiral y de estribos se muestra en la fig 7b. Con espiral puede incrementarse resistencia y ductilidad; con estribos solo ductilidad, pero en forma mucho menor que con espiral.

Efecto de la repetición de carga, fig 8. Para repeticiones esfuerzos altos de compresión el concreto no confinado se deteriora rápidamente.

b) *Acero estructural, de refuerzo y de presfuerzo (ref 4 pp 42 a 64)*

La curva esfuerzo-deformación del acero depende de su composición química y del tratamiento a que haya sido sometido. El módulo de elasticidad es cons

tante. El esfuerzo de fluencia (real o aparente) aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por una reducción de área o por torcido efectuado en frío, fig 9. La meseta de fluencia se pierde a medida que aumenta  $f_y$  y si se trabaja en frío. La relación  $f_u/f_y$  y la  $\epsilon_u$  disminuyen al aumentar  $f_y$ . Los factores de ductilidad son siempre grandes, exceden de 10 aún para los aceros menos dúctiles.

El efecto de la velocidad de carga en la resistencia y en la ductilidad es poco importante.

Ante el efecto de cargas alternadas que exceden la fluencia, el límite de proporcionalidad se reduce y la  $\sigma$ - $\epsilon$  se hace más redondeada (efecto de Bauschinger); los ciclos son muy estables y no muestran deterioro (fig 10).

### c) *Otros materiales*

En los metales el comportamiento es cualitativamente como el del acero.

En la mampostería varía mucho según los materiales que la compongan (piezas y morteros). La fig 11 muestra algunas curvas típicas para mampostería, ref 5. El comportamiento en general muy frágil, especialmente cuando se emplean materiales de alta resistencia. El comportamiento ante cargas alternadas muestra un deterioro total a menos que se cuente con un refuerzo adecuado.

Las propiedades de la madera varían según la especie, la densidad, el contenido de humedad y son muy sensibles a la velocidad de aplicación de la carga, fig 12. El modo de falla del material es muy frágil aunque las estructuras de madera pueden tener alta disipación de energía si se detallan adecuadamente las uniones (ver capítulo correspondiente).

## 3. *Comportamiento de elementos estructurales*

### 3.1 Vigas y columnas de concreto reforzado (ver ref 3 pp 195 a 169)

a) *Flexión:* La relación momento-curvatura de secciones de concreto



reforzado se obtiene a partir de las hipótesis básicas del comportamiento del concreto en flexocompresión. Las curvas de la fig 13 muestran la influencia en la resistencia y la ductilidad de las cuantías de acero de tensión y compresión en su relación con la cuantía balanceada. Se concluye que si la cuantía de refuerzo de tensión es muy inferior a la balanceada se obtienen grandes ductilidades (comparables a las del acero). El refuerzo de compresión es de gran ayuda en incrementar la ductilidad. El efecto del refuerzo transversal en la relación momento curvatura de vigas se ve en la fig 14. El confinamiento que esto proporciona aumenta la ductilidad cuando la falla es cercana a la balanceada.

b) *Flexocompresión:* La relación momento curvatura puede calcularse con el mismo procedimiento que para elementos en flexión. La ductilidad depende del nivel de carga axial (fig 15). Para falla de compresión la ductilidad es casi nula a menos que se cuente con confinamiento importante, fig 16. Para falla de tensión se tiene cierta ductilidad, pero solo para cargas axiales muy pequeñas esta es importante.

c) *Efecto de cargas repetidas en elementos en flexocompresión:* En flexión simple y con cuantías bajas de acero el comportamiento es cualitativamente como el del acero: gran ductilidad y poco deterioro. Puede predecirse con buena aproximación empleando las hipótesis para concreto en flexocompresión. El deterioro ocurre solo para deformaciones muy altas debido al pandeo del acero de compresión. La degradación es mucho mayor cuando hay esfuerzos constantes altos en las secciones críticas (articulaciones plásticas) o también cuando hay posibilidad de deslizamiento de las barras por adherencia, ver fig 17. Importantes estudios al respecto han sido realizados en Berkeley (ref 6), y en Nueva Zelanda. Se recomiendan estribos poco espaciados para evitar pandeo de barras y para confinar el concreto, altas cuantías de acero de compresión y desprestigiar la contribución del concreto a la resistencia en cortante. En el tema de estructuras de concreto se tratará con mayor detalle este punto.

Cuando hay cargas axiales importantes la ductilidad es baja y el deterioro ante repetición de cargas es importante, fig 17c.

d) *Cortante, torsión y adherencia.* El modo de falla ante cortante y torsión es netamente frágil; aún cuando exista refuerzo transversal se gana poca ductilidad y el deterioro es muy rápido. Algo similar es el comportamiento cuando hay problemas de adherencia. Por tanto deben tomarse factores de seguridad mayores contra estos efectos que contra flexión.

### 3.2 *Elementos de concreto presforzado (ver ref 7 pp 49 a 81)*

Su comportamiento no difiere mucho del reforzado: pueden alcanzarse las mismas ductilidades siempre que la cuantía de refuerzo sea baja ( $\rho \approx 0.2$ ) y el nivel de carga vertical también. El admitir que ante el sismo de diseño fluya el acero de presfuerzo es debatible, porque si fluye se pierde el presfuerzo y es difícil restaurarlo.

Ante cargas repetidas el comportamiento es distinto: fig 18; se tiene mucho menos disipación de energía; por tanto para resistir un mismo sismo se requiere mayor resistencia o mayor deformación inelástica que en concreto reforzado, fig 19.

El empleo de elementos continuos presforzados es poco usual.

### 3.3 *Elementos de acero estructural (ver ref 8 pp 125 a 159)*

El comportamiento en flexión es sumamente dúctil, pero la ductilidad puede verse afectada por pandeo local o pandeo lateral después de la fluencia, fig 20. El efecto de Bauschinger suaviza el acero y lo hace más propenso al pandeo. Hay que restringir las dimensiones de las secciones para asegurar la plastificación total sin que ocurra pandeo o colocar atiesadores poco espaciados. Secciones compactas. En columnas la capacidad de rotación es muy reducida. La práctica recomendable es sobrediseñar las columnas de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

Ante cargas alternadas los ciclos son muy estables (si no hay problemas de pandeo) y hay gran disipación de energía, fig 21.

Hay que tener cuidado con las uniones: deben sobrediseñarse porque normalmente son menos dúctiles que las secciones de las vigas.

### 3.4 Muros

Son elementos que proporcionan gran rigidez a las estructuras y frecuentemente se requieren en edificios de mediana o gran altura para limitar las deflexiones a valores admisibles.

a) *Muros de concreto* (ver ref 3 pp 610 a 660). Su comportamiento depende esencialmente de su relación altura a longitud  $H/L$  (o más correctamente de  $\frac{M}{VL}$ ). Usualmente  $H/L > 2$  y son por lo tanto elementos de flexión con bajos niveles de carga axial. Se comportan como vigas; mucha ductilidad, fig 22. Ante cargas alternadas su absorción de energía es alta y su deterioro bajo sí riga flexión, fig 23. Si riga cortante mucho deterioro, fig 24. En muros bajos riga cortante casi siempre y la falla es poco dúctil y hay mucho deterioro. Problemas en las vigas que acoplan los muros entre sí o con marcos (se verán con más detalle en el tema de Estructuras de Concreto).

b) *Muros de mampostería*: (ver ref 9). Son elementos rígidos y frágiles; aceptan muy poca deformación lateral. Requieren de confinamiento y/o refuerzo para tener cierta ductilidad, fig 25. Tienen mucho deterioro especialmente si las piezas son huecas. Pueden diseñarse para que riga flexión, entonces el comportamiento puede ser mucho más favorable.

## REFERENCIAS

1. N M Newmark y E Rosenblueth "Fundamentals of Earthquake Engineering" Prentice Hall, 1971
2. A M Neville "Properties of Hardened Concrete" en *Reinforced Concrete Engineering*, editado por B Bresler. Vol 1, Cap 3, J Wiley, 1974
3. R Parks y T Paulay "Reinforced Concrete Structures" J Wiley, 1975
4. J F McDermott "Reinforcing Steel" en *Reinforced Concrete Engineering* Vol 1 Cap 2 editado por B Bresler, J Wiley, 1974
5. R Meli y A Fajal "Propiedades Mecánicas de la Mampostería" Instituto de Ingeniería, Informe No. 288 (Jul 1971)
6. V V Bertero y E P Popov "Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components" Report No EERC 75-16 Univ of California, Berkeley, 1975
7. R W G Blakeley "Prestressed Concrete Design" en *Structural Design for Earthquakes*, publicado por Centre for Continuing Education, The University of Auckland N. Zeland 1972
8. G W Butcher "Steel Design" en *Structural Design for Earthquakes*, publicado por Centre for Continuing Education, Univ of Auckland, N Z 1972
9. R Meli "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, Informe No. 352 Abr 1975

## REFERENCIAS ADICIONALES

- J A Bluma, N M Newmark y L H Corning "Design of Multistory Reinforced Concrete Building for Earthquake Motions" Portland Cement Association, 1961
- D J Dowrick "Earthquake Resistant Design", J Wiley, 1977

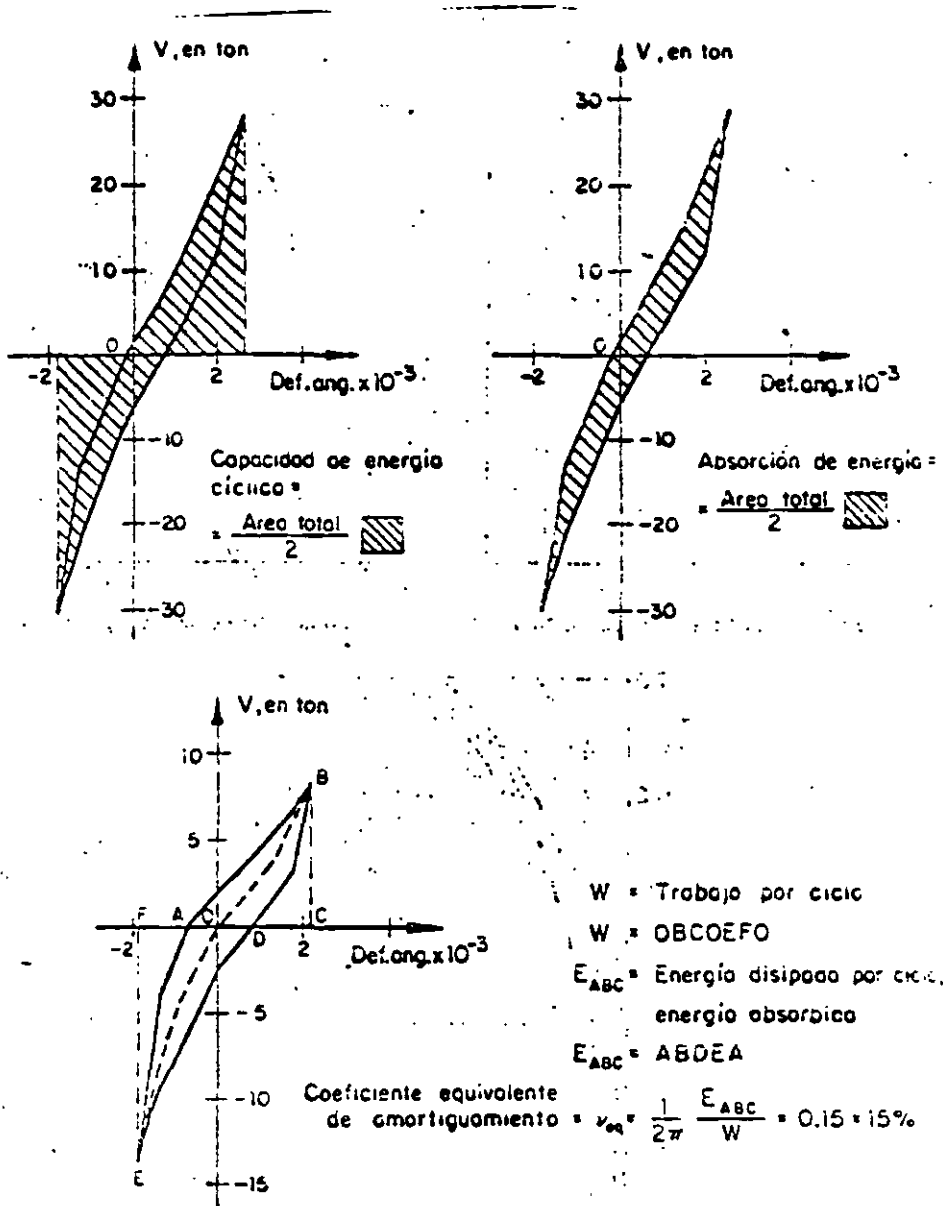
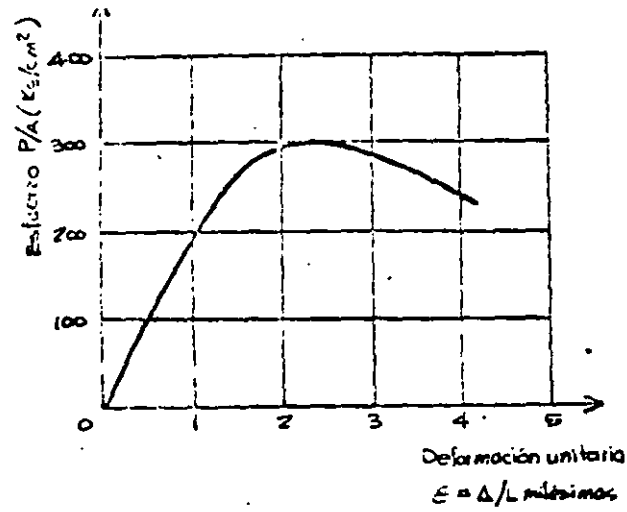
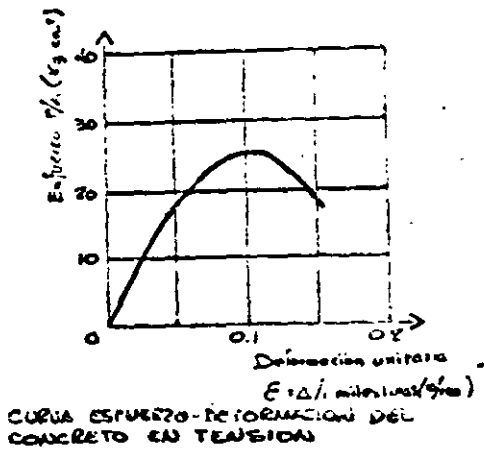


Fig 4 Definición de términos relacionados con la capacidad de disipación de energía

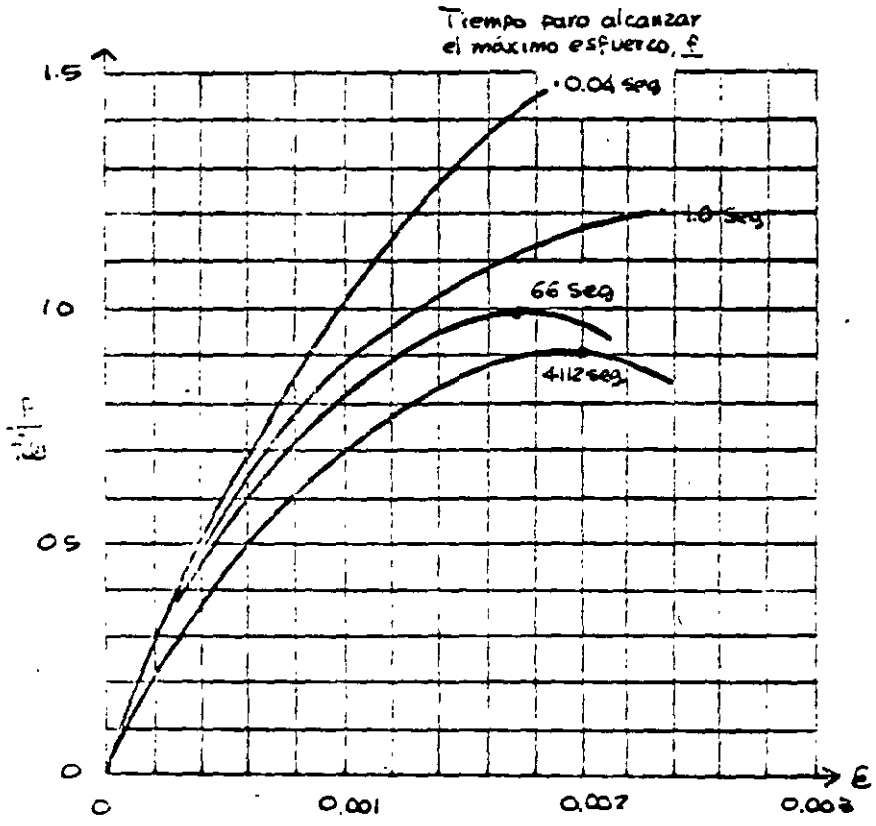


CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO EN COMPRESION



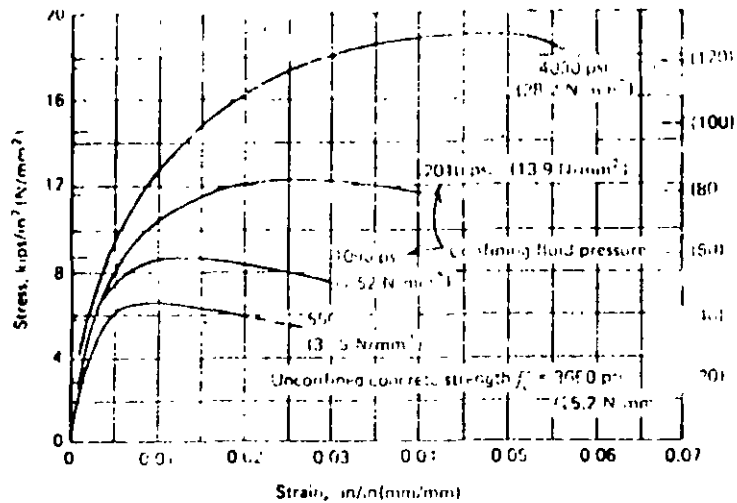
CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO EN TENSION

Fig 5 Curvas esfuerzo deformación del concreto simple



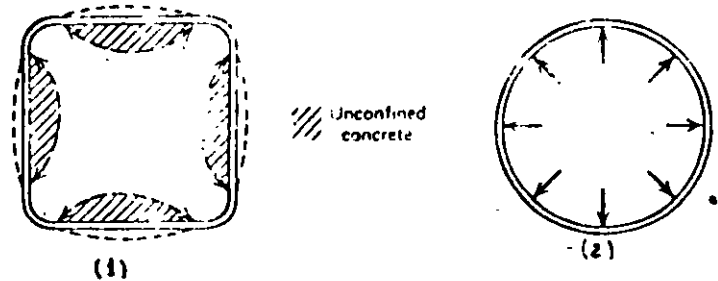
$\epsilon$  = Deformación unitaria  
 $f$  = Esfuerzo medio en el cilindro  
 $f_{66}$  = Esfuerzo máximo para  $t = 66$  seg.

Fig 6 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CARGA (tratarlo?)

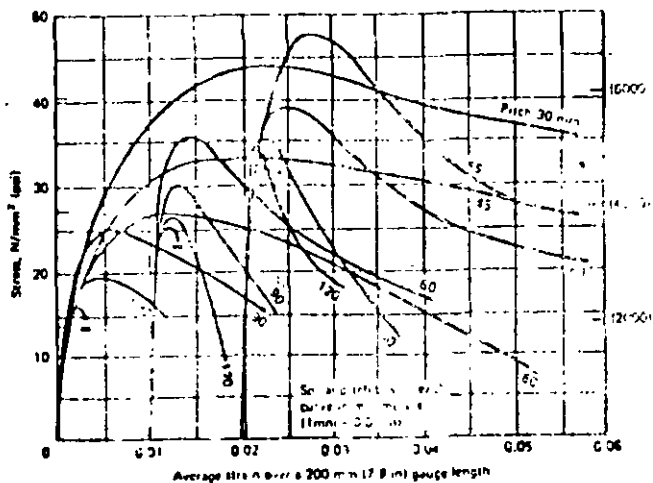


$$f_{cu} = f_c + 4V_f$$

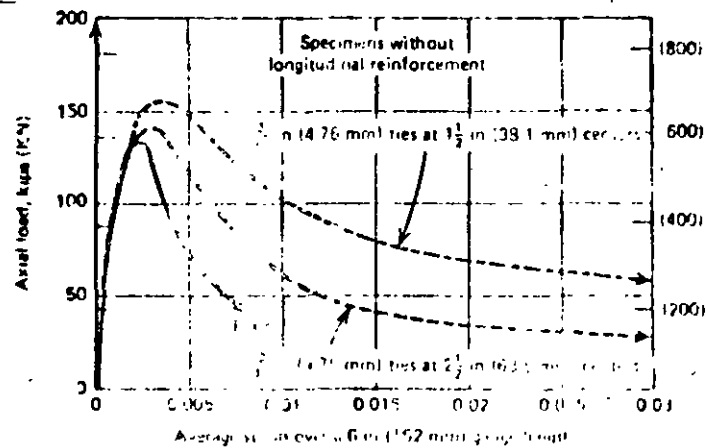
a) Resultados de ensayos a compresión triaxial



b) Confinamiento proporcionado por estribos (1) y por hélices (2)



c) Curvas esfuerzo deformación de cilindros de concreto reforzados con hélices 6.5 mm de diámetro, de acero grado estructural y distintos espaciamientos



d) Curvas esfuerzo deformación de prismas de concreto con diversos contenidos de estribos

Fig 7 Efecto del confinamiento en la curva esfuerzo deformación del concreto

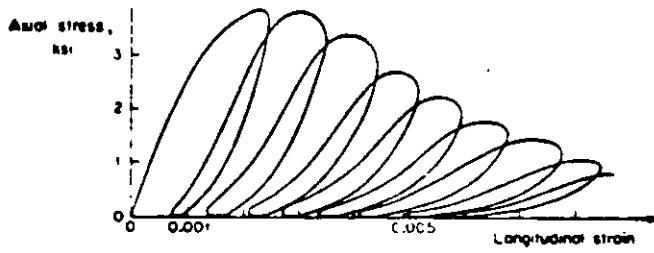


Fig 8 Efecto de la repetición de esfuerzos de compresión en el concreto simple

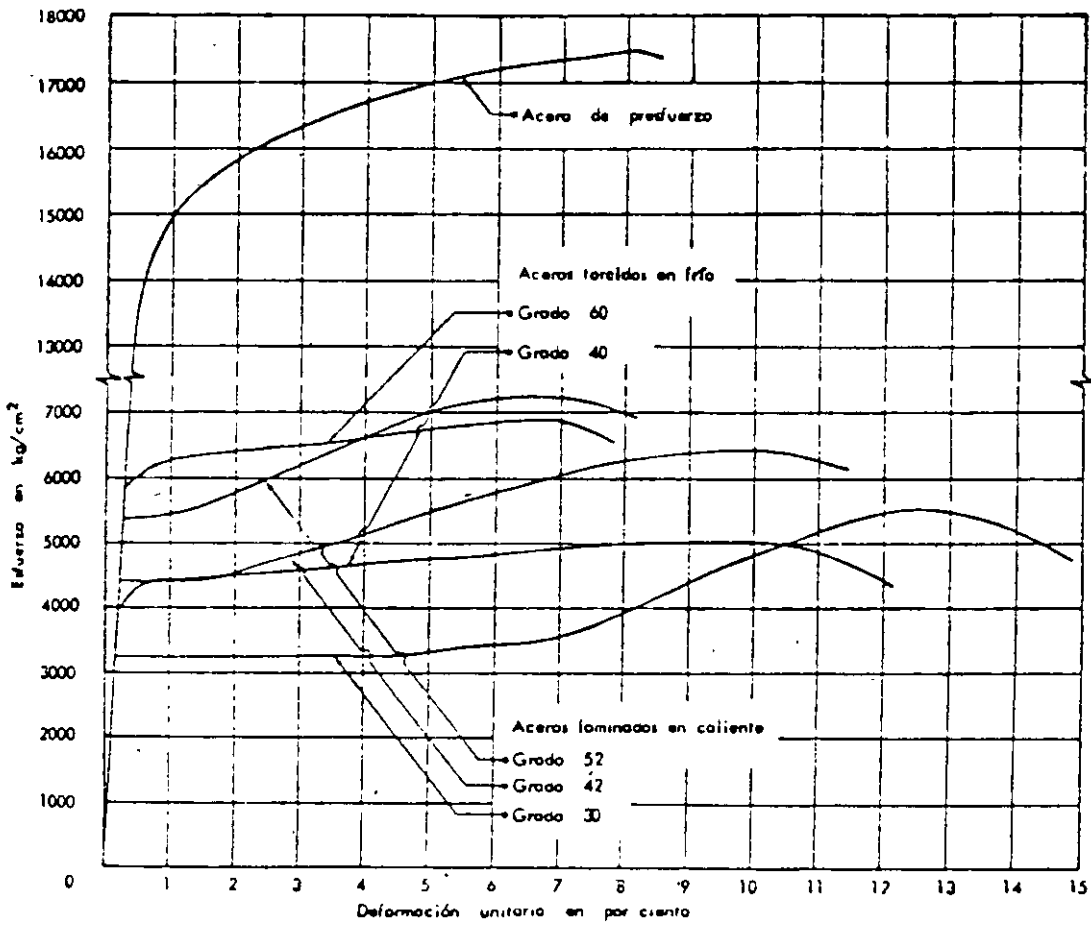


Fig 9 Curvas típicas esfuerzo-deformación para distintos tipos de acero de refuerzo



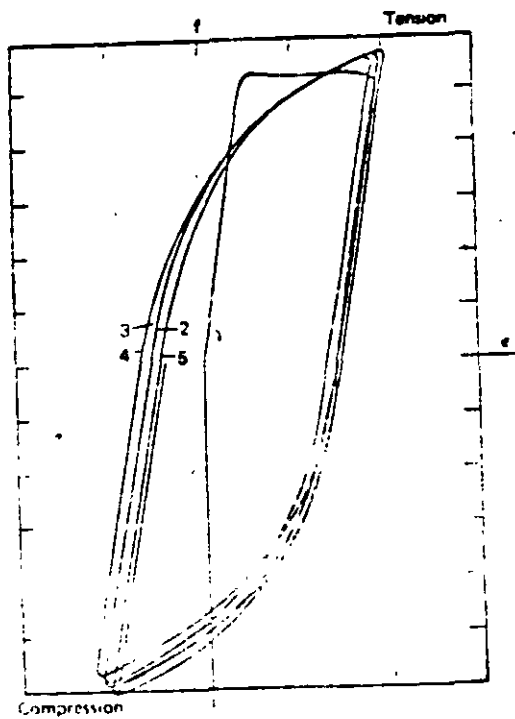


Fig 10 Ciclos histeréticos en una barra de refuerzo

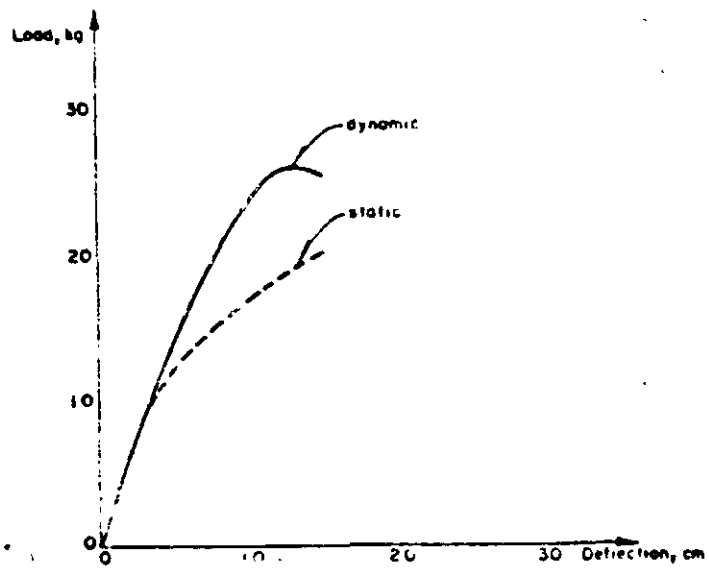


Fig 12 Curvas carga-deformación estática y dinámica para la madera

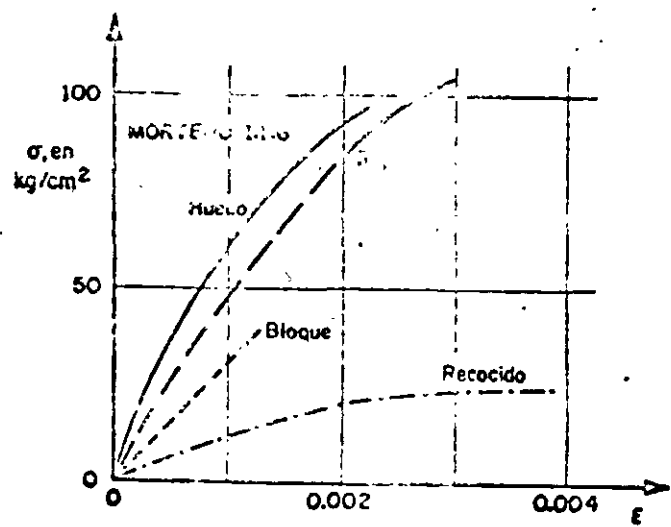
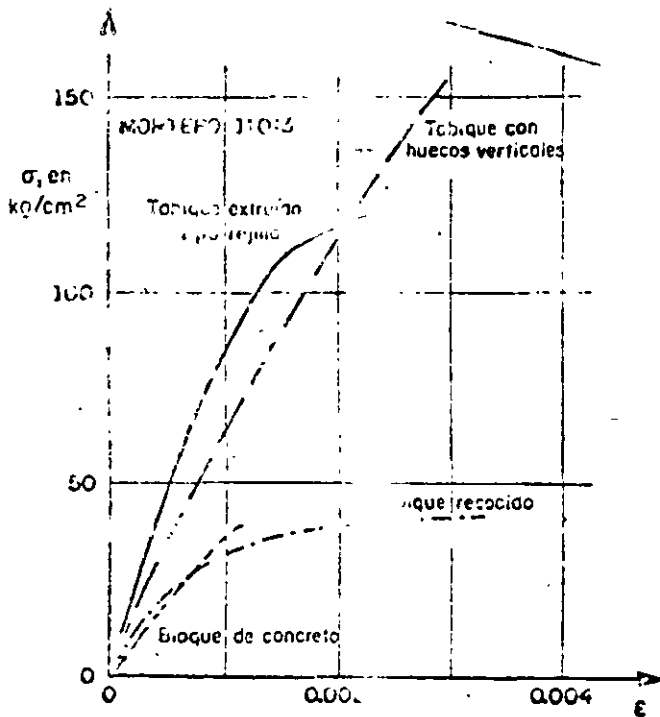


Fig 11 Curvas carga-deformación para mampostería en compresión

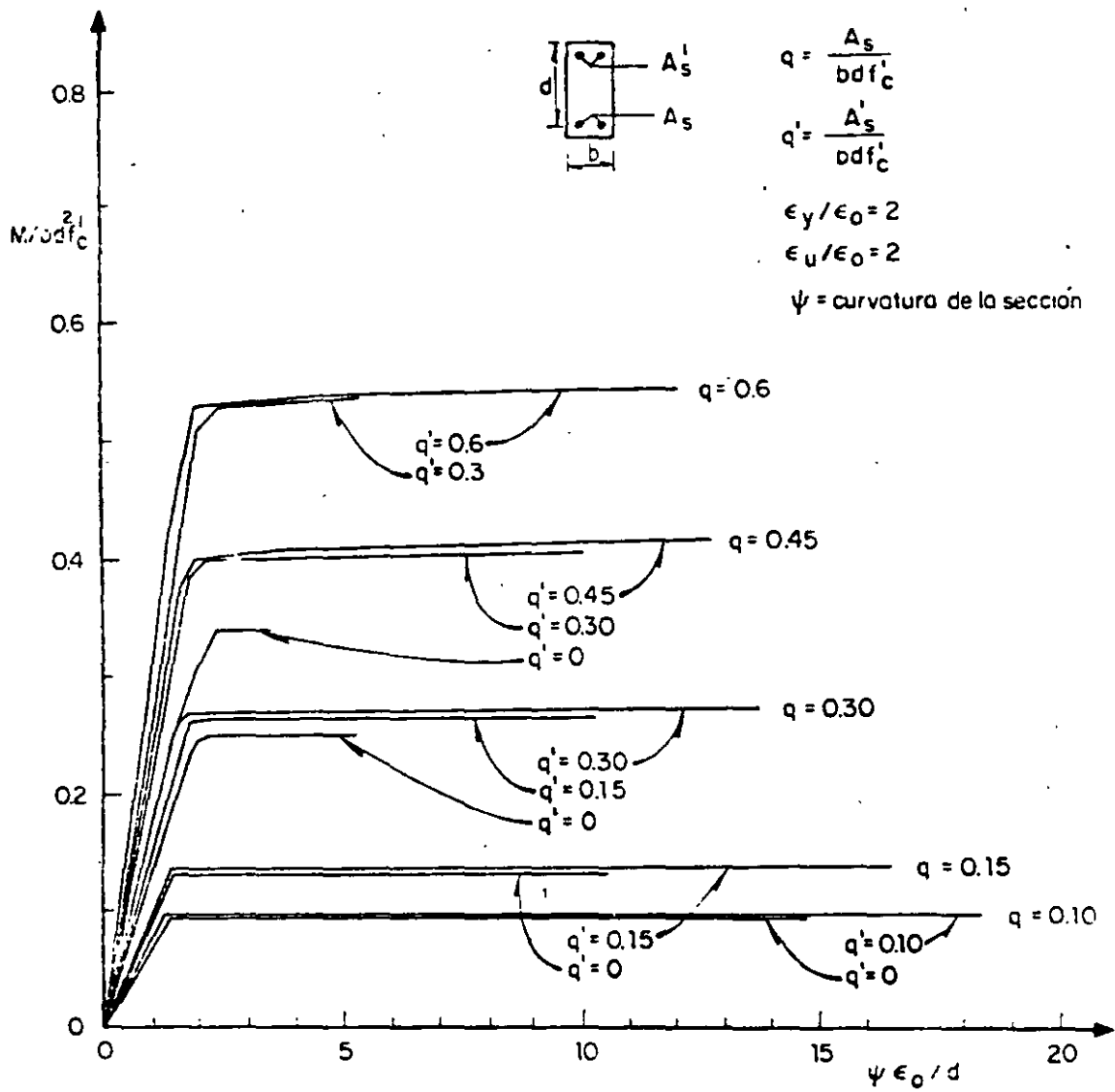
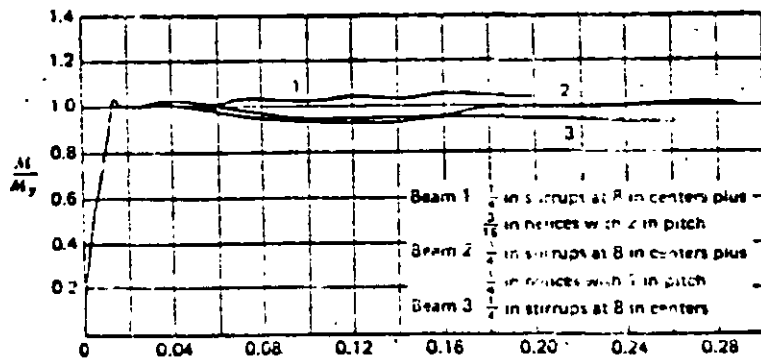
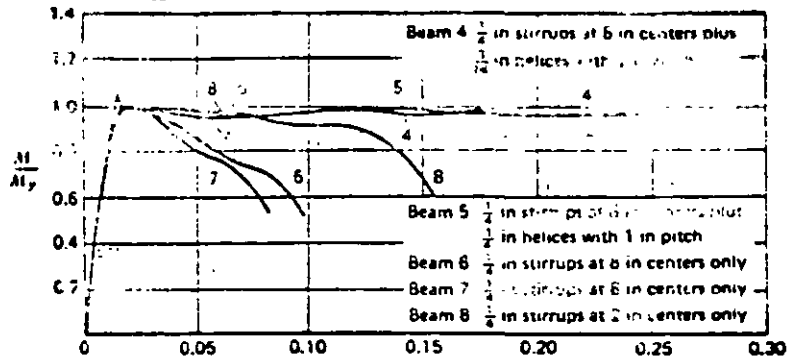


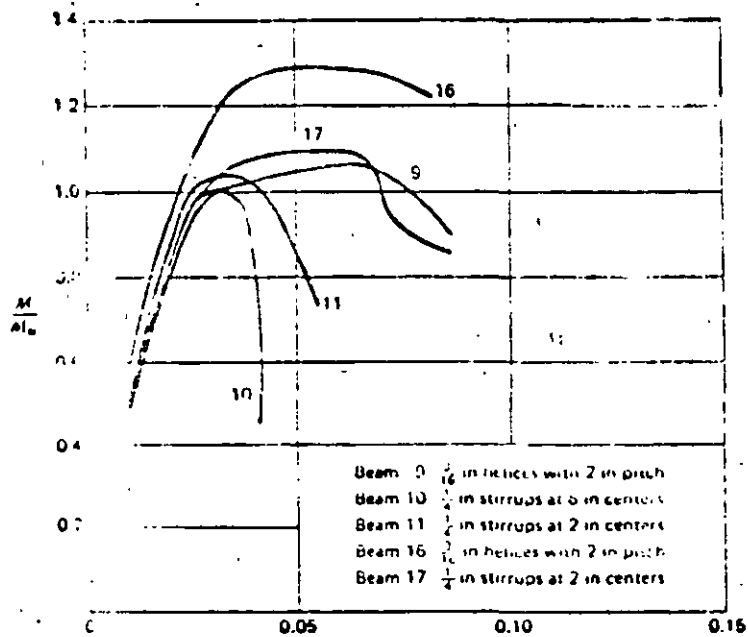
Fig 13 Relaciones Momento-Curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexión



a) Vigas subreforzadas

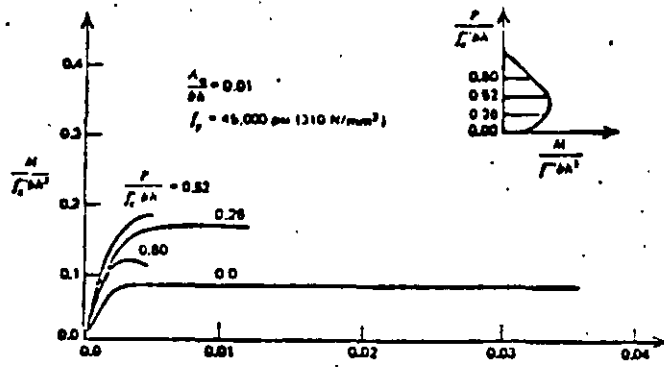


b) Vigas con falla balanceada

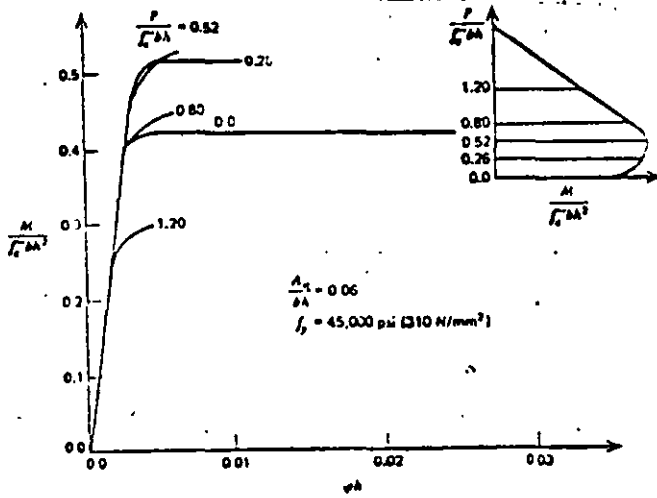


c) Vigas sobreforzadas

Fig 14 Efecto del refuerzo transversal en la relación momento-curvatura de concreto reforzado sujeto a flexión



a) Columna con baja cantidad de refuerzo



b) Columna con alta cantidad de refuerzo

Fig 15 Relaciones momento-curvatura de secciones de concreto sujetas a flexocompresión

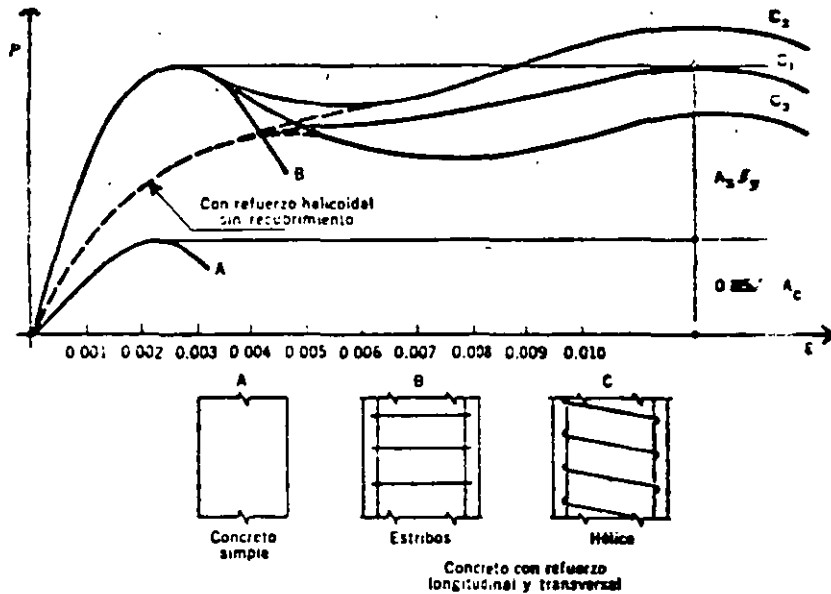
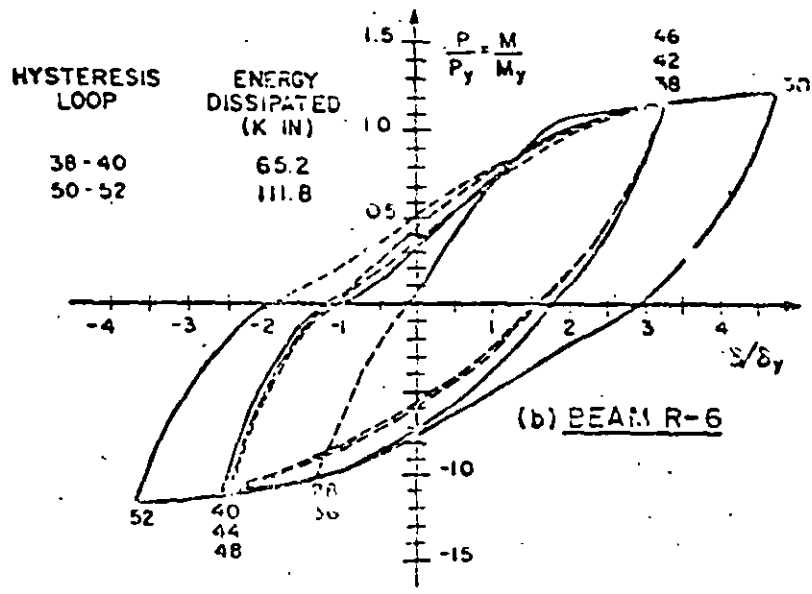
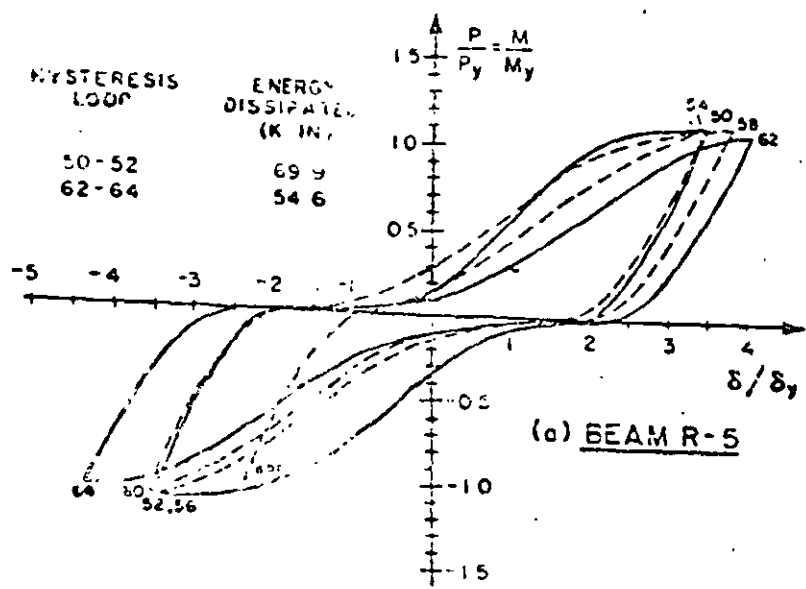


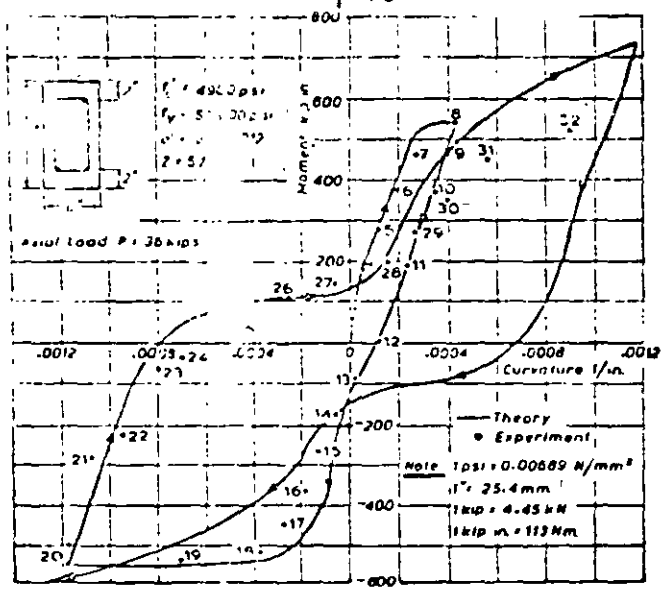
Fig 16 Efecto de confinamiento en la ductilidad de columnas



a) Falla por flexión con esfuerzos cortantes bajos

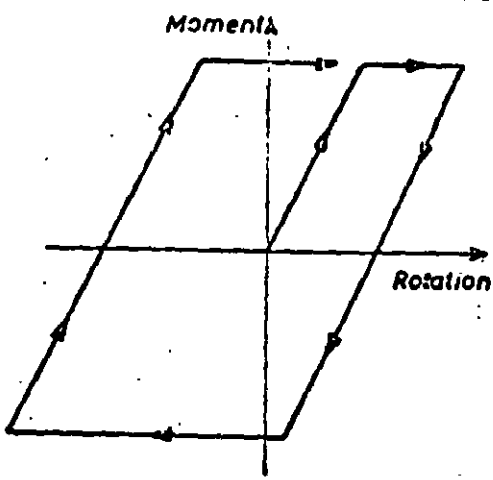


b) Falla por flexión con esfuerzos cortantes altos

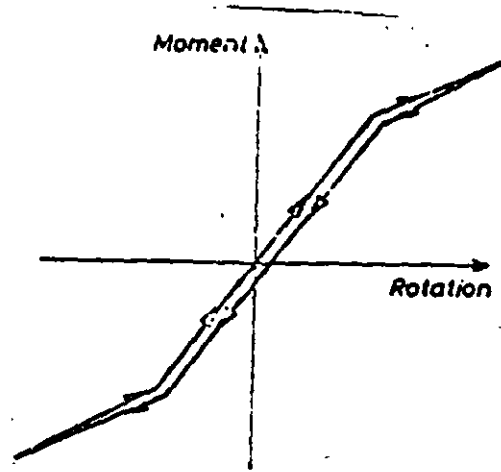


c) Columna con carga axial baja

Fig 17 Comportamiento histerético de secciones de concreto reforzado



a) Concreto reforzado



b) Concreto presforzado

Fig 18 Comparación del comportamiento histerético del concreto reforzado y presforzado

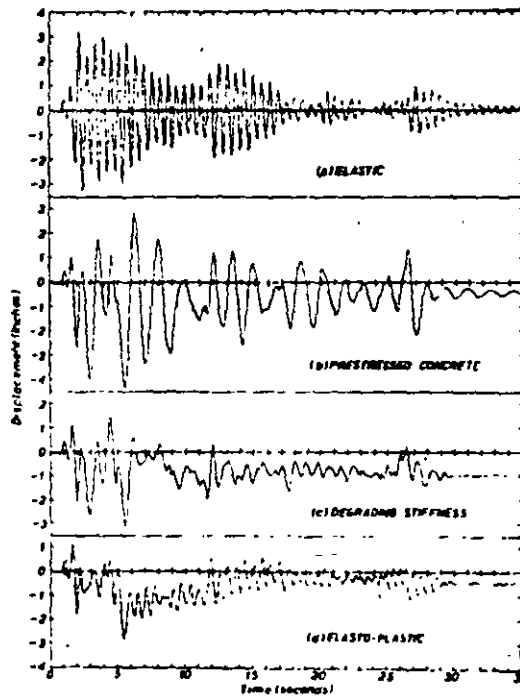
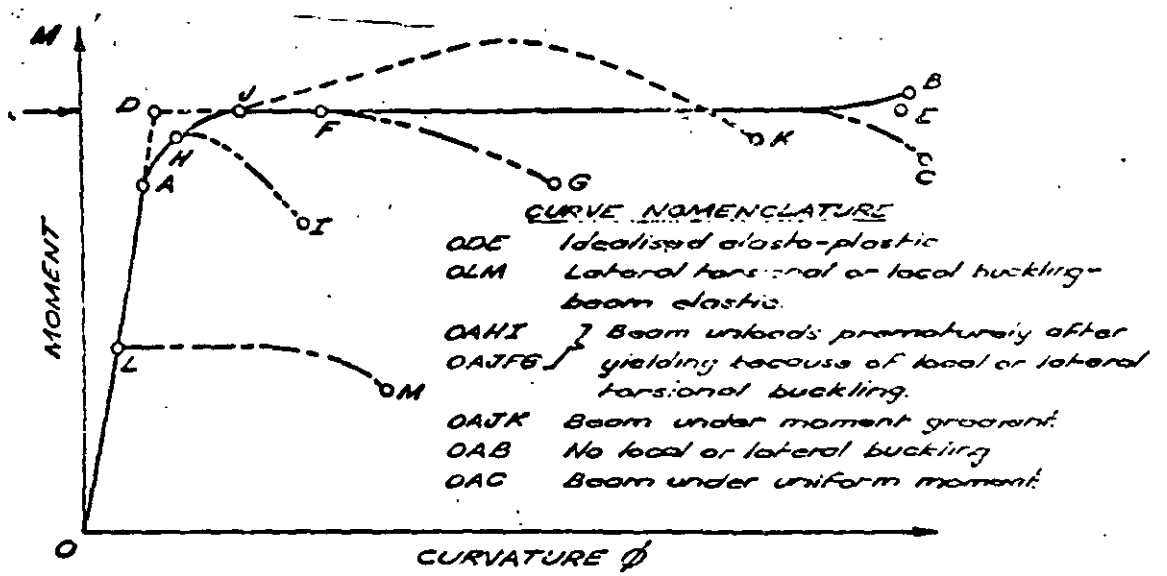


Fig 19 Comparación de deformaciones ante un sismo de un elemento de concreto reforzado y uno presforzado



a) Vigas

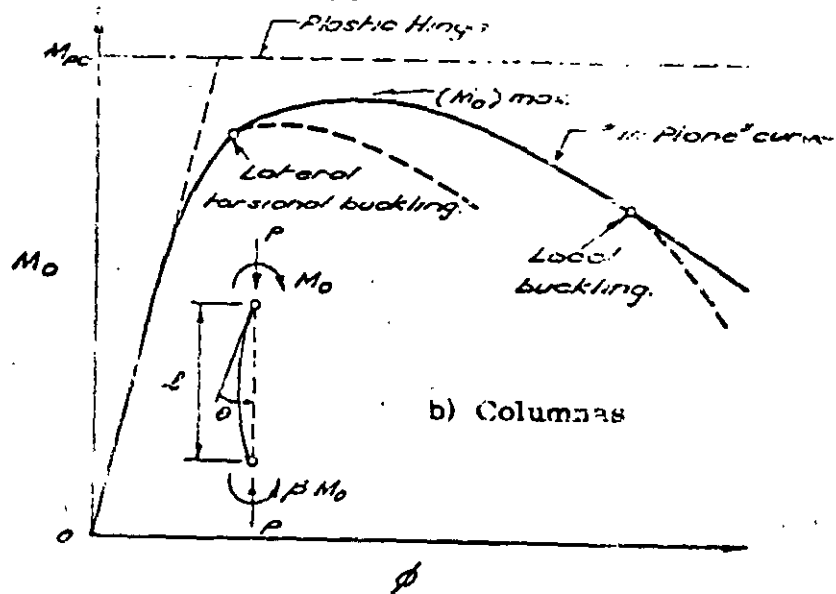


Fig 20 Relaciones momento-curvatura idealizadas en elementos de acero estructural

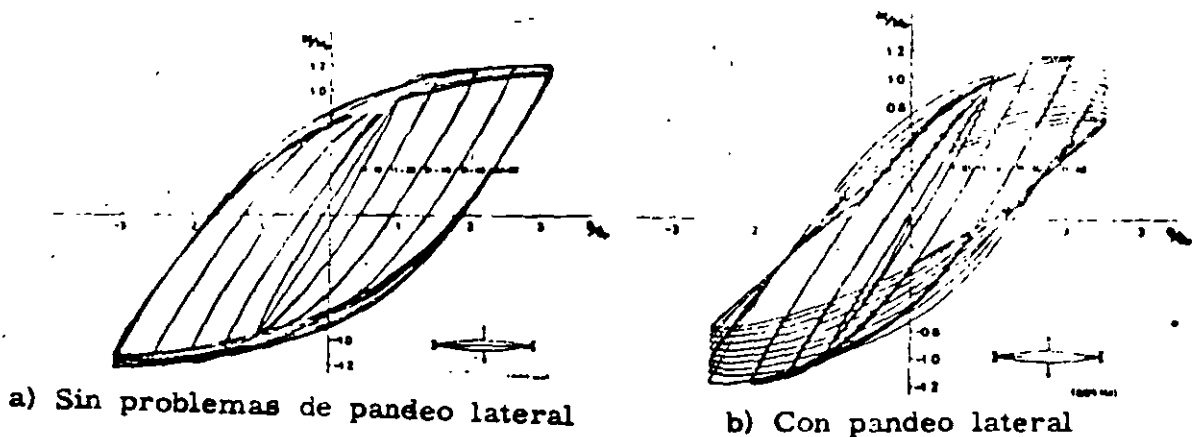
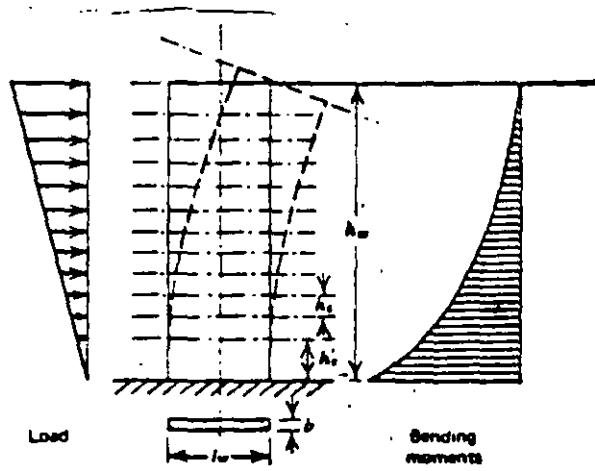
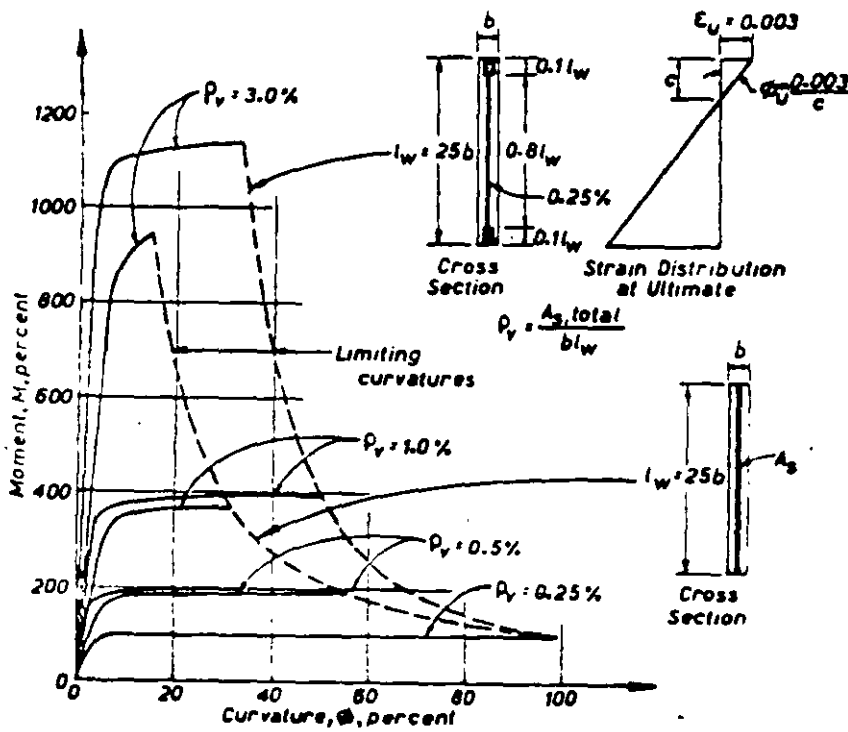


Fig 21 Comportamiento histerético de elementos de acero estructural



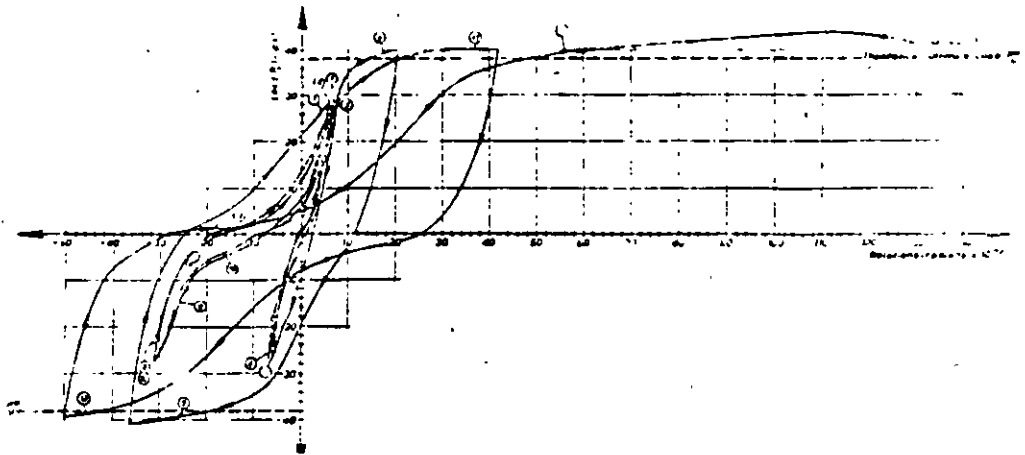
a) Deformaciones



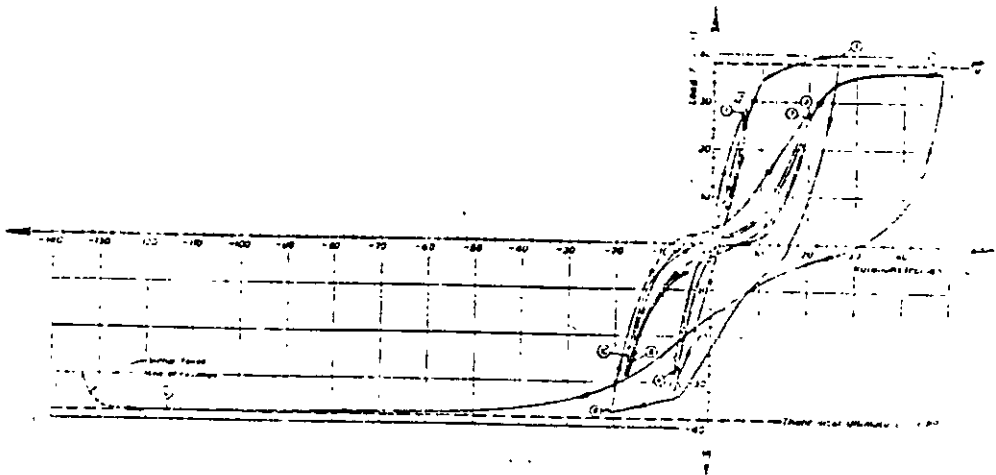
b) Relación momento-curvatura para distintas cuantías de refuerzo

Fig 22 Comportamiento de muros altos sujetos a cargas laterales



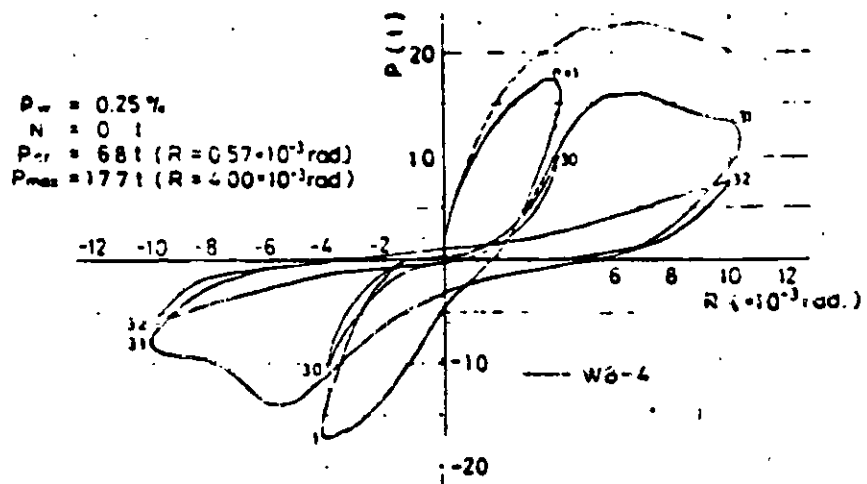


a) Falla por flexión sin agrietamiento diagonal

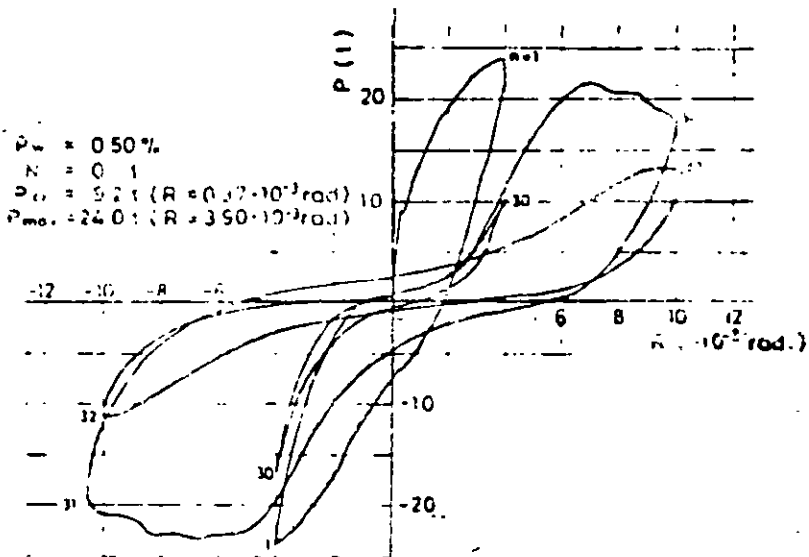


b) Falla por flexión después de agrietamiento diagonal

Fig 23 Ciclos histeréticos para muros cortos con falla por flexión

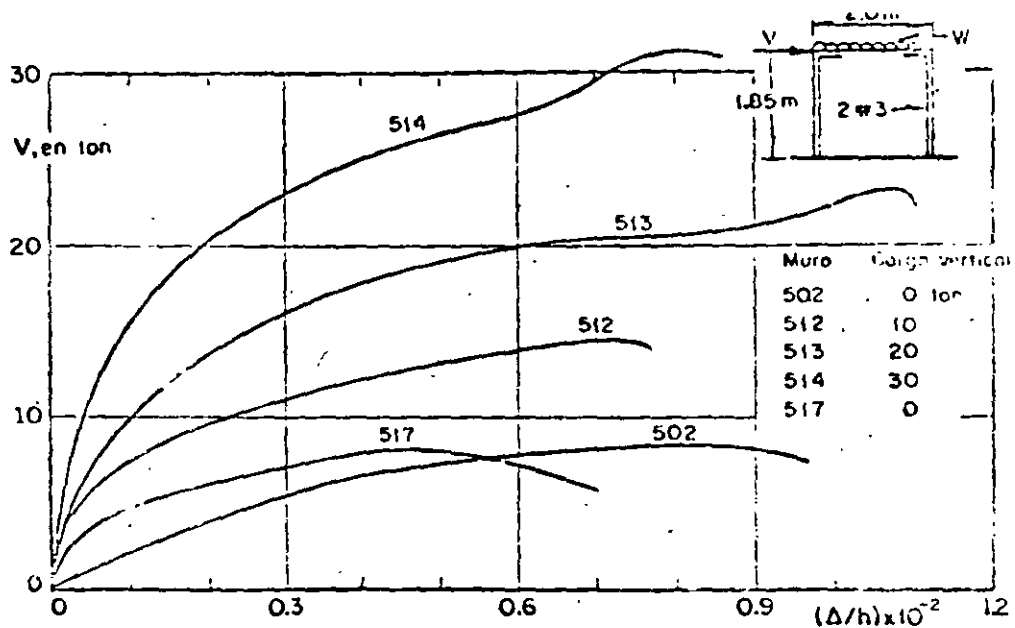


a) Cuantía de refuerzo horizontal 0.25%

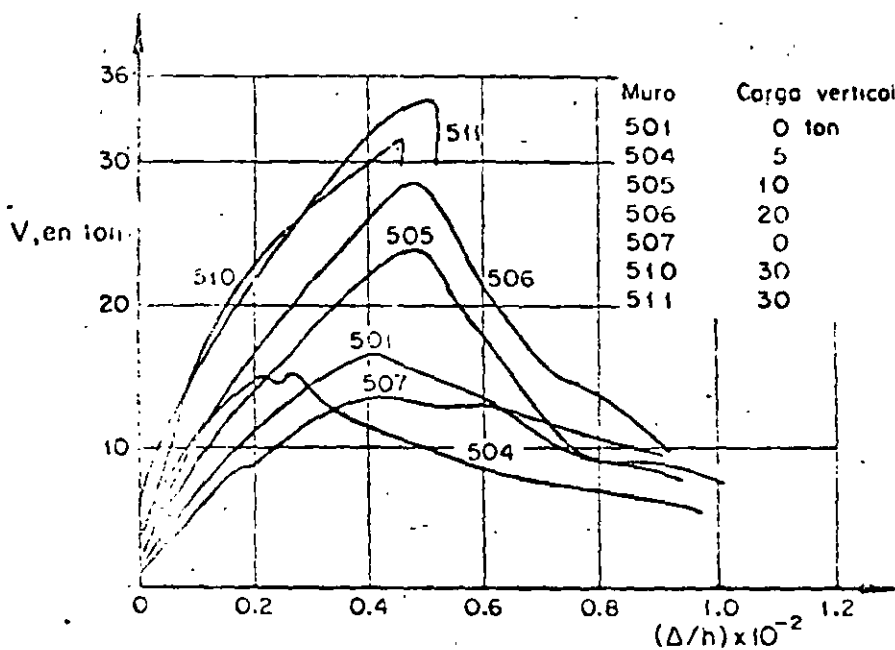


b) Cuantía de refuerzo horizontal 0.5%

Fig 24 Ciclos histeréticos en muros cortos con falla por cortante



Muros de bloque de concreto. Falla en flexión. Efecto de la carga vertical



Muros de bloque de concreto. Falla en tensión diagonal. Efecto de la carga vertical

Fig 25 Curvas Carga deformación para muros de mampostería



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA:**

**CASE STUDY OF THE PERFORMANCE OF PRESTRESSED  
CONCRETE BUILDING DURING THE 1985 MEXICO  
EARTHQUAKE**

**EXPOSITOR: DR. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA  
1997**

# Case Study of the Performance of Prestressed Concrete Buildings During the 1985 Mexico Earthquake



**José Luis Camba, Dr. Sc.**  
Professor  
Division of Graduate Studies  
School of Engineering  
National Autonomous University  
of Mexico  
Mexico City, Mexico

---

*The overall effects of the 1985 Mexico earthquake on buildings are summarized, with specific consideration of the performance of prestressed concrete buildings. Then, for five typical prestressed concrete buildings, results of analyses of the dynamic response, with due consideration of the soil-structure interaction, are presented. In general, the computed response of the buildings under the effect of a ground motion simulating the 1985 earthquake, corresponded reasonably well with their observed performance. Nevertheless, in some cases the analyses indicated that the buildings should have experienced a greater nonlinear behavior than the ones perceived from their level of damage. Some reasons for these differences are discussed. Recommendations on earthquake-resistant design of prestressed concrete buildings are given. The importance of providing lateral stiffness by shear walls or bracing, and of achieving ductility and continuity through mild steel reinforcement, is emphasized.*

---



**Roberto Meli, Ph.D.**  
Research Professor  
Institute of Engineering  
National Autonomous University  
of Mexico  
Mexico City, Mexico

**S**carce evidence is available on the performance of prestressed concrete buildings subjected to severe earthquakes. The few well-documented cases of failures are related to gross errors in the conceptual design of the structural system and, mainly, to poor connections between precast concrete members.<sup>1</sup> Specifically, there are very few known cases of detailed analyses of prestressed concrete buildings in which their observed behavior under severe earthquakes was compared to that com-

puted according to well-established principles regarding the seismic response of buildings

The 1985 earthquake in Mexico City constituted a severe test in the ability of building structures to withstand seismic forces. Therefore, it offered a unique opportunity to evaluate current design practice and construction methods. Although not many multistory prestressed concrete structures existed in Mexico City, a few dozen buildings in the range from 4 to 12 stories had prestressed frame struc-

tures. Indeed, some of these buildings were located in the most severely affected part of the city and were subjected to very intense ground shaking.

The object of this paper is to first present an overview of the performance of prestressed concrete construction in Mexico City during the September 19, 1985, earthquake, and then to show the results of a case study of five buildings whose structural drawings could be obtained. Although none of these buildings fully complied with modern code requirements for earthquake resistance, they survived the earthquake with minor or no damage. Several practical recommendations, regarding different aspects of the earthquake-resistant design of prestressed concrete structures, are drawn from these evaluations.

## ASSESSMENT OF EARTHQUAKE DAMAGE

The earthquake of September 19, 1985, with a magnitude  $M_s = 8.1$  (Richter Scale), originated near the Pacific Coast of Mexico and was felt with extraordinarily large intensities in some parts of the Valley of Mexico, approximately 400 km (250 miles) from the epicenter, causing the collapse or severe damage of many buildings.

The intensity of the ground motion varied considerably throughout the Mexico City area. Peak ground accelerations were less than  $0.04g$  in sites of firm soil, while they reached  $0.20g$  in some parts of the bed of an old lake which contains very deformable clay deposits. Unfortunately, this is also where the most populated part of the city is located.

A description of the main structural aspects of this earthquake can be found elsewhere.<sup>2</sup> Briefly, the long duration ground motion with prevailing long periods mostly affected multi-story flexible buildings, whereas low-rise stiff buildings, even those apparently rather weak, suffered very little damage.

Reinforced concrete frame buildings of more than five stories were the most damaged structures. They had been typically designed for a base shear coefficient of  $0.06$  and, in most cases, the reinforcement in members

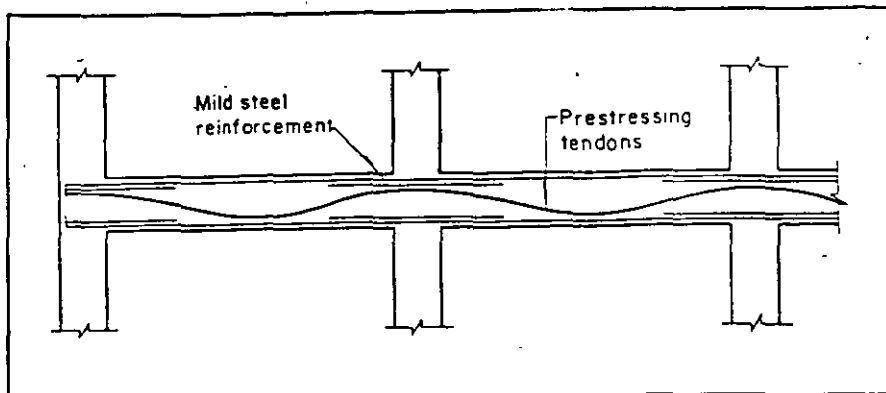


Fig. 1. Cast-in-place frames with post-tensioned concrete beams.

and joints had not been detailed with the current strict code requirements for ductile frames.

Failures were mainly due to shear or eccentric compression in columns and to bond or shear in joints. Irregularities in the structural scheme, such as lack of in-plane symmetry and discontinuity or sharp changes in stiffness of structural members, frequently contributed to the failures. Hammering with adjacent buildings and excessive rocking of the foundations were other sources of damage and collapse.

As a result of the damage evaluation following the earthquake, design forces for seismic resistance have been significantly increased in the new Mexico Building Code, which also imposes stringent requirements for ductility in concrete structures.

## PERFORMANCE OF PRESTRESSED CONCRETE BUILDINGS

Detailed evaluations of the performance of prestressed concrete build-

ings were published a few months after the earthquake.<sup>3,4</sup> Additional comments given here will augment the earlier reports.

Within the large variety of construction systems, including prestressed concrete members, that have been used for buildings in Mexico City, two major types can be distinguished:

1. **Cast-in-place concrete frame structures, with beams that are post-tensioned in at least one direction (those with largest spans)** — Continuity is provided by mild reinforcing steel and by draped prestressing tendons (see Fig. 1). As a variation of this system, flat plate or waffle slab floor systems are post-tensioned in a similar way.

2. **Structures with cast-in-place concrete columns and precast, prestressed concrete beams of different shapes** — Joint continuity is provided by a cast-in-place concrete topping with mild steel reinforcement (see Fig. 2). Frequently, long span prestressed concrete beams in one direction are combined with non-prestressed reinforced

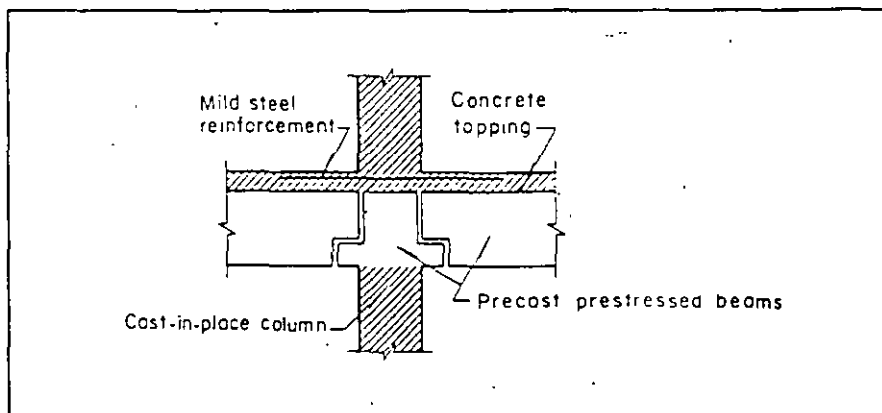


Fig. 2. Continuity for negative moments in precast, prestressed concrete frames.

concrete beams, of shorter span, in the other direction.

Most prestressed concrete buildings were of mid-rise construction, between four and eight stories. In some cases, the buildings were stiffened by shear walls, but more often frames were required to resist the total lateral force.

Some of the collapsed or severely damaged buildings contained precast structural elements. In most cases, the precast concrete members were part of the floor slab supported by cast-in-place reinforced concrete beams on column lines. Therefore, monolithic reinforced concrete frames constituted the main lateral load-resisting system. A rather thin reinforced concrete topping was typically cast over the precast floor to provide for in-plane continuity. Quite often, this type of floor showed signs of in-plane distortion, indicating that an effective diaphragm action was not achieved.

Efforts were made to retrieve the structural drawings of the five prestressed concrete buildings which, according to Fintel's evaluation,<sup>3</sup> had suffered severe damage or collapse. Only for one of these buildings could some information about the structural design be obtained.

This building was a six-story hospital with cast-in-place columns. The floor system was composed of precast T-beams. The beams on the column lines in both directions had a precast soffit with ducts for straight post-tensioned tendons. Mild steel reinforcement for positive and negative bending was placed inside stirrups protruding from the precast soffit. A practically monolithic frame was obtained in this manner.

The scarcity of available information did not allow a detailed evaluation of the seismic response and safety of this building. Therefore, it could not be included in the case studies. Nevertheless, approximate computations showed that the shear and bending strengths of the columns in the longitudinal direction were clearly insufficient to resist the forces induced by ground motion.

It can be concluded that, in this building — as it was in the large majority of the damaged reinforced concrete structures — the collapse was

due to the weakness of the columns and was not related to the behavior of the precast or prestressed members nor to their connections to the columns. This conclusion is confirmed by the inspection of the remains showing intact beam-to-column connections.<sup>3</sup>

It can be argued, nevertheless, that the lack of thorough in-plane stiffness of the precast floor could have caused the concentration of shear forces in some of the column lines, thus somehow contributing to the failure.

The remainder of the prestressed concrete buildings did not suffer any significant structural damage, even those located in the most severely affected area. Nevertheless, several of the buildings showed signs of excessive lateral displacements, resulting in non-structural damage such as cracking of partitions and distortion and falling of ceilings. Some very slender buildings, founded on friction piles over very soft clay soil, suffered significant base displacements and rotations, and even some residual tilting.

## CASE STUDY OF SPECIFIC BUILDINGS

A search for detailed information on the structural design of prestressed concrete buildings was undertaken to be able to fully evaluate whether their performance during the earthquake could be explained through analytical computations. About 20 prestressed concrete buildings were identified, but only for five of them could complete structural drawings be obtained. These five structures were analyzed in detail and the results are reported here.

Only one of these buildings was located in the area of heaviest damage. Three buildings were founded on soft soil deposits of moderate thickness, in the so-called transition zone, where the intensity of the earthquake was still high but less severe than in the lake area. The last building was located in an area of firm soil where the ground shaking was minor and no damage occurred.

Each building was inspected to detect damage caused by the earthquake, to check its properties against those reported in the drawings and to detect construction defects. The vibrations of

the five buildings under normal conditions were measured to determine their dynamic properties and to calibrate the analytical models used to compute the theoretical response. The technique used for these so-called ambient vibration tests will be described in the next section.

## Methodology

The methodology used in this study was similar to that applied to other types of buildings in evaluating the design methods and the required provisions of the building code for earthquake-resistant design. An evaluation of the performance of concrete and of masonry buildings can be found elsewhere (see Refs. 5 and 6, respectively). A detailed presentation of the evaluation of prestressed concrete buildings, summarized in this paper, can be found in the doctoral dissertation of the first author.<sup>7</sup>

Analytical models with different levels of sophistication were used to study the seismic response of the five buildings. Linear response was investigated using a three-dimensional model, with proper consideration for the stiffness of the joints. The computer program SUPERETABS was used for this purpose.

To take into account the relative deformations between the structure and the soft soil where it was founded, an artificial story was added at the bottom of the structure. In this story, the axial and lateral stiffnesses of columns were determined to reproduce those of equivalent springs representing the rotational and translational stiffness of the surrounding soil.<sup>8</sup> A stiff diaphragm was assumed to connect all the members at each floor.

The buildings were modeled as a frame structure where the contribution of the slab to the lateral stiffness was included in the moment of inertia of the equivalent beam. Proper considerations were made for the effect of masonry infill walls through equivalent diagonal members.

From the linear analyses, the dynamic properties of the building, i.e., vibration periods and modal shapes, were first determined and compared to those measured in the ambient vibration tests. The dynamic response of

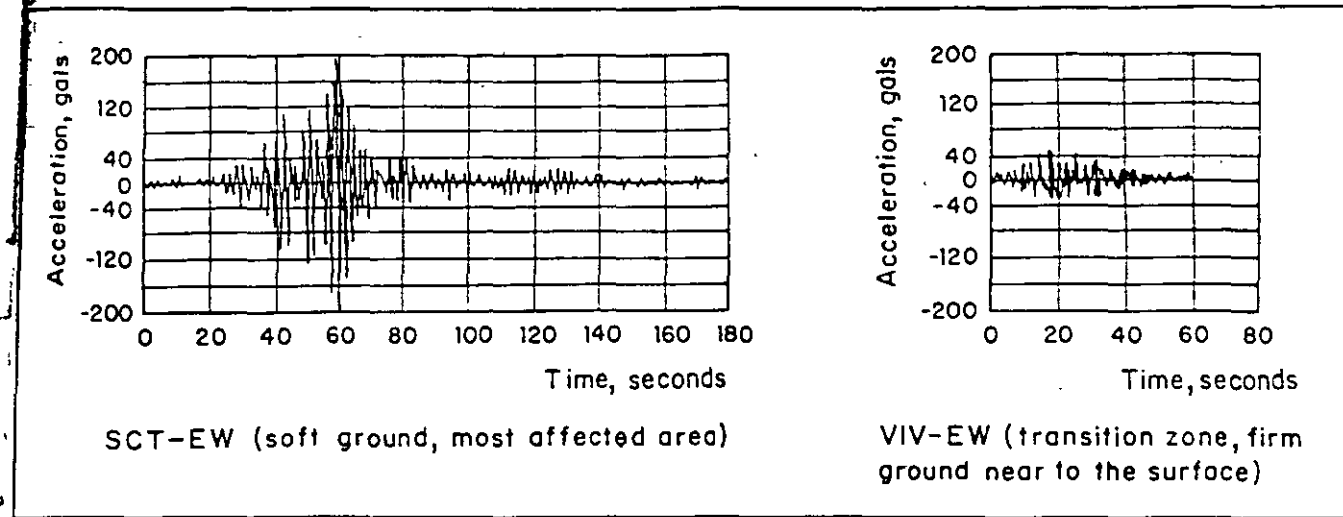


Fig. 3. Ground motion records at two sites of Mexico City for the September 19, 1985 earthquake.

each building to ground motions recorded in the 1985 earthquake for soil conditions similar to those of the sites was computed using a step-by-step dynamic response analysis.

From the available records of the 1985 earthquake, the SCT-EW record was selected as the most representative for the lake bed area and the VIV-EW for zones of firmer soil. Nevertheless, it must be taken into account that the characteristics of the ground motion varied considerably in each zone. Therefore, most buildings were analyzed for more than one ground motion to find bounds for the response. The accelerograms of the two previously mentioned records are shown in Fig. 3. The large differences in maximum amplitude, duration and frequency content between the records can be observed.

Lateral displacements and internal forces induced by the selected ground motions were computed and compared with those that could be resisted by the building. For this type of linear analysis, no specific difference was made between the model typically adopted for a non-prestressed, reinforced concrete frame and that corresponding to a prestressed concrete building.

Despite some evidence indicating that prestressed concrete structures have lower damping ratios than those of non-prestressed, reinforced concrete structures, the same damping ratio was assumed for both cases, i.e., 5 percent. It was assumed that the major source of damping in buildings is the friction between structural and non-structural members; therefore, the difference in damping between pre-

stressed and non-prestressed concrete should not be significant. The validity of this assumption is discussed in the next section, based on the results of the ambient vibration tests.

For buildings in which the linear analyses indicated that the theoretical capacity of some structural members should have been exceeded for the ground motion considered, nonlinear analyses were performed on a planar model to ascertain the amount of inelastic behavior that should have occurred.

Several models were considered to represent the nonlinear behavior of a prestressed concrete member. The classic elasto-plastic model [see Fig. 4(a)] was compared to a stiffness degrading model [see Fig. 4(b)] and to the S-shaped model that has been proposed for prestressed concrete members [see Fig. 4(c)]

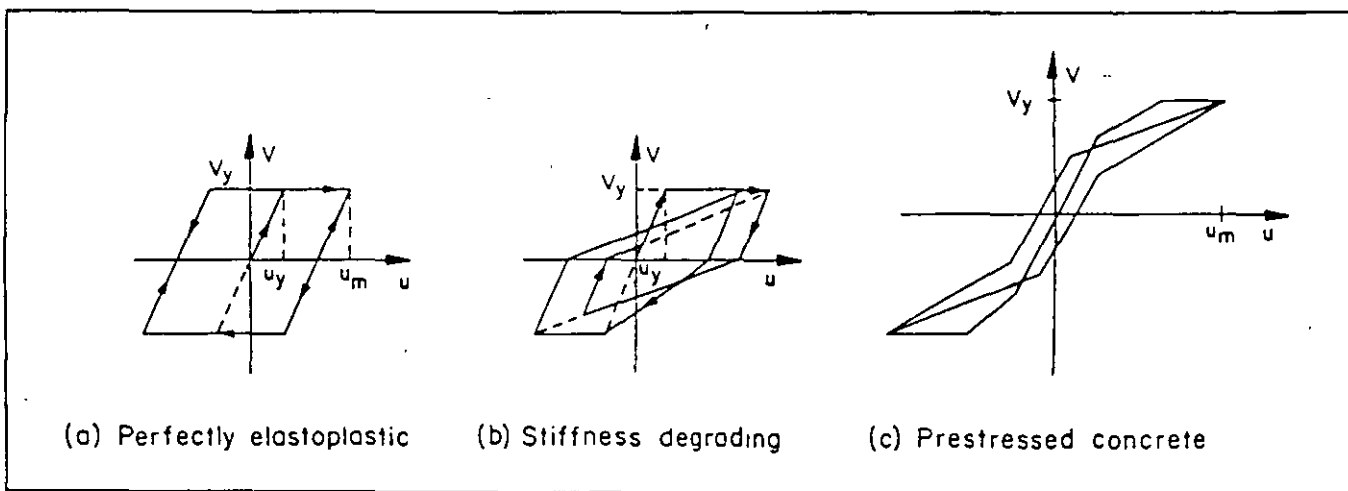


Fig. 4. Model of nonlinear behavior under cyclic loading.



The response of one-degree-of-freedom systems with the three models of nonlinear behavior to different ground motions has been studied. For the El Centro record, the difference in the maximum displacements (and the ductility demand) was negligible between the perfectly elasto-plastic and the stiffness degrading models. The response was significantly larger for the S-shaped model. Nevertheless, for systems with periods in the range between 1 and 1.5 seconds, the difference did not exceed 25 percent.

Analyses performed for the type of ground motion recorded in the soft soil of Mexico City indicated that, for periods larger than 1 second, the difference among the results for the three models was smaller than that obtained for the El Centro record. Since none of the buildings studied had shown significant evidence of inelastic behavior, the nonlinear analyses were intended to provide only an approximation to the theoretical inelastic deformation. Therefore, it was decided to use the elasto-plastic model because it required the least amount of computer time.

Another important simplification in the nonlinear analyses was the use of a planar model, which neglected the three-dimensional behavior of the building. A representative frame was selected for each orthogonal direction. A portion of the total mass of the building was assigned to this frame proportional to its relative stiffness. This simplification allowed the use of the widely known computer program called DRAIN-2D. Since the layout of the buildings was symmetrical, the planar system gave a reasonable estimate of the overall response.

In computing the strength of the members, the usual assumption of compatibility of deformations was used. All partial safety factors were eliminated. For beams, the yielding moment was used, and for columns, the complete interaction diagram for axial force and moment was defined by linear segments connecting three key points. Nominal values for the moduli of elasticity and the gross dimensions of the sections were assumed for the stiffness computation.

In a first stage computation, the nominal strengths of the structural

members selected were those normally used in design practice. In a second stage computation, the expected (average) strengths of structural members were used to estimate the most probable response of the buildings. Therefore, average material strengths and ultimate member capacities were used instead of specified values. Also, the contribution of the slab reinforcement to the flexural strength of the member was considered.

## AMBIENT VIBRATION TESTS

The availability of high sensitivity accelerometers has allowed the measurement of very small vibrations experienced by buildings under normal operating conditions. Traffic, wind and micro-seismic activity produce small amplitude vibrations which can be recorded by suitably distributed instruments. Using this technique, the major dynamic properties of buildings, such as periods, shapes for the first modes and damping coefficients, can be determined.

In the lake zone of Mexico City, ambient vibrations are greatly amplified due to the flexibility of the soil; thus, free-noise signals are obtained. The technique has been widely used to determine dynamic properties of structures for different purposes, i.e., to check the validity of theoretical computations, to ascertain the influence of some specific factors such as the soil-structure interaction, or to evaluate the effectiveness of rehabilitation schemes in increasing the lateral stiffness of the building. The signals of one or more sensors are recorded, filtered and amplified, and their power spectra are computed through a spectrum analyzer. Typically, a large sample of measurements is taken and average spectra are used as results.

Measurements were taken in the five prestressed concrete buildings studied. A detailed description of the techniques and results is found in Ref. 9. The main objective of these measurements was to validate the analytical models used in this study. Results are summarized in Table 1. As an example, in Fig. 5 the acceleration spectrum for the vibration in the transverse

direction of the QRO Building is shown. At least three modal frequencies can easily be identified. In Fig. 6, the shapes of the first three modes in the transverse direction are shown for the same building. The translation and rocking of the building at the base can be clearly observed.

A study of the results shown in Table 1 depicts that, in general, the fundamental periods of the buildings are greater than those that would be desirable, at least for the direction with no infill walls. This indicates that the structural system adopted is very flexible and that large lateral displacements can be expected under seismic effects.

A good agreement is found between measured and computed periods, especially when the deformations at the base of the building are taken into account. The average error for the first translational mode is 1 percent and the coefficient of variation is 2 percent. Only for the buildings on soft soil were the vibration periods and the lateral displacements significantly increased due to the deformations (translation and rocking) at the base of the building.

It can be concluded that the model and the dynamic properties assumed for the analysis were adequate to represent the dynamic responses of the buildings. Nevertheless, it must be appreciated that for larger amplitudes of vibration, as those induced by severe earthquakes, the level of stresses will be greater, the structural stiffness lower and, therefore, the vibration periods longer. This consideration tends to indicate that the model adopted overestimates the actual stiffness of the structure under severe ground motions.

Damping coefficients were computed from vibration records. A significant variation was found in different records for the same buildings. Therefore, for some cases, instead of a single value, a range of variation of the damping coefficients is given in Table 1. The overall range is between 2 and 5 percent, and it is very similar to that obtained from measurements in reinforced concrete buildings.

Since structural damping increases with the amplitude of vibration, it can be concluded that the 5 percent damp-

Table 1. Comparison of computed and measured periods for five prestressed concrete buildings.

Building identification	Type of soil	Number of stories	Type of structure	Direction of measurement*	Computed period (seconds)		Measured period (seconds)	Damping coefficient (percent of critical)
					Fixed	Base displacement		
QRO	Soft	11	Post-tensioned beams (cast-in-place)	T	1.16	1.34	1.39	4-5
				L	0.59	0.78	0.83	
				$\Theta$	0.63	0.64	0.78	
TAM	Transition	10	Post-tensioned flat plate (cast-in-place)	T	0.72	0.77	0.73	3
				L	0.38	0.45	0.45	
				$\Theta$	0.24	0.26	0.30	
TAC	Transition	5	Post-tensioned beams (cast-in-place)	T	0.97	1.00	1.00	—
				L	0.21	0.22	0.21	
				$\Theta$	0.36	0.37	0.44	
IMP	Transition	5	Prestressed columns and beams (precast)	L	0.50	—	0.43	2-3
				T	0.77	—	0.78	
				$\Theta$	0.52	—	0.52	
SMO	Firm	7	Prestressed columns and beams (precast)	T	0.54	—	0.54	2

\* T = transverse (short) direction. L = longitudinal direction.  $\Theta$  = rotational, in-plane vibration.

ing ratio assumed in the analysis is a reasonable estimate of what can be expected for moderate earthquakes — and it is probably conservative for very severe ground motions. On the other hand, the fact that similar damping coefficients are obtained for reinforced and prestressed concrete buildings does not mean that the same result will be obtained for large amplitudes of vibration. It is expected that reinforced concrete structures will show greater damping when subjected to high levels of stresses, due to the energy dissipation provided by opening and closing of flexural cracks and to more stable and fat hysteresis loops for well detailed members.

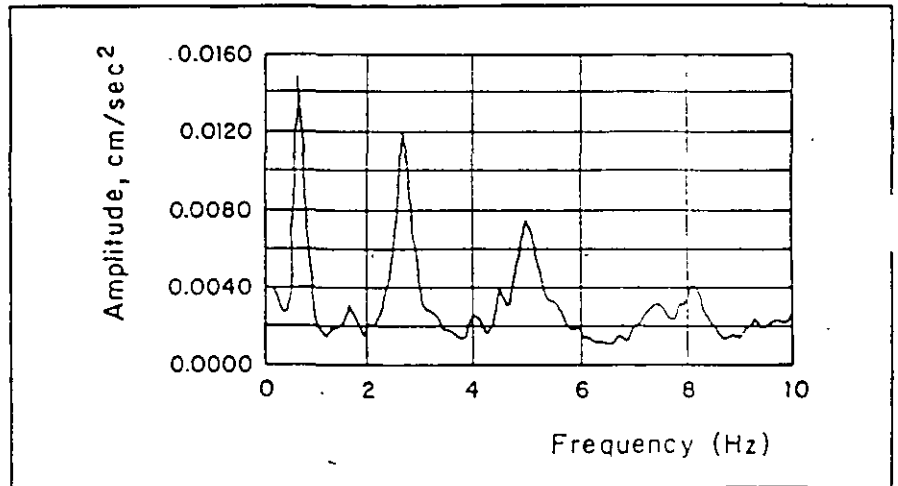


Fig. 5. Power spectrum of the motion at the roof of the QRO Building. Ambient vibration test in the transverse direction.

### QRO BUILDING

This is a 10-story building located in the most severely damaged area of the city. Several buildings collapsed in a radius of 200 m (656 ft) from this structure. Its plan is relatively small and elongated, with one bay in the short (transverse) direction and five bays in the longitudinal direction (see Fig. 7).

The structure is cast-in-place with reinforced concrete columns and post-tensioned beams with grouted prestressing tendons. Mild steel reinforcement provides additional continuity at beam-to-column joints. All the bays of

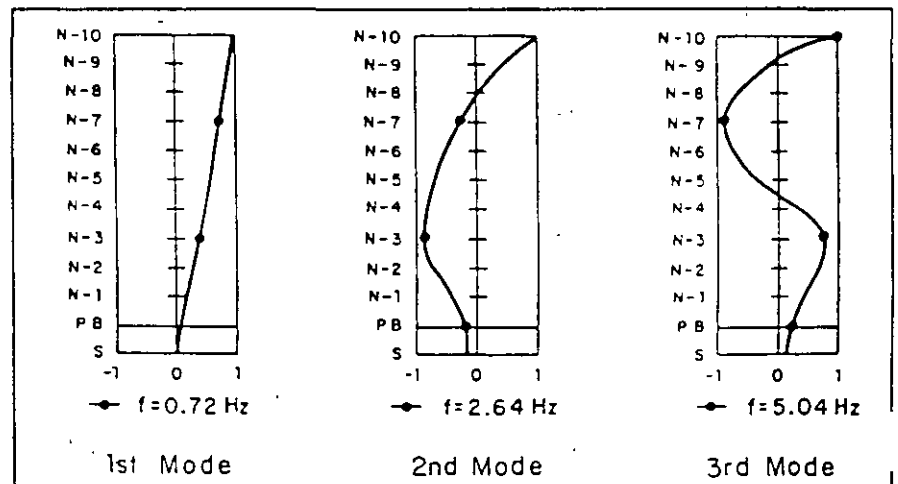


Fig. 6. Modal shapes of the vibration of the QRO Building in the transverse direction.

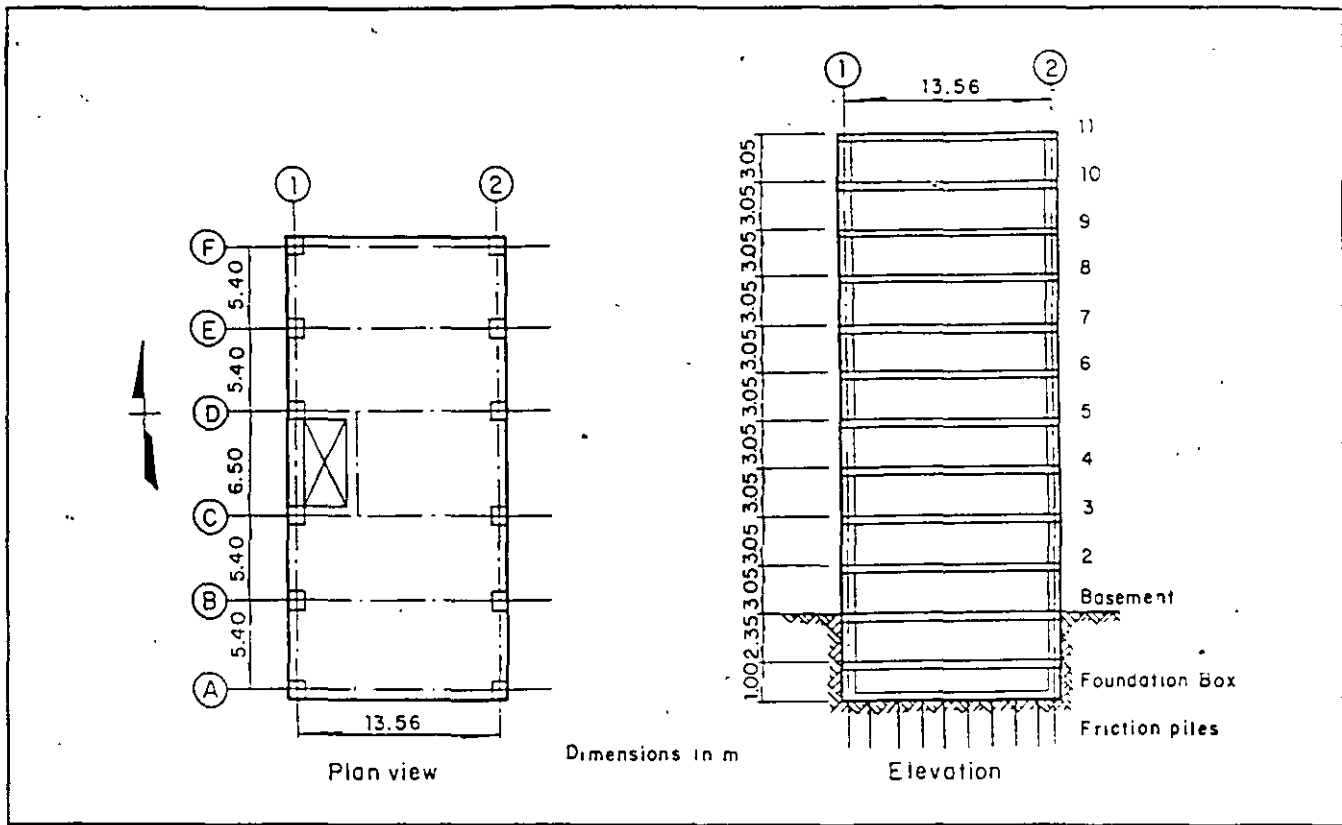


Fig. 7. Plan and elevation of the QRO Building.

the end frames in the longitudinal direction are infilled with brick walls, which provide a significant contribution to the lateral stiffness. Masonry walls also enclose the elevator and

staircase shafts. The building is founded on friction piles beneath a basement and a foundation box. Typical reinforcing details of structural members are shown in Fig. 8.

An inspection of the building after the earthquake revealed extensive cracking in the masonry walls around the elevator shaft and distortion and falling of some ceiling panels. No

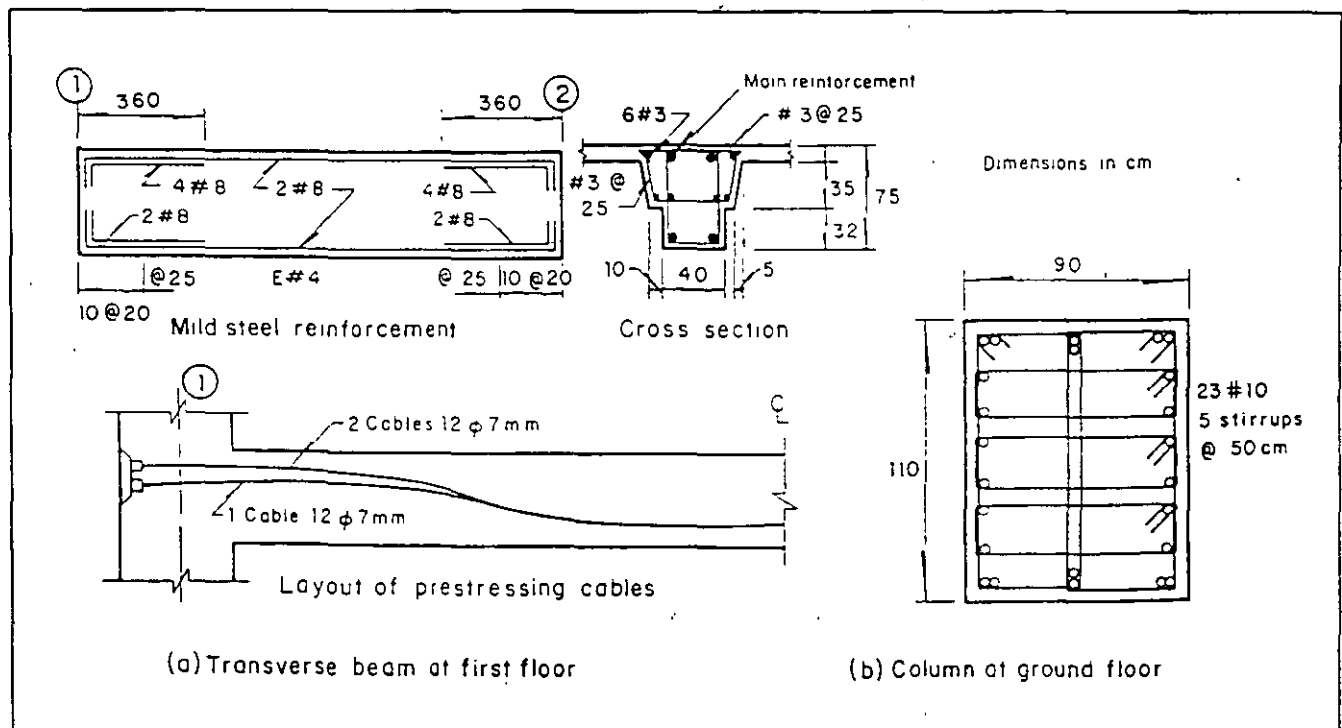


Fig. 8. Reinforcement details of structural members of the QRO Building.

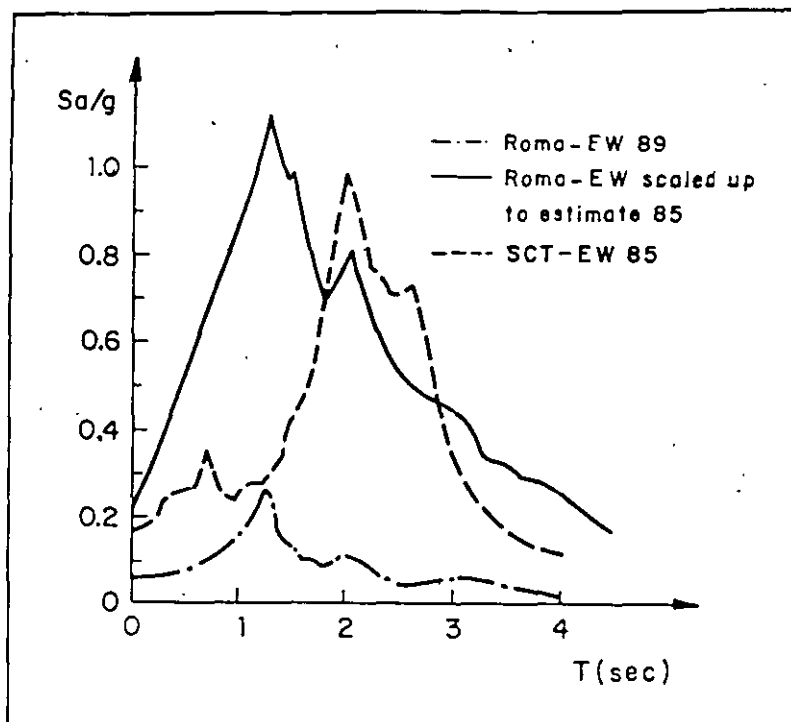


Fig. 9. Response spectra of ground motions used for the analysis of the QRO Building.

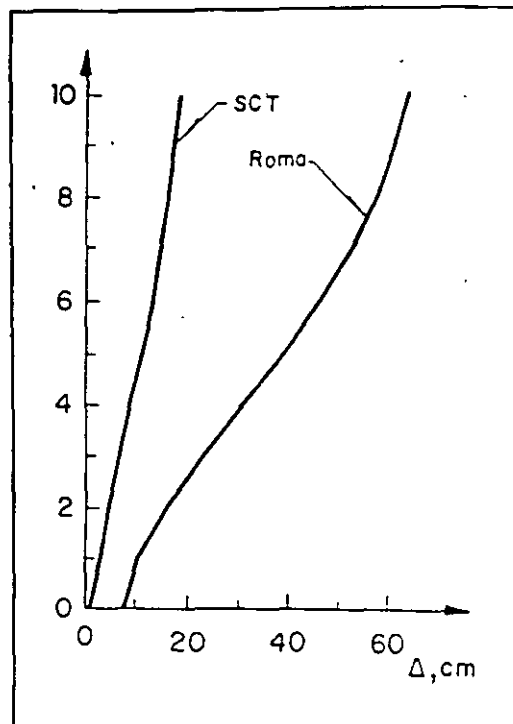


Fig. 10. Maximum lateral displacements using linear analysis for the QRO Building.

cracks were found in the main structural members. The building showed a significant tilting in its short direction (corresponding to about 2 percent of the building height).

It cannot be excluded that some tilting already existed before the earthquake, although it had not been noticed by the tenants. It is assumed that overturning moments, caused by the lateral forces, produced compressive forces on the piles in excess of those that could be transmitted through friction to the soil. Settlement and non-symmetrical vibration of the building were then generated.

The design of the building was checked against the requirements of the building code enforced at the time of the construction. The strength for gravity and lateral forces was found to be adequate; nevertheless, lateral displacements in the transverse direction significantly exceeded allowable limits. The current code includes much stricter requirements which are not satisfied by this building.

For the computation of the linear response of the building to the 1985 earthquake, two ground motions were used. First, the SCT record was chosen because it is the only actual record obtained for the most damaged area

where the building is located. After the earthquake, the network of seismic instruments was greatly enhanced in Mexico City. In particular, one instrument was placed at a distance of about 1000 m (3500 ft) from this building. Records of two moderate earthquakes have been obtained at this station, called ROMA.

For the same event, the amplitudes of the ground motion recorded at ROMA were consistently greater than that at the SCT site. There is convincing evidence that the response of the soil is linear in this area, even for very large earthquakes such as that of 1985, and that the shape of the linear elastic response spectrum remains essentially the same, except for a scale factor which depends on the earthquake intensity<sup>10</sup>. Therefore, an estimate of the ground motion experienced at the ROMA site in 1985 can be made by multiplying the spectrum obtained in 1989 at this site by a scale factor obtained from other stations where both motions had been recorded.

In Fig. 9, the scaled-up ROMA 1989 spectrum is shown. This is significantly more severe than the SCT 1985 spectrum. This finding is consistent with the greater damage observed around the ROMA site with respect to

that at the SCT area. The factored (scaled-up) ROMA record was, therefore, also used to estimate the response of the QRO Building.

Only the response of the building to the ground motion in the transverse direction will be discussed. The effects in the other direction were significantly smaller, the response remaining essentially in the elastic range. The maximum lateral displacements at each floor level are shown in Fig. 10 for both ground motions. Fig. 11 compares the maximum bending moments induced at the beam ends with the resisting moments computed considering expected (average) material properties. At the left end of the beams, the comparison is made for the SCT record, and at the right end, for the factored ROMA record.

From the analytical results, it can be observed, firstly, that the factored ROMA motion produced a response exceeding that of the SCT motion by a factor of approximately 3. The difference is explained by the observation of the response spectra of the two records. For a period of 1.3 seconds, corresponding to the fundamental period of the QRO Building, the ratio of the spectral ordinates of the two records is 3.7. The fact that the ratio of

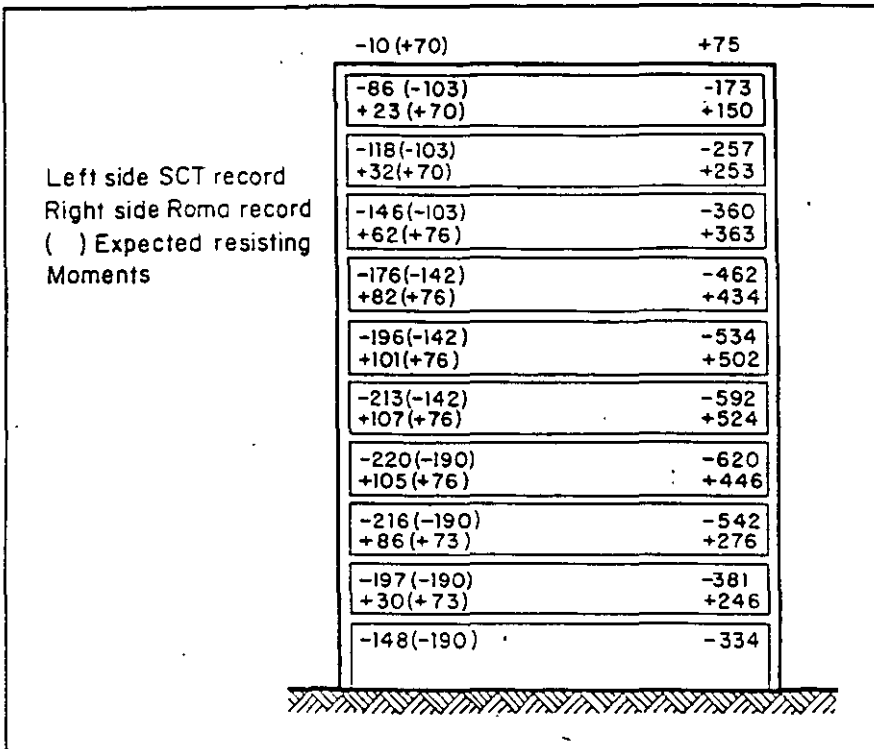


Fig. 11. Bending moments (ton-m) at beam end of the QRO Building.

the responses is similar to the ratio of spectral ordinates means that the structure responded essentially in the first vibration mode.

Secondly, the computed lateral displacements were extremely large. The maximum interstory drift was 0.7 percent for the SCT record and 2.5 per-

cent for the ROMA record. Lateral displacements of this order of magnitude should have caused significant structural damage.

Finally, the bending moments that should have been induced by the ground motions in the building, if the response remained linear elastic during

the earthquake, exceeded the flexural strength of the beams by a factor up to 15 percent for the SCT record and up to 240 percent for the ROMA record. The base shear force corresponding to a linear response is 0.30 and 0.55 of the total building weight, for the SCT and ROMA records, respectively.

The results of the nonlinear analysis for the SCT record indicated the formation of plastic hinges for positive and negative moments, as shown in Fig. 12, with a maximum ductility demand of 3. Under the effect of the factored ROMA record, the plastification was more widespread and the ductility demand much larger.

From the analysis, it is apparent that the observed response did not correspond to that predicted, since the lack of structural damage indicates that the structure remained linearly elastic. It cannot be excluded that some cracks formed during the vibration and then closed, leaving no visible evidence; nevertheless, strains in the steel and concrete could not reach the values indicated by the analysis.

It is assumed that the shaking actually induced in the building was much smaller than that which corresponded to the factored ROMA record and was probably also smaller than that of the SCT record. The reason for this can be attributed to the energy dissipation, associated with the loss of friction between the piles and soil, that took place at the base of the building.

Another possible reason for the difference is that the actual strength of the structural members significantly exceeded that computed by conventional design methods. Some additional comments on this issue will be made in the final section of this paper.

## TAM BUILDING

This eight-story office building is located at the boundary of the lake bed area, where the depth of the soft clay deposits is about two-thirds of that at the QRO Building. In 1985, the damage in the area was moderate, indicating that the amplitude of the shaking was significantly less than that in the most damaged zone. The building has a cast-in-place concrete waffle slab supported by reinforced concrete columns.

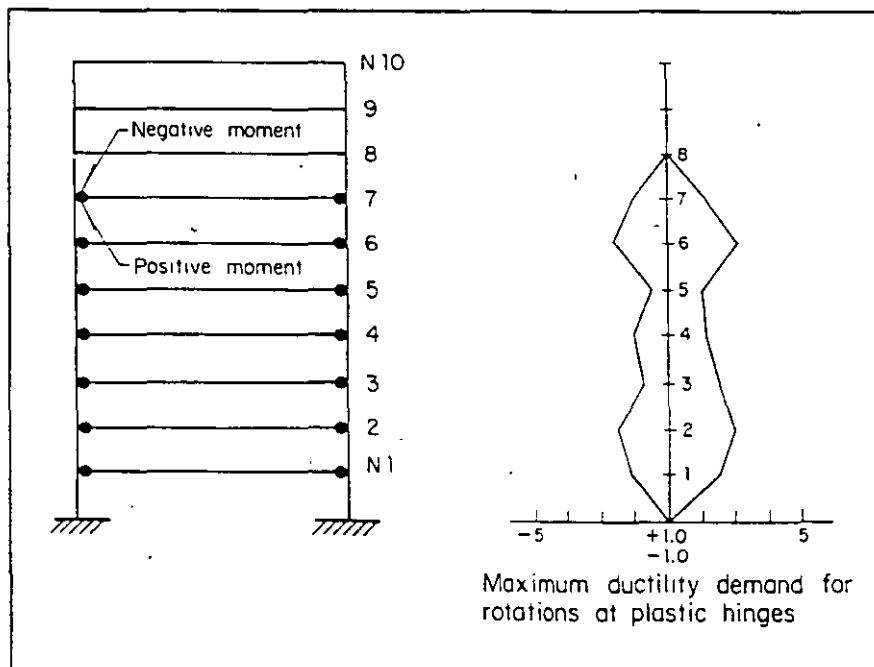


Fig. 12. Distribution of plastic hinges and maximum ductility demand for the SCT accelerogram in the QRO Building.

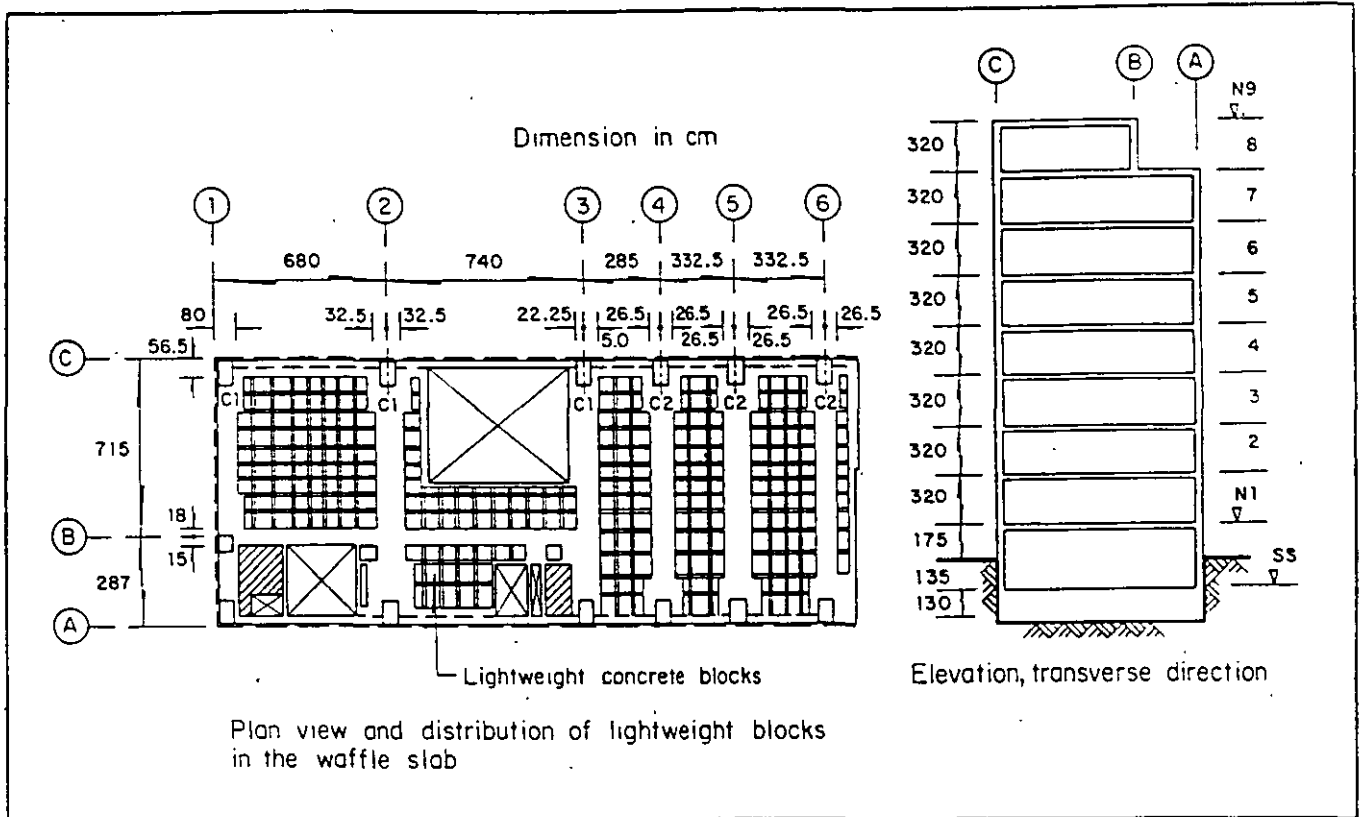


Fig. 13. Plan and elevation of the TAM Building.

The ribs of the waffle slab on the column lines are post-tensioned. Mild steel reinforcement in the ribs is very light, particularly for positive moments. Additional mild steel reinforcement is located at the solid zones

around the columns, in both directions and in both faces. Thus, a sharp reduction in bending strength developed at the perimeter of the solid zone.

The end bays in the longitudinal direction are filled with masonry walls.

Interior partitions are of flexible materials. The foundation is through point bearing concrete piles. A sketch of the structure is shown in Fig. 13 and the reinforcement of principal members is shown in Fig. 14. No evidence of

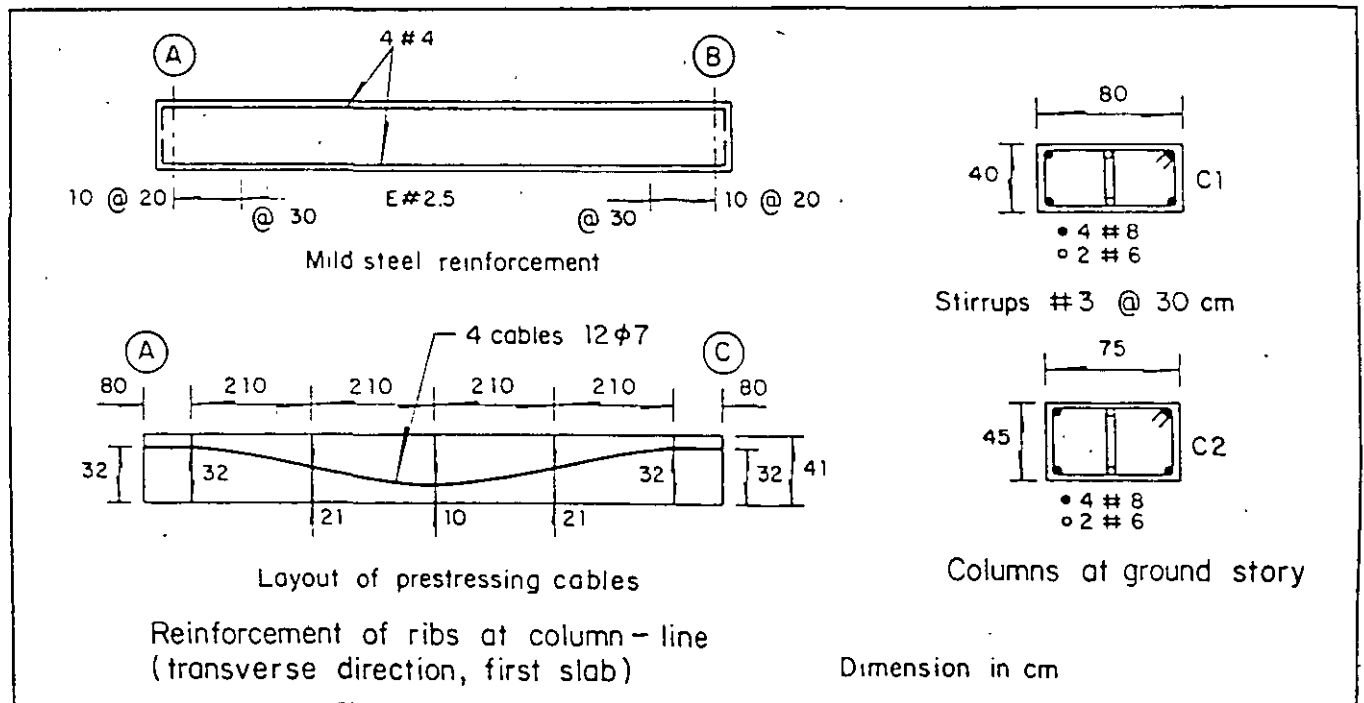


Fig. 14. Typical reinforcing details of structural members of the TAM Building.

damage was found when the building was inspected. Tenants mentioned that large lateral displacements were felt and that light non-structural damage was caused by the earthquake.

The study of the dynamic properties of the analytical model showed that the effect of the soil-structure interaction was small for this building, as can be deduced from the small difference between the fundamental periods computed for the model fixed at the foundation and the one considering deformation at the base (see Table 1).

Since the building was located at the boundary of the lake zone, it was analyzed both for the effect of the SCT and VIV ground motions. Maximum lateral displacements are shown in Fig. 15. For the SCT records, interstory drifts in some stories reached values that are commonly associated with structural damage. Bending moments in the beams at column faces exceeded resisting values.

The situation was particularly critical for positive moments at the perimeter of the solid zone, where, due to the very low amount of reinforcement, a very limited flexural strength was available once seismic moments exceeded the effects of verti-

cal loads. Ductility demands at some sections exceeded 10.

Under the VIV record, the displacements were moderate and the internal forces did not exceed the resisting values. The base shear force induced by the SCT record corresponded to 21 percent of the building's weight, compared to 10 percent for the VIV record.

It is assumed that the ground motion at the site of this building was much lower than in the most affected area, being closer to the VIV record than to the SCT record. The building is rather weak and flexible in the

transverse direction and would have been significantly affected by the earthquake if situated in the most critical zone.

## OTHER BUILDINGS

The three other buildings under study are located in areas where the seismic effects were smaller, and none of them experienced any damage. They will be described briefly. Further details on their properties and on the analytical results can be found in Ref. 7.

- The building labeled as TAC is a four-story structure which is used for the storage of furniture. Its story height [6.8 m (22.3 ft)] is greater than usual, giving rise to a total height of 27.2 m

(89.2 ft), roughly corresponding to a typical eight-story building. It is located at the foot of the hills on the west side of the city, where the area of firm soil begins. There are only a few meters of soft soil over the solid strata.

The structural system is composed of cast-in-place concrete frames with rather long spans [10 and 11.7 m (32.8 and 38.4 ft)]. Beams are post-tensioned with draped tendons. Mild steel reinforcement at the ends of beams is small. The

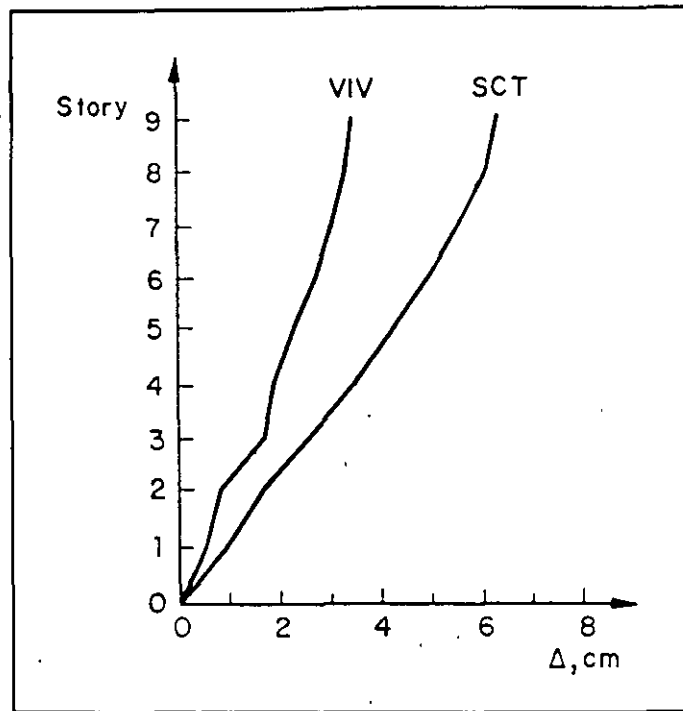


Fig. 15. Maximum lateral displacements in the TAM Building.

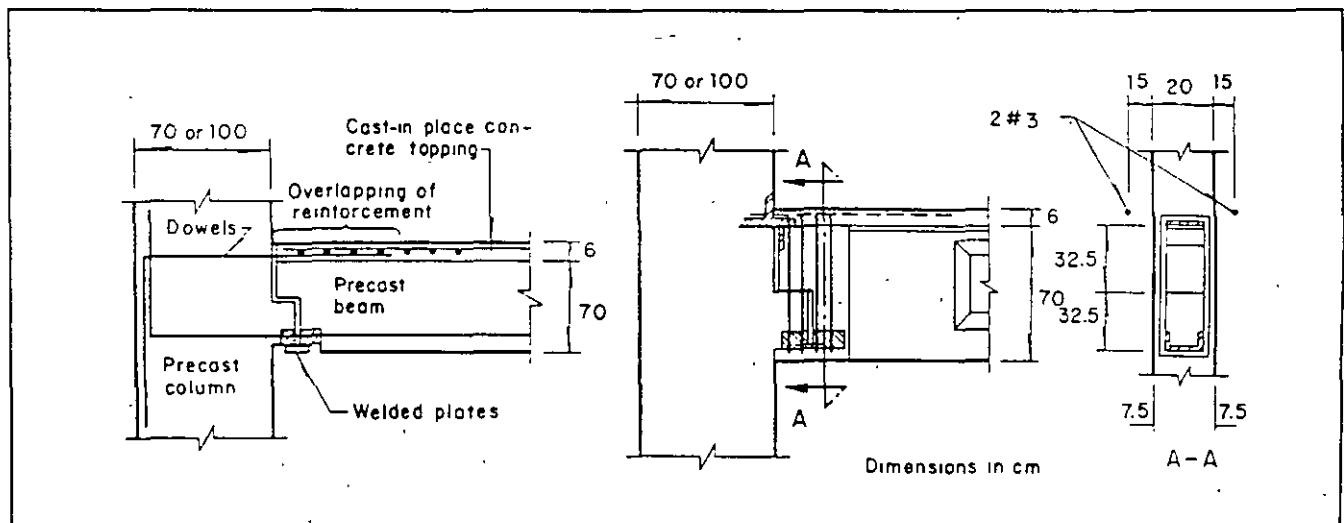


Fig. 16. Details of beam-to-column joint in the IMP Building.

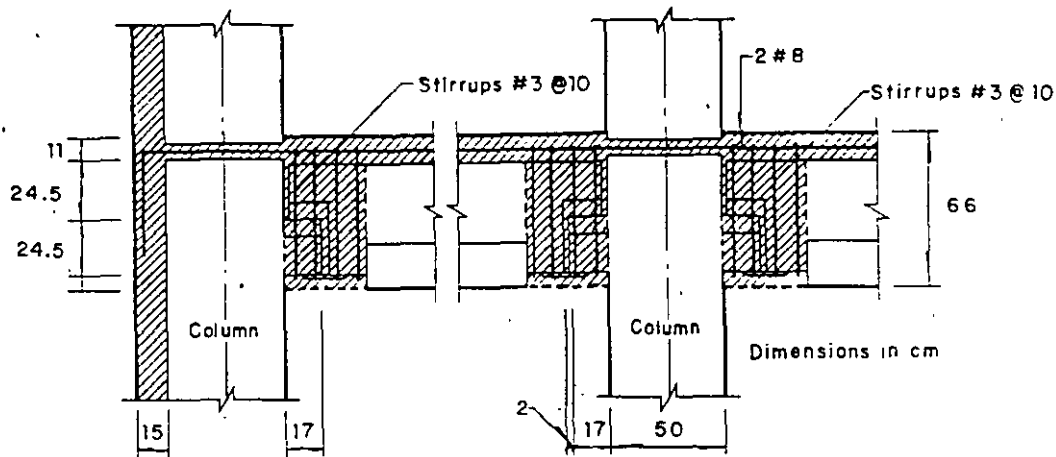


Fig. 17. Details of beam-to-column joint in the SMO Building.

perimeter frames are completely infilled with masonry walls, which contribute significantly to the lateral stiffness.

The analyses showed almost no effect of soil-structure interaction and that the building is very flexible in the transverse direction. Nevertheless, under the effect of the VIV record, the lateral displacements remained within allowable limits and the moments in the beams did not exceed the flexural strength, thus explaining the lack of damage to the building.

- The IMP Building has five stories and a basement and is located in the so-called transition zone, which has about 10 m (32.8 ft) of clay deposits over firm soil. The structure is completely precast, with only one long span in the transverse direction and 10 short spans [5 m (16.4 ft) each] in the longitudinal direction. The floor system is composed of prestressed T-beams with a compression topping reinforced with mild steel to provide continuity with the columns (see Fig. 16).

The analyses showed that the building is rather flexible in both directions and that, under the effects of the VIV ground motion, neither the allowable displacements nor the strength of the members were exceeded. This building did not suffer any damage from the earthquake

- Finally, the SMO Building is a completely precast eight-story structure which has double T-beams overlaid with a 6 cm (2.4 in.) thick concrete topping, providing diaphragm action of the floor and continuity with the columns. A detail of the beam-to-column connection is shown in Fig. 17:

The analyses of this building were made for the CU record (obtained on firm ground) and indicated a very small response, not exceeding allowable values. Accordingly, no signs of damage were observed in this building.

## DISCUSSION OF THE RESULTS

The five buildings whose seismic responses were analyzed in detail are representative of the different techniques used for prestressed concrete construction in Mexico City. They are mainly frame structures with prestressed concrete beams and non-prestressed columns. Beams were either cast-in-place and post-tensioned, or precast and prestressed.

Frame members were rather slender, giving rise to flexible structures with long vibration periods, which are particularly susceptible to the type of ground motion induced in the soft clays of Mexico City. In four of the five buildings, masonry walls filled

the exterior frames adjacent to other constructions. These walls significantly increased the lateral stiffness and strength of the structure. Therefore, these buildings were much stronger in one direction, i.e., perpendicular to the street, than in the other direction.

Analytical models adequately estimated the dynamic properties of these buildings when proper consideration was made of the contribution to the stiffness by the floor system, of the stiffening effect of masonry infills and of the deformations of the base of the buildings on soft soils

The vibration periods of the first modes computed analytically were very similar to those measured by ambient vibration tests on the structure. The average error was only 1 percent with a standard deviation of 2 percent. When the masonry infills were included in the models, the vibration periods decreased by as much as 40 percent, corresponding to a two-fold increase in the lateral stiffness. On the other hand, the displacements and rocking at the base of the buildings were significant only for slender buildings on thick strata of soft soil. The maximum increase in the period due to this effect was about 30 percent.

Damping coefficients measured by ambient vibration techniques varied between 2 and 5 percent, with an average of 3 percent. These values are



very similar to those that have been determined in non-prestressed, reinforced concrete buildings. It must be emphasized that ambient vibration tests correspond to very low stress levels in the structural members, and that for larger vibrations, as those induced by severe earthquakes, both the damping and period increase. Then, the damping coefficient of 5 percent, which is generally assumed for seismic design, appears reasonable.

Since there were no instruments to measure the responses of the buildings or the motions induced at their bases, no quantitative comparison can be made between the actual and the computed responses to the 1985 earthquake. Furthermore, significant variations in ground motions originated by the same earthquake, even between nearby sites, make it difficult to estimate the shaking experienced by a particular building. For these reasons, only very general conclusions can be drawn.

Three of the five buildings were located in areas where the amplitude of the ground shaking in 1985 was moderate. Therefore, the analyses showed that the response should have remained in the linear elastic range of behavior, which is in agreement with the lack of damage experienced by the buildings.

Another building (TAM), with a post-tensioned flat plate system, was particularly flexible and weak in one direction. The analyses showed that it should have undergone large inelastic deformations if it were affected by the ground motion measured in the most damaged area. It is assumed that its good behavior is partially due to a structural capacity in excess of that computed by analytical methods, and mainly to the fact that the ground shaking at this particular site was weaker than in the critical area.

The most interesting case is that of the QRO Building, which is located in an area where the ground motion was

particularly strong. The lack of severe damage in this building can probably be explained by the fact that the energy induced by the shaking was mainly dissipated by the nonlinear deformations between the foundation and the soil, rather than by inelastic behavior in the structure.

## CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

It is important to emphasize that the five prestressed concrete frame structures showed good behavior under a severe earthquake, without any sign of distress in the joints or elsewhere. This suggests that, by following the much stricter code practice now accepted for this type of structure, an adequate safety level can be obtained for even the most severe seismic conditions.

On the other hand, particular care must be given to some structural design features which were common to the buildings under study, as well as to most prestressed concrete buildings in Mexico. These features must be significantly improved in order to attain an adequate seismic safety level.

The structural system must be laterally stiffer and stronger than that provided by the rather slender frame members typically used in the buildings under consideration. This can be attained by using more robust columns and beams, but, preferably, by adding stiffening members such as shear walls or braces. The advantage of having stiff structures is particularly important for buildings located on soft soil, where the long periods prevailing in the ground motion particularly affect flexible structures.

Flexural capacity at beam-to-column joints must be increased, especially, with regard to positive moments. The concept of partial prestressing, in which the capacity to resist seismic effects is mainly assigned to mild steel reinforcement, must be favored because of the greater ductility and continuity that can

be obtained from this method as compared with full prestressing.

Reinforcement detailing in beams, columns and joints must be improved to attain larger ductilities. In particular, the confinement of concrete and longitudinal steel in sections of possible formation of plastic hinges must be achieved using closely spaced transverse reinforcement.

When precast concrete elements are used in floor slabs, measures must be taken to ensure that they constitute a stiff horizontal diaphragm — for example, by casting a thick reinforced concrete topping. Otherwise, in-plane distortion of the slabs and a concentration of lateral forces in some frames could occur.

The importance of instrumenting prestressed concrete buildings to record their responses to seismic effects must be emphasized. Only in this way could the analyses and design methods discussed be fully validated. The frequent seismic activity in the Mexico City Valley and the large variety of types of structures existing in the area make it a particularly convenient site for seismic instrumentation of buildings.

## ACKNOWLEDGMENT

This paper is based on the work performed by the first author for his doctoral dissertation at the Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Paris) under the supervision of Professor Bernard Halphen. The ambient vibration tests of the five buildings were performed at the Institute of Engineering at UNAM, under the direction of David Muria-Vilá, and with sponsorship of the Mexican Association of Prestressed and Prefabricated Concrete Producers. The assistance of Jorge Avila, of the Institute of Engineering, in the analyses of the buildings is also greatly appreciated, as well as the careful revision of the manuscript by Sergio Alcocer.

## REFERENCES

1. Blakeley, R., "Prestressed Concrete Seismic Design," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, V. 6, No. 1, 1973, pp. 2-21.
2. Rosenblueth, E., and Meli, R., "The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico City," *Concrete International*, V. 5, No. 6, May 1986, pp. 23-34.
3. Fintel, M., "Performance of Precast and Prestressed Concrete in the Mexico Earthquake," *PCI JOURNAL*, V. 31, No. 1, January-February 1986, pp. 18-42.
4. Camba, J. L., "Comportamiento de las Estructuras de Concreto Presforzado en la Ciudad de México Durante el Sismo de 1985" (Behavior of Prestressed Concrete Structures in Mexico City During the 1985 Earthquake), *IMCYC Review*, No. 186, Mexico, November 1986.
5. Meli, R., and Avila, J. A., "The Mexico Earthquake of September 19, 1985, Analysis of Building Response," *Earthquake Spectra*, V. 5, No. 1, February 1989, pp. 1-18.
6. Meli, R., "Seismic Design of Masonry Buildings — The Mexican Practice," *Proceedings, Fifth North American Masonry Conference*, V. 1, Urbana, IL, June 1990, pp. 1-12.
7. Camba, J. L., "Comportement Face aux Seismes de Cinq Batiments en Béton Précontraint Situés dans la Ville de Mexico" (Seismic Behavior of Five Prestressed Concrete Buildings Situated in Mexico City), Doctoral Dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, October 1991.
8. Dowrick, D. J., *Earthquake Resistant Design*, Second Edition, John Wiley & Sons, New York, NY, 1987.
9. Muriá-Vilá, D., "Características Dinámicas de Tres Edificios de Concreto Presforzado en la Ciudad de México" (Dynamic Characteristics of Three Prestressed Concrete Buildings in Mexico City), Institute of Engineering, UNAM, Interim Report No. 9711, August 1989.
10. Singh, S. K., Lermo, J., Domínguez, T., Ordaz, M., Espinoza, J. M., Mena, E., and Quaas, R., "A Study of Amplification of Seismic Waves in the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone Site," *Earthquake Spectra*, V. 4, No. 4, November 1988, pp. 653-674.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA:**

**REFUERZOS DE ESTRUCTURAS**

**EXPOSITOR. ING. OSCAR DE LA TORRE RANGEL  
1997**

## EVALUACION Y REPARACION ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS

Ing. Oscar de la Torre Rangel.  
Gerente General - Proyecto Estructural, S.A. México, D.F. (1994)

### A). EVALUACION ESTRUCTURAL

#### A.1 RECONOCIMIENTO Y EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO GENERAL.

- A.1.1 Reconocer hundimientos y desplomes generales, referenciando aristas de fachadas con las edificaciones vecinas, y observando grietas, ondulaciones o corrimientos en banquetas, calles y posibles movimientos relativos en las juntas con colindantes.
- A.1.2 Identificar el sitio con respecto a la zonificación del Reglamento de Construcciones.
- A.1.3 Identificar presencia de edificaciones o de instalaciones importantes cercanas, como metro, lumbreras, drenaje profundo, subestaciones, pozos profundos, torres de transmisión, edificios altos dentro de la manzana con posibles pilotes de punta.
- A.1.4 Ubicándose en la azotea del inmueble, reconocer posibles movimientos en las juntas con colindantes, rotura de tapajuntas, golpes entre edificios, materiales atrapados entre edificaciones vecinas.
- A.1.5 Verificar el uso del área útil de cada piso, el tipo de cancelería, así como sus movimientos, fractura de vidrios, fractura de recubrimientos, corrimientos en plafones, falla de instalaciones hidráulicas y sanitarias, y funcionamiento de elevadores o montacargas.
- A.1.6 Verificar en el cubo de escaleras fisuras o fracturas de recubrimientos, muros y rampas.
- A.1.7 Verificar el interior del cubo de elevadores y muros del sótano, para reconocer fracturas, desplomes, deformaciones de guías mecánicas y fugas de agua.
- A.1.8 Investigar el tipo de documentación disponible y propósito futuro de propietario en cuanto al uso del inmueble y posibilidades de adecuación al nuevo reglamento.

### PROPOSITOS Y OBJETIVOS EN ESTA ETAPA

- 1). Definir la categoría del inmueble (A) ó (B), así como la posibilidad de una nueva imagen arquitectónica y cambio de uso de áreas.
- 2). Conocer la documentación disponible.
- 3). Establecer y programar los estudios y trabajos siguientes:

- 3). Establecer y programar los estudios y trabajos siguientes:
- 3.a. Levantamiento geométrico estructural, plomos y niveles.
  - 3.b. Levantamiento de fisuras y daños estructurales y de recubrimientos.
  - 3.c. Sondeos y calas para conocer selectivamente armados y calidad de materiales.
  - 3.d. Sondeos y calas para conocer el tipo de cimentación.
  - 3.e. Exploración del subsuelo.
  - 3.f. Sondeos y calas para identificar el tipo de "empaque" entre muros y estructura.
  - 3.g. Sondeos y calas retirando recubrimientos, para detectar fisuras de losas en especial en las cercanías con elementos de rigidez (cubos de elevadores y escaleras y colindancias), para establecer si el trabajo como diafragma horizontal las hubiera provocado. Ver tabla anexa y comentarios sobre el tamaño de fisuras y grietas. (hojas 9 y 10)
- 4). Definir si las deformaciones generales de la estructura, durante eventos sísmicos provocaron los daños visibles en recubrimientos, acabados y grietas estructurales, así como en muros de relleno o de rigidez. El propietario debe conocer las deformaciones límites que establece el reglamento, y se decidirá de común acuerdo la estrategia y posibilidades de reparación local y/o reestructuración.

Si no hubiera daños visibles, y las fisuras no son debidas a movimientos sísmicos, debe plantearse la conveniencia de preparar documentación suficiente, que deje constancia de la capacidad estructural, para futuras acciones sísmicas.

## A.2 EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL BAJO ACCIONES SISMICAS

### A.2.1. Edificaciones con muros de carga .

Si la edificación tiene menos de 13 metros de altura cabe la posibilidad de que cumpla o pueda fácilmente adecuarse, para que cumpla con las condiciones de aplicabilidad del método simplificado de análisis, previsto en el reglamento, en cuyo caso, no es necesario verificar la seguridad contra el volteo, ni calcular deformaciones horizontales, ni tomar en cuenta efectos de torsión.

Sólo tiene que verificarse que la suma de resistencias de muros en cada piso sea igual o mayor que la carga actuante sísmica factorizada en cada dirección principal.

### A.2.2 Evaluación simplificada de estructuras de concreto.

Para edificaciones de mediana altura se ha desarrollado en Japón un procedimiento para evaluación de la capacidad sísmica de edificios existentes de concreto reforzado, y que ha sido adaptado para su uso en México por la UAM Azcapotzalco.

El resultado estimado para un edificio, no representa el nivel o rango de comportamiento sísmico, pero sí un índice que representa la potencial capacidad contra una intensidad sísmica en forma cualitativa.

Básicamente este procedimiento originado en Japón, se ha estado aplicando para edificios de 6 pisos o menos, con un sistema estructural a base de marcos con columnas o traveses de concreto con o sin muros de cortante.

Para edificios de más de 30 años, con deterioro severo, con exposición eventual a fuego, con concretos de muy baja resistencia o con un sistema estructural híbrido o sin definición clara, el procedimiento o norma Japonesa no es aplicable.

El procedimiento de evaluación desarrollado en la UAM Azcapotzalco y derivado de la norma japonesa, consiste en definir el coeficiente sísmico reducido por ductilidad correspondiente a la condición de falla, denominado coeficiente de resistencia " $k_i$ " y expresado como sigue:

$$k_i = \frac{(V_R)_i}{(V_A)_i} S$$

en donde:

- $(V_R)_i$  es la fuerza cortante resistente en el entrepiso  $i$
- $(V_A)_i$  es la fuerza cortante actuante en el mismo entrepiso  $i$
- $S$  factor correctivo

Suponiendo que la falla de entrepiso, se localiza en los elementos verticales de sustentación, la fuerza cortante resistente se calcula mediante la combinación de su resistencia proporcionalmente a sus rigideces, (Iglesias, UAM 1987)

Recientemente los mismos estudios en la UAM han tratado de simplificar las evaluaciones, de tal forma que para un edificio típico de mediana altura con materiales comunes en nuestro medio  $(V_R)_i$  se calcula multiplicando las áreas transversales de los elementos estructurales verticales del entrepiso, por el esfuerzo cortante resistente promedio para cada una de las piezas estructurales de que se trate.

La fuerza cortante actuante  $(V_A)_i$  para el mismo entrepiso  $i$  estudiado, se calcula con el método estático del reglamento de construcciones, aplicando el factor de carga que le corresponda, según la categoría de la edificación.

$$(V_A)_i = (F.C.) \frac{\sum_{j=1}^n \omega_j h_j^{1-i}}{\sum_{j=1}^n \omega_j h_j} W_{TOT}$$

- $n$  = número de pisos
- $\omega_j$  = peso del piso  $j$

$h_j$  = altura del piso j desde el nivel del terreno  
(F.C.) = Factor de carga (1.1)  
 $W_{TOT}$  = peso total de la estructura

El factor correctivo (S), toma en cuenta la influencia que sobre la resistencia tienen las irregularidades geométricas, problemas de cimentación, afectaciones de estructuras colindantes y el deterioro propio de la estructura.

Este procedimiento ha sido empleado en un número importante de edificaciones para el D.F., y reducido a 162 casos para fines de zonificación sísmica en el D.F., y ha sido calibrado satisfactoriamente con evaluaciones detalladas.

Recientemente en la misma UAM, se han hecho estudios complementarios mediante los cuales se pueden estimar también en forma aproximada los desplazamiento y el período fundamental de las estructuras típicas del D.F.

En el proceso de evaluación simplificada, aparece una clasificación de daños causados por sismo, que es básica también en la norma japonesa, y que puede dar una buena idea y ayudar al ingeniero estructurista para tomar su decisión final ó dictámen de una edificación, por lo que se reproduce a continuación:

TIPO DE DAÑO	DESCRIPCION
0 No estructural	Daños unicamente en elementos no estructurales.
1 Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm. de ancho en elemntos de concreto. Grietas de menos de 3.0 mm de ancho en muros de mampostería.
2 Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1.0 mm de ancho en elementos de concreto. Grietas de 3 mm a 10 mm de ancho en muros de mampostería.
3 Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de concreto. Aberturas en muros de mampostería. Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto. Agrietamiento de capiteles. Desplomes en columnas. Desplomes del edificio en más del 1% de su altura. Hundimiento o emersión de más de 20 cms.



Si el menor de los valores  $k_i$ , corresponde sensiblemente al coeficiente sísmico reducido por ductilidad de acuerdo al reglamento, deberá identificarse en ese piso (i), el grado de daños existentes en la edificación, ya que este valor representa un índice de las condiciones de falla.

Las conclusiones que el ingeniero estructurista, y el director responsable de obra puedan dar al propietario, deben apegarse al Reglamento de Construcciones, para poder tomar la decisión y responsabilidad compartida que cada uno de los casos amerita.

### A.2.3 Evaluación detallada

Es cada vez más fácil, con programas para computadoras P.C. realizar el análisis estructural de la edificación, en forma espacial, más confiable a medida que los datos recabados geométrico-elásticos lo sean.

Los resultados de deformaciones entre pisos consecutivos, así como los elementos mecánicos de trabes, columnas, muros y acciones sobre la cimentación, serán correlacionados con los daños observados para un coeficiente sísmico dado por el reglamento en vigor y servirán al ingeniero estructurista para proponer al propietario la acción a tomar, ya sea de reparación local, demolición o reestructuración.

Personalmente estimo "razonable", atender a la respuesta de deformación, más que a la capacidad estructural de trabes, columnas y muros para decidir la mejor forma de reestructuración, pero el "arte" de cada estructurista puede variar según el caso a tratar. A continuación se presentan conceptos generales de reestructuración y detalles constructivos que he tratado de agrupar y precisar cada vez más, esperando aportaciones y comentarios de colegas.

## B) REFUERZO DE ESTRUCTURAS

### B-1). INTRODUCCION

Los conceptos, estudios y trabajos siguientes, pueden confundirse, pero tratan de conseguir una respuesta aceptable de una estructura existente ante la acción de fuerzas horizontales sísmicas.

B.1.1 REHABILITACION	(RETROFITTING)
B.1.2 REPARACION	(REPAIR)
B.1.3 REFORZAMIENTO	(STRENGTHENING)
B.1.4 RIGIDIZACION	(STIFFENING)

Estos estudios y trabajos representan un arte personal o de grupo, que rápidamente se están convirtiendo en una ciencia, debidamente apoyada por:

- INVESTIGACION Y ENSAYES.
- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EFICIENTES Y REALIZABLES.
- VERIFICACION DEL COMPORTAMIENTO POST SISMOS.

A medida que crece el apoyo técnico y variedad de soluciones, así como materiales nuevos, se pueden idear mejores y más numerosas soluciones para lograr el objetivo final que es el comportamiento o respuesta aceptable de la estructura.

## B.2). OBJETIVO

Lograr un mejor comportamiento o respuesta estructural, ante futuras acciones sísmicas.

El concepto del comportamiento o respuesta estructural debe definirlo el estructurista de común acuerdo con el propietario y/o usuarios, para establecer o definir la solución de refuerzo o rehabilitación.

La respuesta de una estructura puede modificarse, para cubrir diferentes requerimientos, desde la seguridad de vidas humanas, hasta el control riguroso de daños en la propia estructura y sus elementos, accesorios o contenidos.

Por lo anterior, no existe la solución "óptima" o "única" que logre el objetivo establecido, pero al confrontar diversas experiencias y resultados, se pueden establecer los siguientes conceptos:

B.2.1 Diferentes criterios de comportamiento, llevan a diferentes conceptos de refuerzo.

B.2.2 Las condiciones del sitio pueden obligar a un tipo de soluciones.

B.2.3 Para estructuras de pocos pisos, pueden existir diferentes soluciones que llevan a comportamientos comparables.

B.2.4 Para estructuras de alturas mayores (no edificios altos) en suelos poco compresibles, el uso de muros de rigidez puede representar mejor solución que contraventeos diagonales, especialmente contra colapso.

B.2.5 El uso de elementos de rigidez como muros de concreto o mampostería enmarcados, no es compatible con el uso de contraventeo diagonal metálico en una misma estructura, ya que el trabajo eficiente de estos últimos, opera después que un elemento de rigidez ha sufrido daño.

## B.3 PROCEDIMIENTOS PARA REFUERZO.

B.3.1 Sin cambiar el sistema resistente a fuerzas laterales.

B.3.1.1 Reforzando las losas para que su efecto como diafragma horizontal sea más eficiente, especialmente si sufrieron agrietamiento.

B.3.1.2 Reforzando trabes, columnas y/o muros existentes, para garantizar que su sección transversal, participe con toda su área e inercia, además de que resistan los elementos mecánicos que les correspondan.

B.3.1.3 Mejorando o rehaciendo la unión entre elementos estructurales existentes, para garantizar su trabajo de conjunto previsto en el diseño original o en la revisión.

B.3.1.4 Recimentando para reducir la amplificación de efectos, por volteo del conjunto o por desplazamiento excesivo de la cimentación.

### B.3.2 Cambiando el sistema resistente a fuerzas laterales.

B.3.2.1 Introduciendo nuevos elementos a la estructura original, como muros de rigidez, contraventeos diagonales, columnas y travesaños nuevas.

B.3.2.2 Eliminando piezas estructurales del proyecto y construcción originales como muros, contraventeos, etc., de modo que no participen más para resistir fuerzas laterales.

B.3.2.3 Recimentando, para modificar las condiciones de apoyo de columnas, muros ó contraventeos así como para reducir las características de volteo y/ó desplazamiento del conjunto.

En cualquiera de los dos procedimientos, el trabajo simultáneo entre diferentes piezas debe ser garantizado, a menos que se pretenda aprovechar las características de ductilidad de algunos elementos, cuya participación completa y eficiente, sucede después de que otras piezas o elementos han sufrido daño parcial "aceptable".

En general creo que es válido generalizar, que además de evitar colapso y salvar vidas humanas debe procurarse que el comportamiento estructural garantice la continuidad de funcionamiento en operación del inmueble, este concepto no es fácil asociarlo al aprovechamiento de ductilidad como se dijo en el párrafo anterior.

En todos los casos la "integración" o "incorporación" total y completa de nuevos elementos estructurales debe garantizarse, de tal modo que la estructura reforzada responda como si estas nuevas piezas hubieran estado presentes desde la construcción original.

Los siguientes croquis, esquemas, detalles y recomendaciones han sido propuestos por el autor, y construidos en diversas edificaciones, algunos de ellos sin respaldo suficiente de pruebas o investigaciones como pudieran desearlo otros estructuralistas, y siempre serán objeto de adecuación y optimización para cada proyecto de refuerzo y ojalá en el futuro cercano, este arte llegue a convertirse en ciencia que aprovechemos todos.

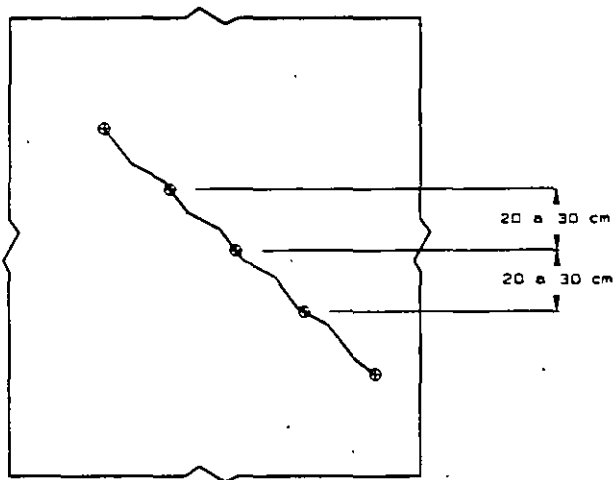
## FISURAS Y GRIETAS

### ANCHOS TOLERABLES EN FISURAS O GRIETAS EN CONCRETO ARMADO (A.C.I)

CONDICIONES EXTERNAS (EXPOSICION)	ANCHO TOLERABLE mm
AIRE SECO ○ MEMBRANA PROTECTORA	0.40
HUMEDAD - AIRE SECO SUELO (TIERRA)	0.30
PRODUCTOS QUIMICOS PARA DESHIELO	0.20
AGUA MARINA - BRIZA MARINA HUMEDECIDO - SECADO	0.15
MUROS DE CISTERNA O RETENEDORES DE AGUA	0.10

### NOTAS SOBRE RELLENADO DE FISURAS O GRIETAS

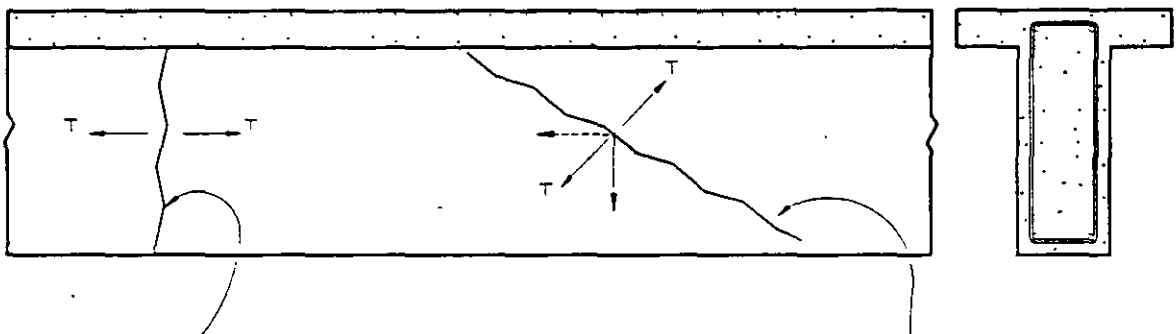
- 1.-) El rellenar fisuras de 0.5 mm y mayores, con resina epóxica, produce mayor seguridad sobre la suposición teórica de área completa e Inercia efectiva en la sección transversal.
- 2.-) El proceso de rellenado debe hacerlo personal especializado, con calafateo previo, para decidir inyección simple o a presión.
- 3.-) Después de efectuar un primer proceso de rellenado, es muy conveniente verificarlo, ya sea con ultrasonido o con extracción de muestras.



4.-) El proceso de rellenado de una fisura se hace de abajo hacia arriba, para evitar aire atrapado, calafateando previamente el tramo por inyectar.

Se inicia el relleno inyectándolo por el taladro 1, hasta que la resina se manifieste, escurriendo por el taladro 2.

Se repite el proceso para el rellenado del tramo 2 3 inyectándolo por el taladro 2, y así en tramos superiores hasta completar todo el desarrollo de la fisura.

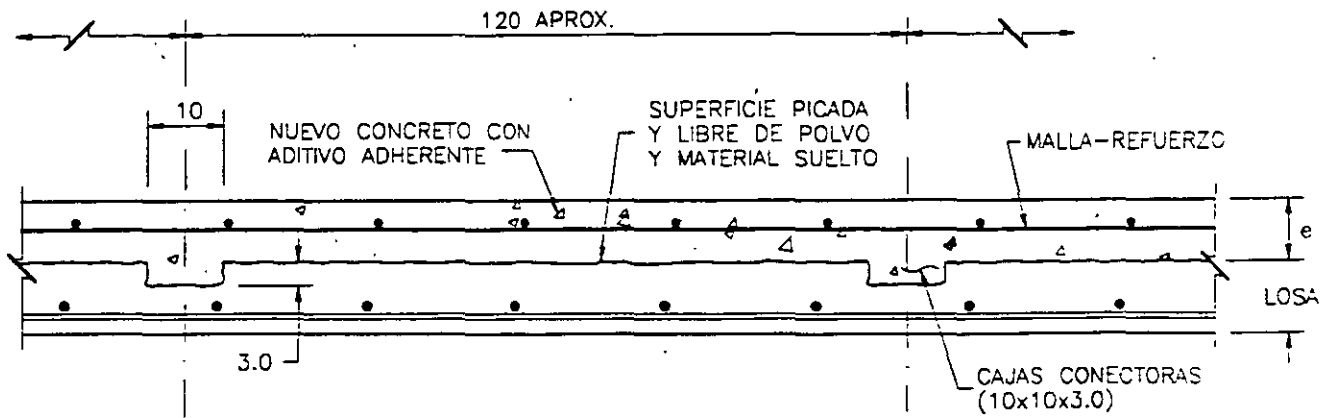


Grieta o fisura debida a contracción volumétrica; y es muy probable que se presenten durante el proceso de fraguado del concreto, por defecto de curado.

Generalmente no pasan a la losa y coinciden con la posición de los estribos.

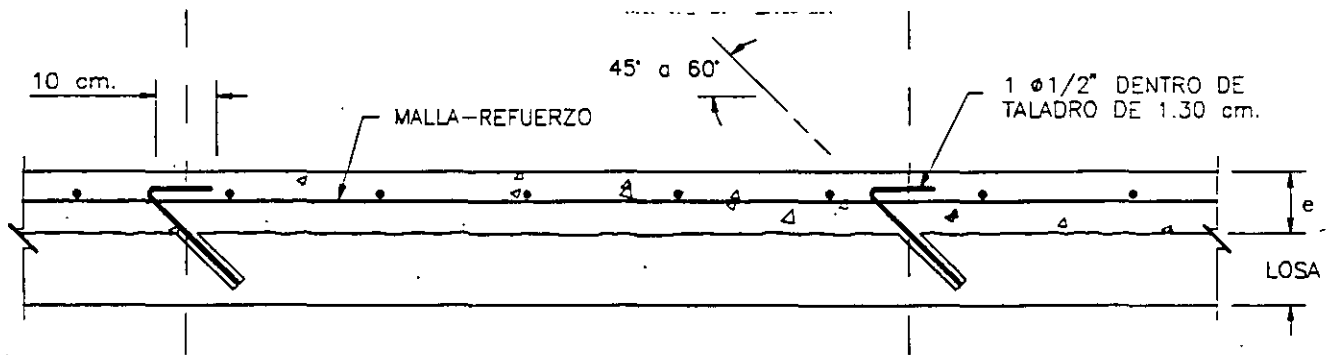
Grieta o fisura debida a una tensión diagonal que es la combinación de una fuerza de corte (vertical) y otra de contracción volumétrica y/o fuerza horizontal de trabajo bajo carga, especialmente por descimbrado prematuro.

Se presentan en las cercanías del apoyo de la trabe, y si aparecen después del proceso constructivo, por defecto de estribos y/o baja calidad del concreto, generalmente se prolongan a la losa.



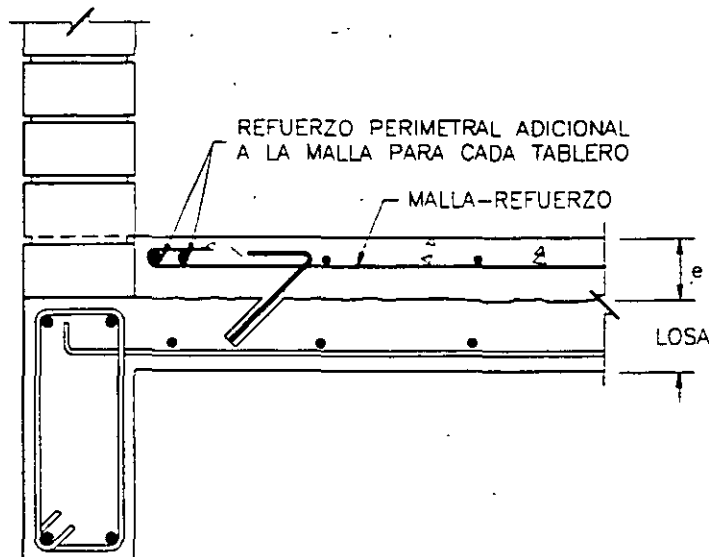
## REFUERZO DE LOSA

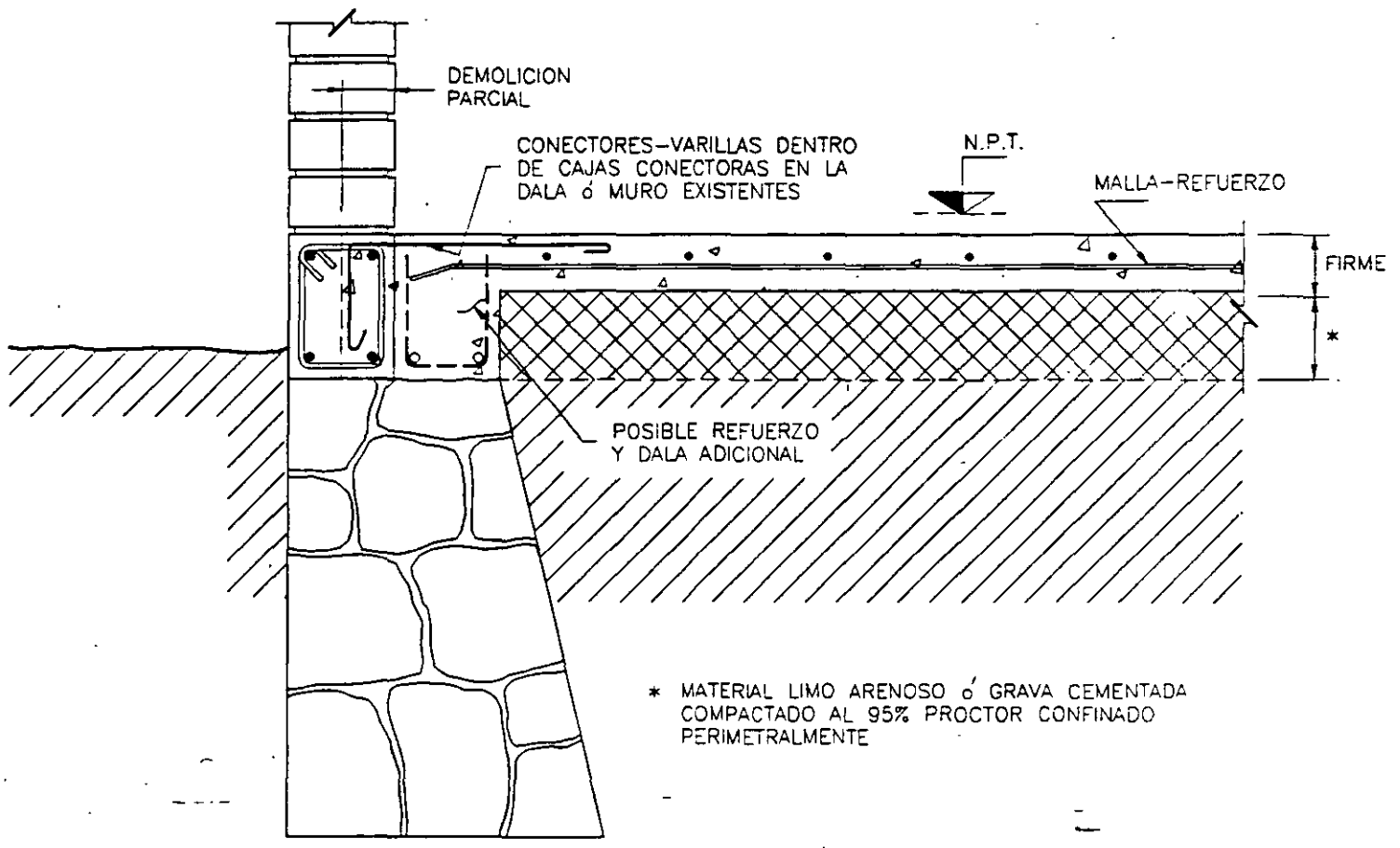
- 1).- PARA MEJORAR EL EFECTO DE DIAFRAGMA DE LA LOSA COMO ELEMENTO DE UNION ENTRE MARCOS Y MUROS.
- 2).- PARA MAYOR CAPACIDAD A FLEXION.



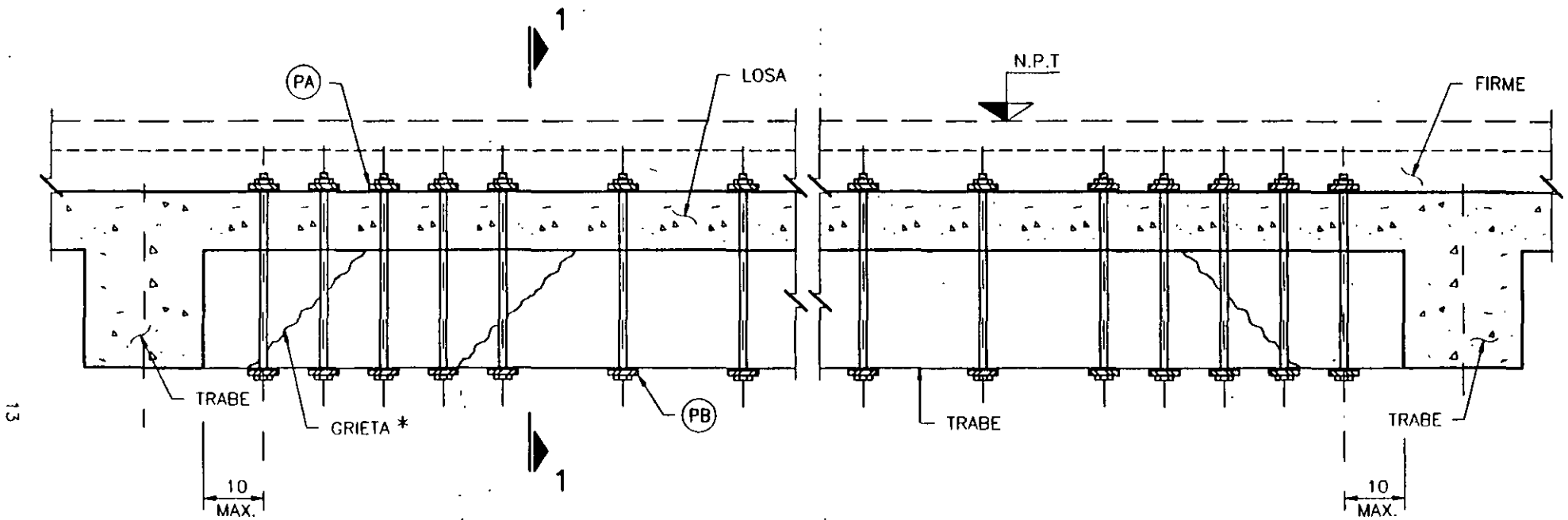
## REFUERZO DE LOSA

CON CONECTORES METALICOS DOBLADOS ANTES O DESPUES DE COLOCAR LA MALLA-REFUERZO, EN LUGAR DE CAJAS CONECTORAS





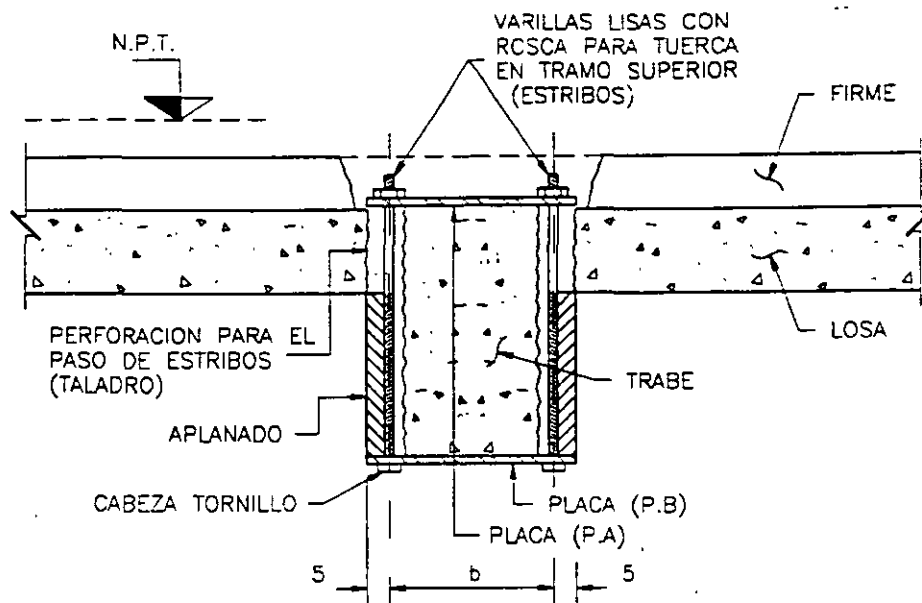
LOSA FIRME  
REFUERZO A LA CIMENTACION



\* GRIETAS DE 0.5 mm. Y MAYORES, RELLENARLOS CON RESINA EPOXICA  
(INYECCIONES POR TRAMOS DE 10 o 20 cm. DE ABAJO HACIA ARRIBA,  
PREVIO CALAFATEO)

VISTA LATERAL  
ELEVACION  
REFUERZO DE TRABE - ESTRIBOS EXTERIORES



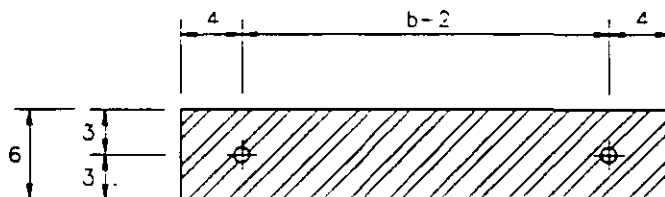


## C O R T E 1 - 1

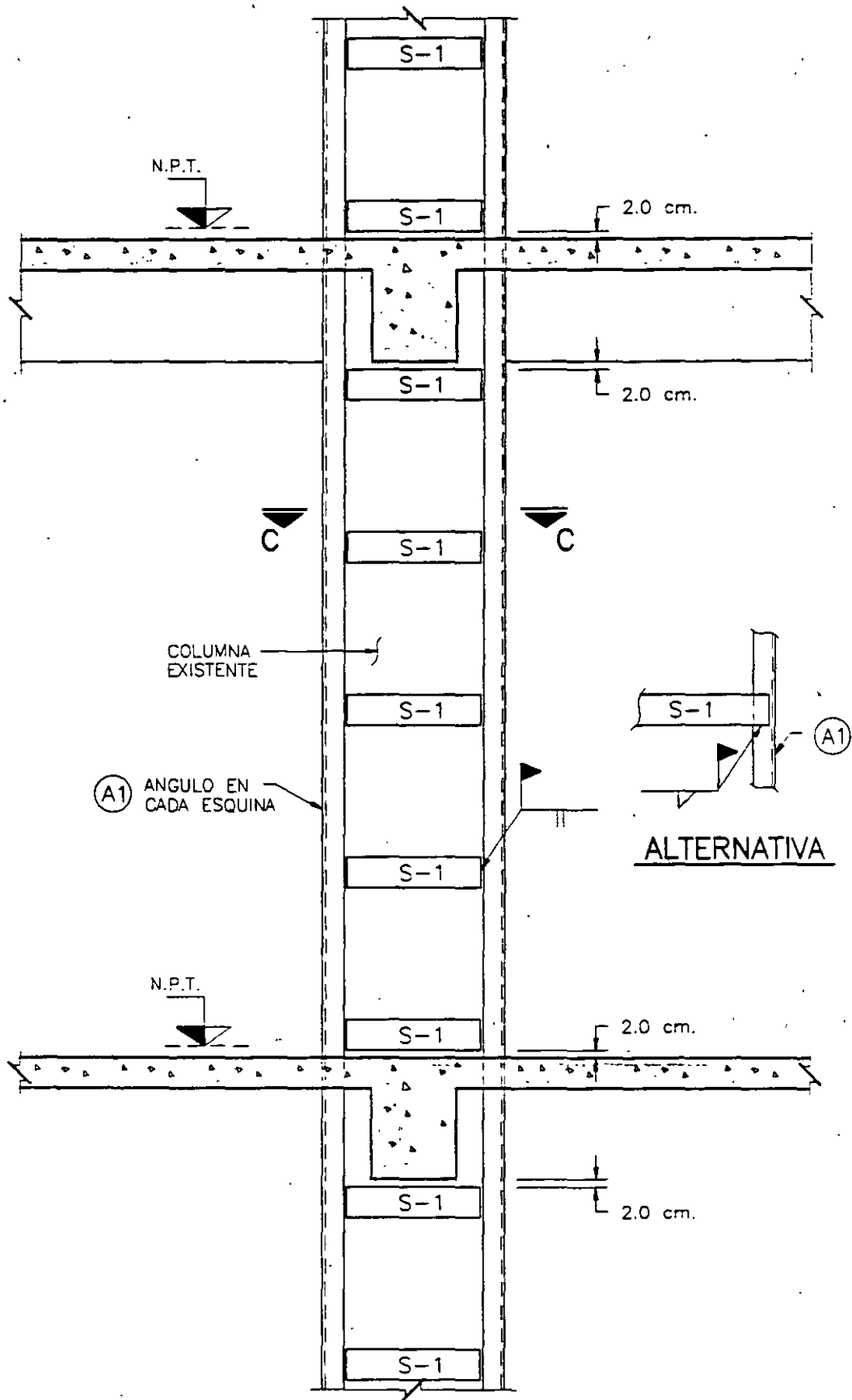
### R E F U E R Z O D E T R A B E

#### PROCEDIMIENTO PARA LA COLOCACION DE ESTRIBOS EXTERIORES EN FALLAS POR TENSION DIAGONAL

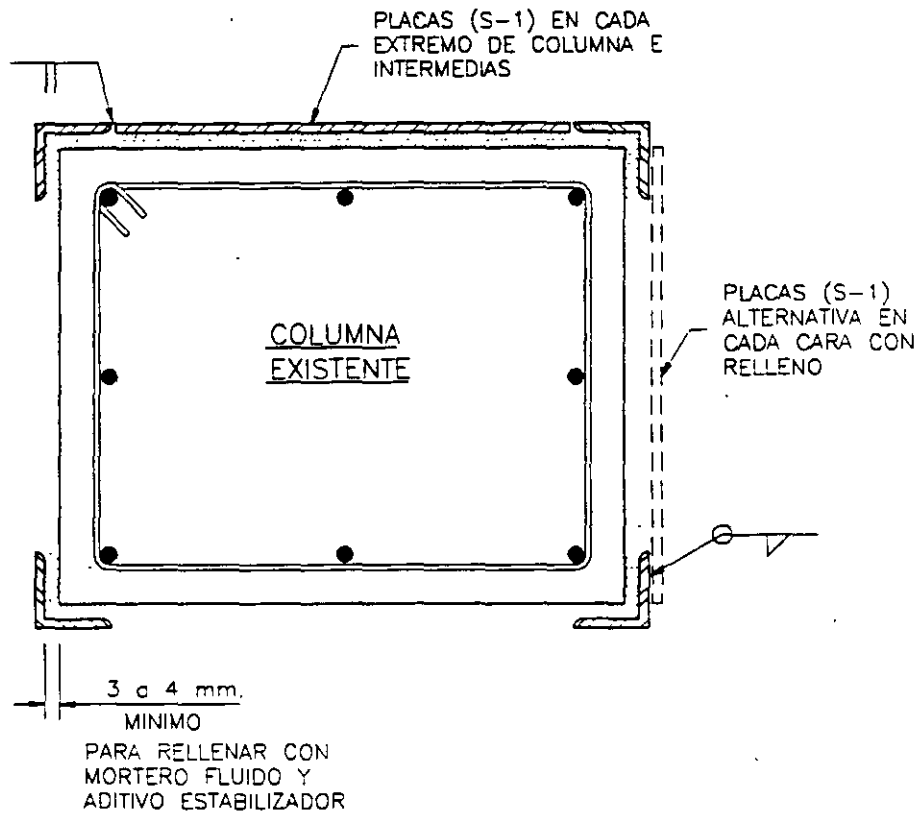
- 1.- DEMOLER EL PISO PARA DESCUBRIR LA LOSA
- 2.- TALADRO PARA EL PASO DE VARILLAS LISAS CON ROSCA EN SUS EXTREMOS SUPERIORES (ESTRIBOS).
- 3.- HABILITACION DE PLACAS (P.A) Y (P.B) PERFORADAS Y DE VARILLAS CON CABEZA DE TORNILLO Y ROSCA PARA TUERCA.
- 4.- COLOCACION DE PLACAS Y VARILLAS LISAS. PINTAR CON PINTURA ANTICORROSIVA (2 MANOS) LAS PLACAS Y VARILLAS PREVIAMENTE.
- 5.- COLOCACION DEL RELLENO DE PERFORACION Y NUEVO N.P.T
- 6.- APLANAR CON MORTERO LAS CARAS DE LA TRABE HASTA AHOGAR TOTALMENTE LAS VARILLAS LISAS, EN TODA LA EXTENSION QUE OCUPEN LOS ESTRIBOS ADICIONALES, USAR TELA DE GALLINERO PARA REFORZAR ESTE APLANADO.



PLACA (P.A) Y (P.B)  
(e=0.6 cm) (1/4") MINIMO

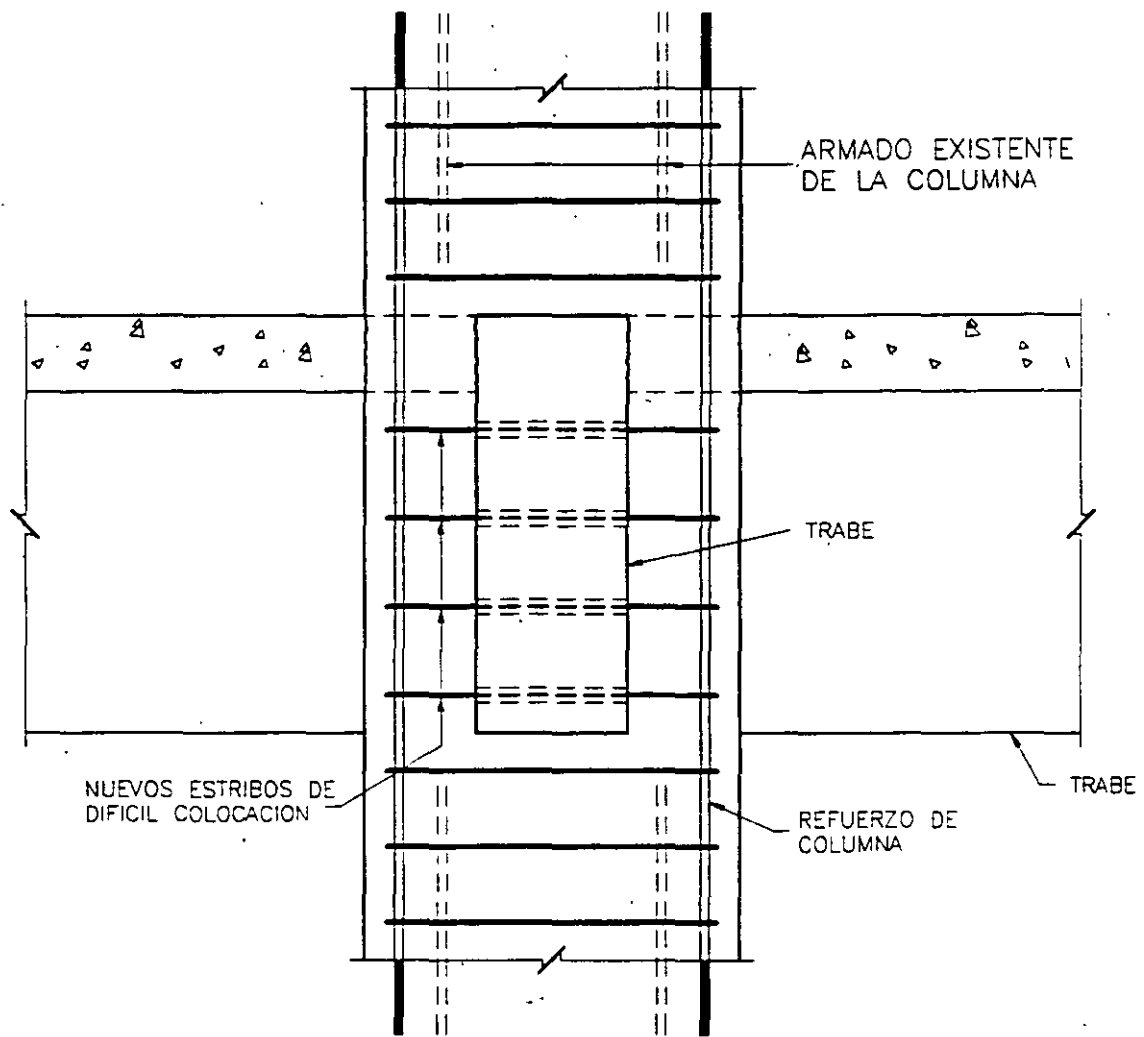


REFUERZO PARA COLUMNA "ENCAMISADO METALICO"  
E L E V A C I O N



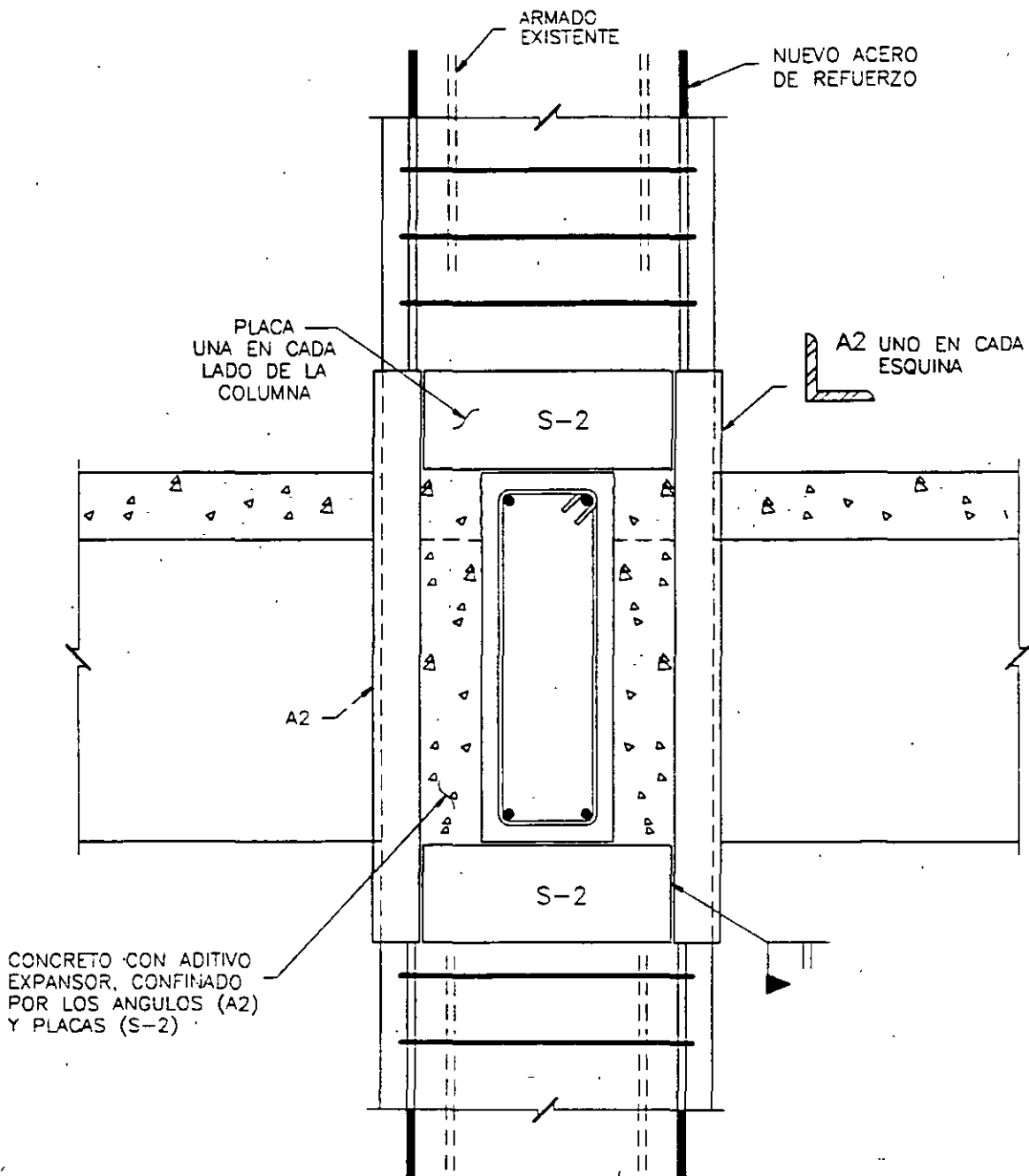
S E C C I O N C - C  
REFUERZO DE COLUMNA  
P L A N T A

ANGULOS EN LAS ESQUINAS Y PLACAS EN CELOSIA EN CADA CARA

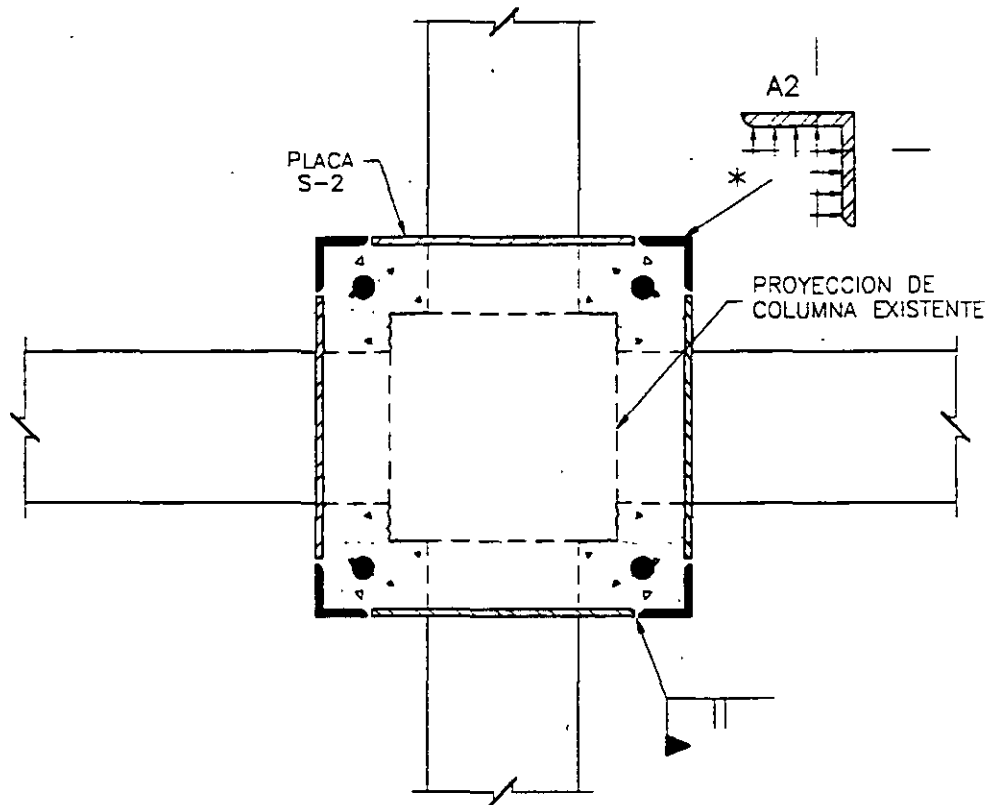


REFUERZO DE COLUMNA

AGREGANDO ARMADO EXTERIOR Y AUMENTANDO SECCION DE CONCRETO



REFUERZO DE COLUMNA  
ELEVACION  
 ELIMINANDO ESTRIBOS EN EL TRAMO DE TRABES

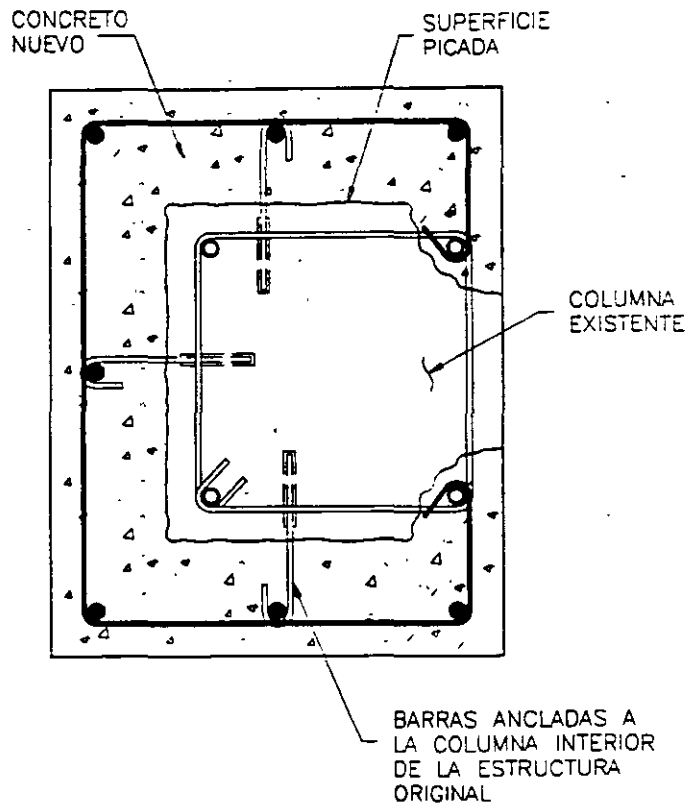


\* LA FUERZA DE CONFINAMIENTO QUE TEORICAMENTE PROPORCIONAN LOS ESTRIBOS ELIMINADOS, PROVOCA FLEXION EN CADA ANGULO (A2)

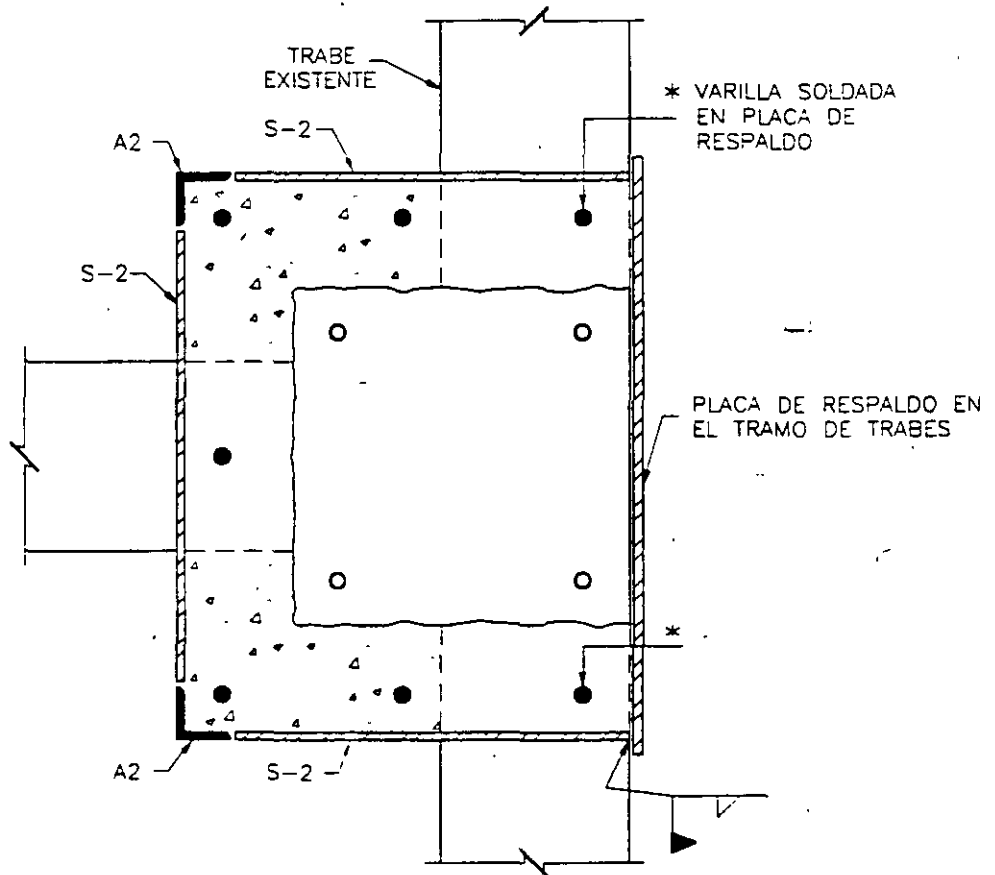
## REFUERZO DE COLUMNA

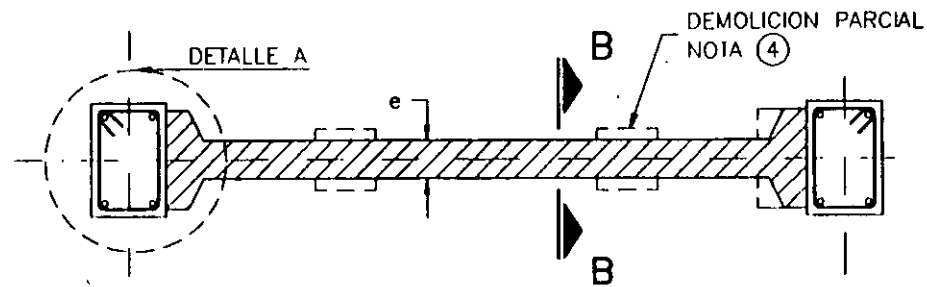
### P L A N T A

CONFINAMIENTO TRANSVERSAL CON 4 ANGULOS  
Y 8 PLACAS EN LA ZONA DEL NUDO CON TRABES



REFUERZO PARA COLUMNA (COLINDANCIA)  
P L A N T A





DETALLE A

DEMOLICION PARCIAL  
NOIA ④

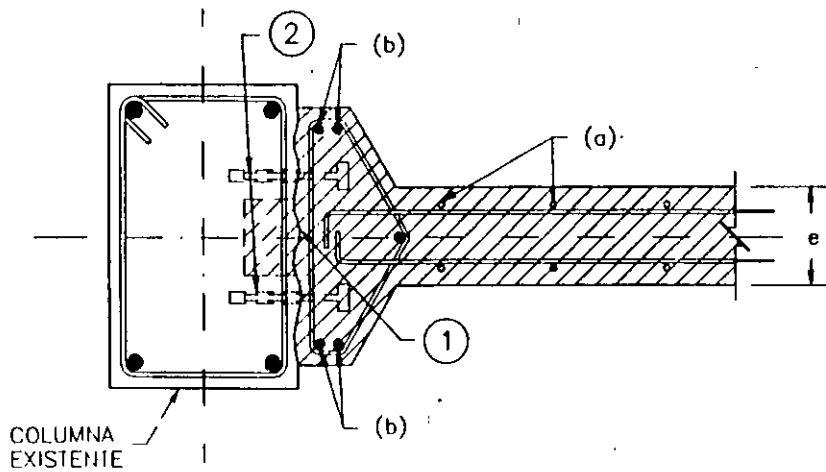
P L A N T A

NUEVO MURO DE CONCRETO - RIGIDEZ ADICIONAL  
A LA ESTRUCTURA

N O T A S

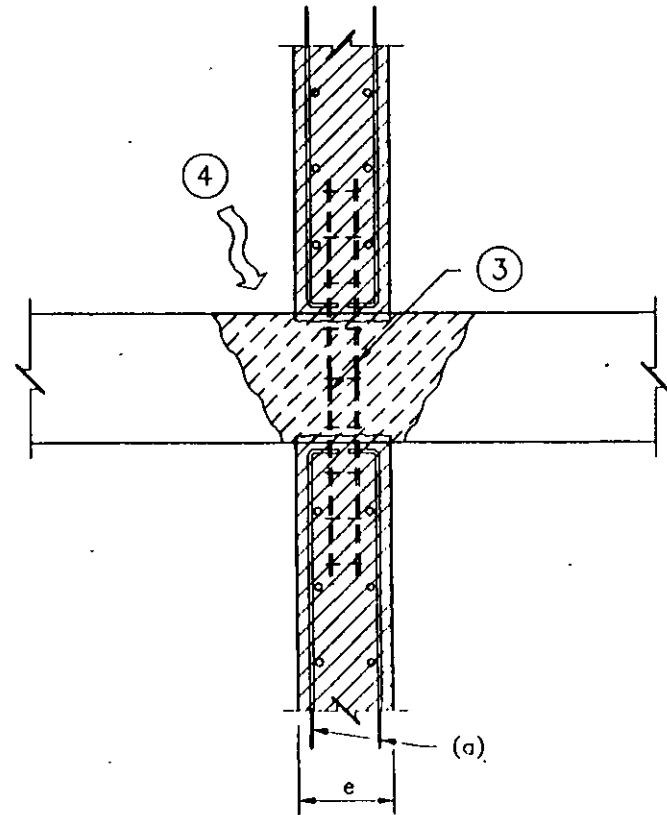
- 1).- SUPERFICIE PICADA Y LIMPIA DE TODO MATERIAL SUELTO Y POLVO. POSIBLE FORMACION DE "CAJAS" EN LA COLUMNA EXISTENTE PARA SER RELLENADAS CON EL NUEVO COLADO.
- 2).- TALADROS PARA COLOCAR PERNOS DENTRO DE TAQUETES, QUE SERVIRAN COMO CONECTORES ENTRE EL NUEVO MURO DE RIGIDEZ Y LA COLUMNA EXISTENTE.
- 3).- ARMADO FORMADO POR 4 VARILLAS EN FORMA DE PEQUEÑO "CASTILLO" COLOCADO EN LA POSICION DE VENTANAS PARA COLADO.
- 4).- COLADO DEL MURO INFERIOR A TRAVES DE VENTANAS QUE SE FORMARAN DEMOLIENDO LA ESTRUCTURA EXISTENTE.

21



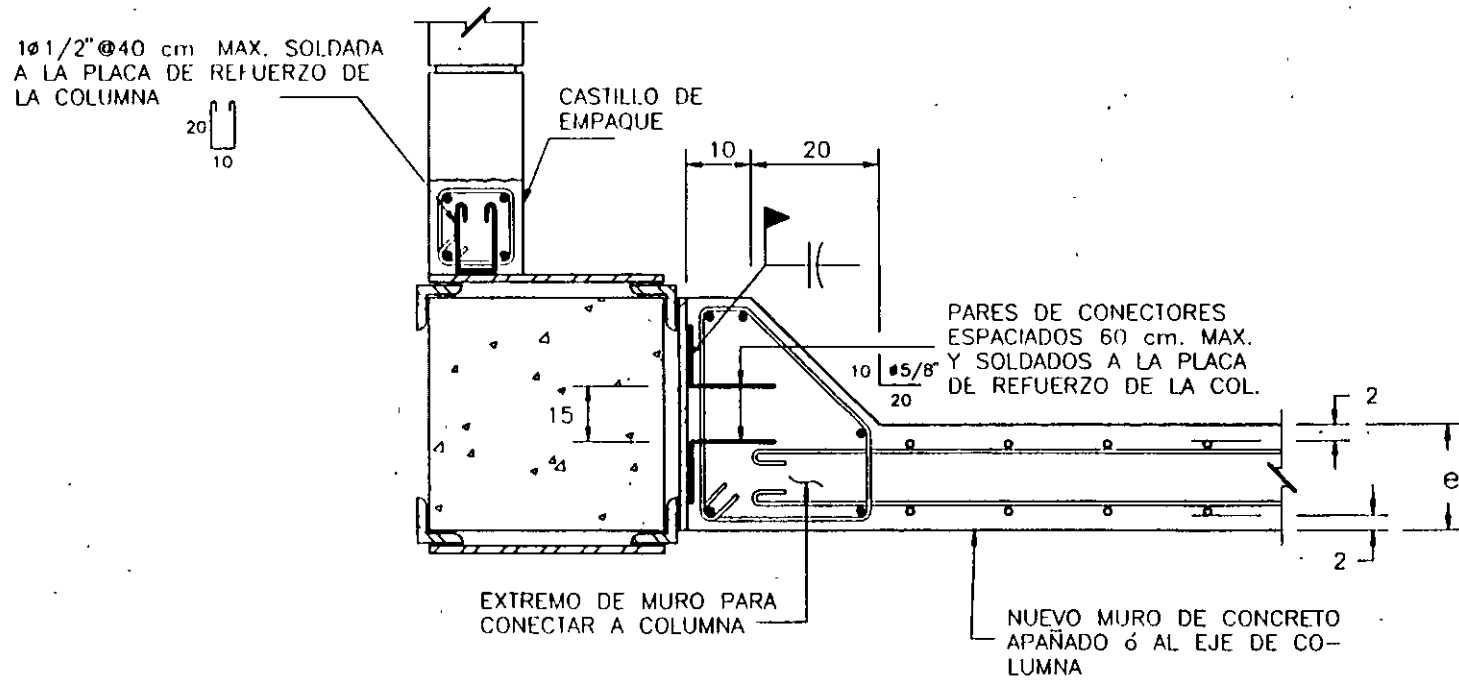
COLUMNA  
EXISTENTE

DETALLE A



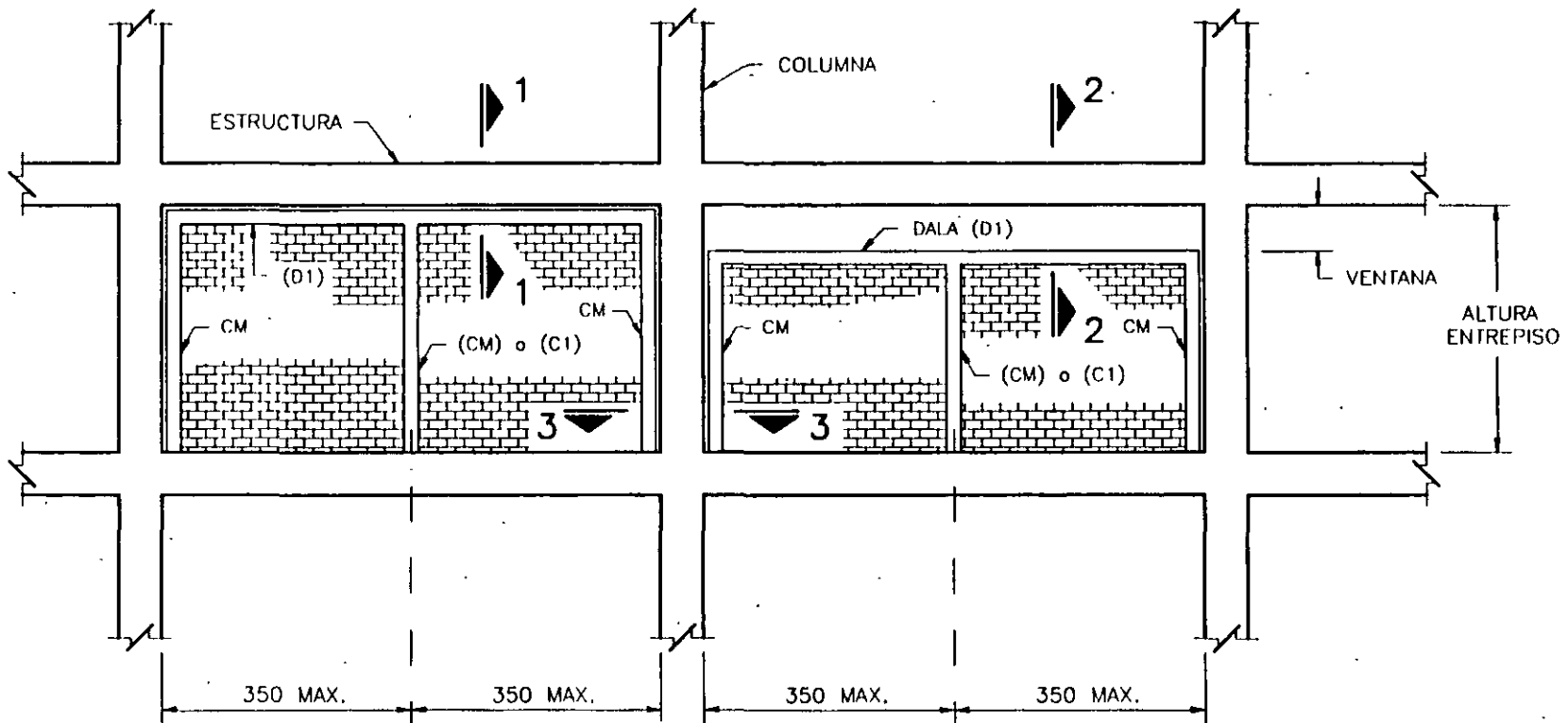
C O R T E B - B



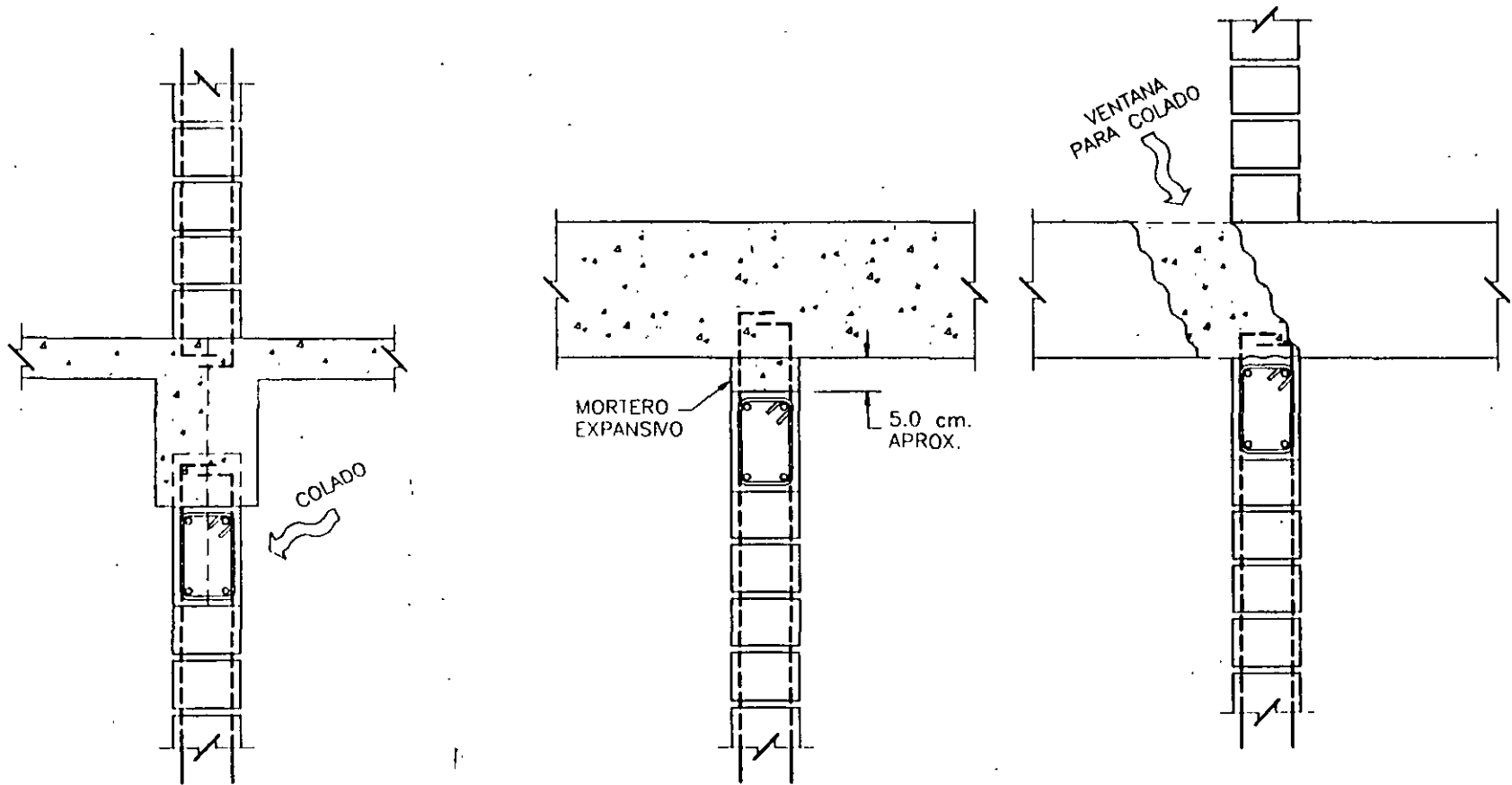


UNION DE MUROS A COLUMNA

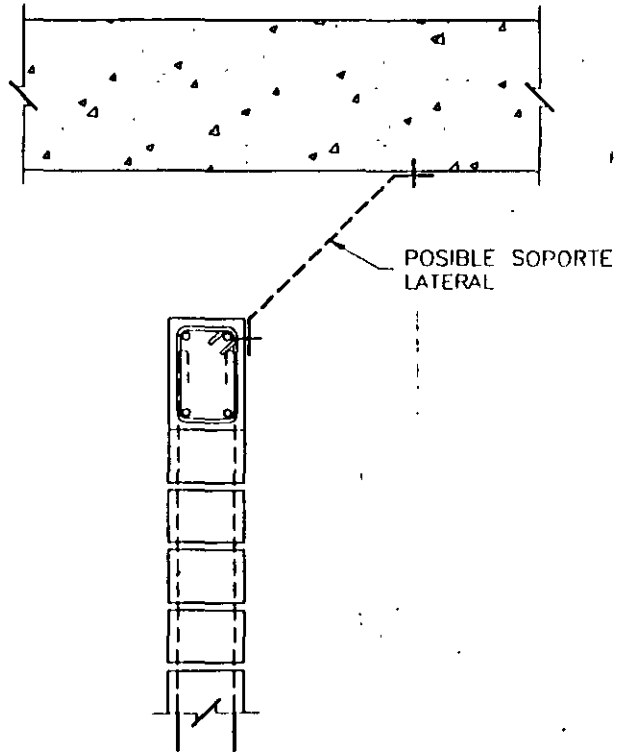
P L A N T A



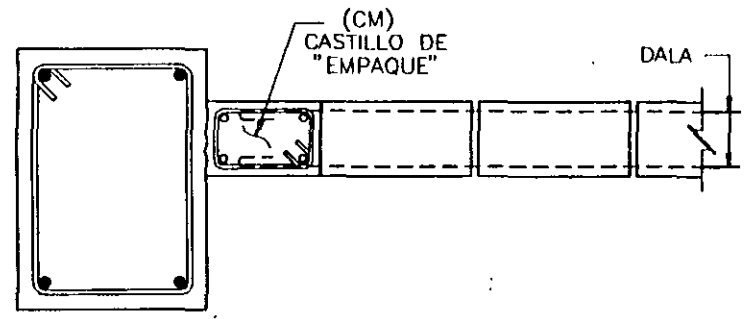
MUROS DE MAMPOSTERIA PARA  
RELLENO ó RIGIDIZACION  
ELEVACION



C O R T E 1 - 1  
MURO DE RIGIDEZ "EMPACADO"  
CONTRA LA ESTRUCTURA EXISTENTE

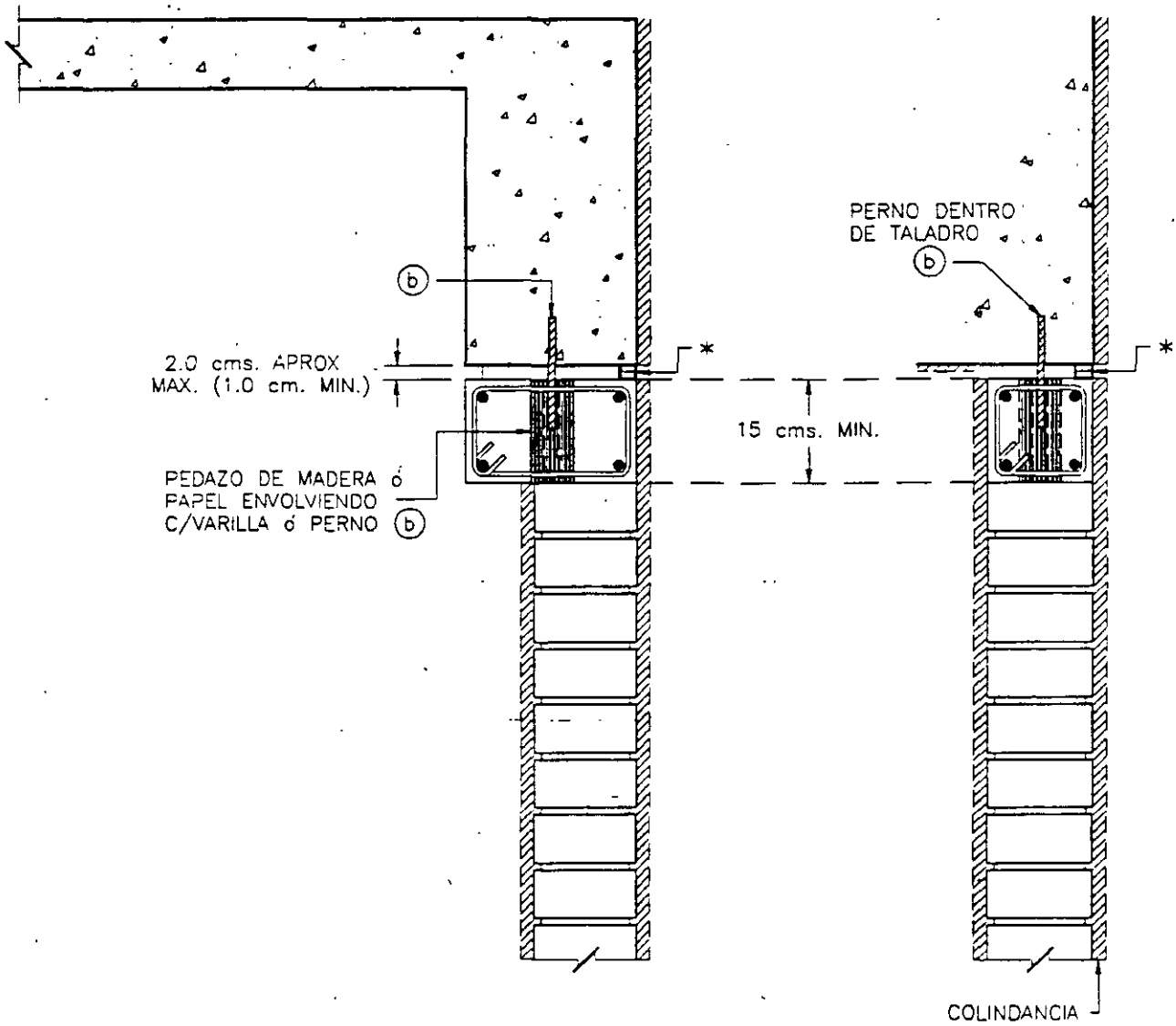


CORTE 2 - 2  
ELEVACION  
 MURO DIVISORIO

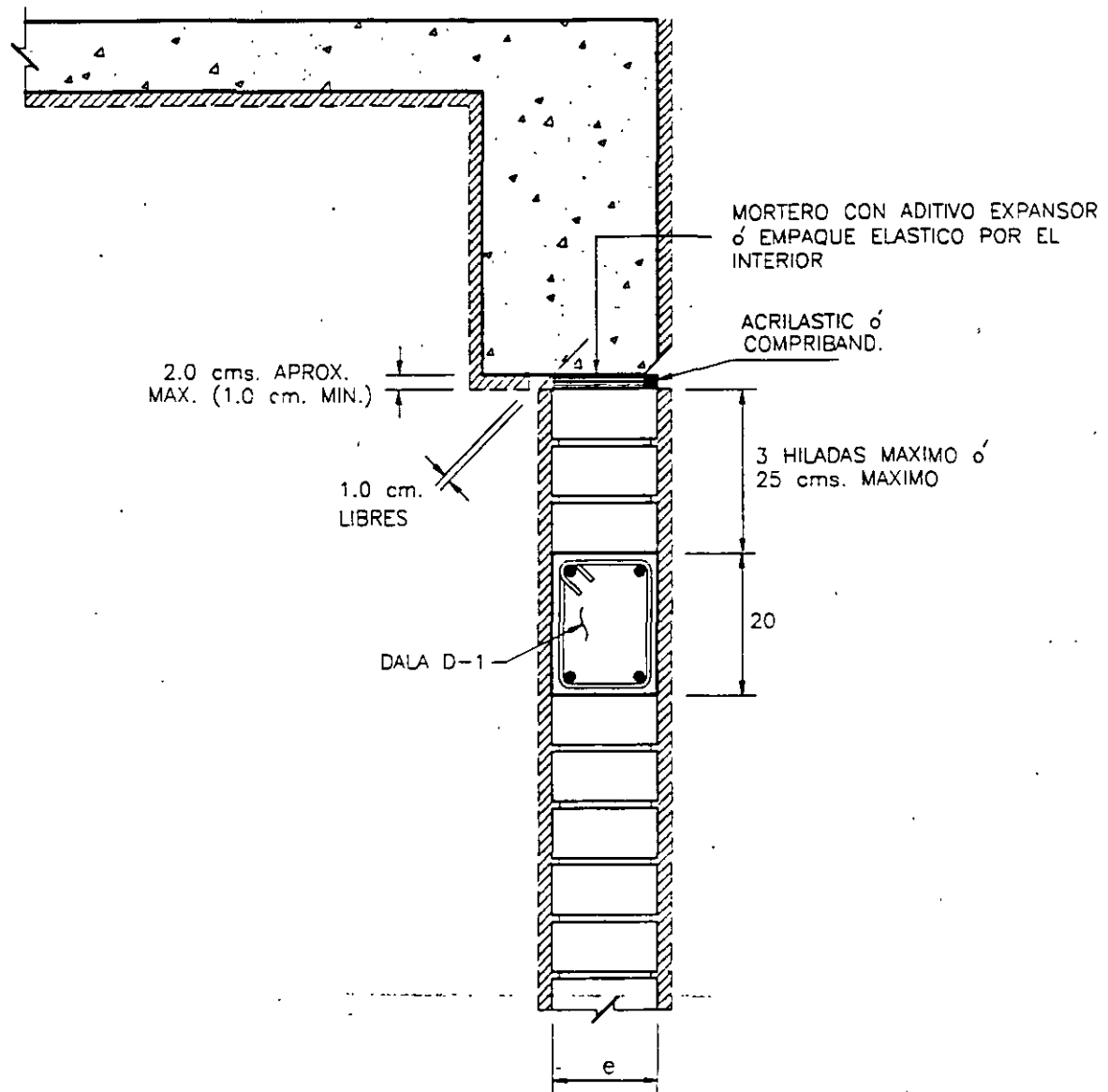


CORTE 3 - 3  
PLANTA  
 PARA MURO DE RIGIDEZ

\* SISMOFLEX ó  
COMPRIBAND

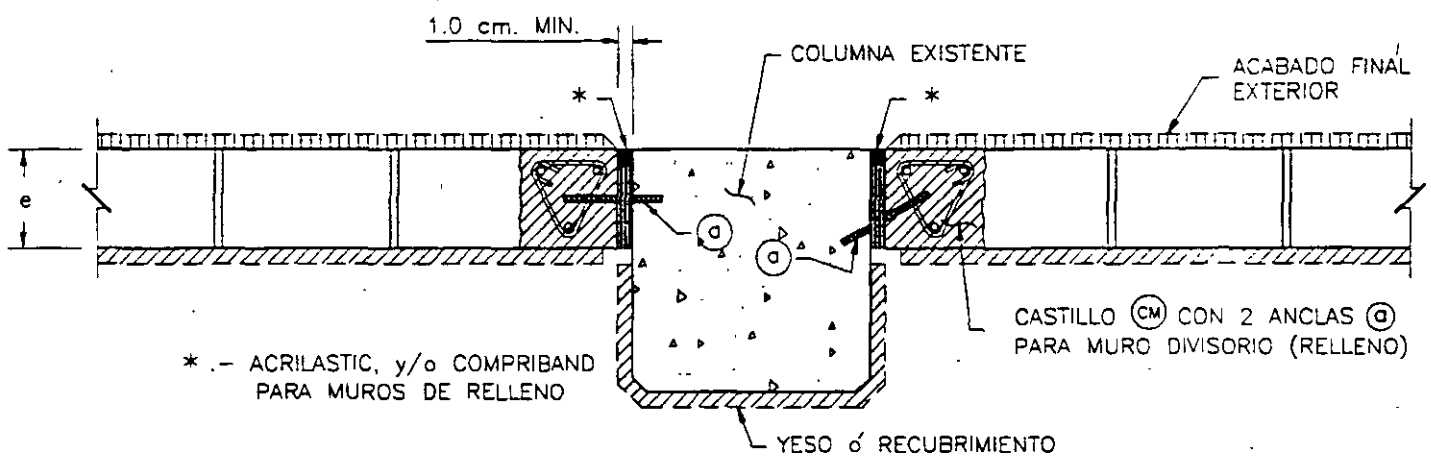


ALTERNATIVA CORTE 1 - 1  
MURO DIVISORIO



DALA D-1 ANCLADA 25 cms. MINIMO  
 EN CASTILLOS EXTREMO (CM)

ALTERNATIVA CORTE 1 - 1



\* - ACRILASTIC, y/o COMPRIBAND  
PARA MUROS DE RELLENO

CASTILLO (CM) CON 2 ANCLAS (A)  
PARA MURO DIVISORIO (RELLENO)

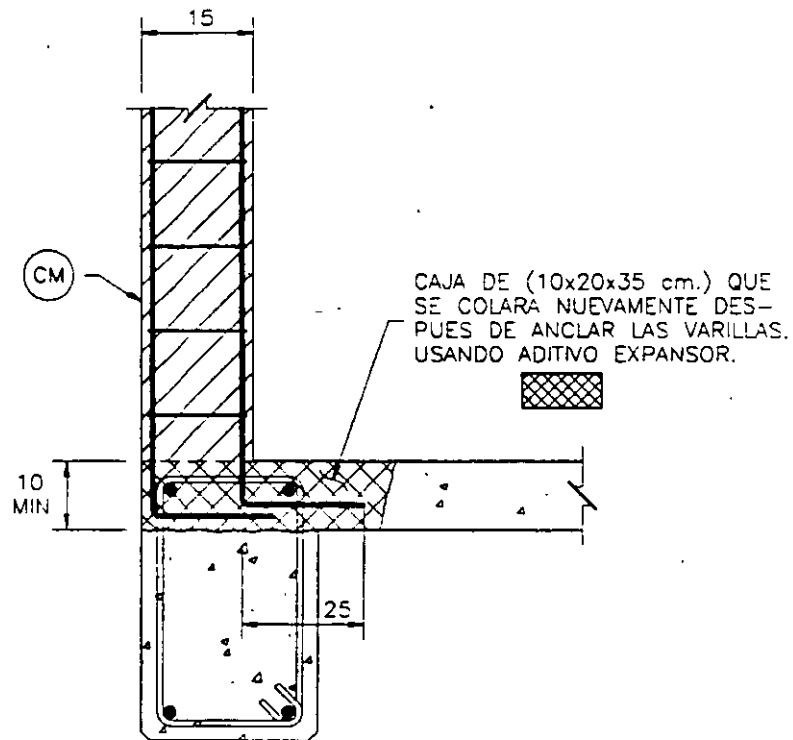
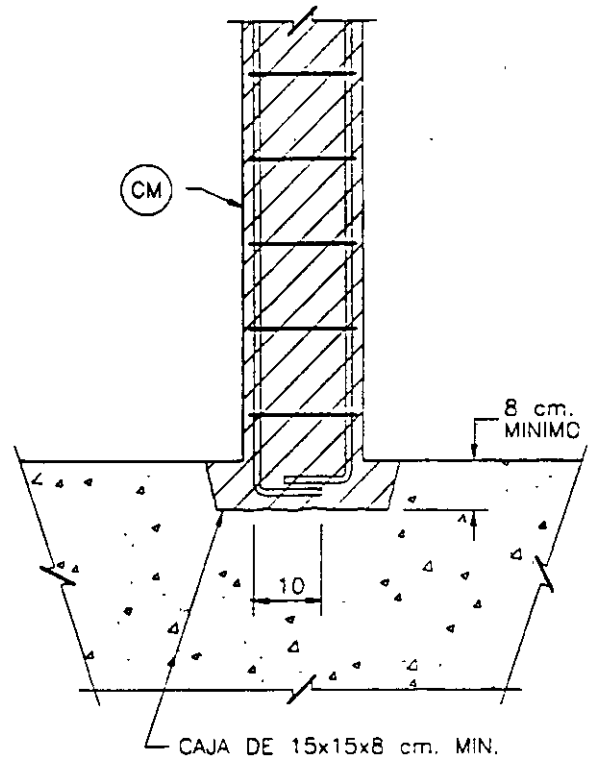
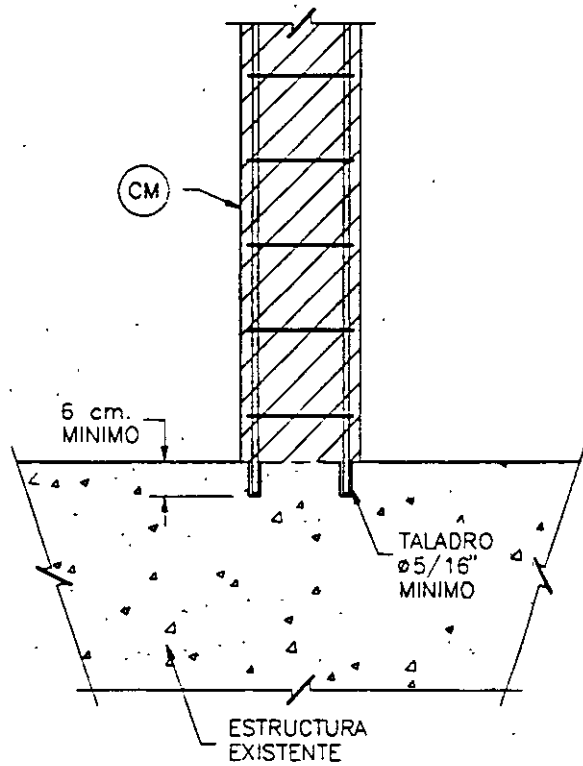
YESO ó RECUBRIMIENTO

ANCLAS (A) (Ø 1/2" MIN.) COLOCADAS DENTRO DE TALADROS Ø 1/2" EN  
COLUMNA EXISTENTE (3 MIN. @ 80 cm. APROX.)

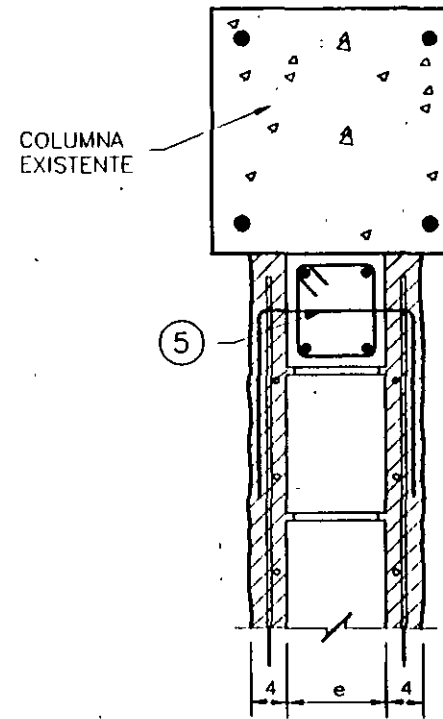
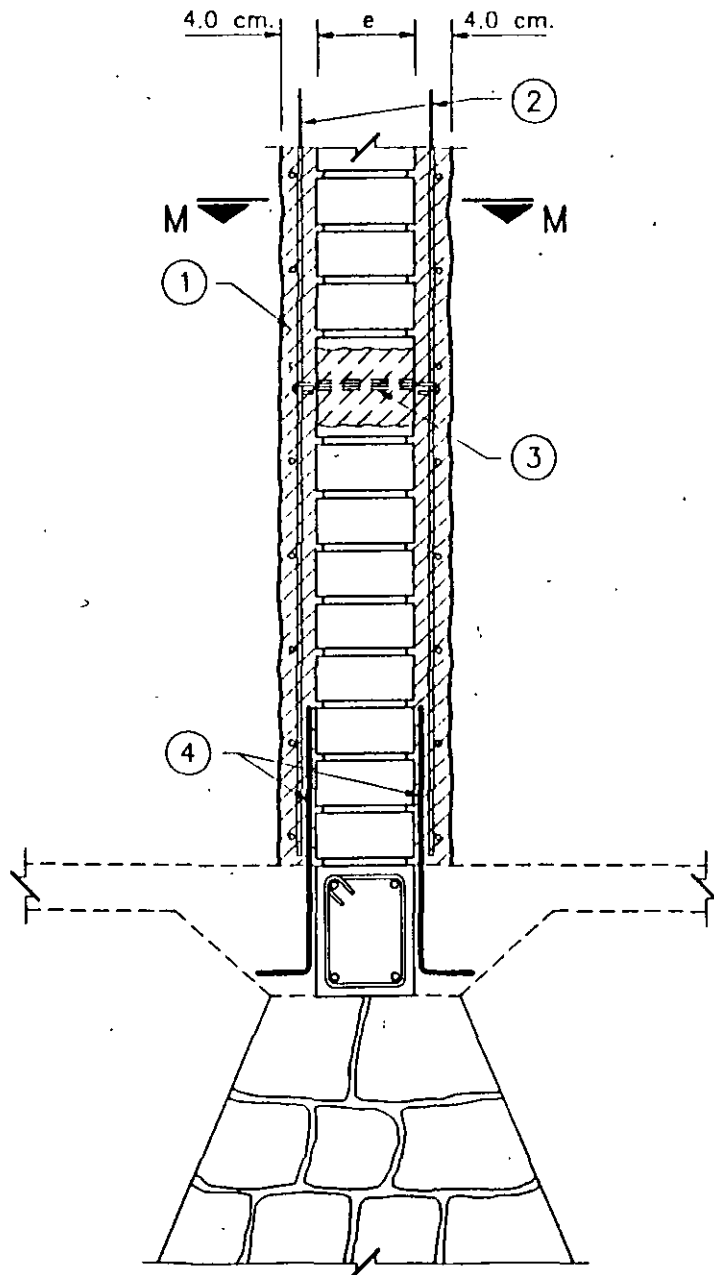
PARA MUROS DE RIGIDEZ (EMPACADOS), ELIMINAR EL MATERIAL DEFORMABLE \*  
COLANDO EL CASTILLO CONTRA LA COLUMNA.

C O R T E 3 - 3  
P L A N T A

# ANCLAJE PARA CASTILLOS

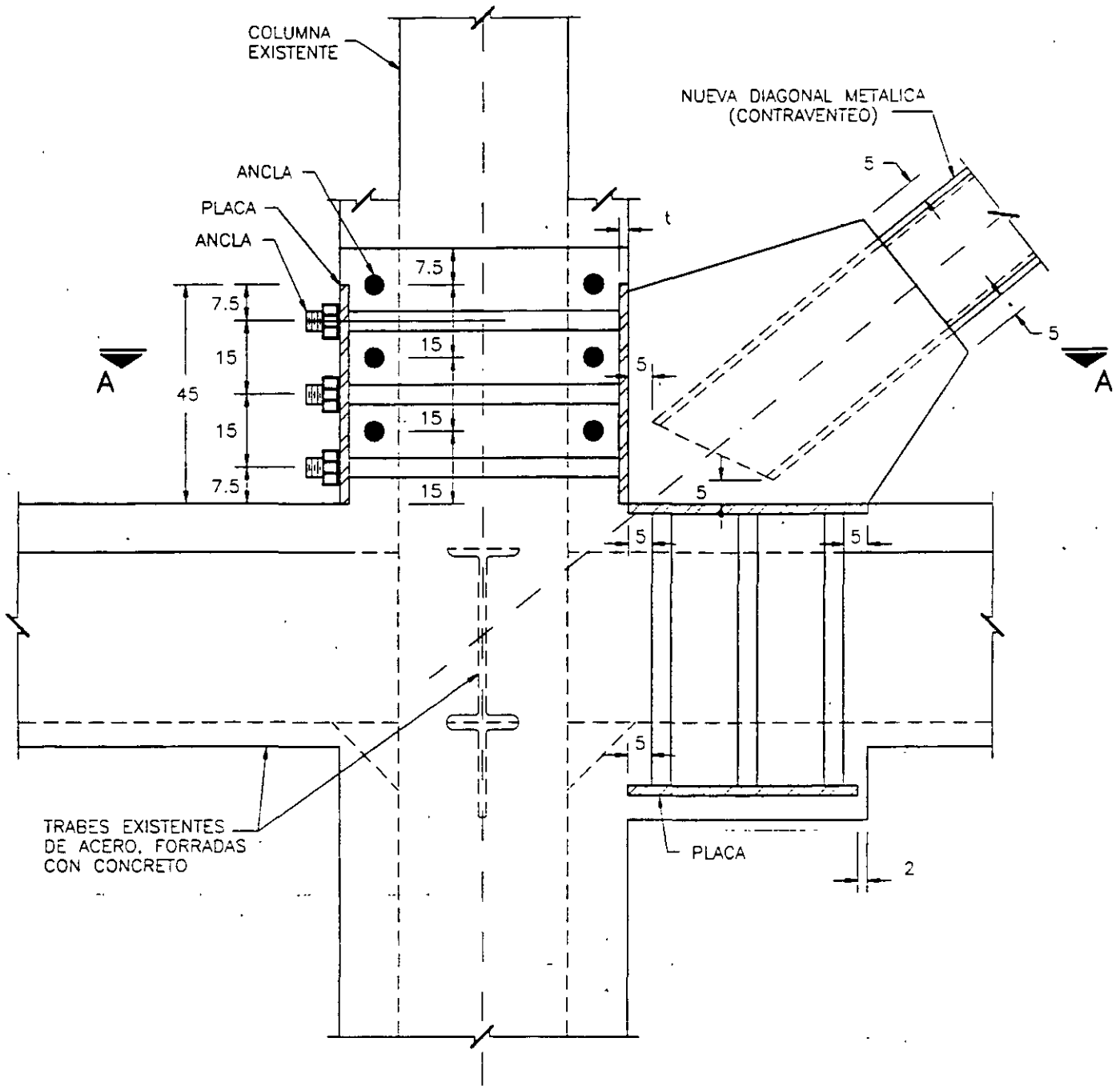




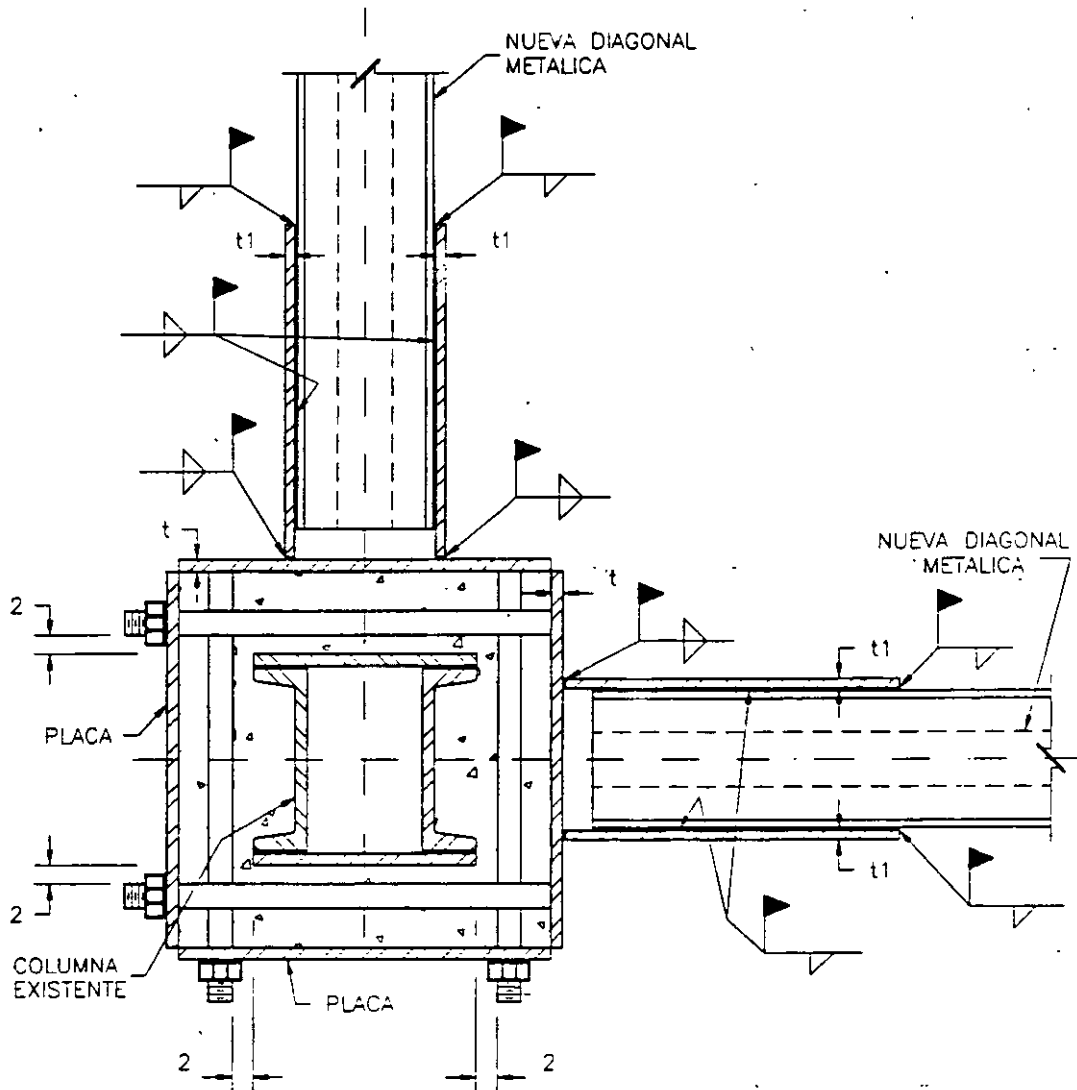


C O R T E M - M  
RECUBRIMIENTO ARMADO PARA  
REFUERZO DE MAMPOSTERIA

- 1).- CAPA DE MORTERO LANZADA CONTRA EL MURO DE MAMPOSTERIA.
- 2).- MALLA ELECTROSOLDADA ó VARILLAS PARA ARMADO DE LOS APLANADOS.
- 3).- "GRAPA" PARA SUJETAR LAS DOS MALLAS, COLOCADA A TRAVES DE "CAJAS" O PERFORACIONES HECHAS EN EL PROPIO MURO, Y QUE A LA VEZ SERVIRAN COMO CONECTORES. (ESPACIADA 80 cm. Ⓢ MAX.)
- 4).- VARILLAS ANCLADAS A EL ELEMENTO ESTRUCTURAL EXISTENTE PARA TRASLAPARSE CON LA MALLA.
- 5).- LAS DOS CAPAS DE MORTERO  $f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$  MINIMO DEBERAN REMATARSE EN SU EXTREMO SUPERIOR HORIZONTAL Y EN SUS EXTREMOS VERTICALES, CONTRA LA ESTRUCTURA EXISTENTE, Y DE PREFERENCIA INTEGRANDO EL ARMADO A DALAS Y CASTILLOS DEL PROPIO MURO



PREPARACION PARA RECIBIR  
DIAGONAL METALICA (CONTRAVENTEO)  
E L E V A C I O N



C O R T E A - A  
P L A N T A

## BIBLIOGRAFIA

1. "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings". Proc. Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region, Vol. 5, United Nations Development Programme, Vienna 1983.
2. Hernández B, O. "Procedimientos de Reparación de Estructuras Dañadas por Sismo" (primera etapa). Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. México, D.F., Abril 1981.
3. Pinkham, C.W, y Hart, G.C. "A Methodology for Seismic Evaluation of Existing Multistory Residential Buildings". Department of Housing and Urban Development. Office of Policy Development & Research. Junio 1977.
4. Hirosawa, M. et al. "Analysis on Damage of the Kurayoshi Higashi City Office Building During the Tottori Earthquake of 1983". Building Research Institute, Japón, Diciembre 1984.
5. Hirosawa, M. et al. "Analysis on Damage of the Namioka Town Hospital Building During the 1983 Nihonkai-Chubu Earthquake and Retrofit Design of the Building". Building Research Institute, Japón, Agosto 1985.
6. Loera, S. "Manual para Evaluar Daños Causados por Sismos en Edificios de Concreto Reforzado", Departamento del Distrito Federal, México, Marzo 1982.
7. Mendoza, C.J. "Manual para Evaluar Daños causados por Sismos en Estructuras de Mampostería". Departamento del Distrito Federal, México, Mayo 1982.
8. Petrovski, J. "Metodología y Procedimientos para la Evaluación de Daños Producidos por Terremotos". Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Yugoslavia, 1983.
9. Okada, T. "Standard for Evaluation of Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Building". Japan Building Disaster Prevention Association. Tokio, 1977.
10. Iglesias, J. (UAM Atzacapotzalco-México) 1987. Estudio de las Intensidades del Sismo del 19 de Septiembre en México, D.F.
11. McKenzie, G.H.F., et al. "Guidelines and Procedures for Strengthening of Buildings" Procc. 8 WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
12. Kahn, L. F. "Shotcrete Retrofit for Unreinforced Brick Masonry" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
13. Hutchison, D.L. et al. "Laboratory Testing of a Variety of Strengthening Solutions for Brick Masonry Wall Panels". Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A., 1984.
14. Giangreco, E. et al. "Stress Analysis and Strengthening Techniques of Masonry Buildings" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
15. Takaki, M. y Ikeda, A. "Evaluation & Strengthening of a Existing Reinforced Concrete School Building" Procc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
16. Kawabata, S. et al. "A Case Study of Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Shizuka Prefecture, Japan", Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco E.U.A. 1984.

17. Endo, T. et al. "Practice of Seismic Retrofit of Existing Concrete Structures in Japan" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
18. Higashi, Y. et al. "experimental Studies on Retrofitting of Reinforced Concrete Buildings Frames" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
19. Yüzügüllü, O. "Bolted Connections for Precast R:C: Panels Used for Repair and/or Strengthening" Proc. 8WCEE, Vol. 1 San Francisco, E.U.A., 1984.
20. Van Gemert, D:A: "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Plates by Epoxy-Bonded Steel Plates" Proc. 8WCEE Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.
21. Alcocer, S.M., & J:O. Jirsa 1991. Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing. PMFSEL Report No. 91-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin.
22. Jirsa, J.O. 1987. Repair of damaged buildings - Mexico City. Proc. Pacific Conference on Earthquake Engineering: 1. 25-34, New Zealand.
23. Rosenblueth, E., & R. Meli 1986. The 1985 earthquake: Causes and effects in Mexico City. Concrete International: 8(5), 23-34
24. Altin, S. 1990. Strengthening of R/C frames with R/C infills. Ph. D. thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
25. Ersoy, U. and Tankut, T. 1991. Jacketed columns subjected to combined axial load and reversed cyclic bending. 6. Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada: 631-638.
26. Tankut, T. and Ersoy, U. 1991. Behavior of repaired/strengthened R/C structural members. American Concrete Institute Special Publication SP-128, Detroit, Michigan: 1257.1276.
27. Badoux, M. 1987. Seismic retrofitting of reinforced concrete structures with steel bracing systems. Ph. D. Dissertation. The University of Texas at Austin. Austin, Texas, USA.
28. Bass, R., Carrasquillo, R. and Jirsa, J:O. 1989. Shear transfer across new and existing concrete interfaces. ACI Structural Journal Vol. 86. No. 4, July-August: 383.393.
29. Bush, T., Jones, E. & Jirsa, J:O. 1991. Behavior of RC frame strengthened using structural steel bracing: ASCE Structural Journal Vol. 117, No. 4:1117.1128.
30. Gaynor, P. 1988. The effect of openings on the cyclic behavior of reinforced concrete infilled shear walls. M.Sc. Thesis. The University of Texas at Austin. Austin, Texas, USA.
31. Tomazevic, M., Sheppard, P. (1982) The strengthening of stone-masonry buildings for revitalization in seismic regions, 7th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, Athens, pp. 275-282.
32. Tomazevic, M., Weiss, P., Velechovsky, T. and Aphi, V. (1991) The strengthening of stone masonry walls with grouting. Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings II, Vol. 2: Dynamics, Stabilisation and Restoration, Computational Mechanics Publication, Southampton, Boston, pp. 215-225.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA:**

**PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS  
SUELOS**

**EXPOSITOR. DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY  
1997**

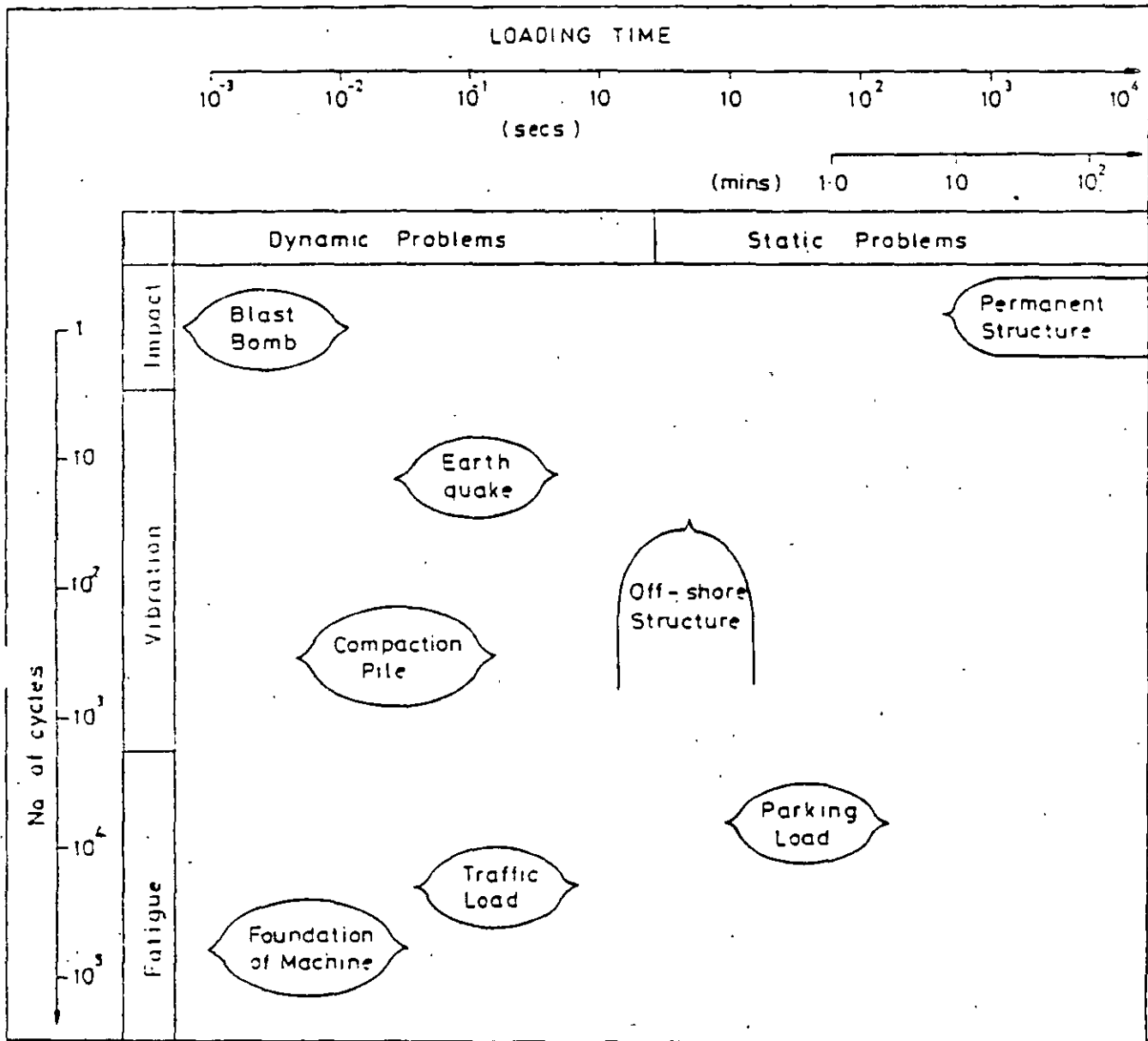
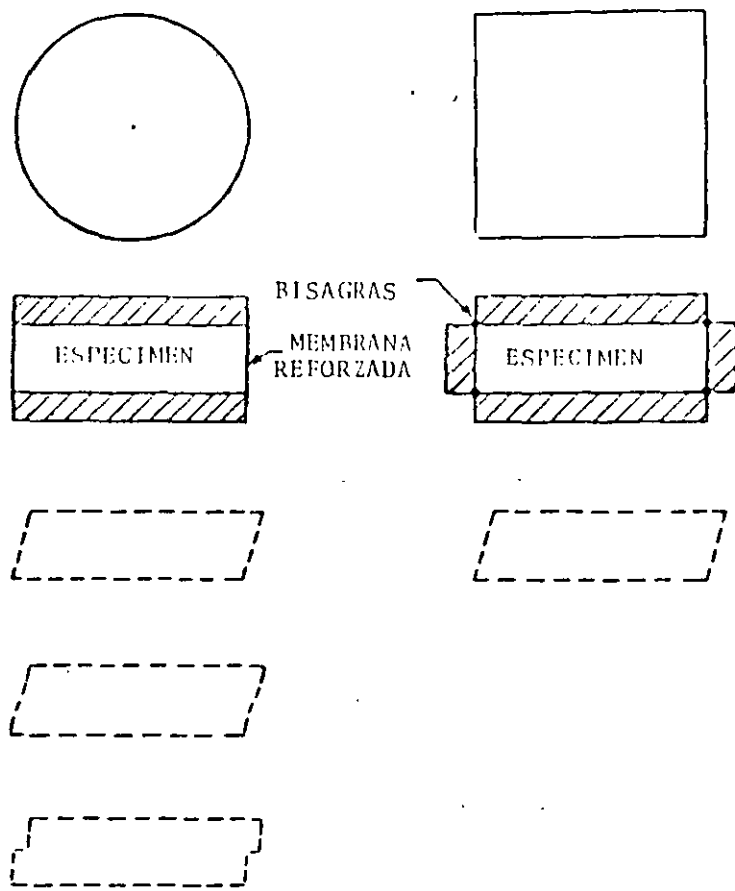


Fig 1 Classification of dynamic problems in terms of loading time and number of cycles . After Terakashi, (1981).



INSTITUTOS NORUEGO Y SUECO  
DE GEOTECNIA

UNIVERSIDAD DE CAMBRIDGE

FIG. 4 DOS TIPOS DE APARATOS DE CORTE SIMPLE.



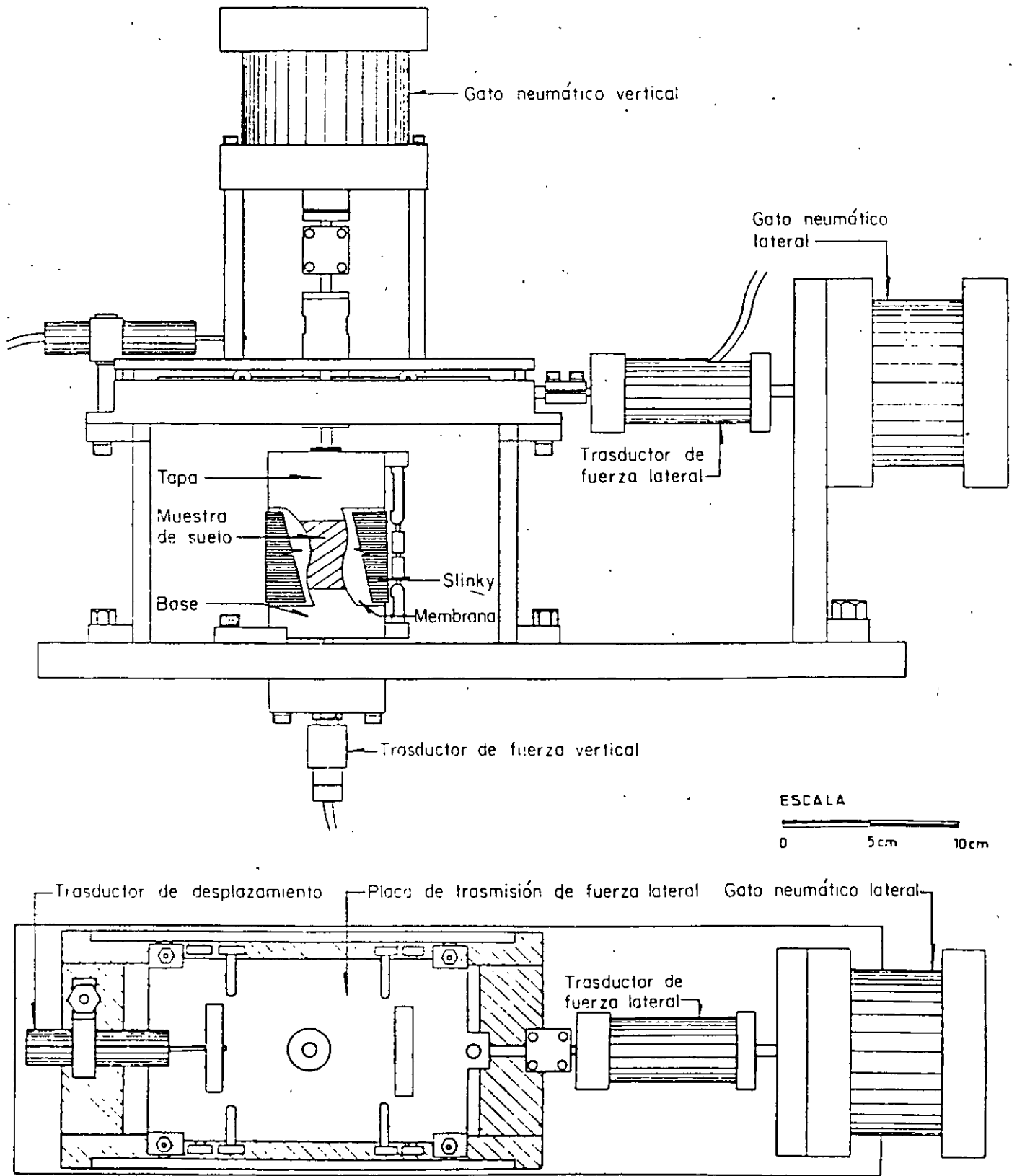


Fig. 5 Aparato de corte simple cíclico,  
 Instituto de Ingeniería (Jaime, 1987)

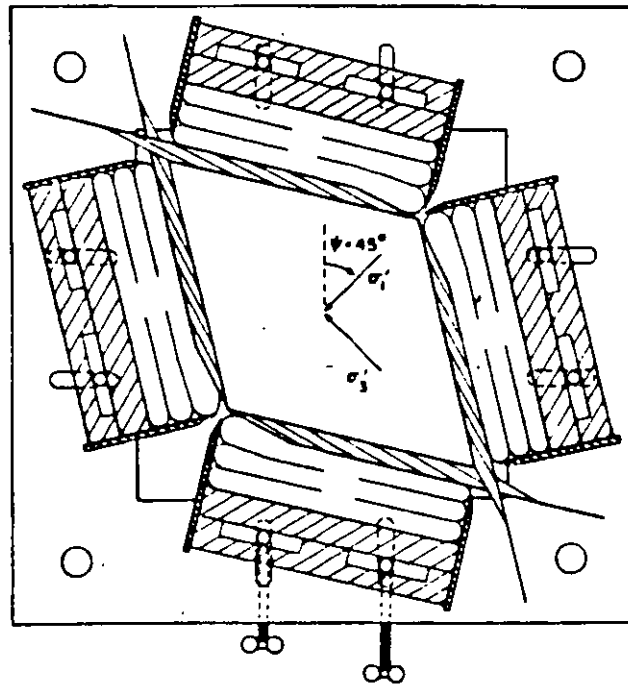
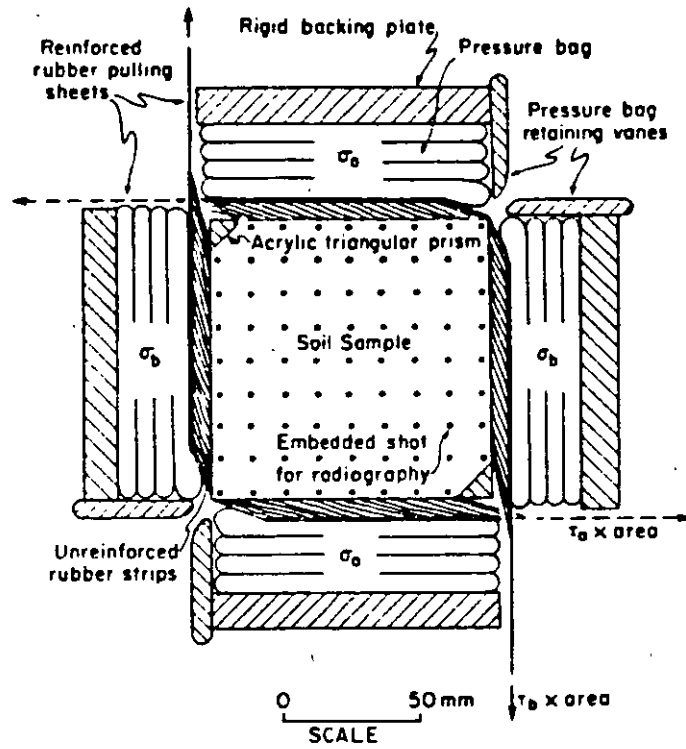


FIGURE 6 Stress conditions and principal directions rotations in the DSC cell. After Arthur (1982).

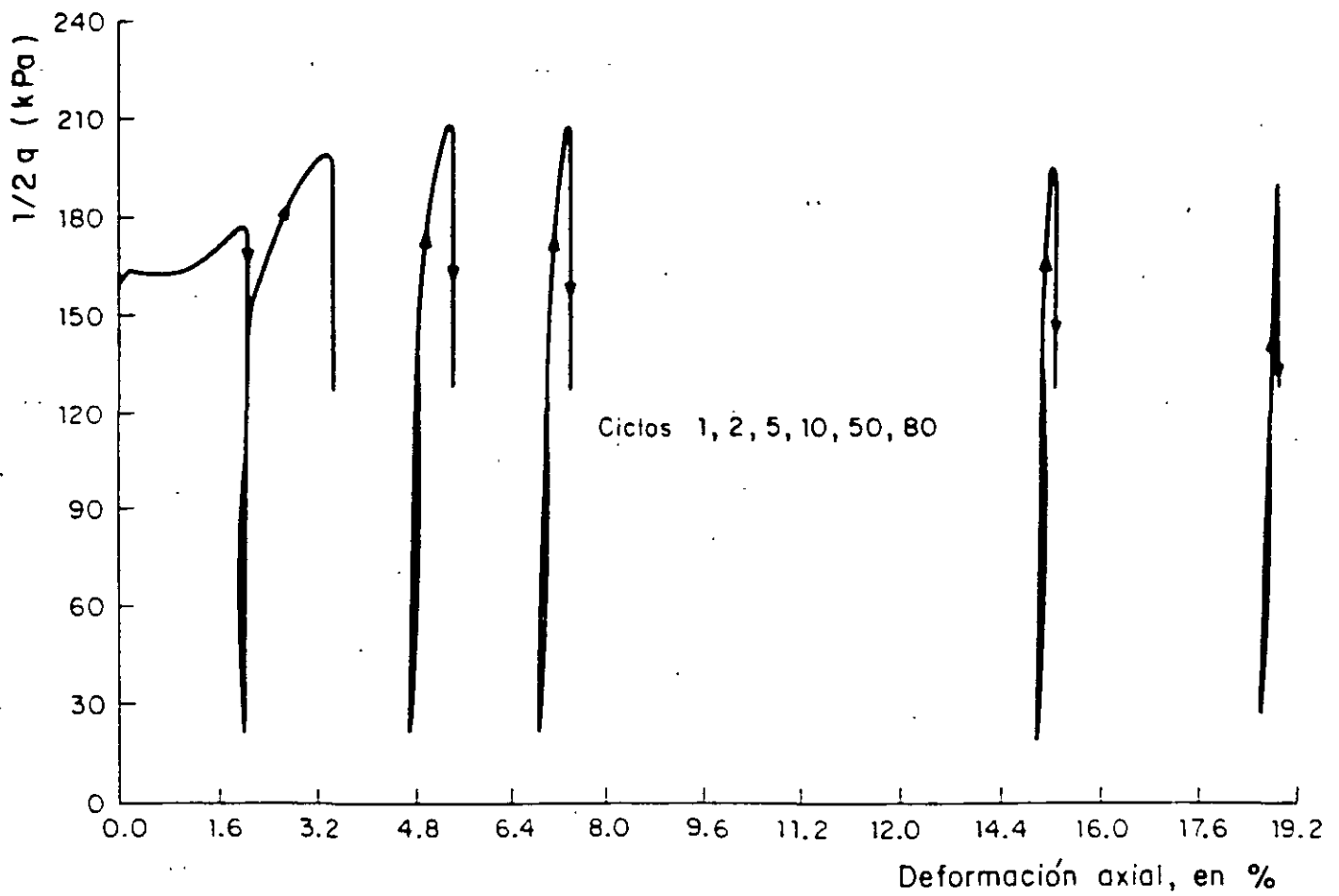


Fig 10.A Ejemplo de una curva esfuerzo-deformación con endurecimiento progresivo.

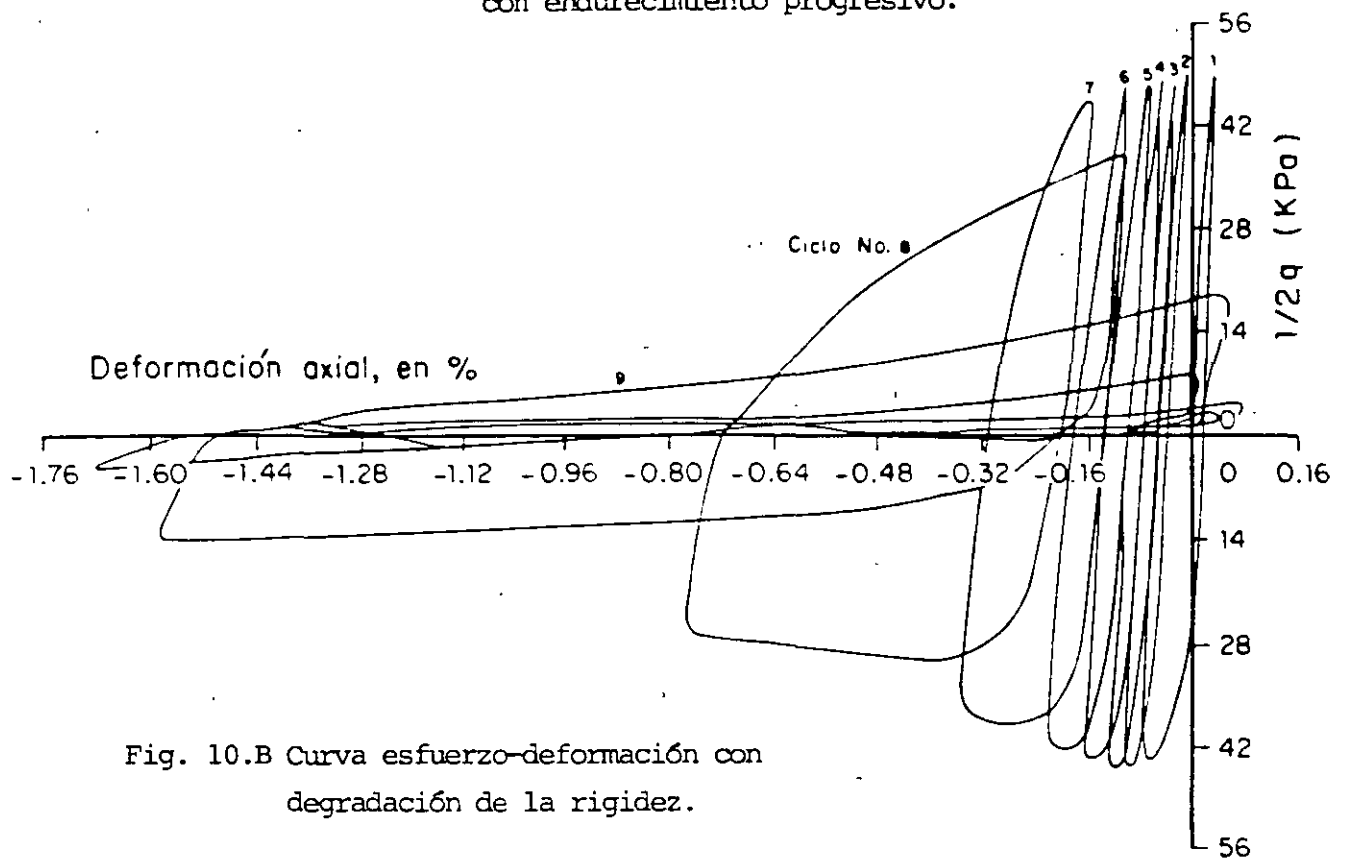
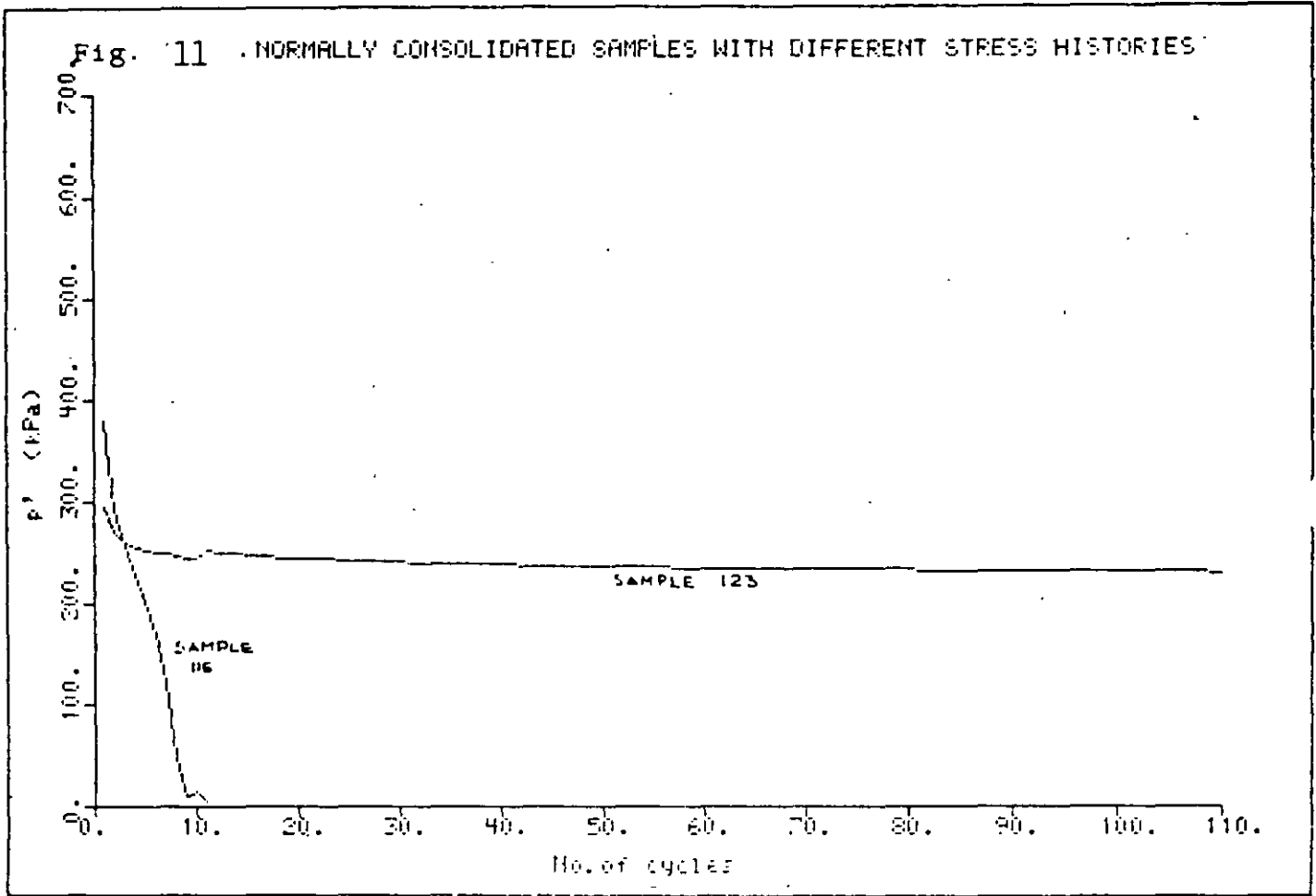


Fig. 10.B Curva esfuerzo-deformación con degradación de la rigidez.

Fig. 11 . NORMALLY CONSOLIDATED SAMPLES WITH DIFFERENT STRESS HISTORIES



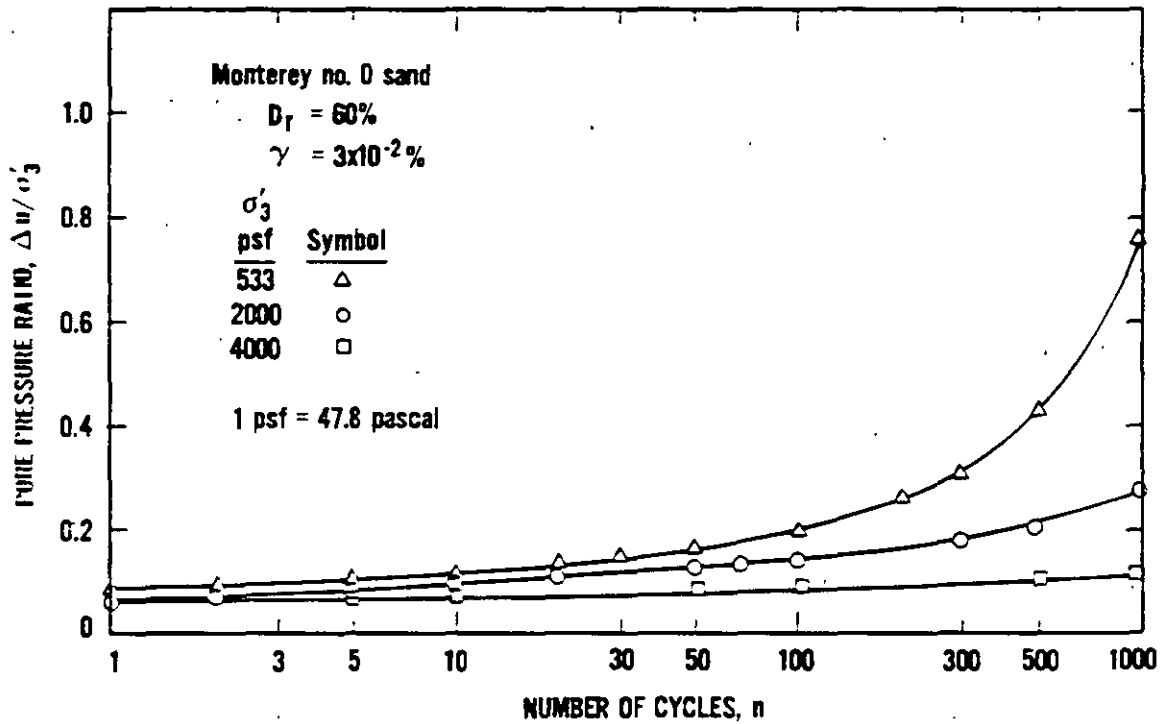
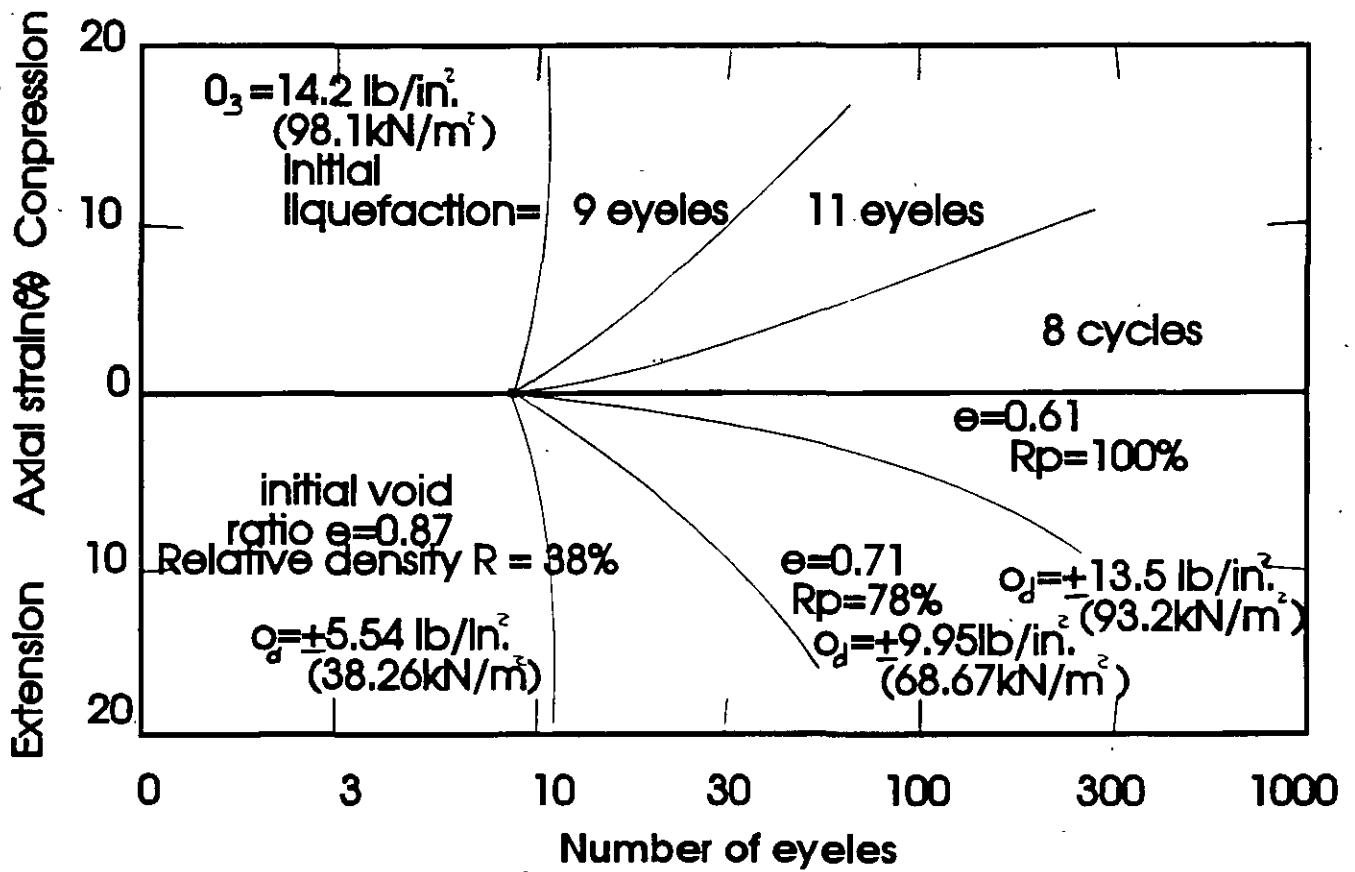


Figure 12 Pore water pressure buildup as a function of number of cycles for Monterey No. 0 sand at  $D_r = 60$  percent,  $\gamma = 3 \times 10^{-2}$  percent and various effective confining pressures (DOBRY, ET AL., 1982).



**FIGURA 13**

Axial strain after initial liquefaction for pulsatin load test at three densities for Sacramento River sand. ISeed, I. B., and Lee, K. L. (1966)

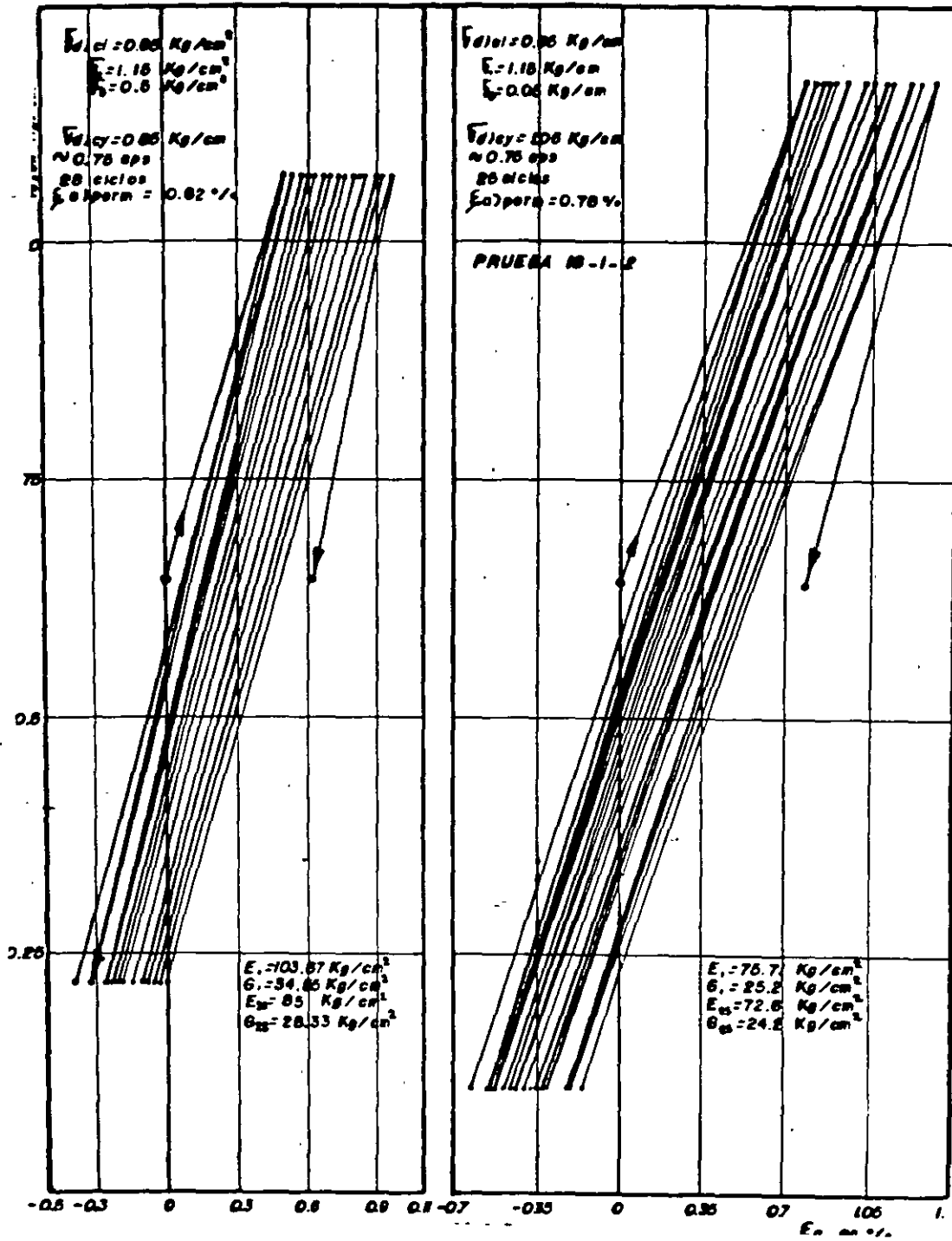


FIG. 18

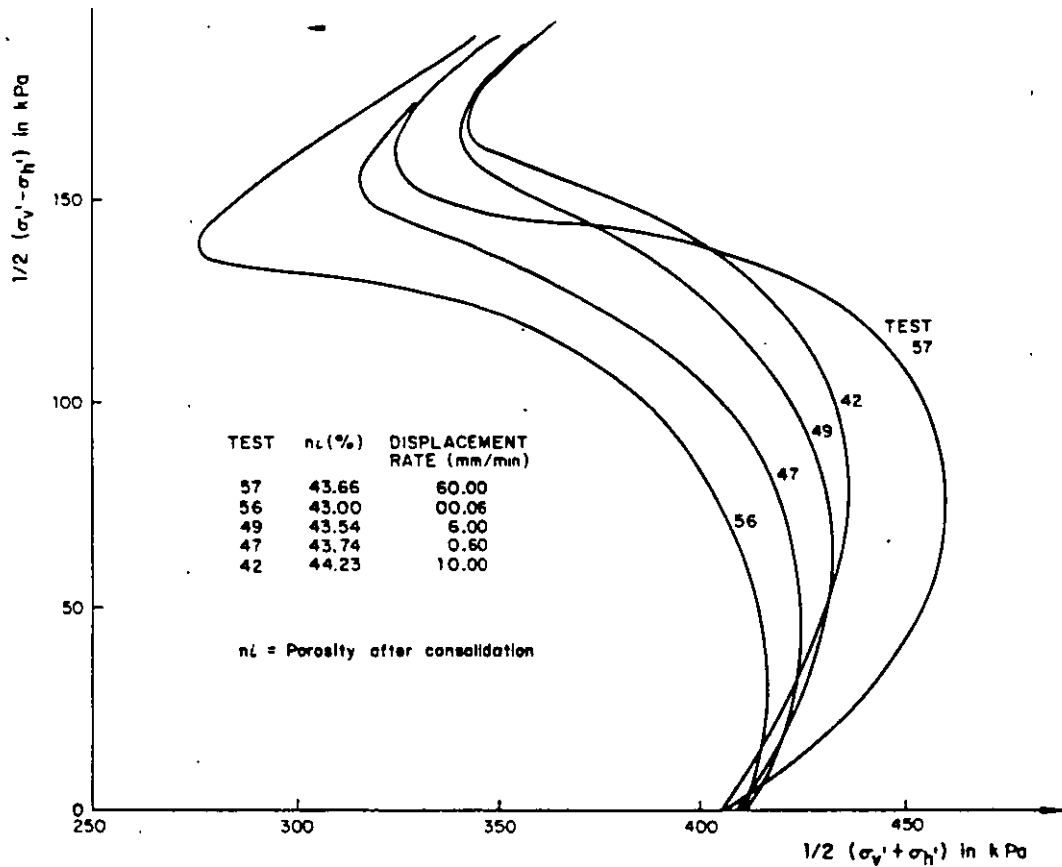


FIG 20.A Effect of axial displacement rate on the UESP<sub>s</sub> of isotropically, normally consolidated HRS (OVANDO Y HIGHT)

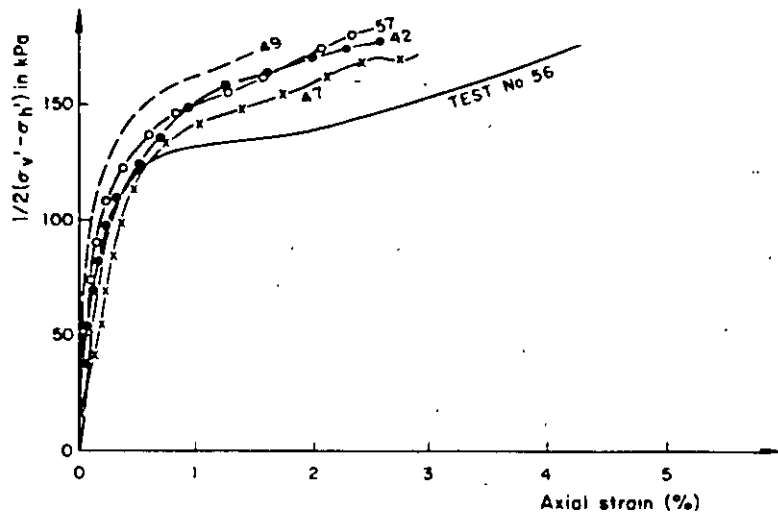


FIG. 20.B HRS tested at different strain rates Stress-strain curves (OVANDO Y HIGHT)



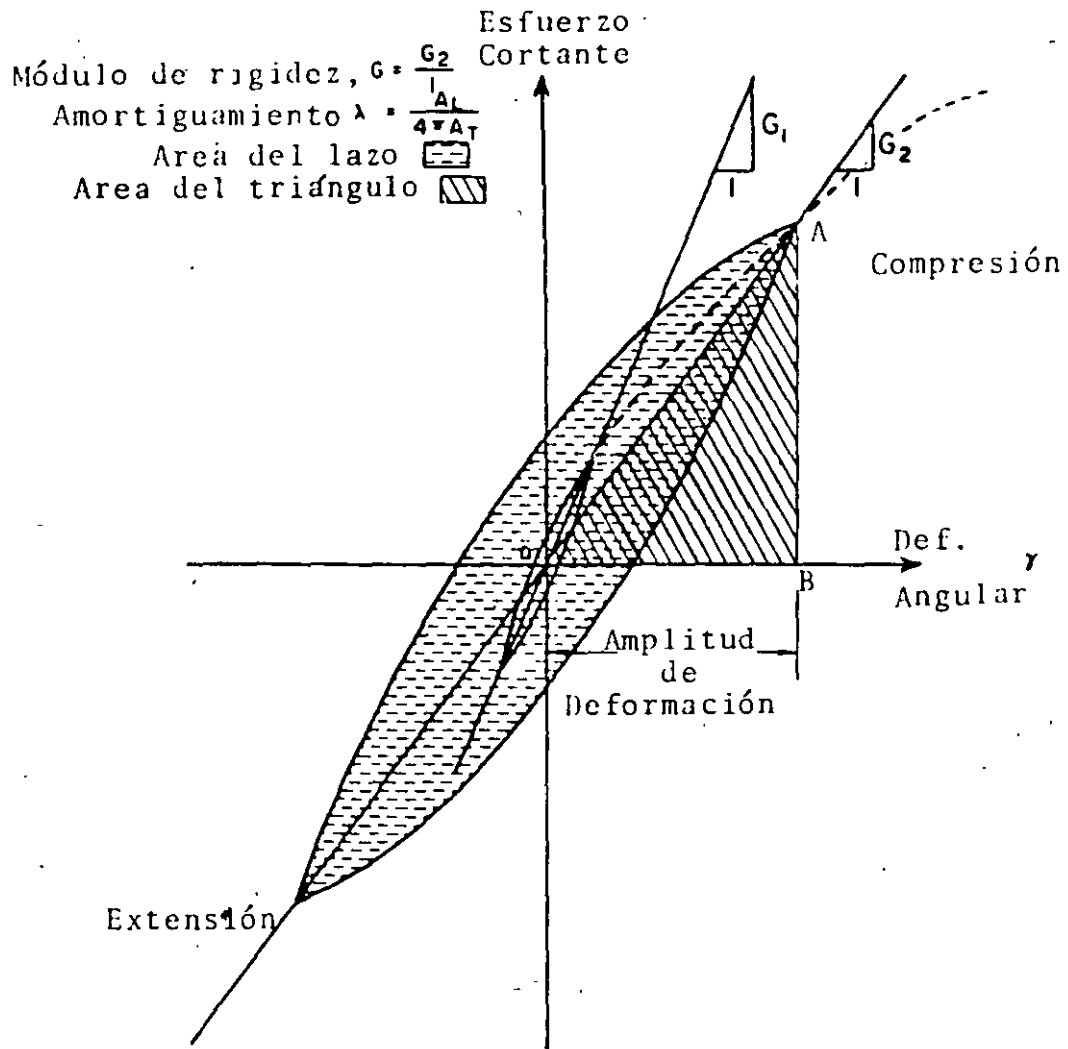


FIG. 21 RELACION HISTERETICA ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIFERENTES AMPLITUDES DE DEFORMACION.

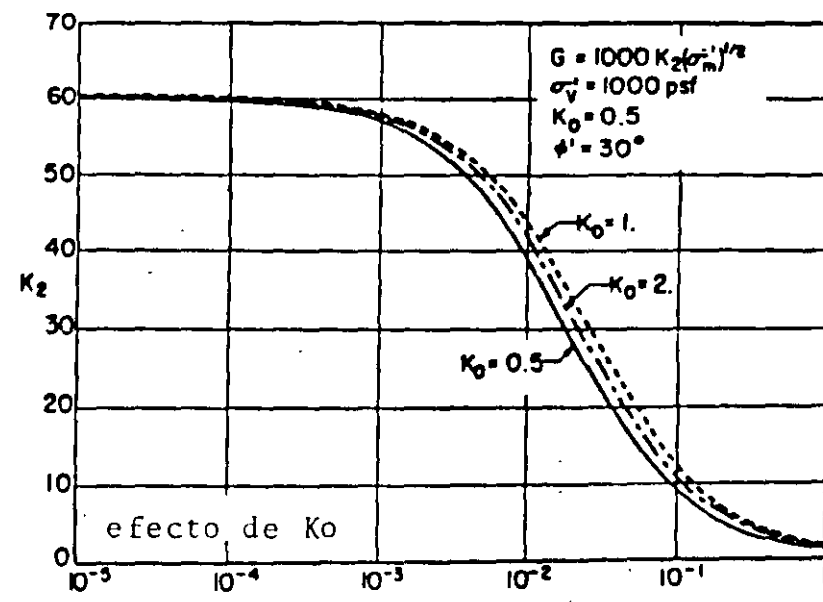
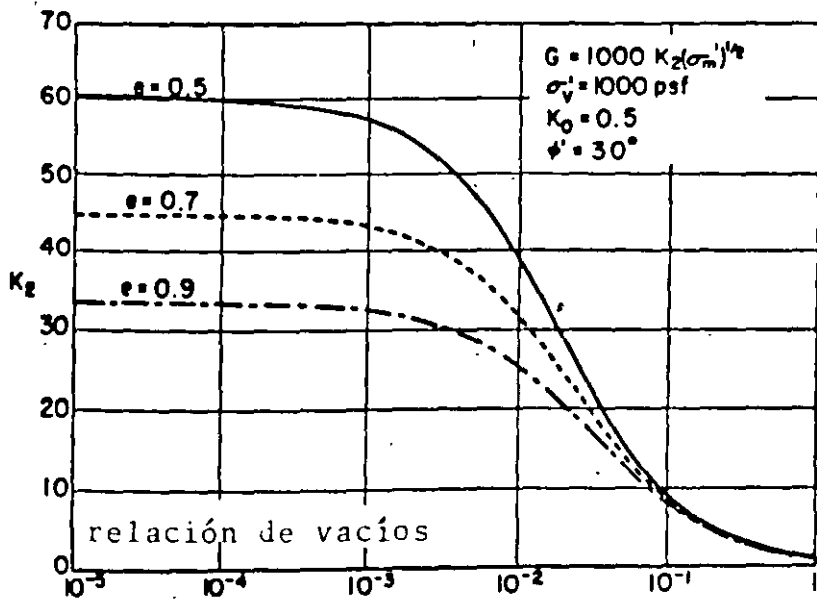
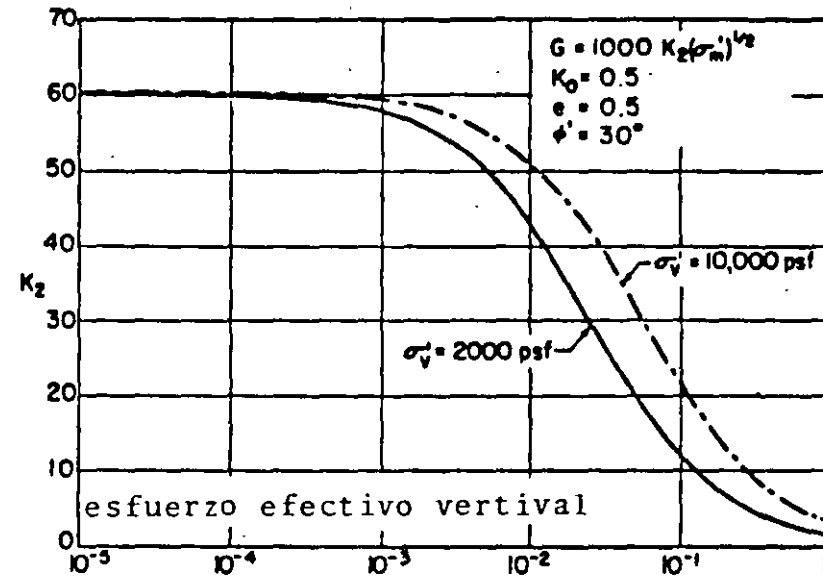
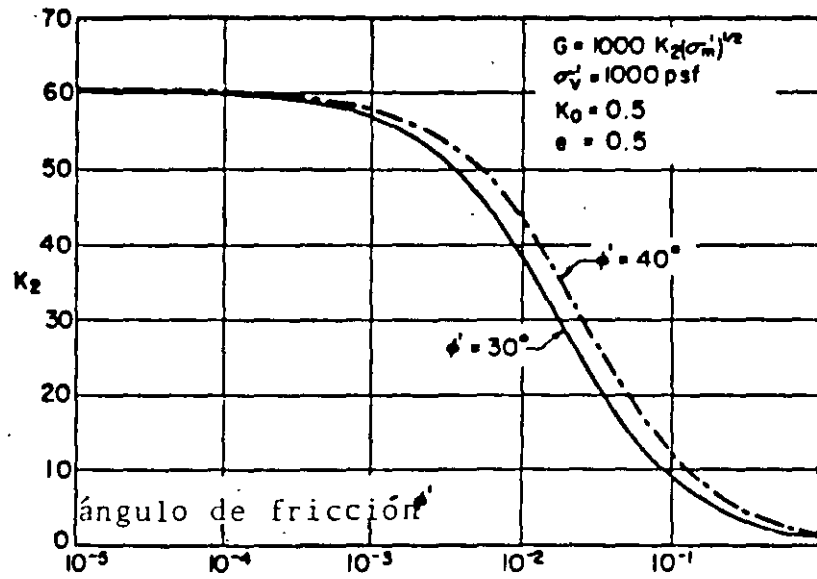


FIG. 23 INFLUENCIA DE VARIOS FACTORES SOBRE EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE DE ARENAS. (SEED E IDRIS, 1970)

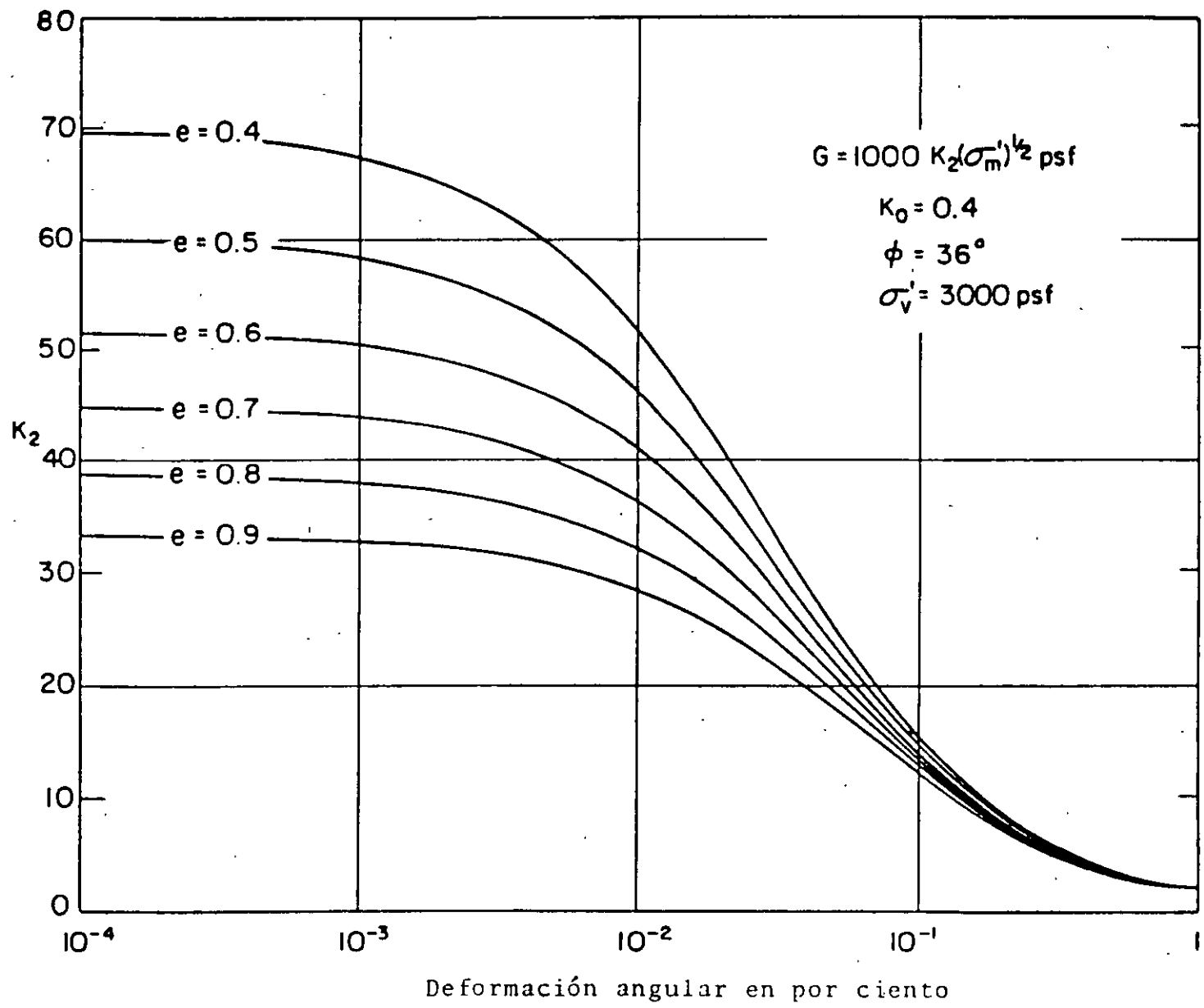


FIG. 24 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS  
 (SEED E IDRISSE, 1970)

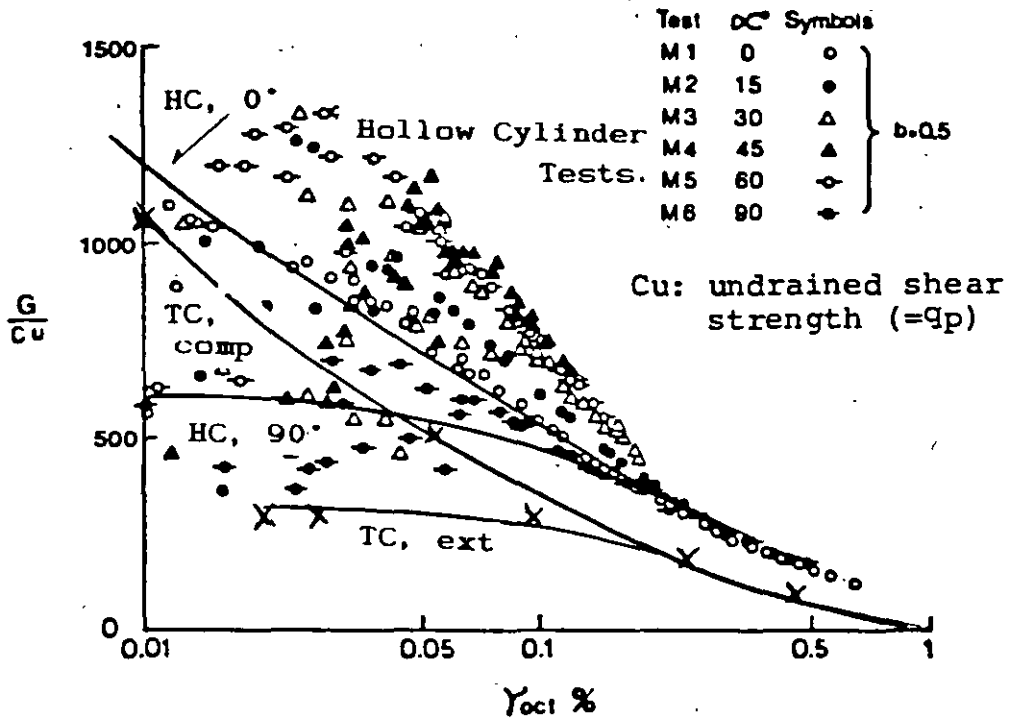


Fig. 25  $G/C_u$  against octahedral shear stress. Hollow Cylinder tests after Shibuya (1985).

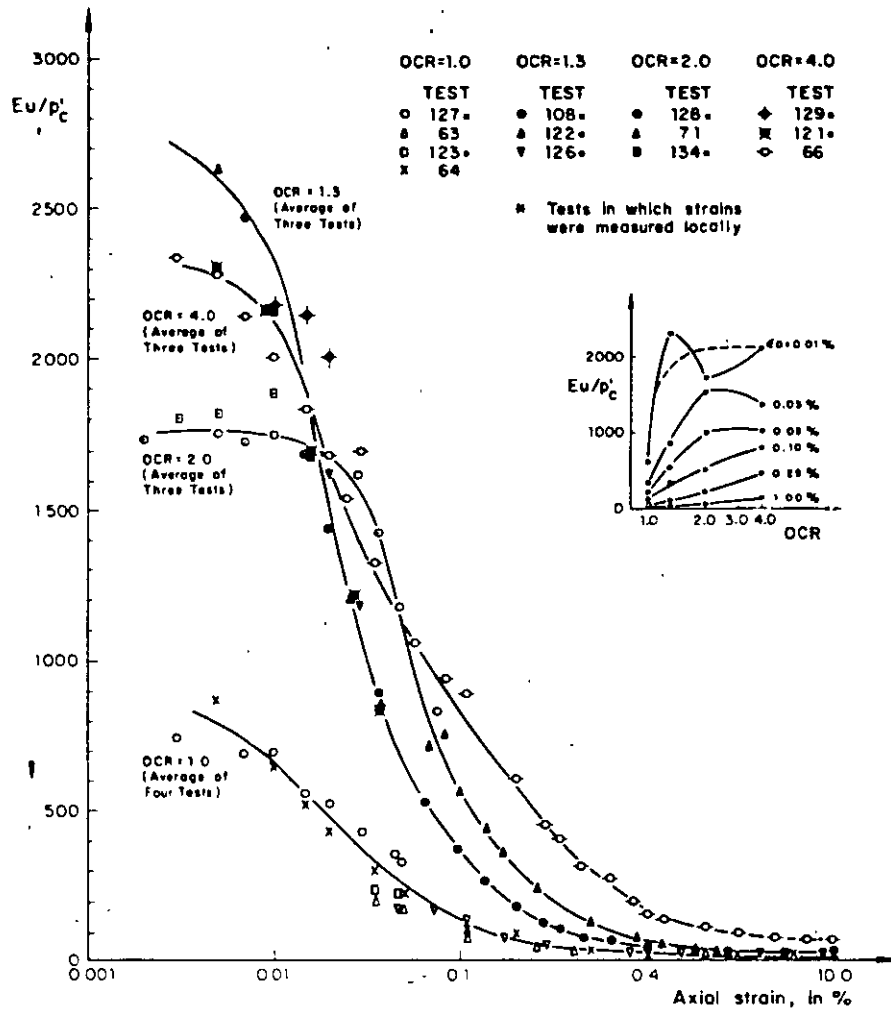


Fig 26 Normalized stiffness vs strain curves for anisotropically consolidated samples sheared in compression

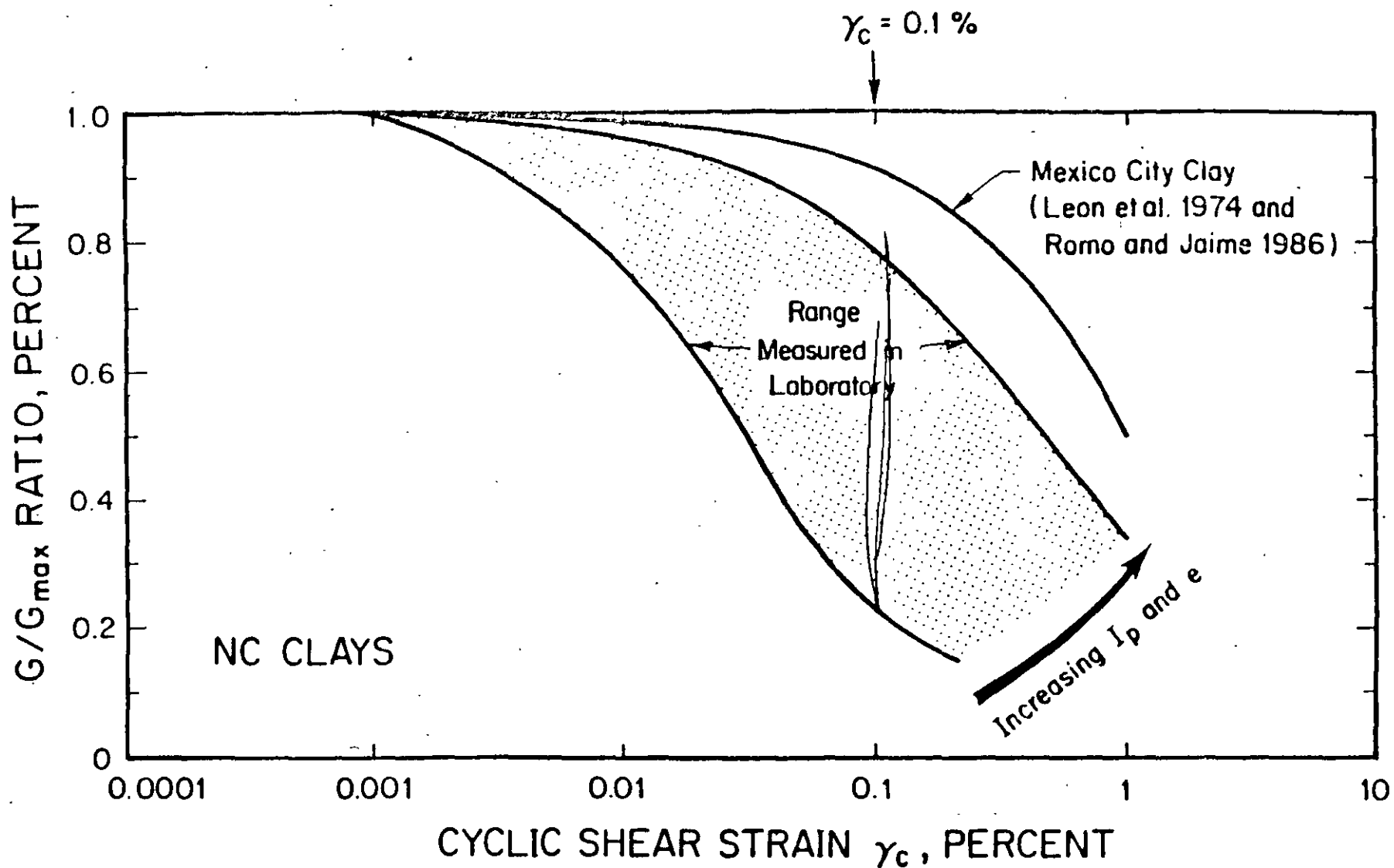


Fig. 28 Curvas rigidez normalizadas contra deformación para diferentes suelos (Dobry, 1987).

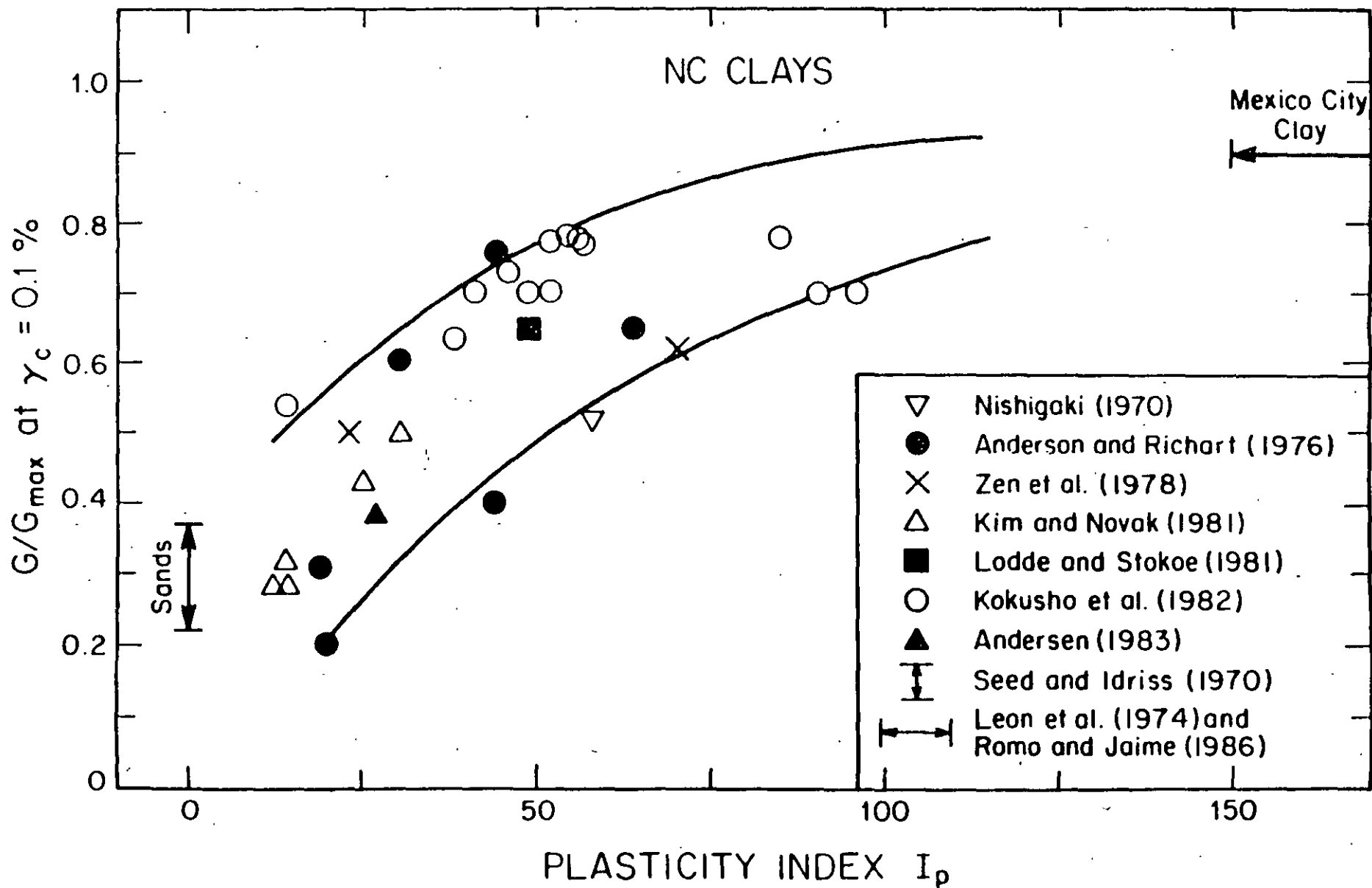


Fig. 29 Rigidez a 0.1% de deformación como función del índice de plasticidad.

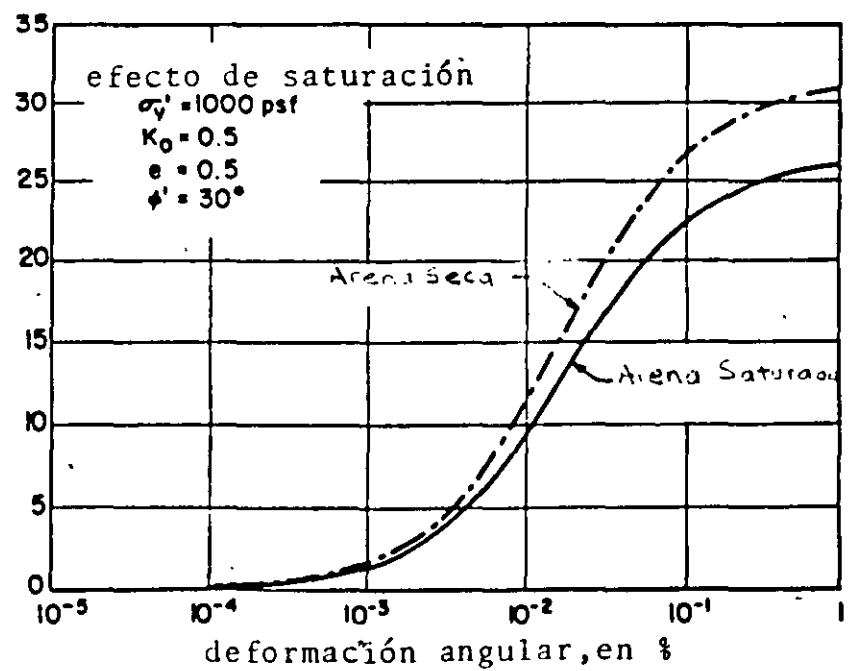
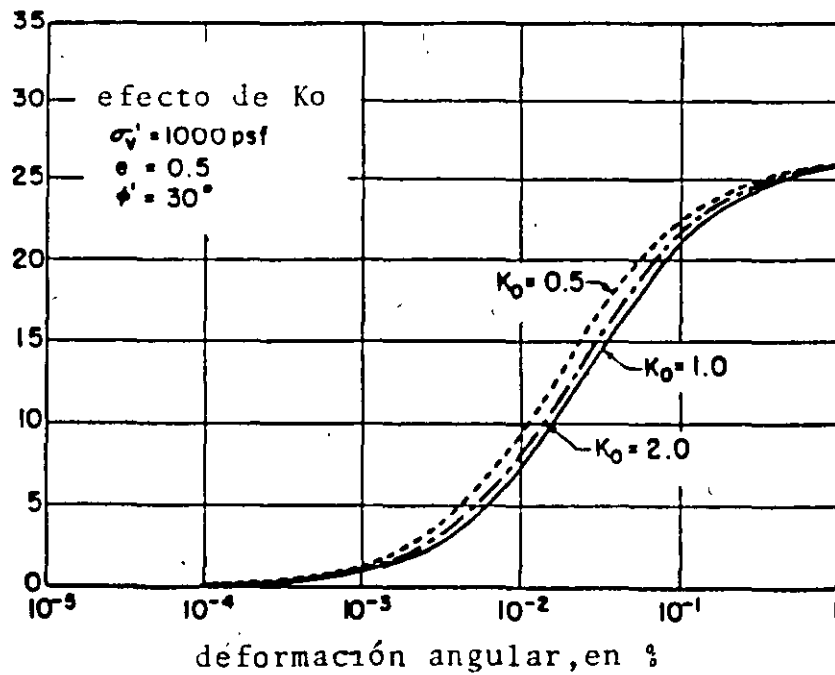
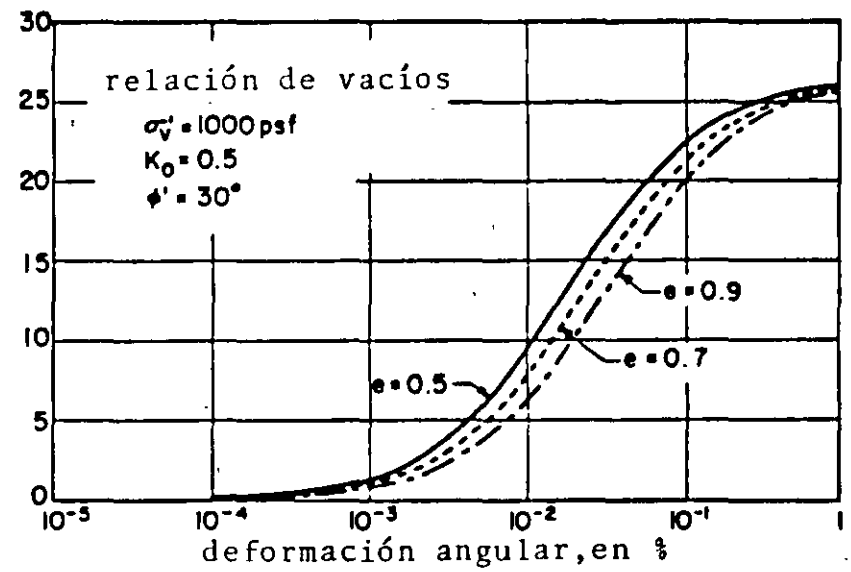
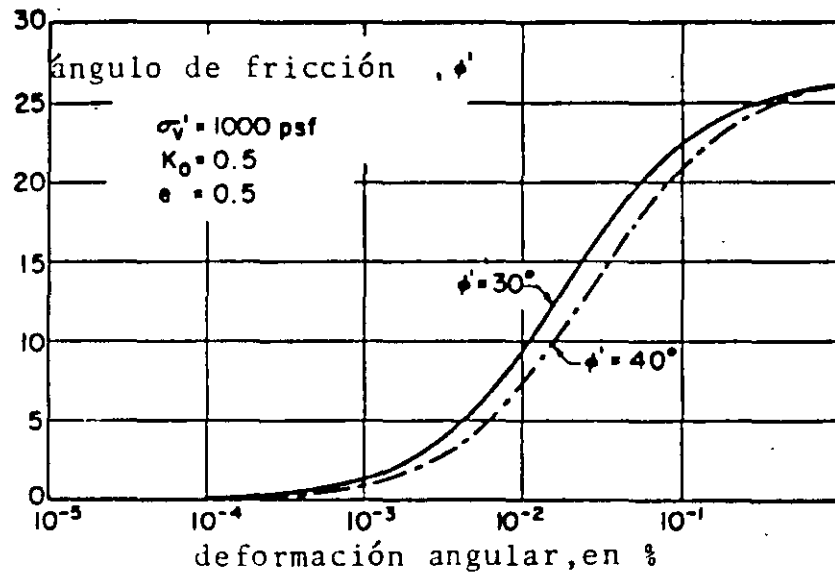


FIG. 30 INFLUENCIA DE VARIOS FACTORES SOBRE LA RELACION DE AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS. (SEED E IDRIS, 1970)



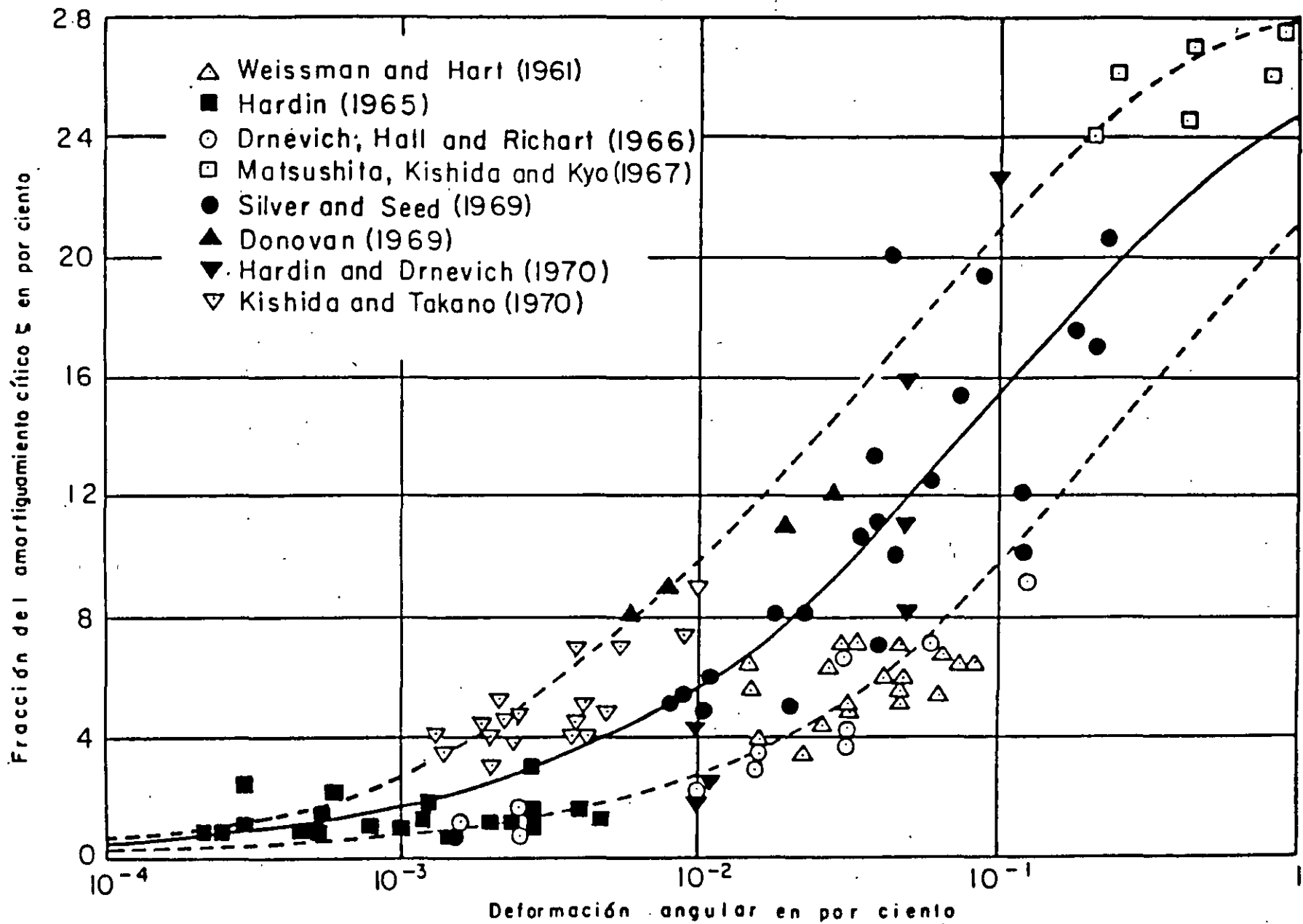
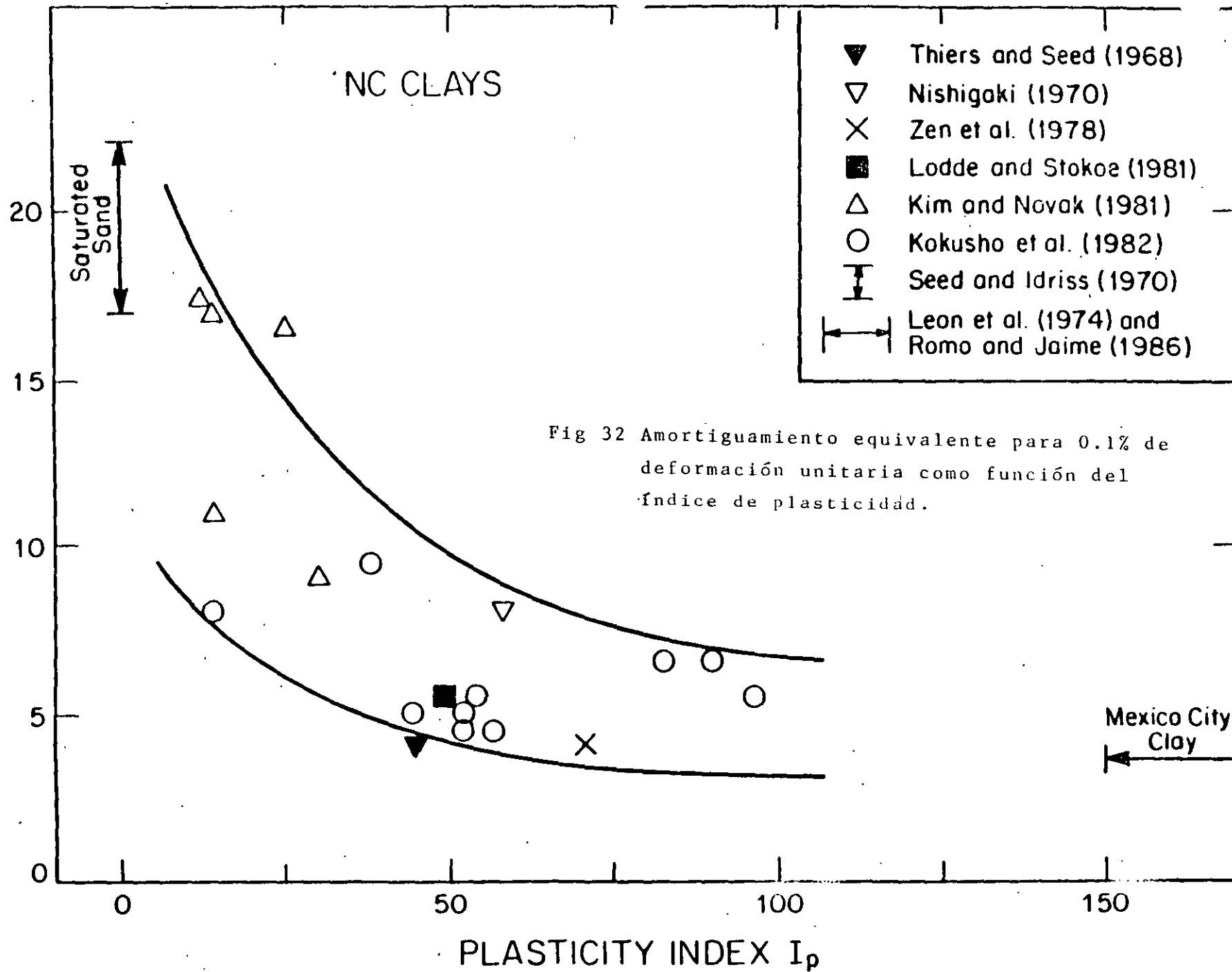


FIG. 31 AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS  
(Seed e Idriss, 1970)

DAMPING RATIO at  $\gamma_c = 0.1\%$ , IN PERCENT



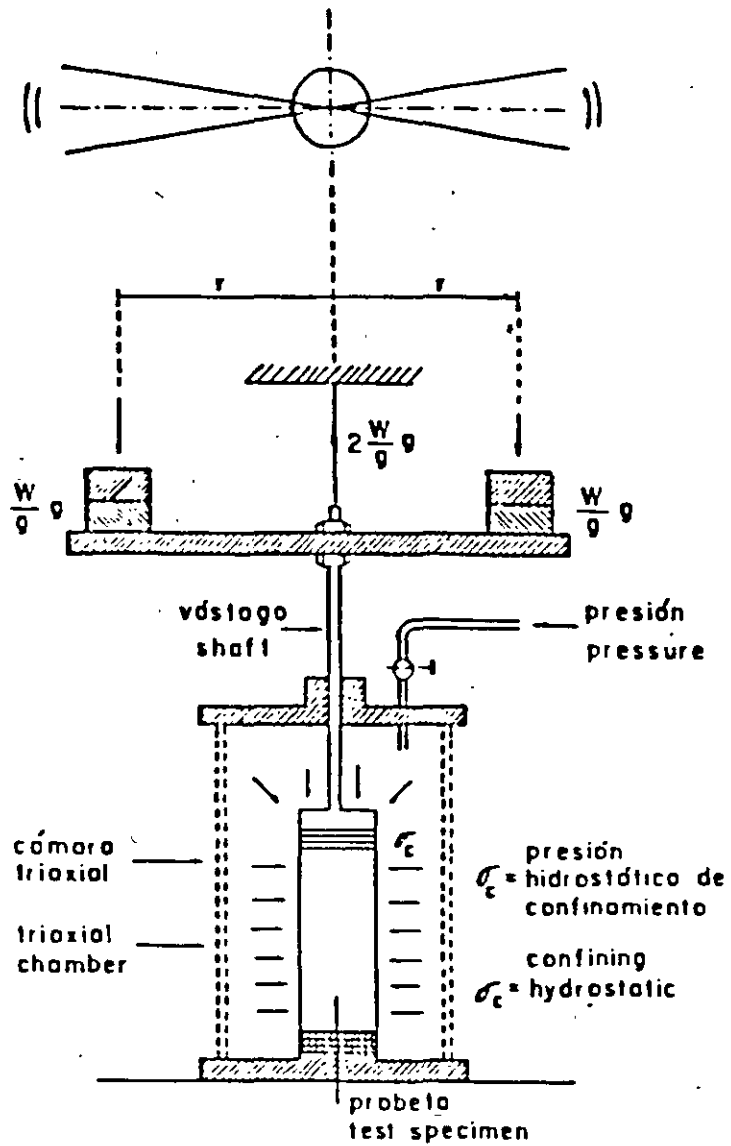
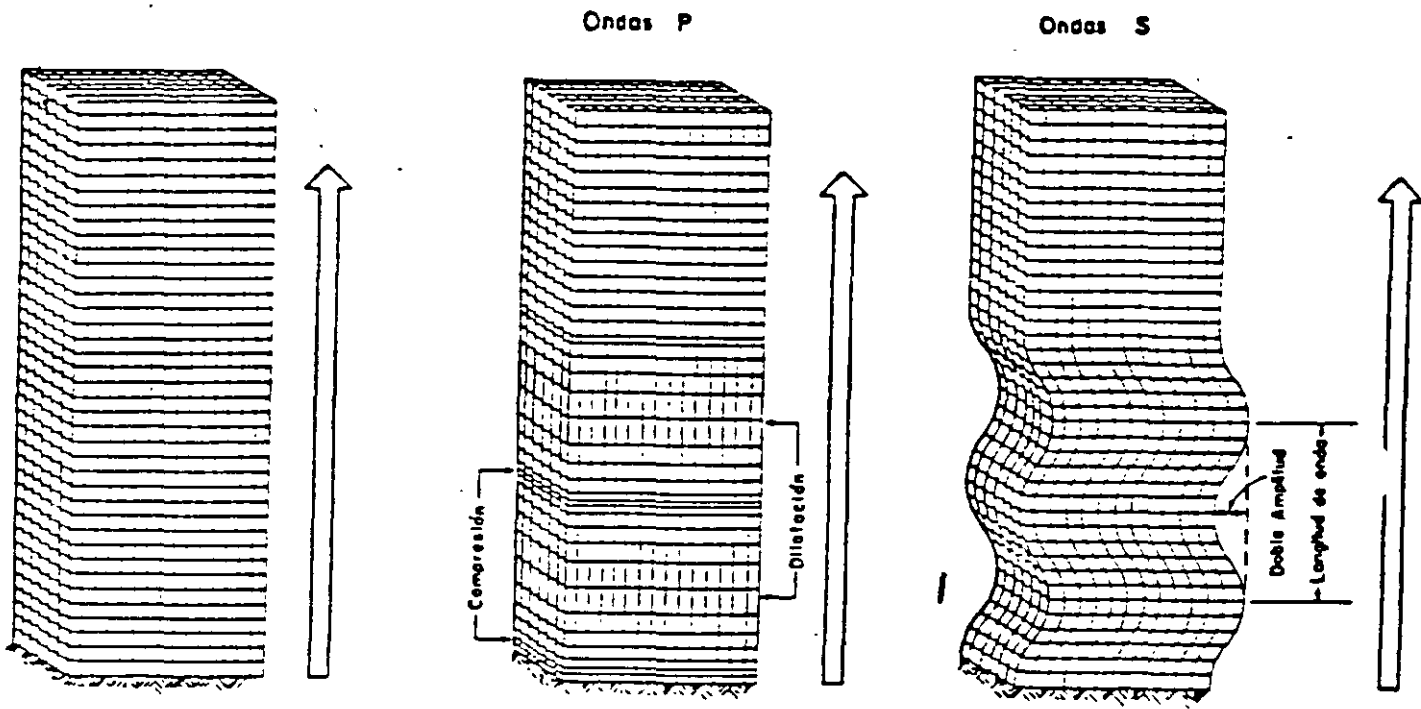


FIG. 35 PRUEBA DE VIBRACION TORSIONAL LIBRE  
(ZEEVAERT, 1967)



a. Medio no perturbado

b. Medio perturbado

c. Medio perturbado

FIG. 36 ONDAS DE CUERPO

DEPTH	044.0m	RECORD	100msec	PULSE WIDTH	0.8msec	
DELAY	04msec	TIME SCALE	2.0msec/line	AUTO-STACK	1	
CH	U2	F2	H2	U1	F1	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

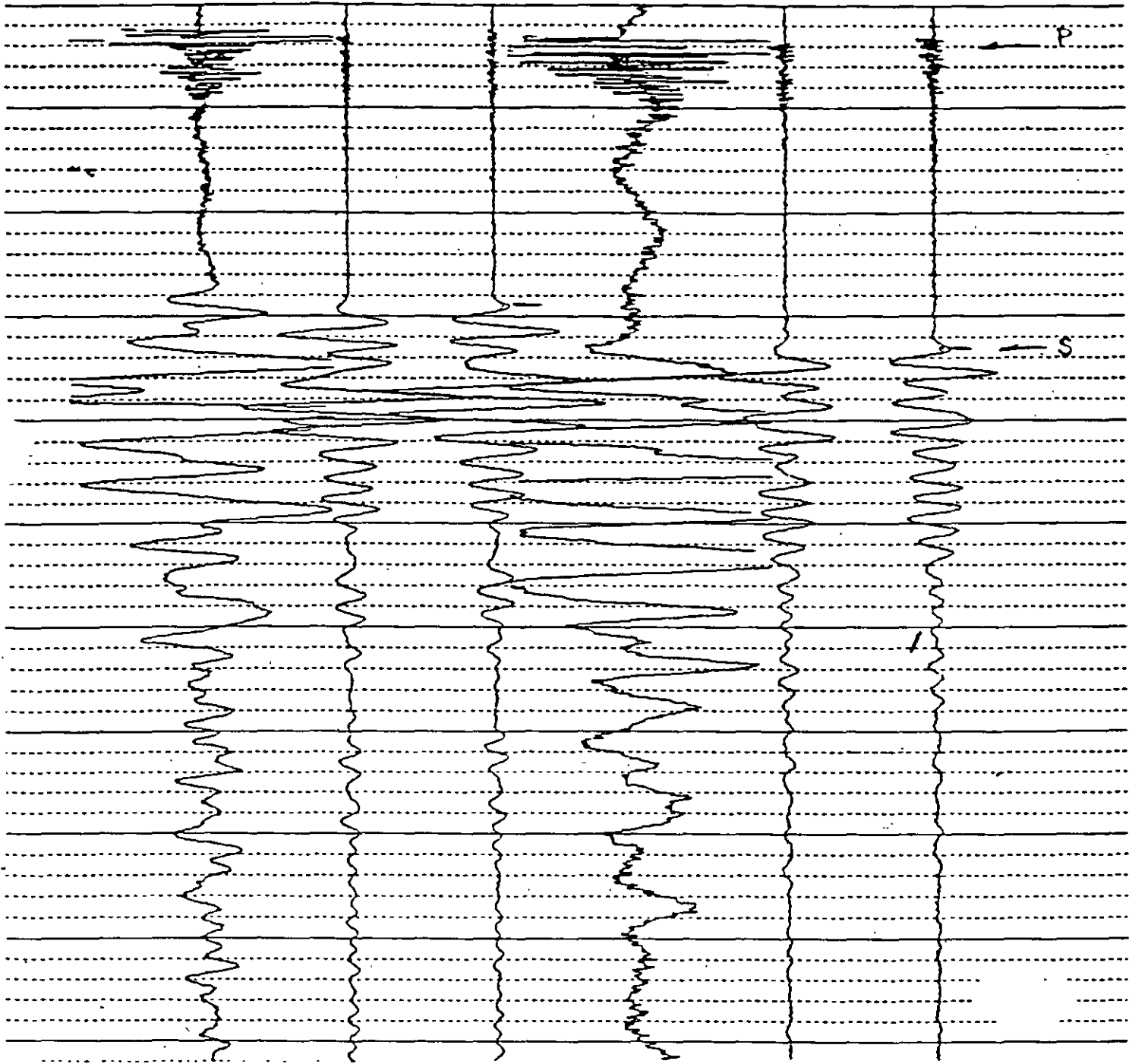


FIG. 43

Shear Wave Velocity, m/s

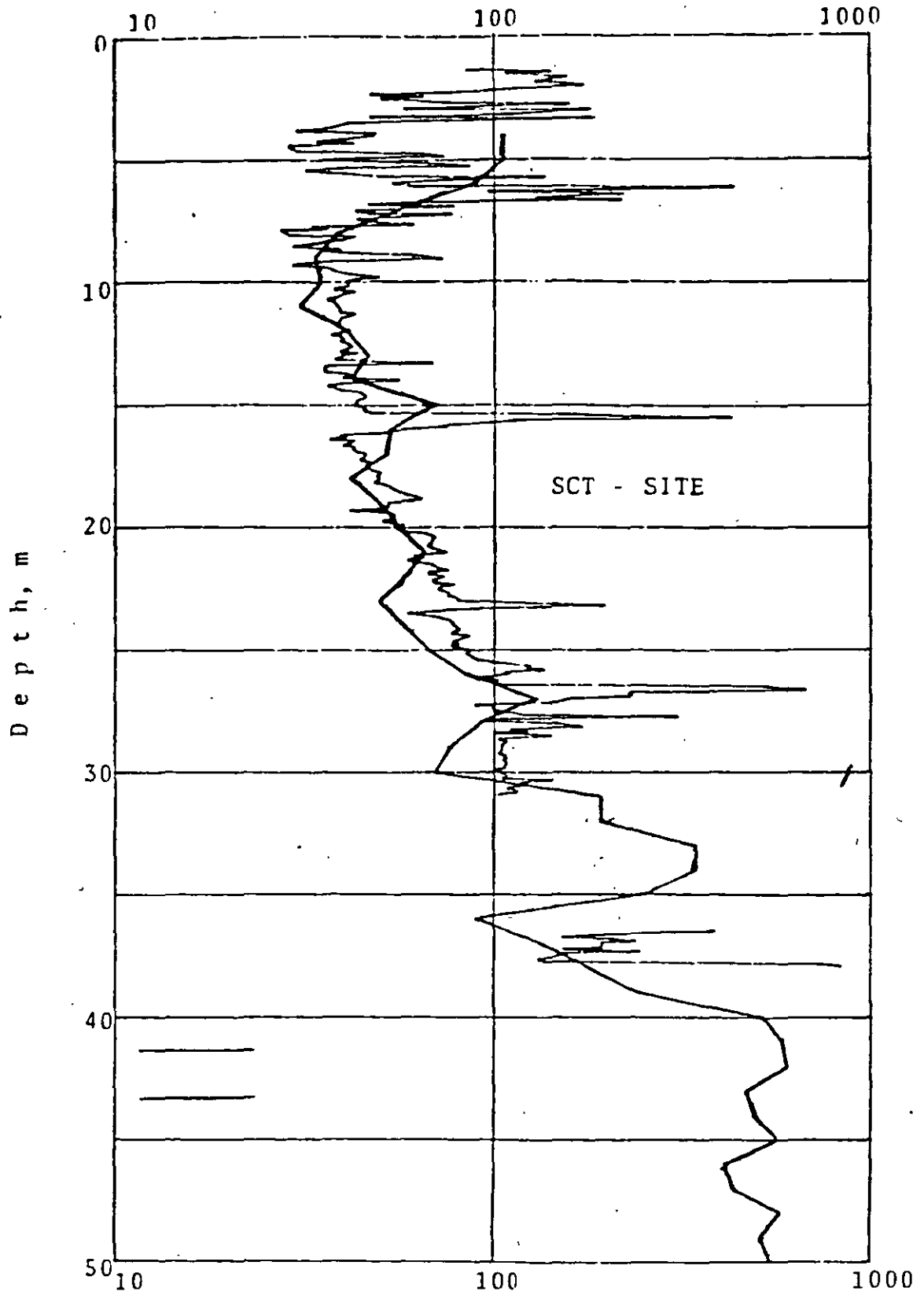


FIG. 48 Cone Penetration Resistance,  $\text{ton/m}^2$

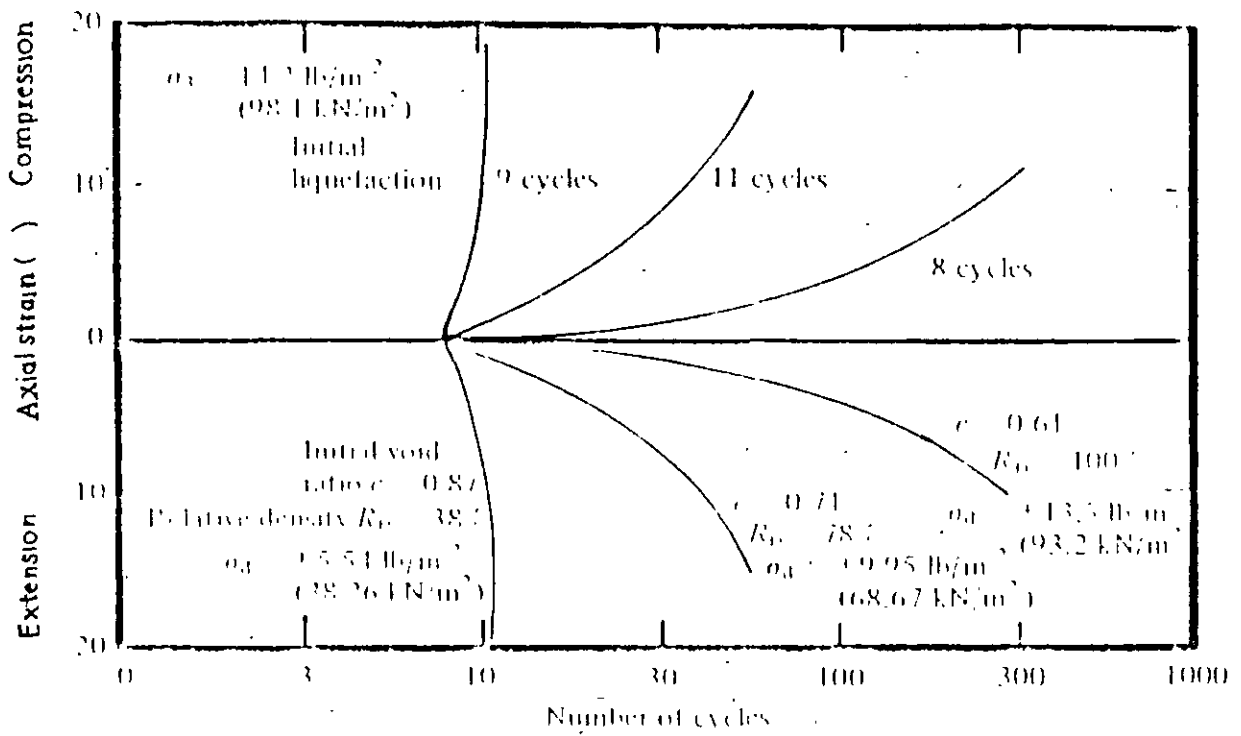


FIGURE 13 Axial strain after initial liquefaction for pulsating load tests at three densities for Sacramento River sand. [Seed, H. B., and Lee, K. L. (1966).

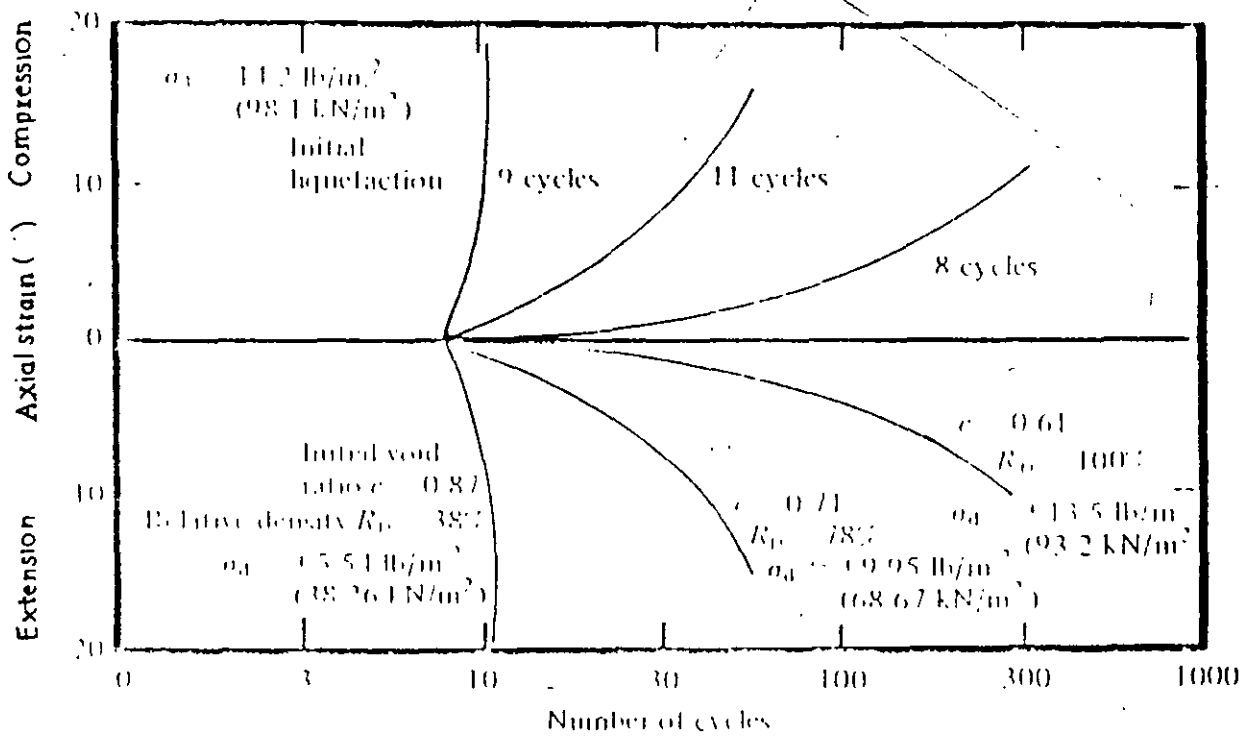
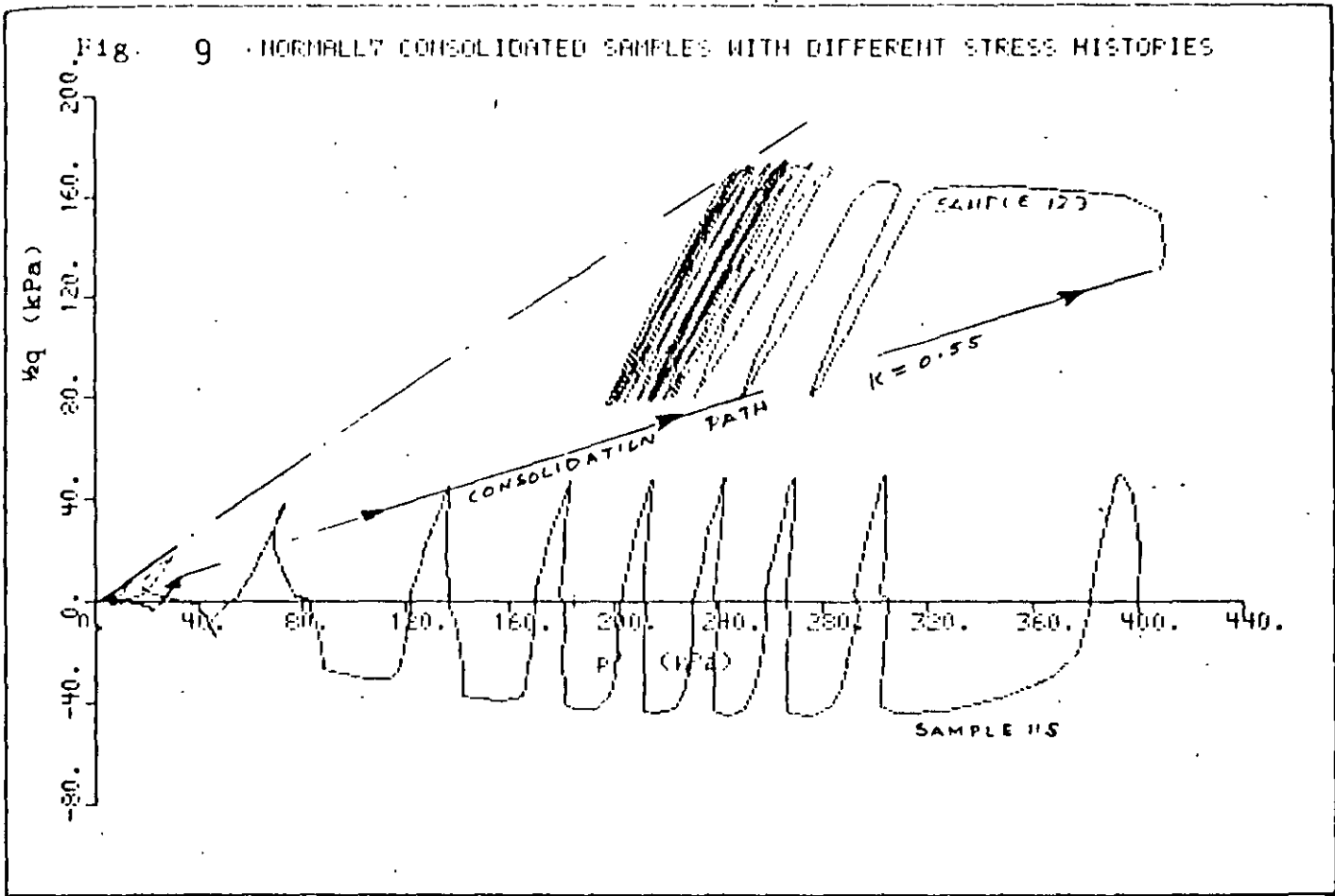


FIGURE 13. Axial strain after initial liquefaction for pulsating load tests at three densities for Sacramento River sand. [Seed, H. B., and Lee, K. L. (1966).





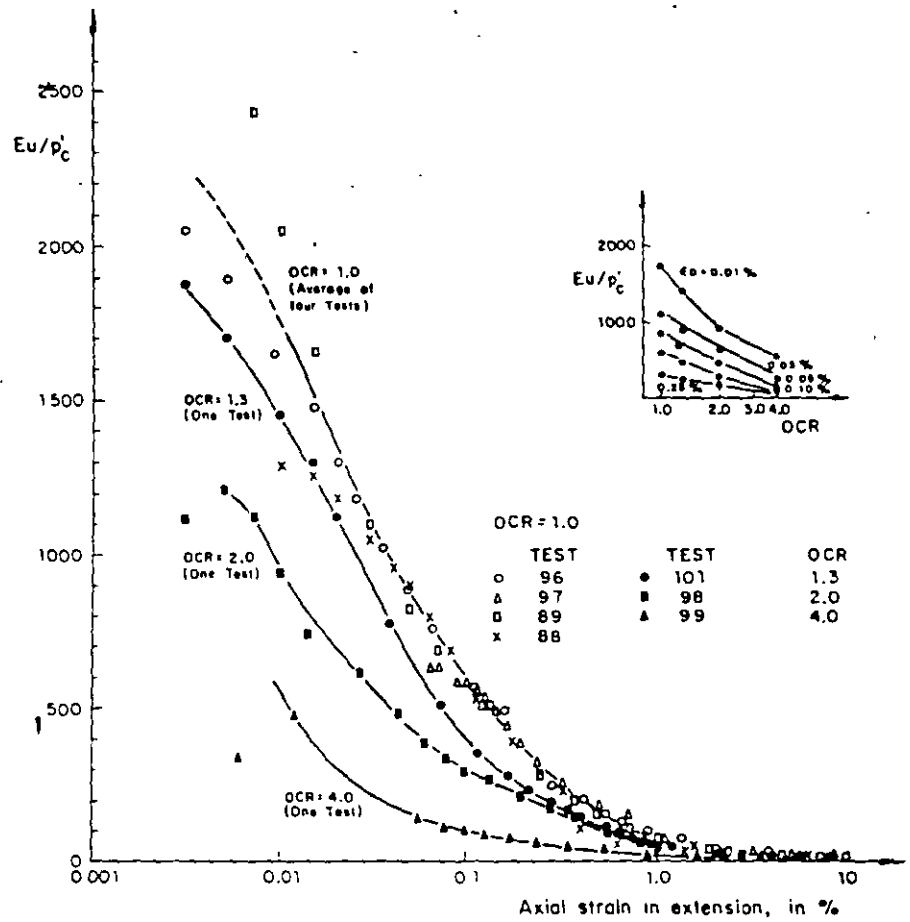


Fig 27 Normalized stiffness vs strain curves for anisotropically consolidated HRS sheared in extension



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA:**

**DISEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO  
REFORZADO**

**DESCRIPCION DEL EDIFICIO**

**ESTRUCTURACION**

**DIMENSIONAMIENTO (DISEÑO PRELIMINAR)**

**ANALISIS ESTRUCTURAL**

**DISEÑO**

**INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

**EXPOSITOR: ING. OSCAR DE LA TORRE RANGEL  
1997**

## 1. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

- Centro de Salud: Grupo A
- Seis pisos más un sótano
- Altura de entrepiso: sótano y planta baja: 4.5 m  
resto: 3.6 m
- Area total construída: 5440 m<sup>2</sup> (7 niveles)
- Zona III, D.F.
- Ver planta anexa

## 2. ESTRUCTURACION

### a) Material

Concreto reforzado: economía

- + resistencia de diseño del concreto a la compresión:  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ : clase 1
- + resistencia de fluencia del acero:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

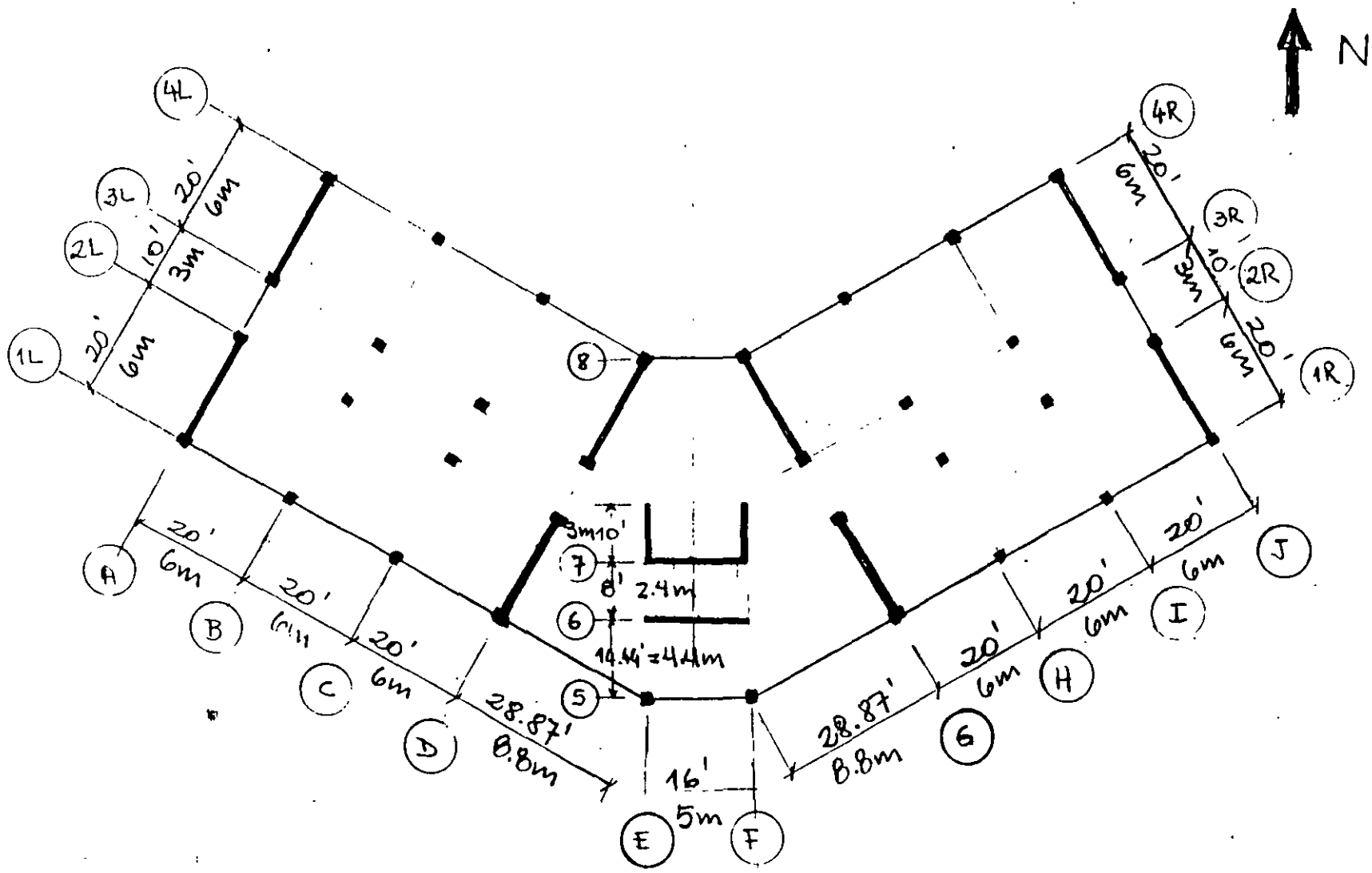
### b) Estructuración

- marcos dúctiles: RDF, Q = 4
- muros, Q = 3
- marcos-muros, Q = 3 \*\*

Sistema resistente de fuerzas laterales:

- muros acoplados en la dirección NS
- núcleo de elevadores y escaleras en la dirección EW

\*\*\*\* Los muros acoplados controlan desplazamientos de las alas



PLANTA DEL EDIFICIO

**Sistema resistente de cargas gravitacionales**

**Marco**

- losa en dos direcciones
- vigas interiores y de fachada
- columnas

**Cajón de cimentación**

- losa y contratrabes
- muro perimetral de contención

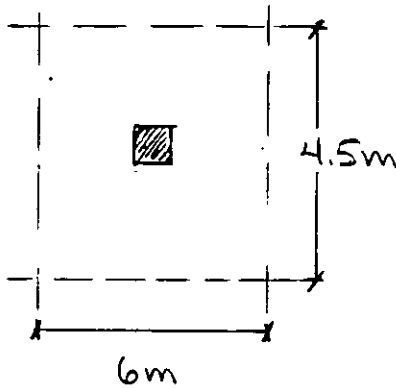
**Muros divisorios**

- no formarán parte del sistema resistente a sismo

### 3: DIMENSIONAMIENTO (DISEÑO PRELIMINAR)

#### a) COLUMNAS.

PARA UNA COLUMNA INTERIOR ; CARGAS VIVA MÁXIMA MUERTA



CV\*  $w_m = 170 \text{ kg/m}^2$  piso  
 $100 \text{ kg/m}^2$  azotea  
 \* según RDF Art 99

CM  $w = 650 \text{ kg/m}^2$  piso  
 $500 \text{ kg/m}^2$  azotea

Carga Axial Última en el sótano:

$$P_u = 1.4 \times 6 \times 4.5 \left[ \underset{\substack{\text{CM} \\ \text{6 pisos}}}{(0.65 \times 6 + 0.5)} + \underset{\text{CV}}{(0.17 \times 6 + 0.10)} \right]$$

$$P_u = 209 \text{ ton}$$

Nota la carga viva no se reduce pues  $A_f = 6 \times 4.5 = 27 < 36 \text{ m}^2$

Si aceptamos  $\sigma_{perm} = 100 \text{ kg/cm}^2$  (1000 ton/m<sup>2</sup>)

$$A = \frac{P_u}{\sigma_{perm}} = \frac{209}{1000} = 0.21 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow h = \sqrt{A} = 0.46 \text{ m}$$

Usar columna 45 x 45 cm | sección constante en la altura

b) LOSA

De acuerdo a NTC 4.3.3 (Losas apoyadas en su perímetro)

$$h_{\min} = \frac{\text{Perímetro tablero}}{300} \times 0.034 \sqrt[4]{f_s w}$$

$$\text{Si } f_s > 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y/o } w > 380 \text{ kg/m}^2$$

Sea el tablero entre los ejes. 1L-2L-A-B

+ 2 lados continuos de 6m

+ 2 lados discontinuos de 6m

$$\text{Perímetro} = 2 \times 6\text{m} + 2 \times 6\text{m} \times 1.25$$

↳ por ser discontinuos

$$= 27\text{m}$$

$$\text{Si } f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200$$

$$\text{y } w = 720 \text{ kg/m}^2 \text{ (CM + CV media)}$$

$$h_{\min} = \frac{2700}{300} \times 0.034 \sqrt[4]{0.6 \times 4200 \times 720}$$

$$h_{\min} = 11 \text{ cm}$$

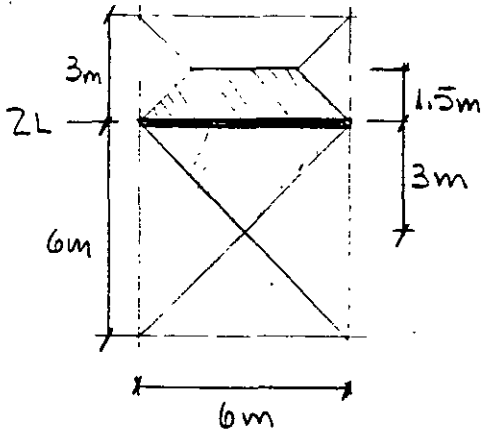
Puesto que en los ejes D, E, F, G no existe acción de marco usamos

$$\underline{h = 18 \text{ cm}}$$



c) VIGAS

Puesto que se ha supuesto que la resistencia lateral será proporcionada por los muros, verifiquemos que una viga de 35x50 cm de sección pueda reforzarse para carga vertical



$$A_T = \frac{6^2}{4} + \frac{6+3}{2} \cdot 1.5 = 15.75 \text{ m}^2$$

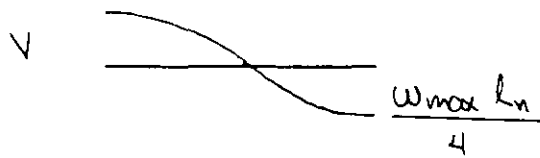
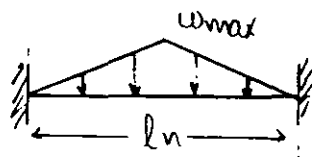
$$A_{TACM} = 500 \text{ kg/m}^2$$

(sin considerar columnas, muros concreto, vigas)

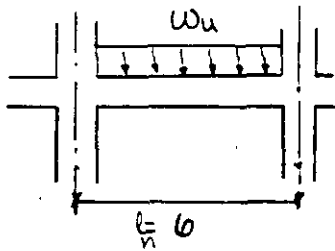
$$y_{CT} = 170 \text{ kg/m}^2$$

Carga trapezoidal : tratada como uniforme

Carga triangular : transformar a carga equivalente uniforme que produzca los mismos momentos de empotramiento



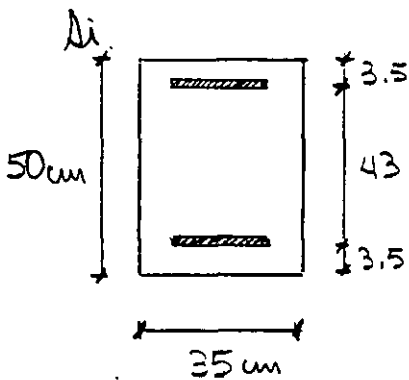
$$V = \frac{5w_{max} l_n^2}{96} = \frac{5}{8} \frac{w_{max} l_n^2}{12}$$



$$W_u = 1.4 \left( 500 \times 3 \times \frac{5}{8} + 500 \times 1.5 + \right. \\ \left. + 0.35 (0.5 - 0.18) \cdot 2200 + 170 \cdot 3 \cdot \frac{5}{8} + \right. \\ \left. + 170 \cdot 1.5 \right) = 3510.7 \text{ kg/m}$$

$\downarrow$  carga  $\quad W_{\text{concreto}}$

$$M_u = \frac{W_u l_n^2}{10} = \frac{3510.7 (6 - 0.45)^2}{10} = 10815 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$d = 46.5 \text{ cm}$$

$$M_u = M_R = F_R \cdot 0.9d \cdot A_s \cdot f_y$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M_R}{0.9 \cdot 0.9 \cdot 46.5 \cdot 4200}$$

$$A_{s \text{ req}} = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{A_{s \text{ req}}}{b d} = 0.0042$$

Para una sección balanceada (Ecuación 2.2, NTC)

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$$

donde  $f'_c = 0.8 f_c = 0.8 \cdot 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$   
 y  $f'_c = 0.85 f_c = 204 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow P_{bal} = \frac{204}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0229$$

Pero, según NTC 2.1.2.b,

$$f_{max} = 0.75 P_{bal} = 0.0171 > f_{req} \checkmark \checkmark$$

Posiblemente una viga más pequeña sería adecuada. Sin embargo, los efectos sísmicos nose han considerado aún. El peralte, además, parece adecuado para un claro de 6m.  $\left( \frac{l}{h} = \frac{600}{50} = 12 \checkmark \right)$

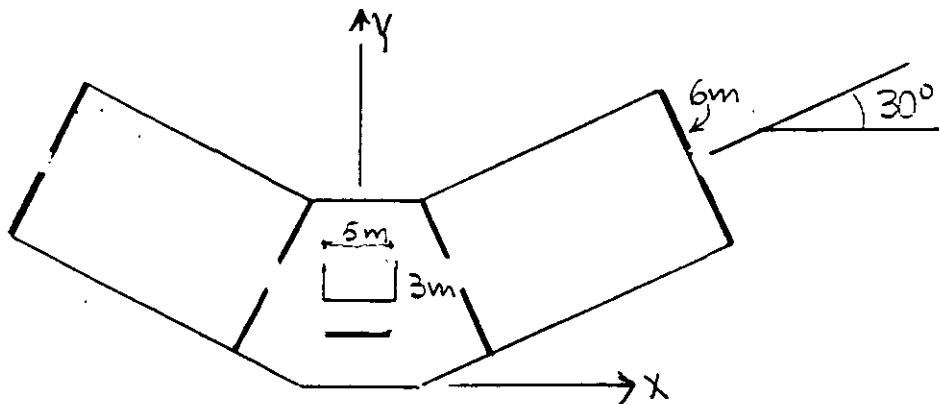
$\Rightarrow$  Usar  $35 \times 50 \text{ cm}$  para todas las vigas de las alas

Nota: se propuso 35cm. para que la relación entre los anchos de viga y columna (i.e.,  $35/45 = 0.78$ ) sea 75%, aprox.

#### d) MUROS

Se dimensionan los muros para resistir todo el cortante sísmico.

Croquis



Las fuerzas cortantes sísmicas totales son:

$$V_x = 237 \text{ ton}$$

$$V_y = 199 \text{ ton}$$

Criterio de Diseño: el esfuerzo cortante promedio en el concreto será menor que  $0,5 \sqrt{f'_c}$

tomado de la ec. 2.18 ( $V_{cr} = 0,5 F_R b d \sqrt{f'_c}$ )  
para  $p \geq 0,01$

Criterio de Anclaje: los muros "inclinados" participan en las resistencias sobre X y Y en función de su área multiplicada por  $\sin^2 30^\circ$  y  $\cos^2 30^\circ$ , resp.

Dirección X (la otra dirección nos afecta, por inspección)

$$A_{req} = \frac{1.1 \cdot 237000 \text{ kg}}{0.80 \cdot f_c} \cdot \frac{1}{0.5 \sqrt{240}} = 42070 \text{ cm}^2 = 4.2 \text{ m}^2$$

Si  $t = 20 \text{ cm}$

$$A_{muro} = 8 \cdot (6 \cdot 0.20 \cdot \sin^2 30^\circ) + 2(5 \cdot 0.20) \\ = 4.4 \text{ m}^2 \checkmark$$

## RESUMEN

Secciones constantes en la altura

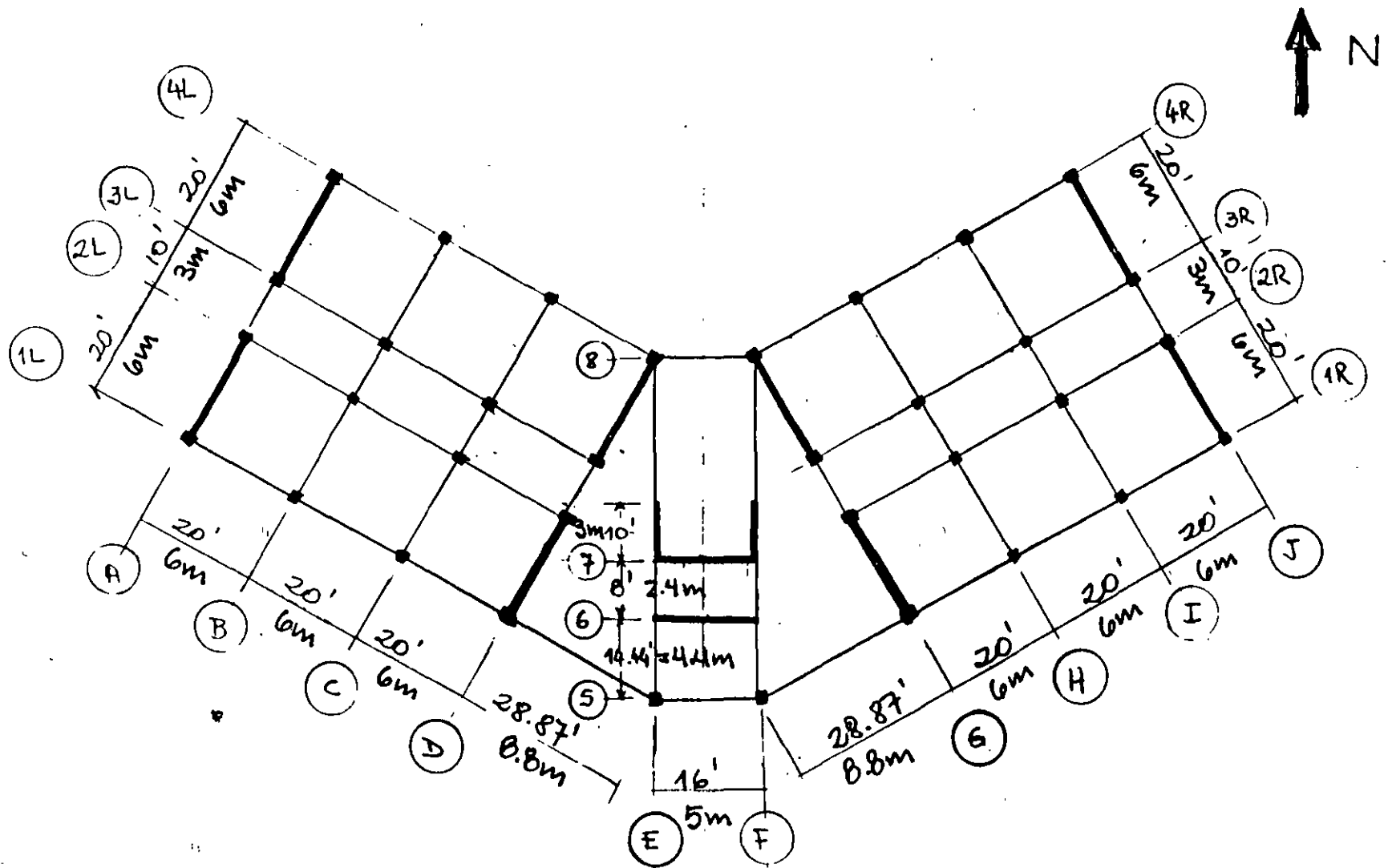
COLUMNAS : 45 cm x 45 cm

LOSA : 18 cm (t: espesor)

VIGAS : 35 cm x 50 cm (también contra traveses)

MUROS : 20 cm (t. espesor)

LOSA CIMENTACION 20 cm (espesor)



PLANTA DEL EDIFICIO



#### 4. ANALISIS ESTRUCTURAL

##### Hipótesis

- análisis elástico
- losa: diafragma rígido, aunque la forma del edificio sugiere "aleteo" del edificio
- se supone que el cajón de cimentación es rígido
- los elementos no estructurales (muros divisorios) no se consideran en el análisis

El edificio se modeló y analizó como estructura tridimensional usando el programa SUPER-ETABS

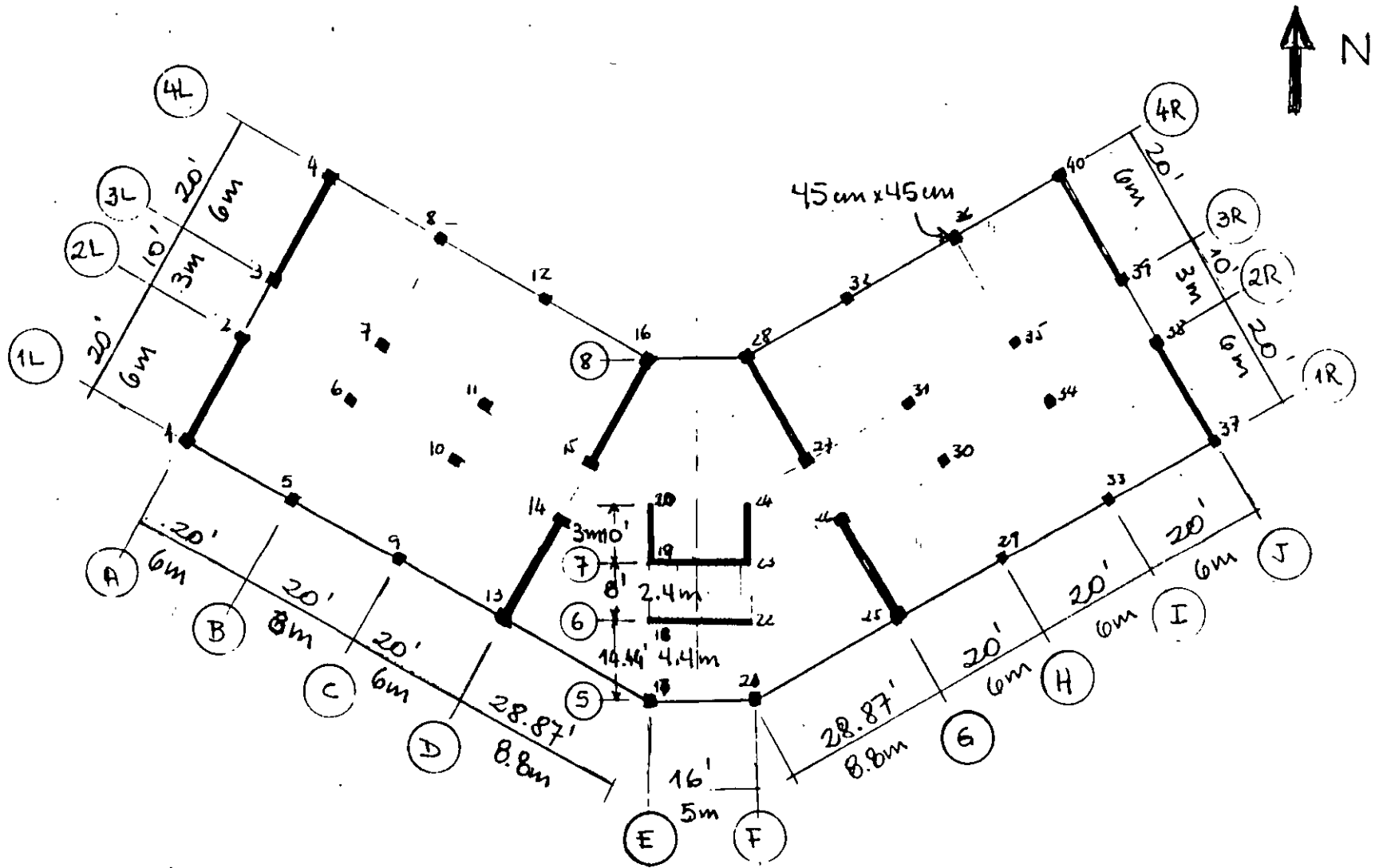
40 líneas de columna

69 crujiás

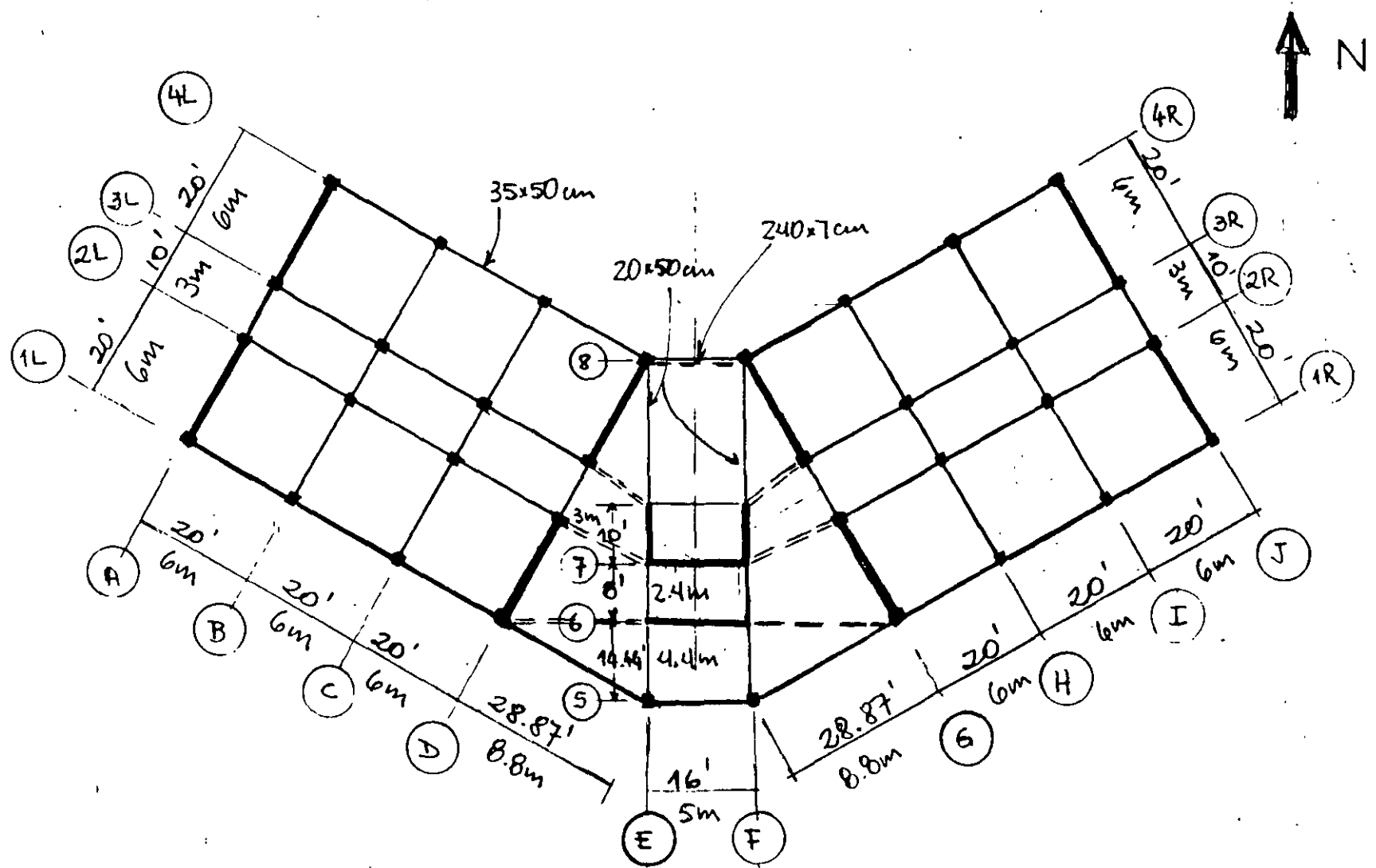
102 elementos muro (paneles)

12 "contravientos flexibles" para estimar la distorsión ( $AE/L=6.4 \text{ kg/cm}$ )

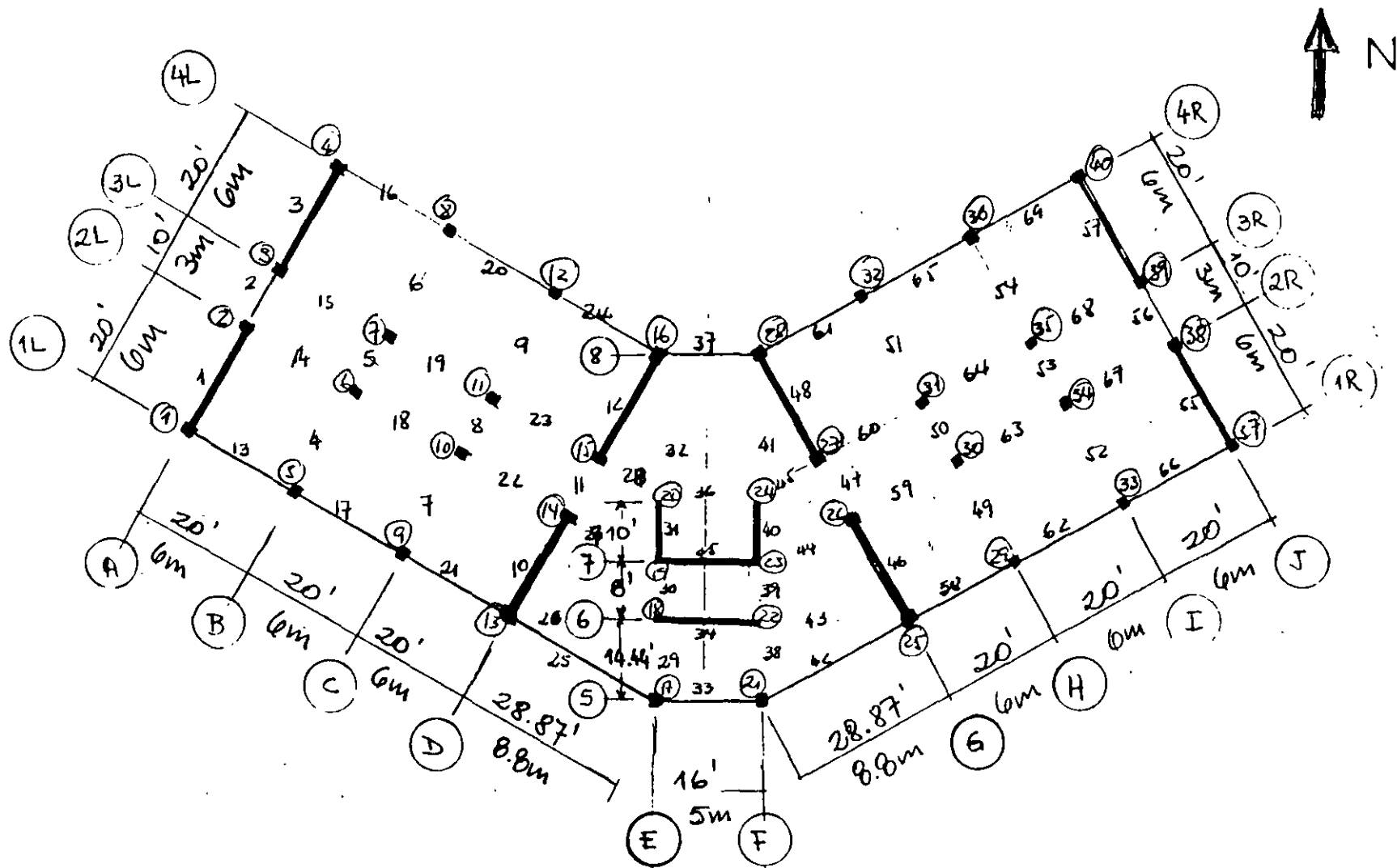




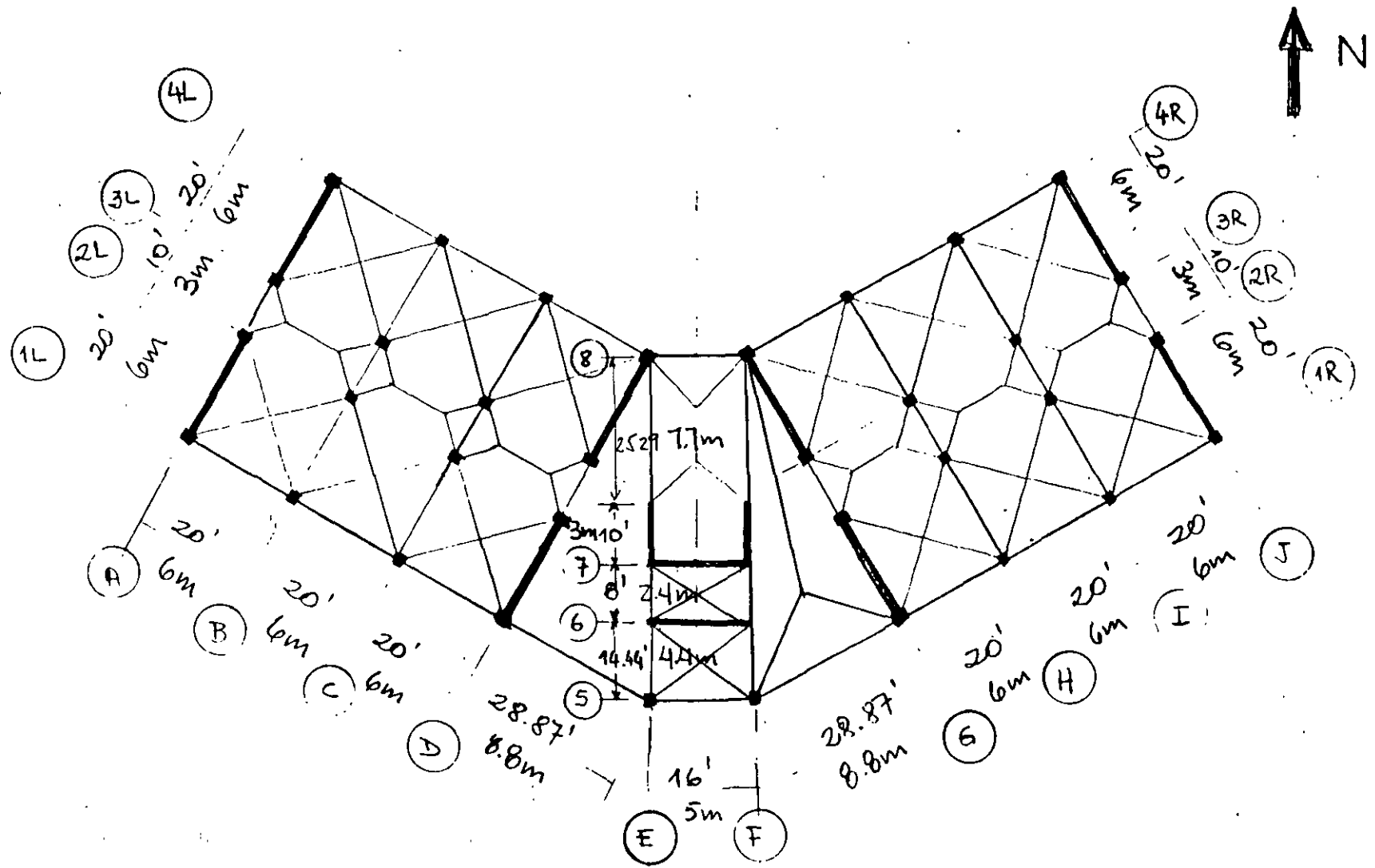
NUMERACION DE LINEAS DE COLUMNAS.



DISTRIBUCIÓN DE LAS VIGAS



NUMERACION DE CRUJIAS.



AREAS TRIBUTARIAS  
CARGAS VERTICALES

## a) ANÁLISIS ESTÁTICO

- altura total de la estructura :  $Z = 4.5 \text{ m} + 5 \cdot 3.6 \text{ m}$   
 $= 27 \text{ m} < 60 \text{ m}$

$$- \frac{V}{W} = \frac{C}{Q'}$$

donde :  $C = 1.5 (0.4) = 0.6$

↳  $C$  para Zona III  
 ↳ factor de importancia de la estructura : Grupo A.

$Q = 3$  . puesto que no se satisface que:

"mientras el edificio se mueva sin capacidad de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante" (NTCSismo)

Así mismo, en 4.5.2 de las NTC-Concreto, se señala que:

"en el diseño por sumo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará  $Q' = 3$ "

Pero  $Q' = \text{Factor de Regularidad} \cdot Q$

El edificio no satisface las condiciones de regularidad:

- 1- Simetría
- 10- Torsión

$$\Rightarrow Q' = 0.8 Q = 2.4$$

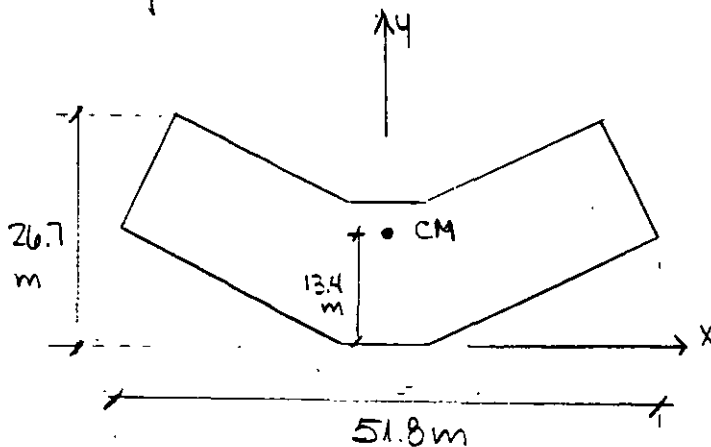
Por tanto,  $\frac{V}{W} = \frac{0.6}{2.4}$

$$\frac{V}{W} = 0.25$$

\* Los desplazamientos de entrepiso se multiplicarán por  $Q=3$ . Se verificará que desplazamiento/altura entrepiso  $< 0.012$  porque los miembros divisorios están separados una estructura.

Las fuerzas laterales se distribuyen en la altura del edificio. Estas fuerzas actuarán en el centro de masa del nivel (y las fuerzas cortantes en el centro de cortante).

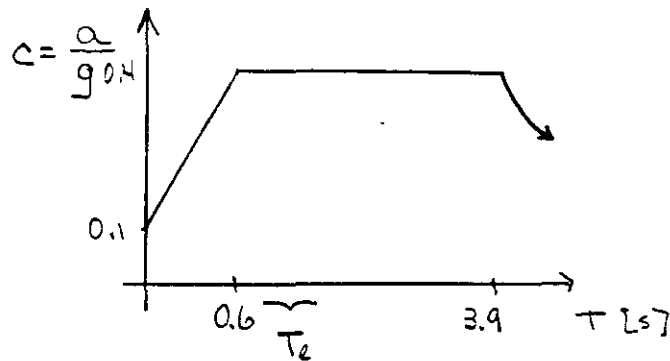
Para este edificio:



\* importante considerar torsión en el análisis (J. Dany)

## b) ANÁLISIS DINÁMICO

- debido a la asimetría
- espectro de diseño. Zona III (Zona de Lago)



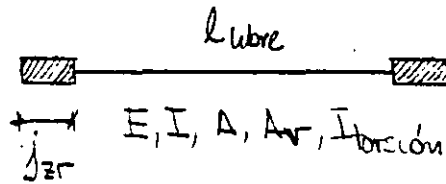
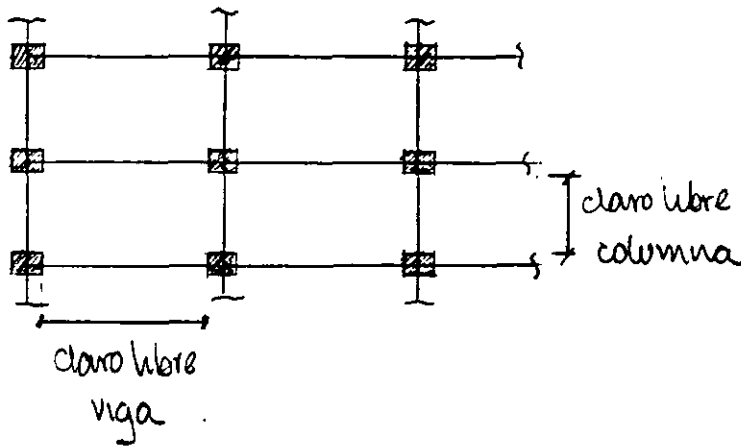
$$T_e = 0.13 \sim 0.14 N \approx 0.8 s$$

- verificar  $T_i \geq 0.4 s$
- usar espectro reducido :  $Q' = 2.4$
- combinar respuestas :  $S = \sqrt{\sum S_i^2}$

+ si los periodos de masas naturales difieren en menos de 10% entre sí : CQC (Complete Quadratic Combination = ETAS)

NOTA : las respuestas modales combinadas son las acciones, desplazamientos, y momentos necesarios a utilizar. No usar una respuesta combinada  $S$  para obtener otro parámetro.

c) IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA



Si las propiedades de las secciones ( $A, I$ ) son en base a secciones no agrutadas, usar  $J_{zr} = \frac{1}{3}$  ancho nudo

Si se usan propiedades agrutadas,  $J_{zr} = \frac{1}{2}$  ancho nudo

Agrutamiento: vigas  $0.4 I_g$   
 columnas  $0.8 I_g$   
 muros  $0.25 I_g$

Para vigas

"L" :  $I \approx 1.5 I_{rectangular}$

"T" :  $I \approx 2 I_{rectangular}$



Para el análisis de la estructura, se consideraron: se 0-  
lunas y muros de la PB y 1<sup>er</sup> piso como agrietados.

d) ANÁLISIS: usó el Uniform Building Code 1985

- o Pisos : Ajotea : 579 ton
- Piso : 728 ton

Total : 4219 ton (no considera el peso del sótano)

Para  $V_x$ ,  $C = 0.050 W$  | para roca  
 $V_y$ ,  $C = 0.047 W$

Piso	Fuerzas [ton]	
	X- EW	Y- NS
5	55.6	46.6
4	53.7	49.2
3	47.5	39.9
2	36.3	30.5
1	25.1	21.1
PB	14.4	12.1

o Verificación del modelo matemático.

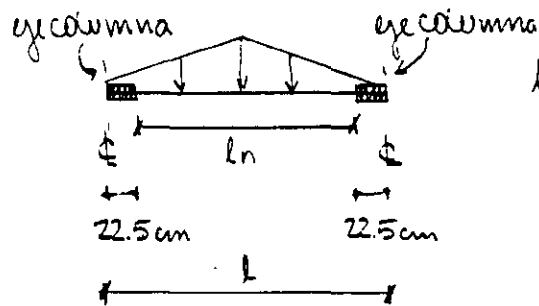
- 1) simétrica: cargas simétricas (verticales, sumo en Y)  
 producción de esfuerzos simétrica  
 - "cabeceo" con carga vertical

2) Cargas verticales

$$(\sum P_u)_{\text{análisis}} = (W_u)_{\text{esfuerzo}} \quad (1)$$

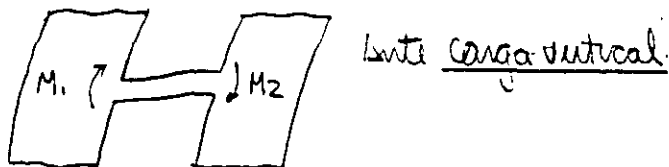
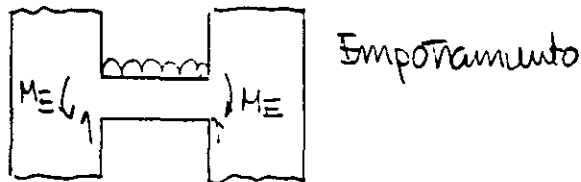
pero,  $\checkmark$   $<$   $\checkmark$  de la salida.

La aplicación es que los momentos de apoyo se calcularon usando el caso libre



si se usa el espacio de  $l_n$ , se verifica si se us.

3) otro efecto: ante carga vertical, los M de las vigas de acoplamiento son diferentes de  $M_E$



## Resultados del Análisis ante sismo.

### ◦ Análisis Dinámico: periodos

$$T_x = 0.76s$$

$$T_y = 0.61s$$

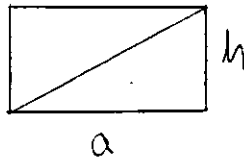
$$T_0 = 0.28s$$

masa modal efectiva 70%  
RSCC

### ◦ Contravientos para medir distorsiones

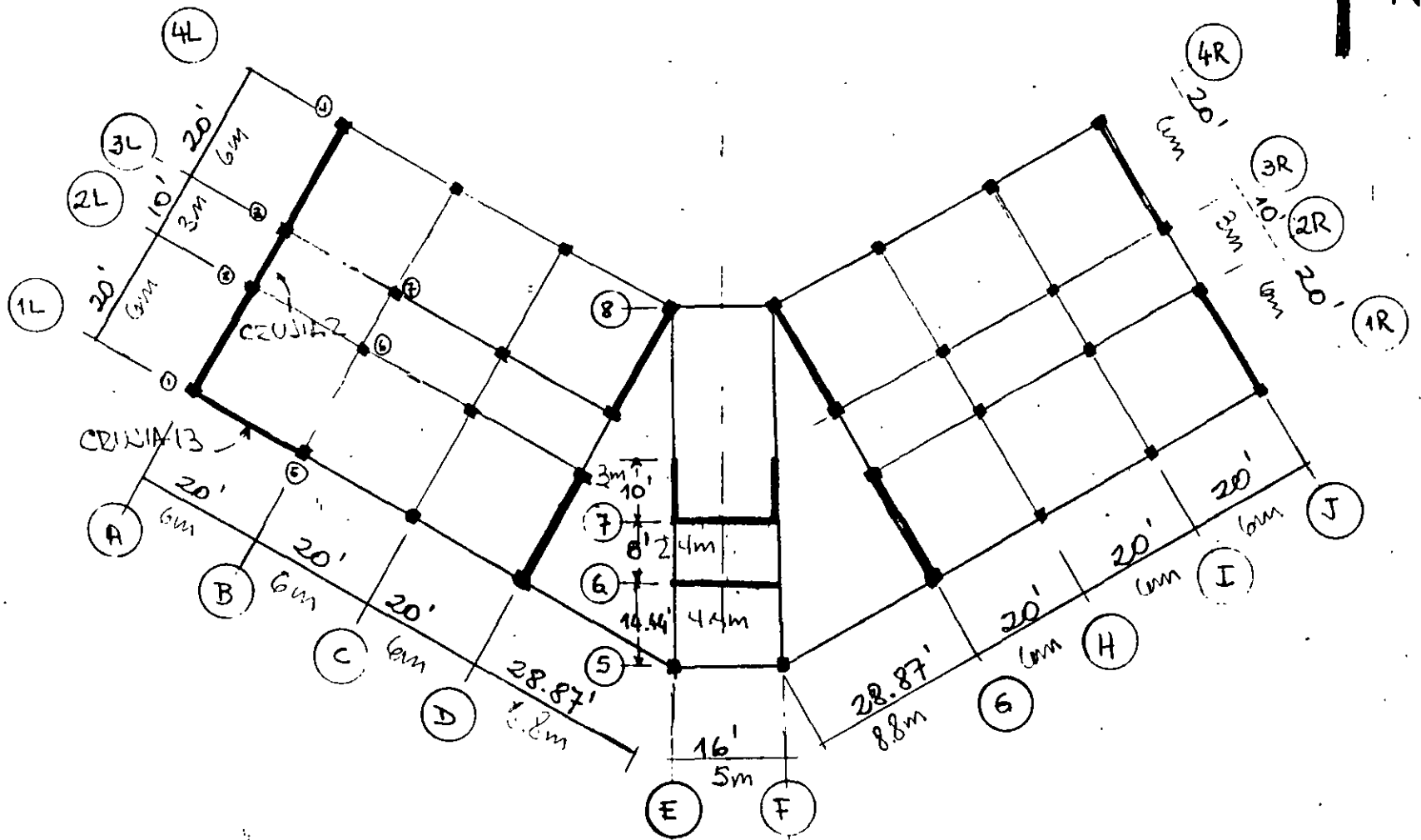
+ cruces 2 y 13: para medir torsión.

$$* \text{distorsión} = 0.1N \left( \frac{a}{h} + \frac{h}{a} \right)$$

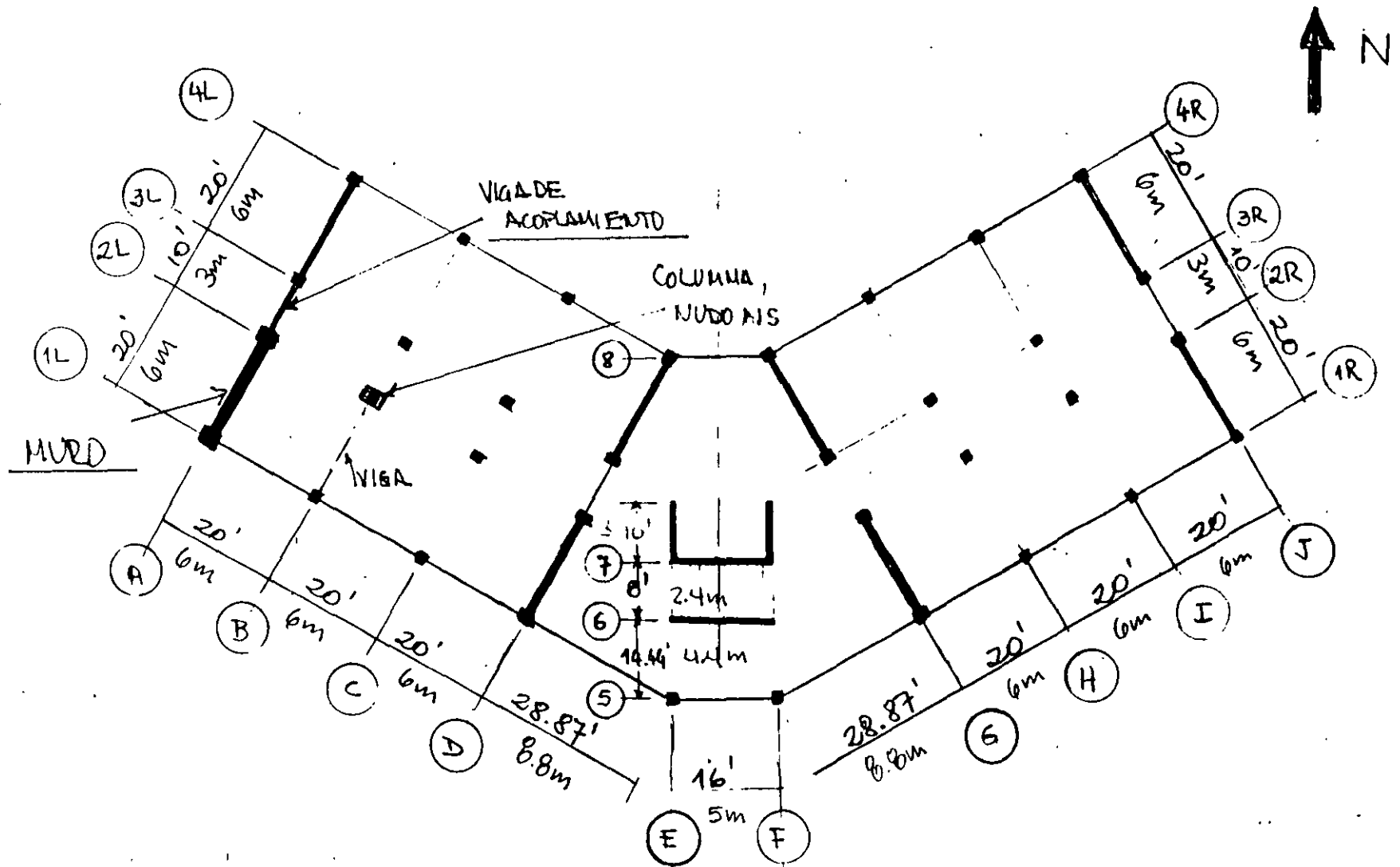


↑ fuerza normal: incluye superposición modal

- + permite disminuir el cabeceo (aumentación flexión)
- + realmente mide los desplazamientos en los extremos de las alas versus el desplazamiento del piso registrado en el CM
- + la máxima distorsión = 0.002.



CONTRAVENTOS PARA ESTIMAR LA DISTORSIÓN.



ELEMENTOS DISEÑADOS

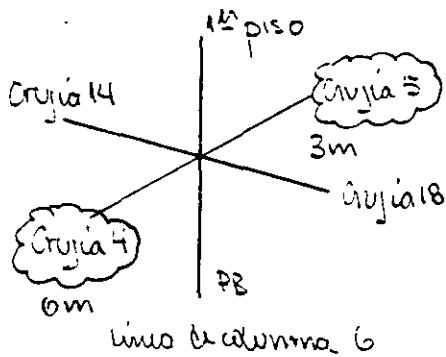
## 5- DISEÑO

Se diseñarán uno de los siguientes elementos:

- Viga
- Columna
- Junta Viga-columna
- Viga de acoplamiento
- Muro

NOTA : se garantizarán las dimensiones en la construcción

### a) VIGAS



Vigas:  $35 \times 50$  cm  $d = 46.5$  cm

Columna:  $45 \times 45$  cm

a.1) Determinar  $A_s$  para vigas

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{300}}{4200} = 0.00289^*$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{cal} = 0.0171 \text{ (ver Dim. en comentario)}$$

\* en cada lado

$A_{smin} = 2 \# 4$  continuas en el nodo

Cruje 4:  $\checkmark M_u^- = 1060.6 \text{ ton cm} \Rightarrow \rho = 0.0064 \Rightarrow A_s = 11.36 \text{ cm}^2$   
 $4 \# 6, A_s = 11.36 \text{ cm}^2$   
 $M_u^+ = 554.7 \text{ ton cm} \Rightarrow \rho = 0.0022 < \rho_{\min} \Rightarrow A_s = 4.7 \text{ cm}^2$

Cruje 5:  $M_u^- = 1210.8 \text{ ton cm} \Rightarrow \rho = 0.0047 \Rightarrow A_s = 7.65 \text{ cm}^2$   
 $\checkmark M_u^+ = 871.8 \text{ ton cm} \Rightarrow \rho = 0.0034 \Rightarrow A_s = 5.51 \text{ cm}^2$   
 $3 \# 5, A_s = 6.0 \text{ cm}^2$

Si fueran simples, usando ec. 2.9 NTC-como

$$M_e = F_c \left[ (A_s - A_s') + y \left( a - \frac{a}{2} \right) + A_s' + y (d - d') \right]$$

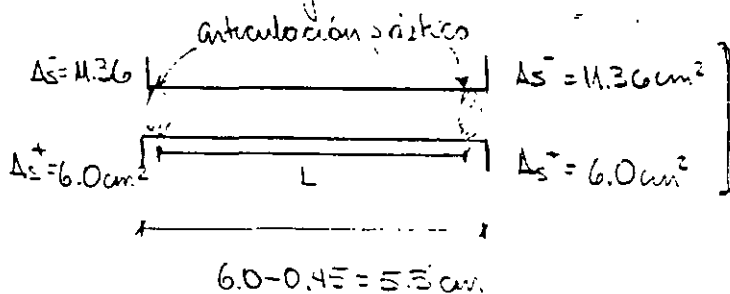
$$= 0.9 \left[ (11.36 - 6.0) 4200 \left( 46.5 - \frac{3.15}{2} \right) + 6.0 \times 4200 (46.5 - 3.5) \right]$$

donde  $a = \frac{(A_s - A_s') + y}{f_c b} = \frac{(11.36 - 6) 4200}{204 \cdot 35} = 3.15 \text{ cm}$

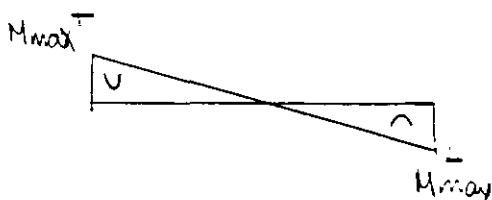
$M_e = 1885.4 \text{ ton cm} > M_u^-$  para la crujía 4

a.2) Ejemplo de corante

Se piensa más que el acero obtenido se mantiene en las secciones críticas de la crujía 4:



de satis por que  
 $M_c^+ \geq 0.5 M_e^-$



Según 5.2.4 de NTC podemos diseñar para fuerza constante:

+ por capacidad: un factor de reducción  
esfuerzo acero = 1.25 fy  
carga viva afectada por Fe.

$$V_{max} = \frac{M_{max}^+ + M_{max}^-}{L} + \frac{wL}{2} \approx \frac{\alpha(M_{\bar{n}}^+ + M_{\bar{n}}^-)}{L} + \frac{wL}{2}$$

$$M_{\bar{n}}^- = \frac{M_e^-}{\bar{F}_e} = \frac{1885.4}{0.9} = 2095 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$M_{\bar{n}}^+ = 1127 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$w = 2387 \text{ kg/m} \quad (\text{obtenido en forma sumatoria al producto})$$

$$V_{max} = \frac{(2095 + 1127) \cdot 1.25}{600} + \frac{2.4 \cdot 6}{2}$$

$$V_{max} = 6.7 + 7.2 = 14.0 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_{max}}{\bar{F}_e} = \frac{14.0}{1} = 14.0 \text{ ton}$$

+ de Vanos, con  $\bar{F}_e = 0.6$  (en lugar de 0.8)

$$V_{vanos} = 117 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_{vanos}}{0.6} = 19.5 \text{ ton}$$

⇒ diseñar para  $V_n = 19.5 \text{ ton}$



Puesto que  $V_{sismo} < 0.5 V_n \approx (19.5t)$

se considera la contribución del concreto a cortante.

Puesto que  $\rho < 0.01$ , usar ec. 2.17:

$$\begin{aligned}
 V_{cr} &= F_c b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f'_c} \\
 &\downarrow \\
 &= 0.6 \cdot 35 \cdot 46.5 (0.2 + 30 \cdot 0.0064) \sqrt{240} \\
 &= 5930 \text{ kg} < 1.5 \cdot 0.6 b d \sqrt{f'_c} = 22690 \text{ kg} \\
 &\quad \quad \quad \downarrow \\
 &\quad \quad \quad F_c
 \end{aligned}$$

Acero tema  $V_u - V_{cr} = 11.7 - 5.9 = 5.8 \text{ tm}$

$$S = \frac{F_c A_w f_y d}{V_u - V_{cr}} \quad \text{ec. 2.21}$$

E#3  
Circulos

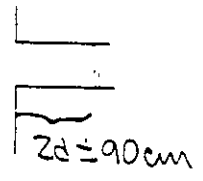
$$S = \frac{0.6 \cdot 2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 46.5}{5300} = 29 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{0.6 \cdot 2 \cdot 0.71 \cdot 4200}{3.5 \cdot 35} = 29 \text{ cm}, \text{ y } S_{max} = 0.5d = 20 \text{ cm}$$

E#3, circulos S=20cm

a.3) Refuerzo por confinamiento.


+ mínimo  $Z_d$  a partir cara columna



1<sup>o</sup> estribo a 5cm de la cara

Según 5.2.3,

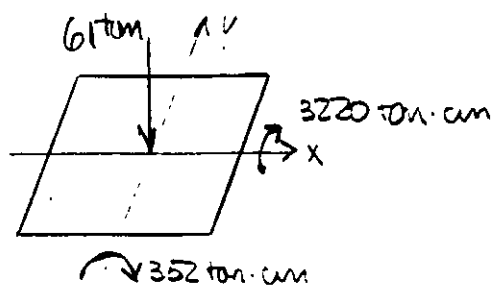
$$S \leq \begin{cases} 0.25d = 11 \text{ cm} \\ 8d_{b_{\min}} = 12.5 \text{ cm} \text{ (#5)} \\ 24d_{b_{\text{estribo}}} = 23 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

usar  $s=10 \text{ cm}$  

- dobles  $135^\circ$
- expansión  $10 d_b$  (9.5 cm) !

Fuera de la zona de la articulación plástica:  $S_{\max} \leq 0.5 d = 23 \text{ cm}$   
usar  $s=20 \text{ cm}$  (O.K.)

b) COLUMNA



b.1) Diseño por flexión

$$M_{ux} = 352 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$M_{uy} = 3220 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_x = 6 \text{ cm} \\ e_y = 53 \text{ cm} \end{array} \right\} > 0.05h = 2.25 \text{ cm} \checkmark$$

$\uparrow$   $e_{\min}$

Agua 5.3 (NTC-Concreto): momento a flexo-compresión si

$$P_u > A_g f'_c / 10$$

$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{45^2 \cdot 300}{10} = 60.8 \text{ ton (está en el límite)}$$

de ser considerada a flexión)

Para fines del ejemplo  $\Rightarrow$  flexo-compresión

Usaremos los gráficos para diseñar columnas de concreto reforzado (Serie 423 Instituto de Ingeniería)

$$R_x = \frac{352000}{0.8 \cdot 45^3 \cdot 204} = 0.024$$

$\hookrightarrow R_x$

$$\left( R = \frac{M}{F_c b h^2 \frac{1}{4} c} \right)$$

$$R_y = \frac{3220000}{0.8 \cdot 45^3 \cdot 204} = 0.217$$

$$R_x / R_y = 0.11$$

$$k = \frac{P_u}{F_c b h \frac{1}{4} c} = \frac{61000}{0.8 \cdot 45^2 \cdot 204} = 0.185$$

Plata efectiva:  $d = h - r = 45 - r = 40 \text{ cm}$   
 $r = 3 + 2 = 5 \text{ cm}$

$\Rightarrow d/b = 40/45 = 0.89$  usar 0.9

Para  $R_x/R_y = 0.5$ , Figura 42 (ver página 55)  $q = 0.7$

$R_x/R_y = 0$ , Figura 10 (ver página 54)  $q = 0.5$

interpolando para  $R_x/R_y = 0.11$ ,  $q = 0.54$

Eso  $q = \frac{A_s}{bh} \frac{f_y}{f'_c}$

$A_s = qbh \frac{f'_c}{f_y} = 0.54 \cdot 45 \cdot 45 \frac{204}{4200}$

$A_s = 53.1 \text{ cm}^2$

Usar 12 # 8  $A_s = 61.2 \text{ cm}^2$

$\rho = 61.2/45^2 = 0.03 < \rho_{max} = 0.04$

$\rho_{min} = 0.01$

Para verificar si está bien que:

- $h_{min} \geq 30 \text{ cm}$
- $A_g > F_u/0.5 f'_c$
- $b/h \leq 0.4$
- $h'/h = 310/45 = 6.9 < 15$

Para asegurar un comportamiento "viga de cel - columna fuerte"

$$\frac{\sum M_{\text{col}}}{\sum M_{\text{vigas}}} \geq 1.5$$

donde los momentos se refieren a momentos resistentes referidos al centro del eje

Para Mc columna:  $A_s = 61.2 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{61.2}{45^2} \frac{4200}{204} = 0.62$$

$$\text{y } k = 0.185$$

de la Figura 10,  $R = 0.30$   
(II-20)

$$\Rightarrow M_2 = R F_c b h^2 \rho k$$

$$= 0.3 \cdot 0.8 \cdot 45^3 \cdot 204$$

$$= 4461 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$\Rightarrow \frac{\sum M_{\text{col}}}{\sum M_{\text{vigas}}} = \frac{3 \cdot 4461}{14.55 + 0.9 \cdot 1127} = 3$$

✓ Para las vigas  
14 y 18 la razón  
da 1.45 ✓

\* debería incluirse 1.25  
o/na

b2) Traslape

sólo se permite a la mitad central del elemento

$$\text{Traslape} \geq \begin{cases} 1.3 L_d & (\text{según 3.9.1}) \\ (0.01 f_y - 6) d_b \end{cases}$$

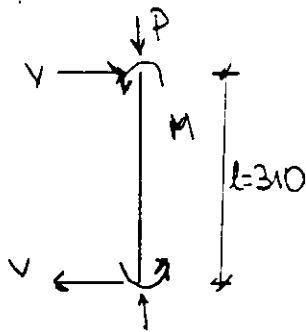
$$\text{Pero } L_d = L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

$$\Rightarrow \text{traspase} = 1.33 \cdot 0.06 \frac{5.1 \times 4200}{\sqrt{300}} = 99 \text{ cm} \Rightarrow 1 \text{ m}$$

que debe ser mayor que  $1.33 \cdot 0.006 \cdot 2.5 \times 4200 = 84 \text{ cm}$

### b.3) Diseño por cortante

Las columnas se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen articulaciones plásticas en los vigas (5.3.5)



$$P_u = 61 \text{ tm}$$

Diseño por capacidad

$$M = 0.5 (1.5 \leq M_{\text{vigas}})$$

$$M = 0.5 [1.5 (1.885 + 0.9 \cdot 1.127)]$$

$$= 2174 \text{ tm} \cdot \text{cm} \quad (\text{que es } 0.5 M_{\text{ced}} \text{ aprox})$$

$$V_u = \frac{2M}{l} = \frac{2 \times 2174}{310} = 14 \text{ tm}$$

según 2.1.5

$$V_{c2} = 0.5 F_c b d \sqrt{f_c} (1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g})$$

para  $\rho > 0.01$  ( $\rho_{\text{ced}} = 0.03$ )

$$= 0.5 \cdot 0.9 \cdot 45 \cdot 40 \sqrt{204} (1 + 0.007 \cdot \frac{61000}{45^2})$$

$$= 12.5 \text{ tm}$$

$P_{uo}$

$$S = \frac{F_c A_v f_y d}{V_u - V_{c2}}$$

$$\frac{A_{cr}}{S} = \frac{V_{cr} - V_{cr}}{F_R f_y d} = \frac{1500}{0.8 \cdot 4200 \cdot 46.5} = 0.0096 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$$

b.4) For confinamiento (según 5.2.4)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \eta_c = 0.3 \left( \frac{45^2}{39^2} - 1 \right) \frac{300}{4200} \approx 0.277 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \eta_c = 0.12 \frac{300}{4200} \approx 0.334 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\eta_c = 45 - 6 = 39 \text{ cm}$$

Por lo último,  $\frac{A_{sh}}{S} = 0.334$

$$S \leq \begin{cases} n/4 = 11 \text{ cm} & \text{según 5.3.4} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

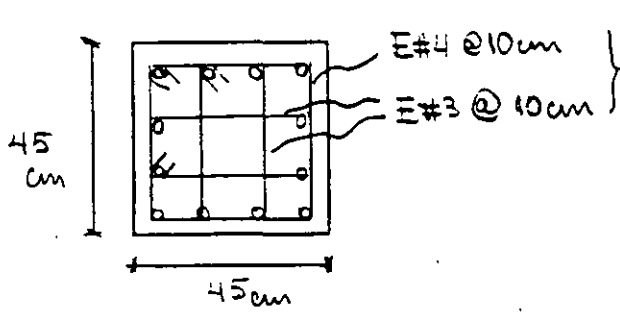
según 4.3.3

$$\begin{aligned} & \bullet \frac{850}{\sqrt{f_y}} \frac{d_c}{\omega} = \frac{850}{\sqrt{4200}} \cdot 2.5 = 33 \text{ cm} \\ & \quad \quad \quad \downarrow \\ & \quad \quad \quad \#8 \\ & \bullet 48 d_{v_{\text{ext}}} = 48 \cdot 1.25 = 60 \text{ cm} \\ & \bullet n/2 = 23 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto  $S = 10 \text{ cm}$

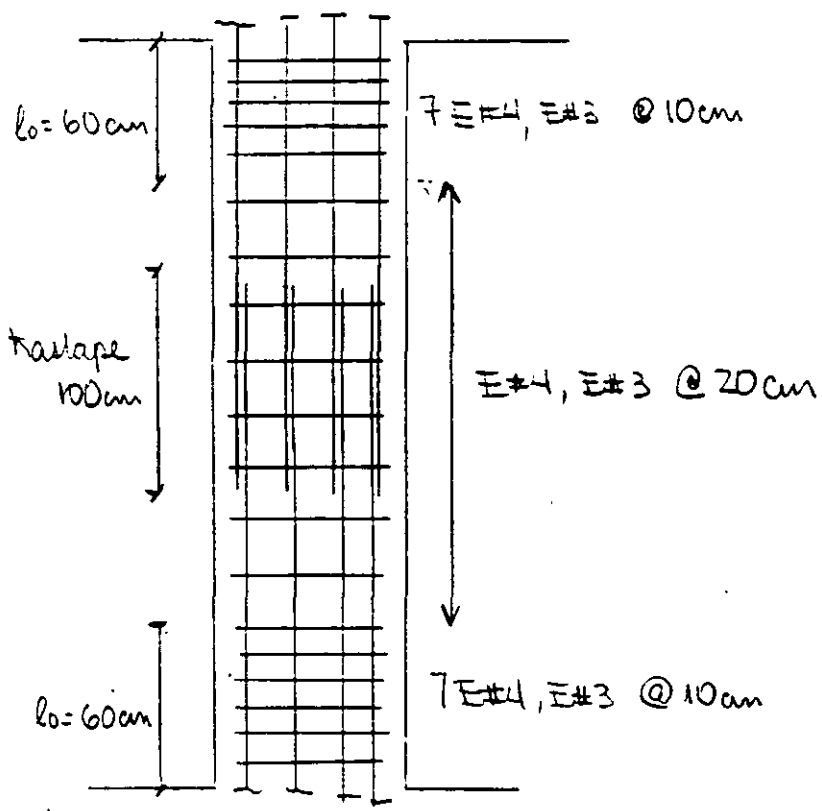
$$\Rightarrow A_{sh} = 0.334 \cdot 10 = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } E \pm 4, \text{ } \equiv \pm 3 @ 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{sh} = 4 \text{ cm}^2$$



En una longitud

$l_0 \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 310/6 = 52 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \checkmark \end{cases}$



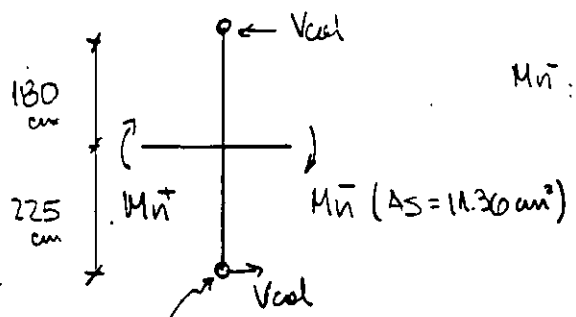
COLUMNA

1<sup>o</sup> piso



c) JUNTA VIGA-COLUMNA

c.1) Resistencia al corte



$$Mn^-: a = \frac{1.25 f_c k_s}{f'' c b} = \frac{1.25 \times 4200 \times 11.36}{204 \times 35} =$$

$$a = 8.35 \text{ cm}$$

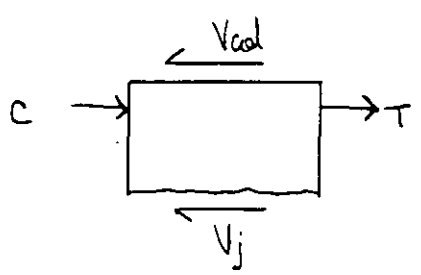
punto de inflexión a la mitad de la altura de la columna

$$Mn^- = 1.25 \times 4200 \times 11.36 \left( 46.5 - 8.35 \frac{5}{2} \right) = 2524 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$Mn^+ : a = \frac{1.25 \times 4200 \times 6}{204 \times 35} = 4.41 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Mn^+ = 1395 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$Puro \quad V_{col} = \frac{\sum M_n}{180 + 225} = \frac{2524 + 1395}{405} = 9.7 \text{ ton}$$



$$C = 1.25 \times 4200 \times 6.0 = 31.5 \text{ ton}$$

$$T = 1.25 \times 4200 \times 11.36 = 59.6 \text{ ton}$$

$$V_j = 31.5 + 59.6 - 9.7 = 81.4 \text{ ton}$$

Puesto que el nudo está confinado en 75% por el ancho de las trabes,

$$V_{2j} = 5.5 F_c \sqrt{f_c'} b_e h$$

$$b_e = \frac{b_{viga} + b_{col}}{2} = \frac{45 + 35}{2} = 40 \text{ cm}$$

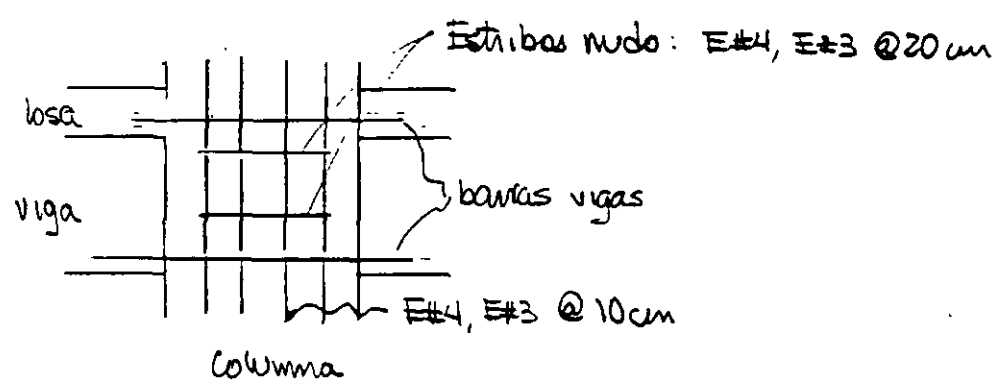
$$= 5.5 \times 0.8 \times \sqrt{240} \times 40 \times 45$$

$$= 123 \text{ ton} > V_j \checkmark$$

### c.2) Refuerzo transversal de confinamiento

Puesto que el nudo está confinado por cuatro traveses, con relación de anchos viga / columna  $> 0.75$ ,

⇒ reducir el refuerzo transversal de la columna, con 2 juegos de estribos entre los techos superior e inferior ← importante



### c.3) Overlap del refuerzo \*

Según 5.4.4., puesto que las muros tienen más del 50% de la fuerza lateral,

$$\frac{M}{d_b} > 15$$

Para barras de columna:

$$\frac{l_{viga}}{d_b \text{ columna}} = \frac{50}{2.5} = 20 \checkmark$$

↳ #8

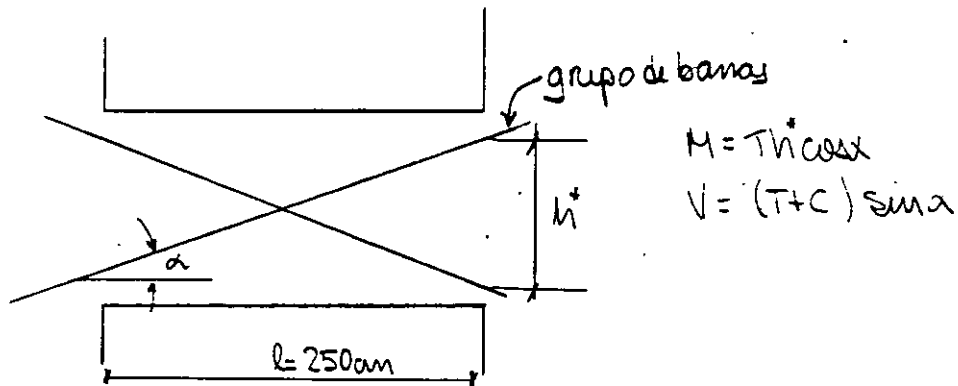
$$\frac{l_{columna}}{d_b \text{ viga}} = \frac{45}{1.9} = 23 \checkmark$$

↳ #6

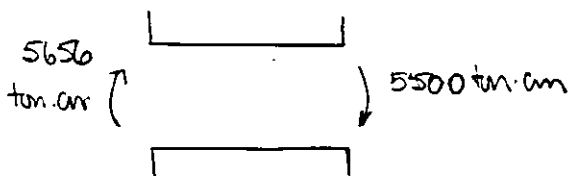
\* a menudo controla el volteo, especialmente columnas

Según 5.4.1, se diben incluir dibujos acotados y a escala en los planos, del refuerzo en las uniones vigas-columna

### d) VIGAS DIAFRAGMA DE ACOPAMIENTO



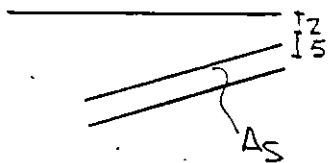
En nuestro caso.  $l = 250 \text{ cm}$ ,  $h^* = 50 \text{ cm}$  ( $l/h^* = 5 > 2$ )  
 ↗ máximo para NTC  $z = (4.14.2)$



Por seguridad,  $M = 5600 \text{ ton.cm}$

$M_{máx} \approx \alpha M = 1.25 \cdot 5600 = 7075$

Si  $h^* = 36 \text{ cm}$  y  $\alpha = \arctan 0.2 = 11.3^\circ$



$T = \frac{M_{máx}}{h^* \cos \alpha} = \frac{7075}{36 \cdot \cos 11.3^\circ}$

$T = 200 \text{ ton}$

$\Rightarrow A_s = \frac{T}{f_y} = \frac{200}{4.2} = 48 \text{ cm}^2$

usar 6#10

$A_s = 49.14 \text{ cm}^2$

(Ejg sobre  $V = (T + C) \sin \alpha$ ,  $T = 124 \text{ ton}$ )

Las diagonales se aclararán según 3.1.1c) multiplicado por 1.5

$$1.5L_d = 1.5 \cdot 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 1.5 \cdot 0.006 d_b f_y$$

$$1.5 \cdot 0.006 \cdot 3.175 \cdot 4200 = 120 \text{ cm}$$

$$1.5 \cdot 0.06 \frac{8.19 \cdot 4200}{\sqrt{300}} = 178 \text{ cm} \checkmark$$

Estribos:

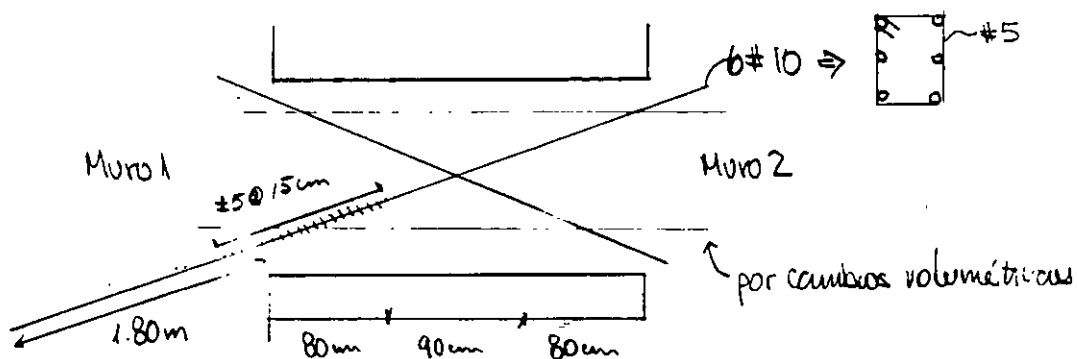
$$\frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} \cdot 3.175 = 42 \text{ cm}$$

$s \leq$

$$48 d_{b_{\text{estribo}}} = 48 \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.54 = 76.2 \text{ cm}$$

$$35/2 = 17.5 \text{ cm} \text{ (regl.) , usar } s = 15 \text{ cm}$$

↑ menor dimensión



El resto de la viga lleva refuerzo por cambios volumétricos.

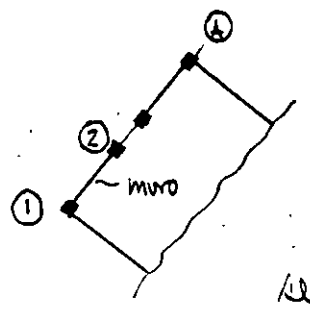
$$\text{si } \rho = 0.002, A_s = 50 \times 35 \times 0.002 = 3.5 \text{ cm}^2$$

(E.O)

⇒ usar #2.5 @ 50cm (verticales) no diseñadas  
2 ± 3 horizontales

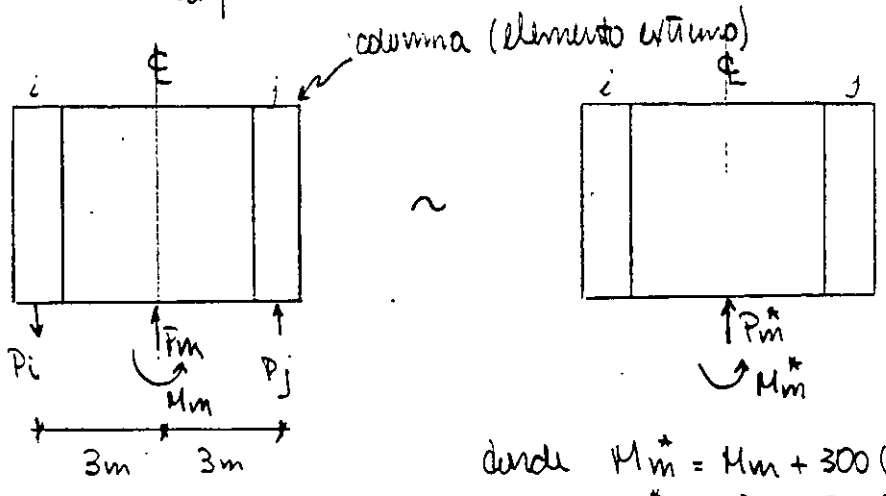
e) MUROS DE CONCRETO

Se diseñará el muro de la planta baja entre columnas 1 y 2.



Del dimensionamiento:  $t = 20 \text{ cm}$   
 $h = 45 \text{ cm}$

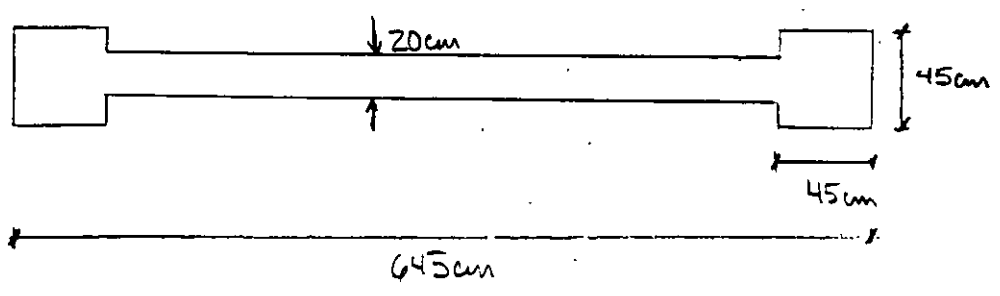
De acuerdo al modelo de la estructura, se obtuvieron elementos mecánicos en las columnas y en el muro. Se debe incorporar la carga axial de las columnas en la carga axial y flexión del muro. De esta forma.

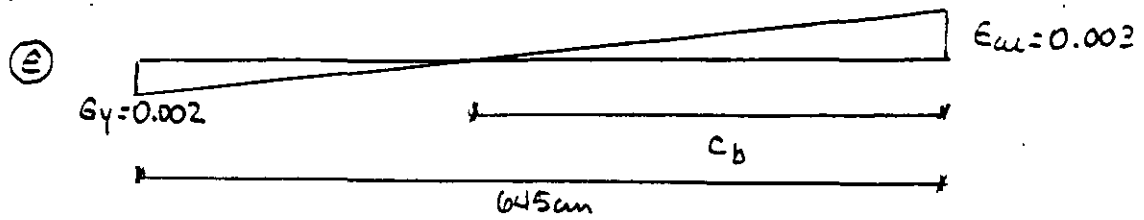


donde  $M_m^* = M_m + 300(P_i + P_j)$   
 $P_m^* = P_m - P_i + P_j$

La carga de compresión más alta fue de 362 ton y de tensión de 143 ton.

Para tener idea de la peor condición de carga, considerando carga axial, estimaremos una carga aproximada, la carga axial balanceada.





$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{0.002}{645 - c_b}$$

$$\Rightarrow c_b = \frac{0.003(645)}{0.005} = 387 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es de

$$a_b = 0.8 \cdot c_b = 309.6 \text{ cm}$$

La carga axial balanceada será:

$$P_b = \underbrace{0.85}_{f'_c} f'_c a_b + A'_s f_y - A_s f_s$$

Suponiendo que  $A'_s = A_s$ ,  $f_y = f_s$  y  $b = 20 \text{ cm}$

$$P_b = 204 \cdot 309.6 \cdot 20 / 1000$$

$$= 1263 \text{ ton (compresión)}$$

\*\* Es claro que la máxima carga de compresión está muy por debajo de  $P_b$ .

$\Rightarrow$  la condición crítica de carga es:

$$M_u = 302,550 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$P_u = 143 \text{ ton (tensión)}$$

$$V_u = 294 \text{ ton (se verificará por capacidad)}$$

e.1) Diseño por cortante

La fuerza cortante  $V_u = 294 \text{ tm}$  es constante en la altura del muro en el primer entrepiso.

Verifiquemos que  $V_{\text{may}} > V_u$  (4.5.2 NTC-Concreto)

$$V_{\text{may}} = 2 F_c L \pm \sqrt{f_c} = 2 \cdot 0.8 \cdot 645 \cdot 20 \sqrt{240} / 1000$$

$$= 320 \text{ tm} > 294 \text{ tm} \checkmark$$

Puesto que  $\frac{H}{L} = \frac{250}{645} = 3.5 > 2$ , el cortante que

toma el concreto se valía con la ec. 2.18 (para vigas), afectada por un factor que considere la carga axial a tensión

$$V_{c2} = 0.5 F_c b d \sqrt{f_c} \underbrace{(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g})}_{\text{por tensión}} \text{ si } p \geq 0.01$$

$$\text{donde } b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0.8L = 0.8 \cdot 645 = 516 \text{ cm}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{143000}{2 \cdot 45^2 + 20(600 - 45)} = 9.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{c2} = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 20 \cdot 516 \cdot \sqrt{240} (1 - 0.03 \cdot 9.4) / 1000$$

$$V_{c2} = 45.8 \text{ tm}$$

El acero horizontal se determina como (ec. 4.6)

$$P_h = \frac{V_u - V_{c2}}{F_c f_y d t} = \frac{294000 - 45800}{0.8 \cdot 4200 \cdot \underline{516} \cdot 20} = 0.0072 > P_{\text{min}} \checkmark$$

$$\text{donde } P_{\text{min}} = 0.0025$$



Nota  $V_{CR}$  se determinó con 2.18 para  $p \geq 0.01$  ; pero  $p_n < 0.01$

usando 2.17 con  $p_n = 0.007$

$$V_{CR} = 38.2 \text{ tm}$$

y  $p_n = 0.0074$  . Poco sensible.

si  $t = 20 \text{ cm}$  y  $p_n = \frac{A_{vh}}{S t}$

$$\frac{A_{vh}}{S} = 0.148 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Puesto que  $t > 15 \text{ cm}$  se colocará el refuerzo en 2 capas si se usan 2#5 ( $A_{vh} = 4 \text{ cm}^2$ ),

$$S = 4 / 0.148 = 27 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm} < s_{max} = 35 \text{ cm} \checkmark$$

$\Rightarrow$  usar 2#5 @ 25 cm

El acero vertical se calcula con

$$P_v = 0.0035 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_n - 0.0025)$$

↑  
notar

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - 3.5) (0.0074 - 0.0025)$$

$$= 0.0001 < \rho_{min}$$

usar  $\rho_v = \rho_{min} = 0.0025$

Similarmente al desarrollo de  $\rho_h$

$$\frac{A_{vv}}{s} = 0.05$$

si  $s_{max} = 35 \text{ cm}$ ,  $A_{vv} = 0.05 \times 35 = 1.75 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \text{usar } 2\#4 @ 35 \text{ cm}$$

$$(A_w = 2.58 \text{ cm}^2)$$

e.2) Revisión del elemento extremo como columna corta

sin considerar el acero del alma, se dimensiona el elemento extremo para la máxima carga axial. De las varias consideramos la carga, considerando carga axial y momento,  $P = 537 \text{ ton}$   
 $\hookrightarrow M = P \cdot L$

$$A_g = 45^2 = 2025 \text{ cm}^2$$

si usamos  $12\#10$ ,  $A_{st} = 12 \cdot 8.19 = 98.3 \text{ cm}^2$

$$P_{co} = 0.8 [ f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} ] \quad (f_{st} = 0.048 < 0.001)$$

$$= 0.8 [ 204 (2025 - 98.3) + 4200 \cdot 98.3 ] / 1000$$

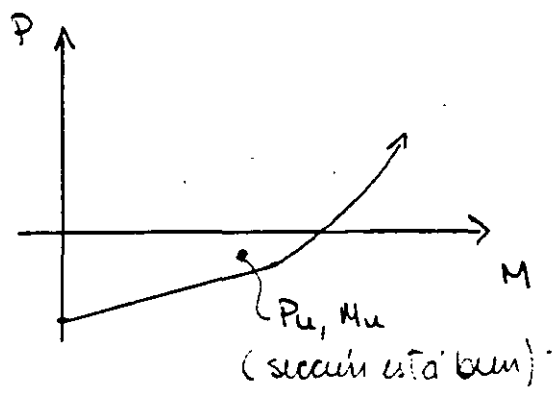
$$= 645 \text{ tm} > P_u$$

23) Revisión de la capacidad

Se calcularon algunos puntos del diagrama de interacción:

don:

	P [tn]	M [ton·cm]
tension	145	342 782 ← $M_n$
	0	385 257
	136	424 600
	318	475 670
	454	512 901
	590	548 846
	726	583 444



Según la condición de carga crítica.

$$V_u = 294 \text{ tn}$$

$$(V_u)_{\text{aumentado}} = V_u \frac{\alpha M_n}{M_u} ; \alpha = 1.1 \text{ a } 1.2$$

$$= 294 \frac{1.1 \cdot 342782}{302550}$$

$$\frac{1}{F_c} = \frac{1}{0.9}$$

$$(V_u)_{\text{aumentado}} = 1.25 V_u = 367 \text{ tn}$$

Pero la capacidad:

$$\phi V_n = V_{c2} + V_s = 45.8 + f_n \cdot f_y \cdot d_t \quad \text{donde } f_n = \frac{A_{vH}}{S_{vH}} = \frac{4}{25 \cdot 20} = 0.008$$

$$\uparrow 1.0$$

$$= 45.8 + 0.008 \cdot 4200 \cdot 516 \cdot 20 / 100$$

$$= 45.8 + 347$$

$$= 393 \text{ tn} > (V_u)_{\text{aumentado}} \checkmark$$

e.4) Confinamiento de los elementos verticales

Similar a las columnas, sólo que el refuerzo transversal se coloca a lo largo del elemento con la misma separación.

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.334 \quad ; \quad \text{si } n_{ge} = 10 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 3.34 \text{ cm}^2$$

⇒ #4, #3 @ 10 cm

e.5) Uniones de barras (traspapes)  $l_t$

→ a la mitad de la altura, y barras alternadas

Para las barras del #10,  $l_t = 1.33 L_{db}$

donde  $L_{db} = \frac{0.06 \cdot \sigma_{ty}}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.06 \cdot 8.19 \cdot 4200}{\sqrt{300}} = 119 \text{ cm}$

que tiene que ser mayor o igual que  $0.006 d_b f_y = 0.006 \cdot \frac{10}{8} \cdot 2.5 \cdot 4200 = 78.8 \text{ cm}$

⇒  $l_t = 1.33 \cdot 119 = 160 \text{ cm}$

Para las barras del #4,  $l_t = 40 \text{ cm}$  | nge (0.006  $\sigma_{ty}$ )

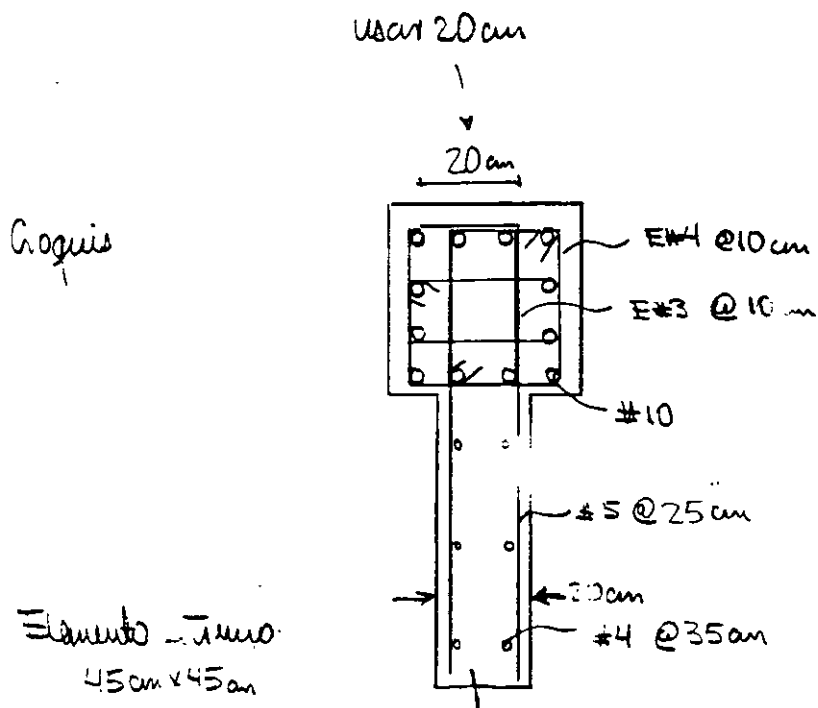
Para el doblaje de las varas del # 5 (Horizontales)

Según 3.1.1

$$L_{dn} = \frac{0.076 dbt_j}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.076 \cdot \frac{5}{8} \cdot 3.54 \cdot 4200}{\sqrt{300}}$$

$$= 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm. (Ancho del elemento de concreto)}$$

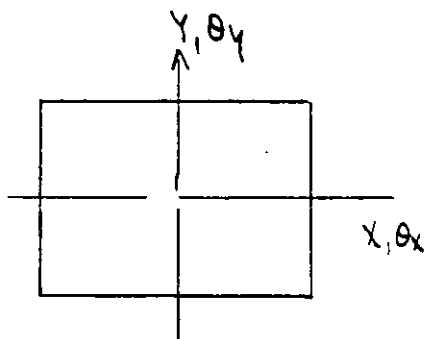
El tramo recto después del doblaje será de  $12d_b = 19 \text{ cm}$



## 6. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA.

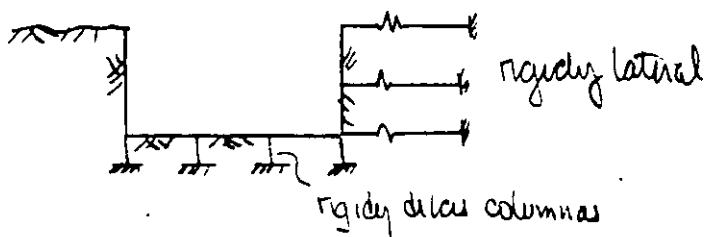
- losa de cimentación y muros de contención, que se suponen rígidos + pilotes
- contravales

Algunos comentarios sobre modelación de la interacción suelo - estructura usando ETABS.



El objetivo es modelar  $k_x, k_{\theta x}, k_y$  y  $k_{\theta y}$

Para casos de cimentación.



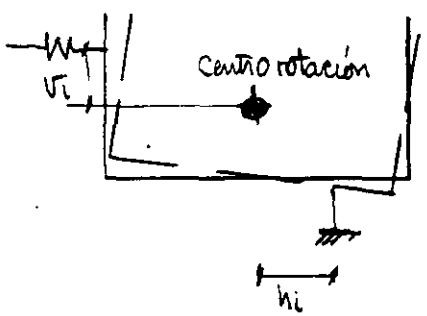
La rigidez lateral total de la cimentación será dada por:

$$k_x = \sum k_{lateral} + \sum \frac{12EI}{L^3(1-\beta^2)}$$

columnas equivalentes  
 donde  $\beta = \frac{6EI}{L^2 k_r G}$  ( $\beta = 0$ : el/máximo por constante sin muros)

La rigidez rotacional total se obtiene de:

$$K_{\theta\theta} = \sum k_{lat} \psi_i^2 + \sum \frac{AE}{L} h_i^2 \quad (\text{contribución de la rigidez axial de las resorte-columna})$$



$$+ \sum \frac{12EI}{L^3(1+\gamma_s)} \psi_i^2 \quad (\text{contribución de la rigidez lateral de las columnas})$$

$$+ \sum \frac{2EI(2\gamma_s)}{L(1+\gamma_s)} \quad (\text{contribución de la rigidez rotacional de las columnas})$$

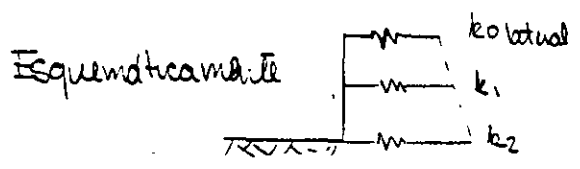
El término \$K\_{x\theta}\$ se obtiene:

$$K_{x\theta} = \sum k_{lateral} \psi_i + \sum \frac{12EI}{L^2(1+\gamma_s)} \psi_i + \sum \frac{6EI}{L^2(1+\gamma_s)} \psi_i$$

Se puede suponer que el centro de rotación estará a \$2/3\$ de la profundidad de la cimentación

se puede incrementar la rigidez lateral en forma lineal con la profundidad de la cimentación

$$k_{lateral} = k_{olateral} + Cy$$



\$K\_x, K\_y, K\_{\theta x}, K\_{\theta y}\$ se obtienen: RDF-87, etc., etc.

Para obtener  $k_{rot}$  y  $k_{columna-rante}$ , se supone  $\beta=0$  y  $L=0.5$  cm (no afecta los elementos mecánicos en la superestructura).

Se resuelve un sistema de ecuaciones de la forma

$$\begin{Bmatrix} k_{ox} \\ k_x \\ k_{oy} \\ k_y \\ k_{or} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \vdots \\ \vdots \\ * \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_{ox} \\ A \\ I_y \\ k_{oy} \\ I_x \end{Bmatrix}$$

\* ver ecuaciones pasadas, para una posición de rotación

↓  
Estos valores se usan en ETABS.

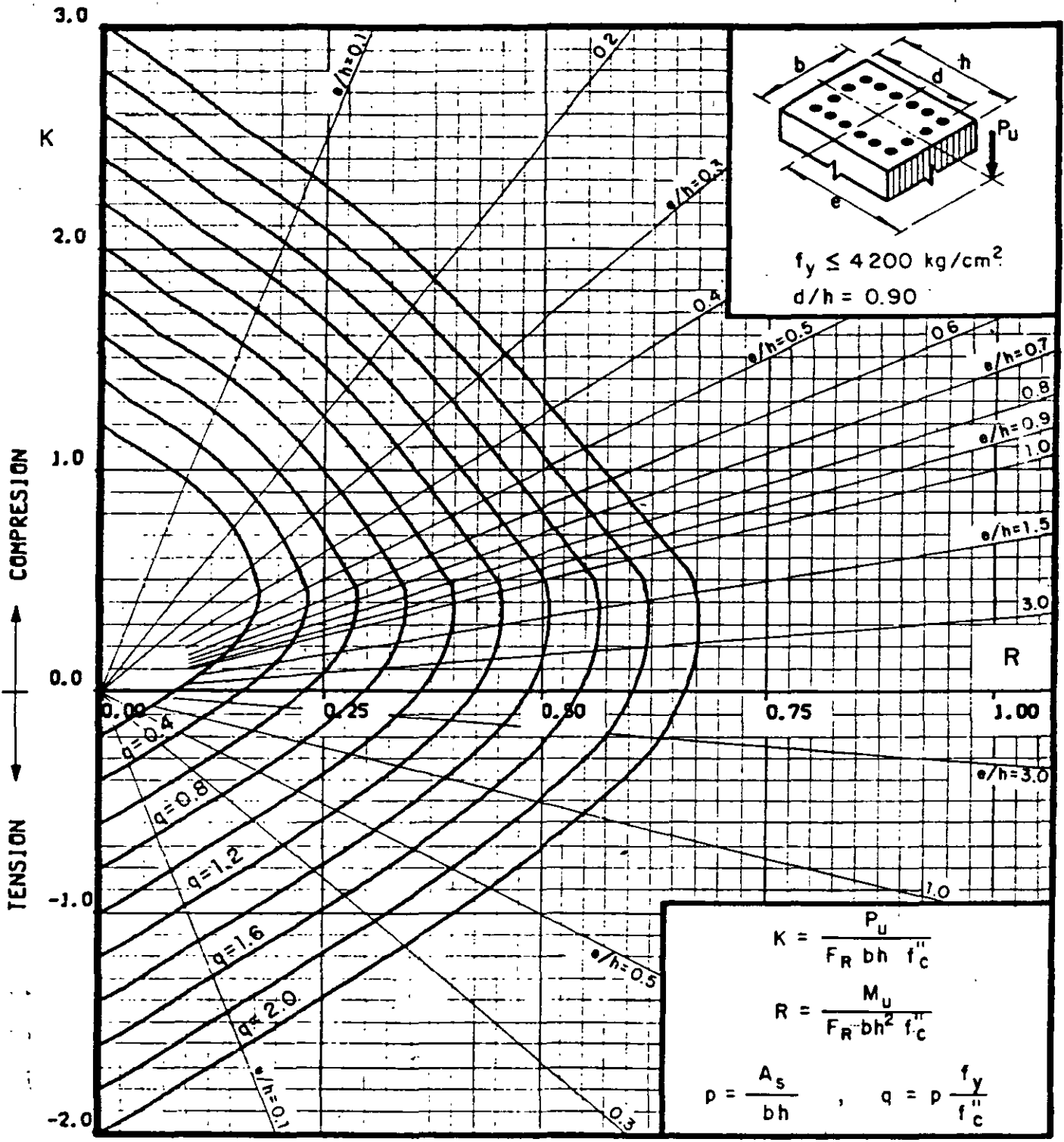
Nota: un cambio en CR produce cambios de signo en el determinante de la matriz  $*$ ; además, si un modo de vibrar oca un respecto a un punto para el cual la matriz es singular, se producen problemas numéricos (inestabilidad).

Aun si  $\det |*| \gg 0$ , si se usan valores de  $k_{ox}$ ,  $A$ , ..., muy grandes se pueden tener problemas numéricos.

Puesto que la losa de cimentación es flexible, se produce una reducción de la rigidez y desplazamiento lateral de las columnas que puede llegar a causar problemas numéricos.

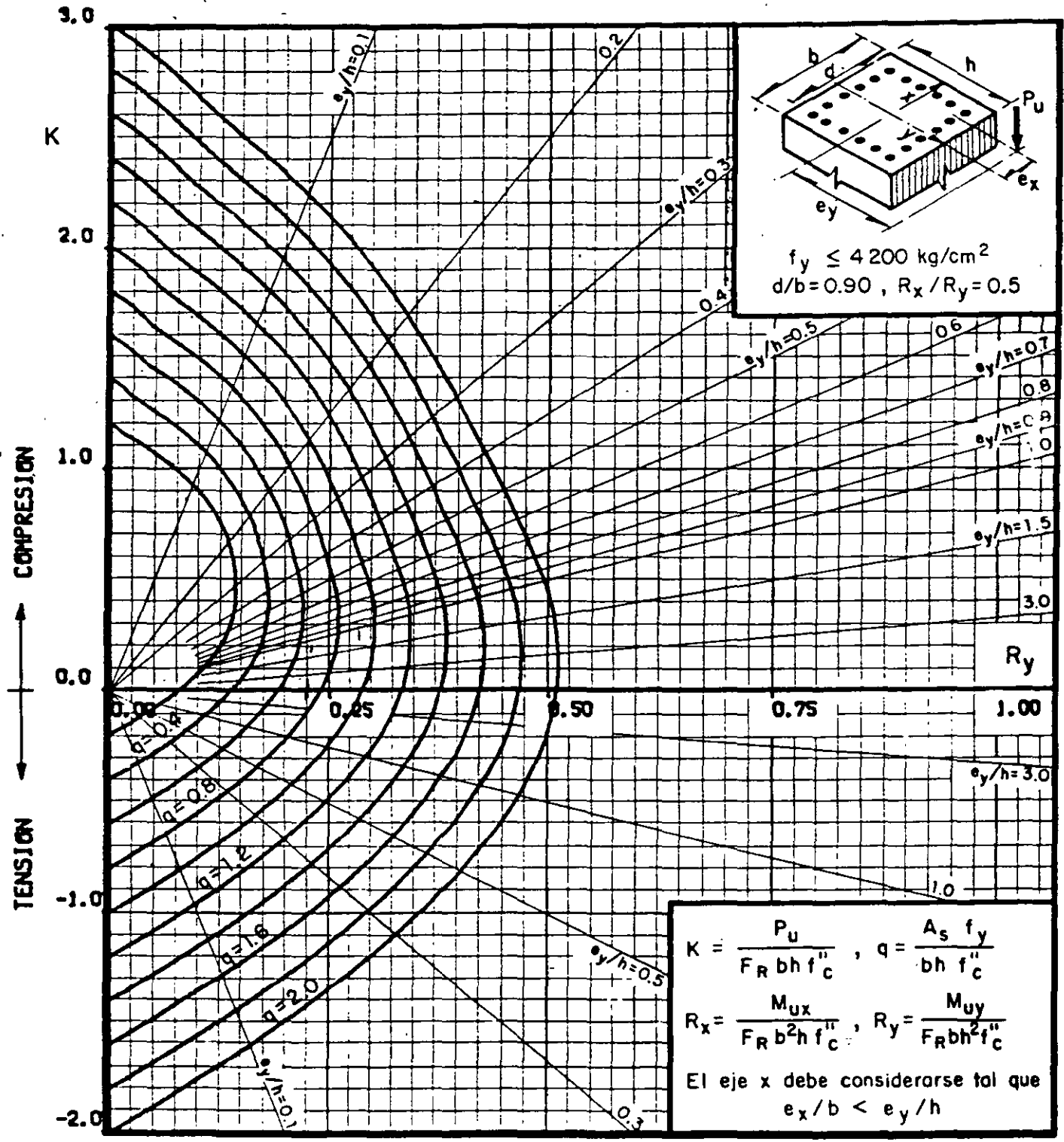
Para este edificio, el período fundamental aumentó un 20% en relación al calculado suponiendo base rígida.





$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_{uy}$  = Momento flexionante último en dirección  $y = P_u \cdot e_y$   
 $M_{ux}$  = Momento flexionante último en dirección  $x = P_u \cdot e_x$

Fig 10



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_U$  = Carga axial última  
 $M_{uy}$  = Momento flexionante último en dirección y =  $P_U \cdot e_y$   
 $M_{ux}$  = Momento flexionante último en dirección x =  $P_U \cdot e_x$

Fig 42



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA:**

**ANEXO**

**EXPOSITOR: DR. OSCAR HERNANDEZ BASILIO  
1997**

## ANEXO

En el artículo se dan diversos criterios generales para mejorar el comportamiento, principalmente ante sismo, de construcciones sin refuerzo construidos con adobe, piedra y tabique. A continuación se darán reglas conservadoras que asegurarán la supervivencia de una construcción tipo rural; así como un método para realizar un análisis simplificado de este tipo de construcciones.

### A) Relaciones geométricas.

La tabla que a continuación se muestra limita la geometría de la construcción en función de los parámetros  $H/t$  (relación de altura a espesor de muros) y  $L/2t$  (longitud entre soportes del muro al doble de su espesor). Conviene recordar que se debe buscar la simetría en la construcción.

#### VALORES MAXIMOS DE $H/t$ o $L/2t$

Peso del techo, en $kg/m^2$	SIN REFUERZO		CON CADENA DE CONCRETO	
	I	II	I	II
$\leq 50$	4.1	2.9	9.1	6.5
$< 150$	3.4	2.4	7.7	5.5
$< 500$	2.9	2.0	6.6	4.7

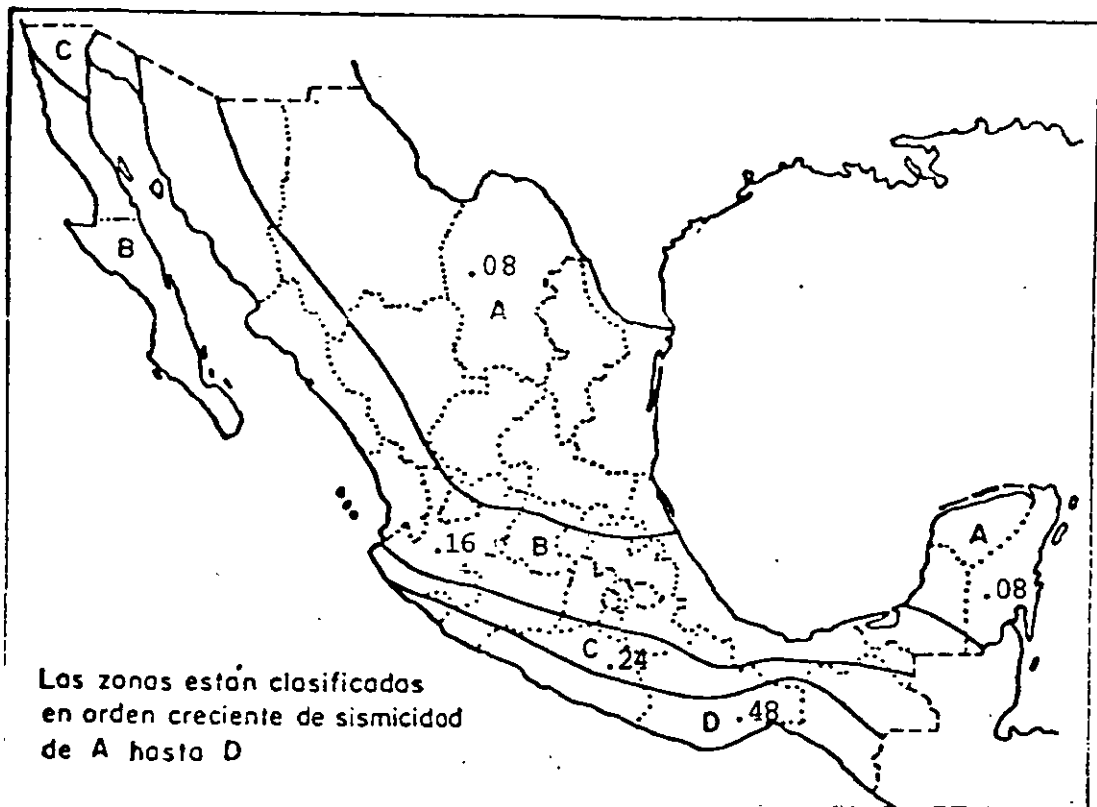
Estos valores son resultado de análisis teóricos desarrollados en la referencia "Seguridad de casas de adobe ante sismos", publicada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El caso II es para construcciones situadas en la zona de más alta intensidad del país (costa del pacífico, abarca los estados de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas), mientras que el caso I sería aplicable a zonas de moderada intensidad sísmica.

Si se emplean las relaciones anteriores se asegura que las construcciones serán capaces de soportar el sismo de diseño de las zonas correspondientes.

Este es un procedimiento conservador pero que se considera puede ser de gran ayuda para reducir los daños, cada vez mayores, que se presentan en construcciones de adobe.

B) Procedimiento de análisis

- a) Determinar el coeficiente sísmico,  $C_s$ , de la zona y tipo de suelo donde se construirá; se pueden tomar los que se muestran en la siguiente figura

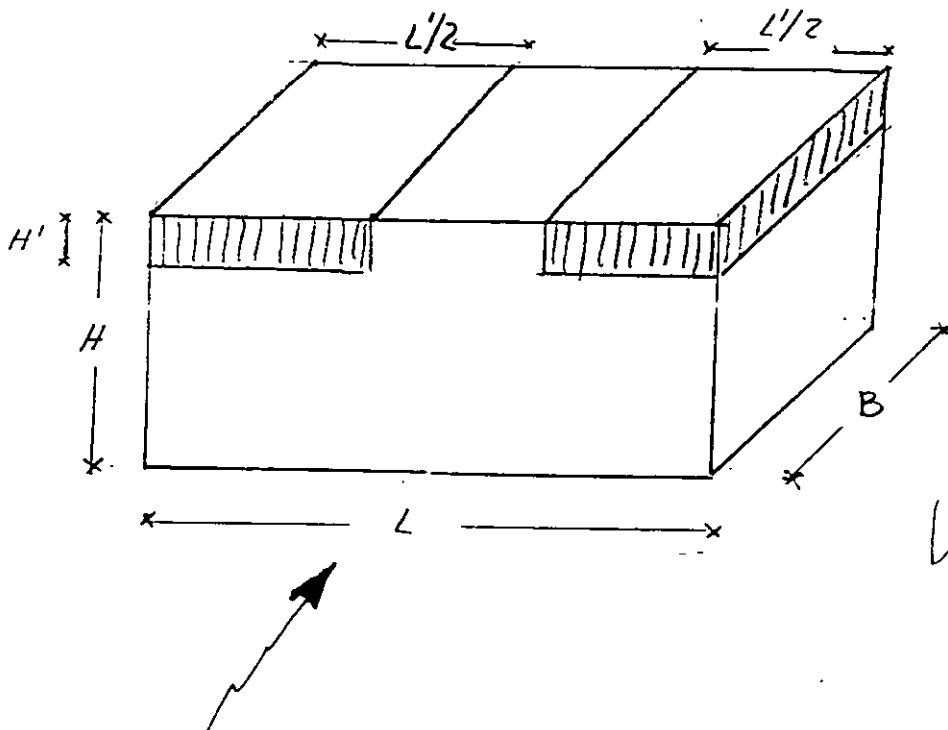


b) Se calcula la fuerza cortante en los muros alineados en la dirección que se está analizando

$$V = C_s W' / Q$$

Q es el factor de reducción por ductilidad que toma el valor 1 si la construcción no tiene ningún tipo de refuerzo, y 1.5 si tiene al menos una cadena de concreto en su parte superior.

W' es el peso de la construcción que incluye el peso del techo, de la cadena de concreto (si la hay) y parte de los muros (parte que se apoya directamente en el suelo). Para evaluar W' se calcula el peso de los materiales incluidos dentro de los siguientes límites.



en casas sin refuerzo

$$L' = 2H^2/L \leq L ; H' = H/4$$

en casas con cadena de concreto

$$L' = 3H^2/L \leq L ; H' = H/3$$

cuando se tiene un techo rígido

$$L' = L ; H' = 3H/5$$

$$V = C_s W'$$

Este análisis se debe hacer para cada cuarto que forme a la construcción. En muros intermedios se asigna el 60% del valor calculado y 40% al muro exterior; si no hay muros intermedios cada muro extremo debe resistir el 50% de V. Se debe considerar la reducción de resistencia del muro cuando su relación  $h/b > 1.33$ , disminuyendo su área por el factor  $(1.33 \frac{b}{h})^2$ .

c) Se compara el esfuerzo actuante en el muro con el resistente, que conservadoramente se puede tomar como  $v_r = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$ .

d) Se revisa que los esfuerzos por flexión en el adobe no rebasen el permisible ( $f_t^* = 1 \text{ kg/cm}^2$ ); esto se puede hacer aplicando el siguiente procedimiento:

1. Se calcula el momento flexionante en los extremos del muro

$$M = C_s w X^2/K$$

K = 20 si existe cadena de concreto o 5 si no tiene refuerzo

X H o L/2, el menor

W carga por unidad de longitud en el muro, incluye: peso unitario del muro, la mitad del peso del techo y el de la viga de concreto (si es que existe)

2. Se valúa el esfuerzo de flexión

$$f_t = M/S \quad S = t^2/6$$

3. Se debe cumplir

$$f_t < f_t^*$$



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA:**

**REQUISITOS DE DUCTIBILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE  
CONCRETO**

**DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

**EXPOSITOR: DR. OSCAR LOPEZ BATIZ  
1997**



## GUIA DE ESTUDIO

1. DESEMPEÑO EN SISMOS RECIENTES
2. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ANTE CARGAS ALTERNADAS
3. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS
4. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO
5. SISTEMAS ESTRUCTURALES
6. MARCOS DÚCTILES
7. LOSAS PLANAS
8. MUROS DE CONCRETO
9. REFERENCIAS.

## GUIA DE ESTUDIO

### 1. DESEMPEÑO EN SISMOS RECIENTES

EL NÚMERO DE CONSTRUCCIONES DAÑADAS HA SIDO ELEVADO. PRINCIPALMENTE DEFECTOS DE ESTRUCTURACIÓN, FALTA DE DUCTILIDAD.

EL SISMO DE 85 EN MÉXICO PUSO EN EVIDENCIA TODA LA GAMA DE PROBLEMAS.

EVIDENCIA DE BUEN COMPORTAMIENTO CUANDO SE HAN SEGUIDO LAS PRÁCTICAS ADECUADAS.

LAS MODIFICACIONES AL REGLAMENTO Y NORMAS TÉCNICAS HAN SIDO MUY FUERTES. LAS ESTRUCTURAS HAN CAMBIADO RADICALMENTE DESPUÉS DE 85.

### 2. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ANTE CARGAS ALTERNADAS

PARA ESTRUCTURAS QUE DEBEN RESISTIR EFECTOS SÍSMICOS SE REQUIERE UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL ANTE CARGAS LATERALES Y UN COMPORTAMIENTO ESTABLE ANTE REPETICIONES DE CARGA ALTERNADAS. LOS CICLOS DE HISTERESIS DEBEN CONTENER UN ÁREA GRANDE PARA QUE LA ESTRUCTURA PUEDA DISIPAR ENERGÍA MEDIANTE AMORTIGUAMIENTO INELÁSTICO.

EL CONCRETO SIMPLE ES UN MATERIAL FRÁGIL, TANTO EN TENSIÓN COMO EN COMPRESIÓN.

VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN: VELOCIDAD DE CARGA,  $f'_c$ ,

ESTADO BIAXIAL Y TRIAXIAL DE ESFUERZOS Y EL EFECTO DEL COMPORTAMIENTO.

EL CONFINAMIENTO CON ZUNCHO O CON UNA COMBINACIÓN DE ESTRIBOS Y BARRAS LONGITUDINALES ES EL ÚNICO MEDIO DE LOGRAR UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL.

EL COMPORTAMIENTO DESEABLE SE PUEDE LOGRAR SÓLO CUANDO EL MODO DE FALLA QUE DOMINA ES EL DE FLEXIÓN O FLEJO COMPRESIÓN CON CARGA AXIAL MUY BAJA.

LA SECCIÓN DEBE SER AMPLIAMENTE SUBREFORZADA, DOBLEMENTE ARMADA.

SE REQUIERE CONFINAMIENTO EN LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS Y ESPECIALMENTE EVITAR EL PANDEO DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN.

LAS FALLAS POR FLEXOCOMPRESIÓN, CORTANTE, TORSIÓN, ADHERENCIA NO GARANTIZAN COMPORTAMIENTO DÚCTIL.

### 3. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS

LOS CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO ACTUALES SE BASAN EN LA CONSIDERACIÓN DE QUE SÓLO PARTE DE LA ENERGÍA DEL SISMO SE DISIPA POR TRABAJO DE LA ESTRUCTURA EN SU INTERVALO DE COMPORTAMIENTO LINEAL.

PARA SISMO EXCEPCIONALES SE TENDRÁN DEFORMACIONES INELÁSTICAS Y HAY QUE DAR A LA ESTRUCTURA CAPACIDAD PARA ENTRAR EN ESA ETAPA SIN DAÑO GRAVE O COLAPSO.

EL CONCRETO TIENE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DESDE NIVELES DE CARGA MODERADOS: AGRIETAMIENTO POR FLEXIÓN.

EL COMPORTAMIENTO NETAMENTE NO LINEAL SE TIENE CON LA FLUENCIA DE SECCIONES POR MOMENTO FLEXIONANTE.

EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL IMPLICA REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS. LAS SECCIONES QUE SE AGRIETAN O FLUYEN PIERDEN RIGIDEZ O SE ARTICULAN Y AUMENTAN LOS MOMENTOS EN LAS ZONAS QUE PERMANECEN MÁS RÍGIDAS.

LA VIGA CONTINUA REPRESENTA UN EJEMPLO SIMPLE DEL FENÓMENO DE REDISTRIBUCIÓN.

EN CADA SECCIÓN EL MOMENTO ACTUANTE ESTÁ LIMITADO POR EL MOMENTO RESISTENTE (POSITIVO Y NEGATIVO) QUE DISPONE LA SECCIÓN DE ACUERDO CON EL REFUERZO PROPORCIONADO.

LOS MOMENTOS SE REDISTRIBUYEN DE ACUERDO A LA RESISTENCIA DISPONIBLE HASTA QUE SE FORME UN MECANISMO DE FALLA.

EL MECANISMO DE FALLA QUE SE PRESENTARÁ PUEDE SER SELECCIONADO EN LA ETAPA DE DISEÑO AL DEFINIR LOS MOMENTOS RESISTENTES DE LAS DISTINTAS SECCIONES.

ES ACEPTABLE DIMENSIONAR LAS SECCIONES A PARTIR DE LOS DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECÁNICOS QUE SE OBTIENE DEL ANÁLISIS ELÁSTICOS LINEALES. IDEALMENTE EN ESA CONDICIÓN SE ALCANZA SIMULTÁNEAMENTE LA CAPACIDAD DE TODAS LAS SECCIONES.

TAMBIÉN ES FACTIBLE DIMENSIONAR PARA ELEMENTOS MECÁNICOS DIFERENTES DE LAS ELÁSTICAS Y QUE CUMPLAN CON EL EQUILIBRIO.

LOS CRITERIOS DE DISEÑO DE LAS NORMAS ACTUALES EXIGEN DISEÑAR DE MANERA QUE SE PRESENTEN MECANISMOS DE FALLA DÚCTILES Y TOMAR FACTORES DE SEGURIDAD ADICIONALES PARA MODOS DE FALLA FRÁGILES O QUE CORRESPONDAN A UN COMPORTAMIENTO CON DETERIORO.

#### 4. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

ESTO SE BUSCA MEDIANTE EL MANEJO DE FACTORES DE RESISTENCIA DIFERENTES O MEDIANTE LA REVISIÓN DE CONDICIONES DE EQUILIBRIO LOCAL (DE NUDO, DE ENTREPISO, DE VIGA O DE COLUMNA), VER EJEMPLOS.

POR ESTAS CONDICIONES EL DIMENSIONAMIENTO SE ALEJA MUCHO DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS ELÁSTICO.

LOS CÓDIGOS PERMITEN REDUCCIONES A LOS COEFICIENTES SÍSMICOS DEPENDIENDO DE QUÉ TAN SEVEROS SON LOS REQUISITOS QUE SE OBSERVAN PARA GARANTIZAR UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL.

LOS CÓDIGOS ESTABLECEN REQUISITOS DE RIGIDEZ Y DE RESISTENCIA. LOS PRIMEROS (DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES) DEFINEN ESENCIALMENTE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS STRUCTURALES, LOS SEGUNDOS EL REFUERZO. LA DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL OBEDECE LA BÚSQUEDA DE LOS MECANISMOS DE FALLA DÚCTILES.

LAS REDUCCIONES POR DUCTILIDAD DE LOS COEFICIENTES SÍSMICOS DEBEN LIMITARSE PARA EVITAR DAÑOS FRECUENTES Y REPARACIONES COSTOSAS.

## 5. SISTEMAS ESTRUCTURALES

LA ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL APROPIADO ES EL PASO BÁSICO DEL DISEÑO.

ADEMÁS DEBE EVITAR COMPORTAMIENTOS INDESEABLES POR CONCENTRACIÓN DE FUERZAS, AMPLIFICACIONES, VIBRACIONES TORSIONALES, ETC. POR ELLO DEBE BUSCARSE UN SISTEMA REGULAR Y SIMÉTRICO.

TAMBIÉN SE DEBEN EVITAR CONCENTRACIONES DE FUERZAS EN LA CIMENTACIÓN.

EL MARCO "RÍGIDO" ES UN SISTEMA RELATIVAMENTE FLEXIBLE CON EL QUE RESULTA DIFÍCIL LIMITAR LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES A LOS VALORES ADMISIBLES EN EDIFICIOS DE CIERTA ALTURA.

CONVIENE RECURRIR A RIGIDIZACIÓN DE LOS MARCOS CON MUROS DE CONCRETO DE OTROS ELEMENTOS.

## 6. MARCOS DÚCTILES

LA ESTRUCTURACIÓN A BASE DE MARCOS PERMITE ALCANZAR GRANDES DUCTILIDADES. PARA ELLO DEBEN OBEDECERSE REQUISITOS ESTRICTOS DE DISEÑO Y DETALLADO DE LAS VIGAS, COLUMNAS Y CONEXIONES VIGA-COLUMNA.

LOS REQUISITOS DEL RDF87 Y DEL ACI SON SIMILARES A ESTE RESPECTO. SUS OBJETIVOS SON QUE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS SE PRESENTEN EN ZONAS ESPECIALMENTE DETALLADAS PARA ALCANZAR GRANDES DUCTILIDADES Y QUE AÚN LAS SECCIONES DONDE SE ESPEREN ARTICULACIONES PLÁSTICAS SE PROTEJAN CONTRA FALLA FRÁGIL.

RESUMEN DE REQUISITOS PARA VIGAS:

- . CUANTÍA MÁXIMA DE REFUERZO IGUAL A 50% DE LA BALANCEADA.
- . TENER UN REFUERZO MÍNIMO POSITIVO Y NEGATIVO EN TODAS LAS SECCIONES ( $P_{MIN} = 14/F_Y$ ); MÍNIMO DOS BÁRRAS EN CADA LECHO.
- . COLOCAR EN LOS EXTREMOS REFUERZO POSITIVO QUE PROPORCIONE UN MOMENTO RESISTENTE IGUAL POR LO MENOS A LA MITAD DEL NEGATIVO.

POR LO MENOS UNA TERCERA PARTE DEL REFUERZO NEGATIVO DEBE EXTENDERSE HASTA UN CUARTO DEL CLARO Y UNA CUARTA PARTE DEBE SER CONTINUA EN TODO EL LECHO SUPERIOR.

NO CORTAR REFUERZO EN ZONAS DE POSIBLES ARTICULACIONES PLÁSTICAS (A 2D DEL APOYO); SI NO PUEDEN EVITARSE TRASLAPES DEBERÁN COLOCARSE ESTRIBOS A LO LARGO DE LOS MISMOS. ESTRIBOS, MÍNIMO #3, A  $D/2$  EN TODA LA VIGA Y A  $D/4$  EN UNA DISTANCIA DE 4 PERALTES A PARTIR DEL APOYO. EN ESTA ZONA A,  $\geq 0.15A_s \frac{S}{D}$  ó  $0.15A_s \frac{S}{D}$ .

EN LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA (2D DEL APOYO) LAS BARRAS QUE DEBAN TRABAJAR EN COMPRESIÓN DEBERÁN ESTAR CONFINADAS POR ESTRIBOS (MÍNIMO #3) A UNA SEPARACIÓN NO MAYOR DE  $16 \emptyset$  NI 30 CM.

DEBE DISEÑARSE PARA LA FUERZA CORTANTE QUE SE PRESENTA EN LA VIGA CUANDO SE ALCANZAN LOS MOMENTOS ÚLTIMOS EN LOS EXTREMOS. ESTO ES CON LA FINALIDAD DE QUE PUEDA DESARROLLARSE UN MECANISMO DE FALLA POR FLEXIÓN.

RESUMEN DE REQUISITOS PARA COLUMNAS:

CUANTÍA DE REFUERZO ENTRE 1 Y 6%

LA SUMA DE LAS CAPACIDADES EN FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS QUE CONCURREN A UNA UNIÓN DEBE SER MAYOR QUE LA SUMA DE CAPACIDADES DE LAS VIGAS QUE CONCURREN A LA MISMA. ESTO TIENDE A ASEGURAR QUE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS SE FORMEN EN LAS VIGAS. NO DICE CUÁNTO DEBEN SOBREDISEÑARSE LAS COLUMNAS.

SI  $P \leq 0.4 P_B$  (CARGA AXIAL PARA FALLA BALANCEADA) DEBEN RESPETARSE EN LA COLUMNA LOS MISMOS REQUISITOS QUE PARA VIGAS.

CUANDO  $P > 0.4 P_B$  HAY QUE CONFINAR EL NÚCLEO DE LA COLUMNA POR MEDIO DE ESPIRAL O ESTRIBOS EN UNA DISTANCIA IGUAL A UN PERALTE,  $1/6$  DE LA ALTURA DE LA COLUMNA O 45 CM (EL MAYOR DE LOS TRES) A PARTIR DE LA CARGA DE LA VIGA.

- LA CUANTÍA DE REFUERZO ESPIRAL SERÁ

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_G}{A_C} - 1 \right) \frac{F_C}{F_Y} \leq 0.12 \frac{F_C}{F_Y}$$

- EL ÁREA DE ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO SERÁ POR LO MENOS

IGUAL A  $A_{SH} = \frac{l_H S_H}{Z}$ ;  $S_H$  NO MAYOR QUE 10 CM.

- PARA REDUCIR LA LONGITUD  $l_H$  PUEDEN EMPLEARSE GANCHOS DEL MISMO DIÁMETRO QUE LOS ESTRIBOS CUYA DEFORMACIÓN REQUIERE RETRINGIR.
- SEPARACIÓN MÁXIMA DE ESTRIBOS:  $d/2$ ; DISEÑADOS PARA RESISTIR EL CORTANTE QUE SE INTRODUCE EN LA COLUMNA AL FORMARSE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN LAS VIGAS.

LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA SON PUNTOS CRÍTICOS DEL COMPORTAMIENTO DE UN MARCO. HA HABIDO FALLAS FRECUENTES SOBRE TODO POR ANCLAJE INADECUADAS DEL REFUERZO DE LAS VIGAS.

LAS CONEXIONES EXTREMAS SON MUCHO MÁS CRÍTICAS QUE LAS INTERIORES.

SE REQUIERE REVISAR LAS CONEXIONES:

- POR CONFINAMIENTO PROLONGANDO EL REFUERZO TRANSVERSAL A LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA, DENTRO DE LA CONEXIÓN CON LA TRABE.
- POR CORTANTE, REVISANDO LA CONEXIÓN PARA UNA CONDICIÓN DE CORTANTE ÚLTIMA.
- POR ANCLAJE; EVITANDO TRASLAPES; DANDO LONGITUD DE ANCLAJE SUFICIENTE A LAS BARRAS LONGITUDINALES (ESTO RIGE EL TAMAÑO DE LA COLUMNA), DANDO UN TAMAÑO SUFICIENTE A LA VIGA Y A LA COLUMNA PARA PERMITIR LA INVERSIÓN DE ESFUERZOS.

## 7. LOSAS PLANAS

AL NO TENER VIGAS FRANCAS SE LIMITA EL EFECTO DE MARCO; RESULTAN SISTEMAS MUY FLEXIBLES Y CON PROBLEMAS DE CORTANTE EN LA CONEXIÓN LOSA-COLUMNA.

GRAN NÚMERO DE FALLAS OBSERVADAS EN ESTE SISTEMA.

ES NECESARIO QUE TENGAN OTROS ELEMENTOS QUE TOMEN CARGAS LATERALES (MUROS).

EL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL DA REQUISITOS DE ANÁLISIS (ANCHO EQUIVALENTE DE LOSA) Y DE DIMENSIONAMIENTO DE REFUERZO EN LOSA Y EN LA CONEXIÓN, PARA QUE RESISTAN EFECTOS SÍSMICOS. LA EFICIENCIA ES LIMITADA.

EL REFUERZO POR SISMO DEBE CONCENTRARSE EN LAS NERVADURAS DE EJE DE COLUMNA Y DEBE PROPORCIONARSE REFUERZO DE CORTANTE EN UNA VIGA AHOGADA.

#### 8. MUROS DE CONCRETO

MAL LLAMADOS MUROS DE CORTANTE, TRABAJAN PRINCIPALMENTE POR FLEXIÓN.

PUEDEN ALCANZAR GRAN DUCTILIDAD SI SE DETALLAN APROPIADAMENTE. POR SU ALTA RIGIDEZ TIENDEN A CONCENTRAR LAS FUERZAS SÍSMICAS.

REQUIEREN REFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL EN EL ALMA Y, ESPECIALMENTE, REFUERZO EN SUS EXTREMOS PARA QUE CUANDO TRABAJEN ESTAS EN COMPRESIÓN NO SE PRODUZCA FALLA FRÁGIL.

LOS ELEMENTOS EXTREMOS DEL MURO DEBEN DETALLARSE COMO COLUMNAS DÚCTILES.

LOS HUECOS Y ABERTURAS REQUIEREN DE DETALLADO ESPECIAL.

#### REFERENCIAS

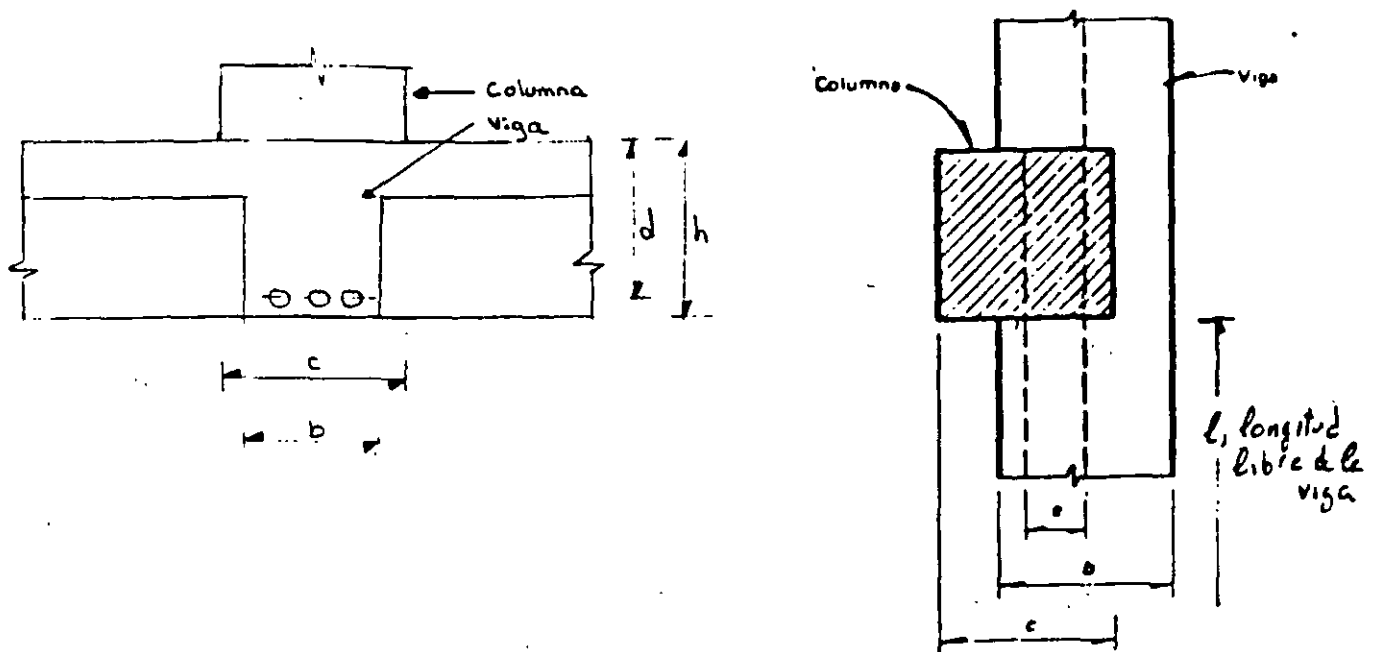
1. PARK R. Y T. PAULAY "REINFORCED CONCRETE STRUCTURES", J. WILEY, 1975.
2. DOWRICK, D.J. "EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN", 2<sup>A</sup> EDICIÓN. J. WILEY, 1988.
3. BAZÁN, E. Y R. MELI "MANUAL DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS", LIMUSA, 1985.



4. LOERA, S. "MANUAL DE LAS NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DEL RDF 87", INSTITUTO DE INGENIERÍA, 1991.

**REQUISITOS DE DUCTILIDAD  
PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

**ROBERTO MELI**



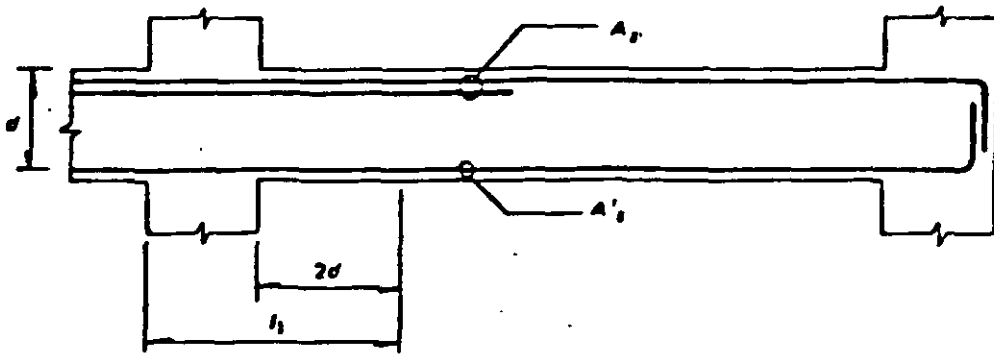
a) Requisitos Generales

$$l/b \leq 35$$

b) Requisitos para marcos dúctiles

$b \geq 25 \text{ cm}$	$b \leq c$	$h/b \leq 3$
$e \leq 0.1c$	$l/b \leq 30$	$l/d \geq 4$

Fig 10.1 Requisitos geométricos para vigas de marcos de concreto.



a) Requisitos generales

$A_s$  y  $A'_s \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$  , en zonas donde aparezcan tensiones

$A_s, A'_s \leq 0.75 A_{sb}$  (área de refuerzo correspondiente a falla balanceada)

b) Requisitos para marcos dúctiles

$A_s, A'_s \geq 0.7 (\sqrt{f'_c}/f_y) bd$ , en toda la longitud de la viga

$A_s, A'_s \leq 0.75 A_{sb}$

Mínimo dos barras #4 en toda la longitud y en ambos lados

No se admiten paquetes de más de dos barras

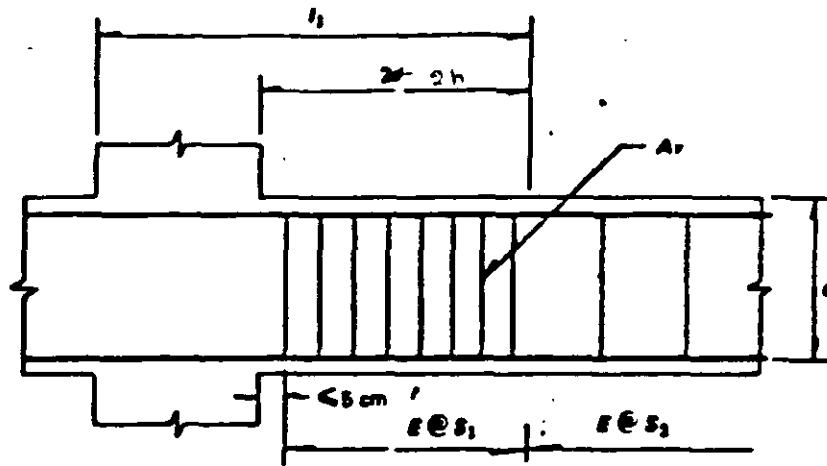
El momento resistente positivo en  $l_1$  no será menor que la mitad del momento resistente negativo.

No puede haber traslapes, ni corte del refuerzo longitudinal en  $l_1$

Todo el refuerzo de tensión,  $A_s$ , necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna

En toda sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo no menor que una cuarta parte de la máxima que se tiene en los extremos de la viga

Fig 10.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal de vigas de marcos de concreto.



### a) Requisitos generales

No se tendrá en cuenta estribos:

- que formen un ángulo con el eje de la pieza  $< 45^\circ$
- Ni barras dobladas en que dicho ángulo sea  $< 30^\circ$

Suministrar refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando

si  $V_u < V_{CR}$ ,  $\phi \geq \#2$  @  $0.5d$  (Se colocará a partir de toda unión de viga con columna ó muro hasta  $0.25$  del claro correspondiente).

si  $V_u > V_{CR}$ , 
$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

NOTA: en secciones circulares se cambia  $d$  por el diámetro.

$$s \geq 5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} V_{CR} \leq V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} & \quad s \leq 0.5d \\ 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} < V_u & \quad s \leq 0.25d \end{aligned}$$

En ningún caso se permitirá que  $V_u > 2 F_R b d \sqrt{f_c'}$

Cuando el refuerzo consiste de 1 solo estribo ó grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará  $A_v = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y \sin \theta}$ , en este caso no se admitirá  $V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'}$

## b) Requisitos para marcos dúctiles.

### 1) Refuerzo Transversal para confinamiento

Estribas # 2.5 ó mayores

En la zona de los estribas deberán ser cerradas y con remate a  $135^\circ$  se indica en la fig. 10.4. La separación no deberá exceder de:

$$S_1 \leq \begin{cases} 8 \text{ diámetros de la barra longitudinal mayor} \\ 24 \text{ diámetros del estribo} \\ 30 \text{ cm.} \\ d/4 \end{cases}$$

Además al menos una de cada dos barras longitudinales de la periferia deberá estar abrazada por la esquina de un estribo

### 2) Requisitos por cortante.

Fuera de la habra estribas a una separación  $S_2 \leq d/2$   
Estribas verticales cerrada de una pieza.

$$\phi_E \geq 2.0$$

$$V_{sismo} \geq \frac{V_u}{2} \rightarrow V_{CR} = 0$$

Fig. 10.3 Requisitos para refuerzo transversal de vigas de marcos de concreto

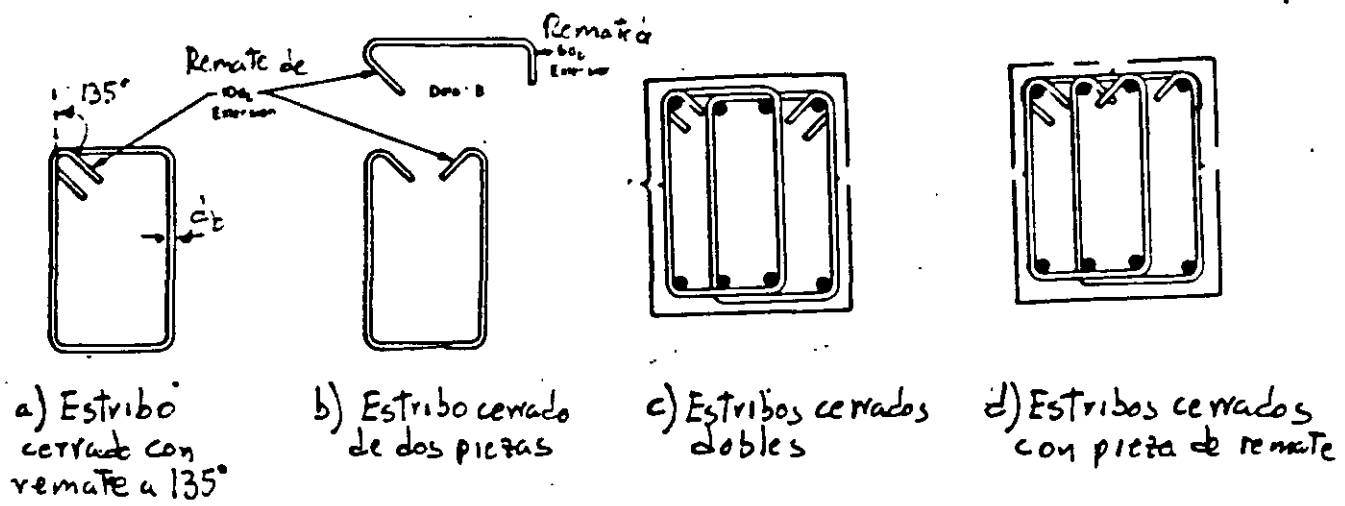


Fig 10.4 Estribos para confinamiento (de código ACI)

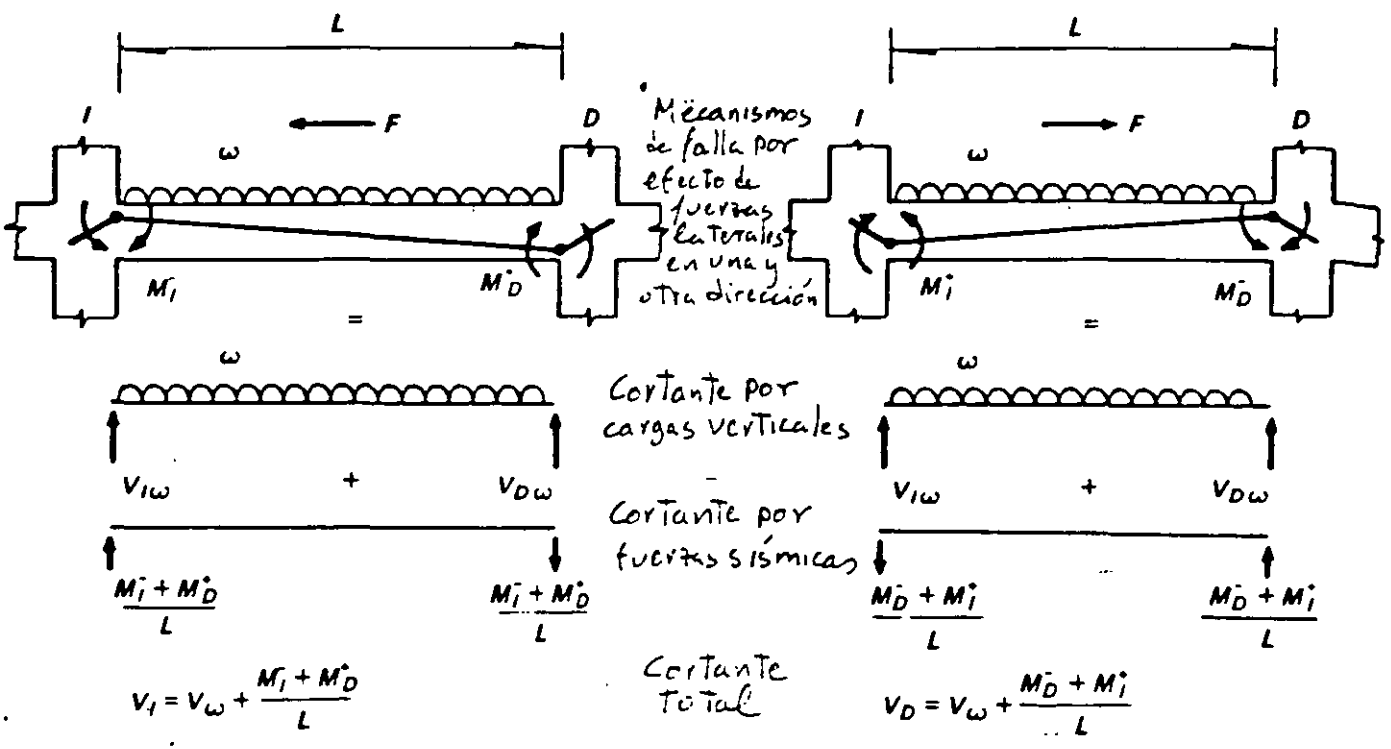
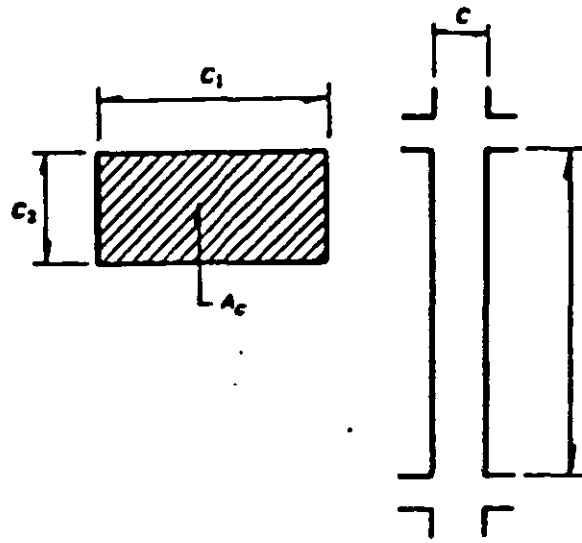


Fig 10.5 Determinación de las fuerzas cortantes de diseño para vigas de marcos dúctiles de concreto



Requisitos generales

$$c_1, c_2 \geq 20 \text{ cm}$$

$$c_1/c_2 \leq 4$$

Requisitos adicionales para marcos dúctiles

$$c_1, c_2 \geq 30 \text{ cm}$$

$$A_c \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$$

$$c_1/c_2 \leq 2.5$$

$$l/c \leq 15$$

Fig 10.6 Requisitos geométricos para columnas de marcos de concreto



## I.- REFUERZO LONGITUDINAL

En la unión de la columna que atañen la unión con la viga debe colocarse el mismo ref. transversal que en la. Si el nudo está confinado

por cuatro traveses que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

a) Requisitos generales.

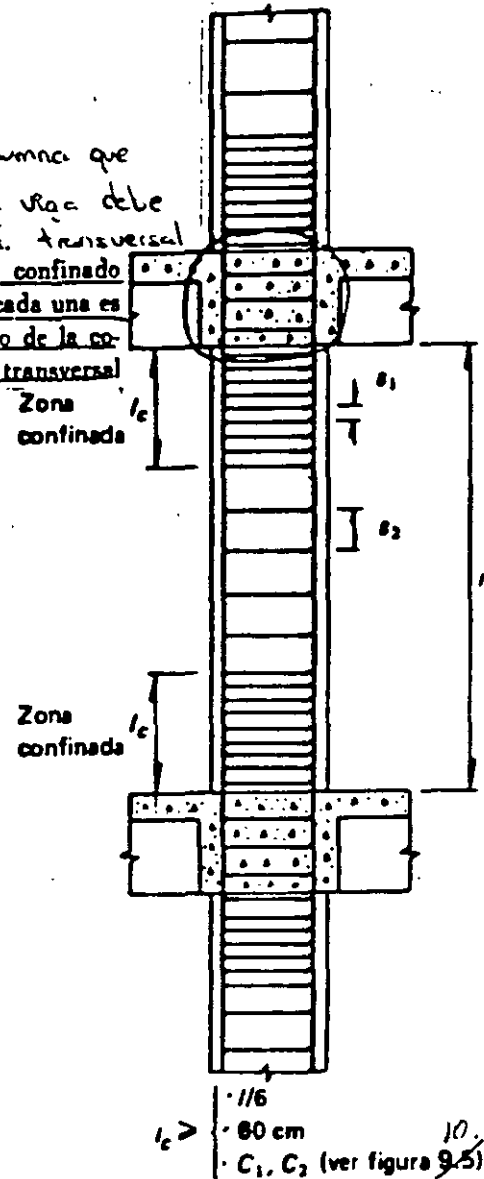
$$\frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

Mínimo 4 barras en columnas rectangulares  
y 6 en circulares

b) Requisitos para marcos dúctiles

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

Paquetes de no más de dos barras  
Traslapes solo en la mitad central  
de la altura libre de la columna



## II.- REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso.

a) Requisitos generales

$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{850 d_b}{\sqrt{f_y}} & d_b - \phi \text{ más delgado} \\ 48 d_v & d_v - \phi \text{ estubo.} \\ C_1/2, C_2/2 \end{cases}$$

$S_1 \leq$  la mitad de los límites para  $S_2$ .

b) Requisitos para marcos dúctiles

1) Confinamiento

En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa

El refuerzo transversal no debe ser de grado mayor que 42.

$$d_v \geq \#3$$

Refuerzo Transversal mínimo:

$$S_1 \leq \begin{cases} 10 \text{ cm.} \\ \frac{C_{\text{menor}}}{4} \end{cases}$$

$S_1$  - Máximos límites que para el caso general.

$S_2$  - Igual que para requisitos generales

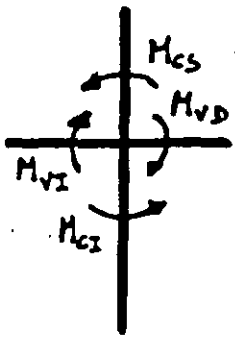
2) Fuerza cortante.

$$\text{Si } P_o < \frac{A_g f'_c}{20} \quad (\text{Incluyendo efectos sismo})$$

$$V_{\text{sismo}} \geq \frac{V_u}{2} \rightarrow V_{CR} = 0$$

Fig. 10.7 Requisitos de refuerzo para columnas de marcos de concreto.

$$\Sigma M_c \geq 1.5(\Sigma M_v)$$

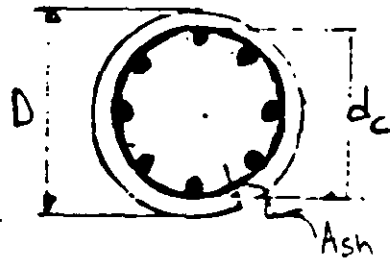


$\Sigma M_v = M_{v0} + M_{v2}$ , es la suma de los momentos flexionantes resistentes (negativo de un lado y positivo del otro) de los extremos de las vigas que llegan a un nudo

$\Sigma M_c = M_{c1} + M_{c2}$ , es la suma de los momentos flexionantes que deben ser capaces de resistir los extremos de las columnas (superior e inferior) que llegan a dicho nudo

El momento resistente de la columna se calculará para la carga axial que le corresponde a la columna por efecto de carga vertical más el doble de la que se genera por efecto de las fuerzas sísmicas actuando en la dirección correspondiente al signo de los momentos flexionantes considerados

Fig 10.8 Procedimiento para la revisión de la capacidad en flexocompresión de columnas de marcos dúctiles de concreto



Mínimo 6 barras longitudinales  
 Ref. Transversal  $\phi \geq \text{No. 3}$   
 El acero de la hélice  $\leq$  grado 42

$$A_{sh} \geq 0.11 \left( \frac{A_g - 1}{A_c} \right) \frac{f'_c}{f_y} d_c S$$

$$A_{sh} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} d_c S$$

$$l_c \geq \begin{cases} D \\ h/6 \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_2 \leq 7 \text{ cm} \quad y_2 \geq 1.5 \text{ tamaño agregado}$$

Los testapes tendrán 1.5 vueltas

Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante 2.5 vueltas

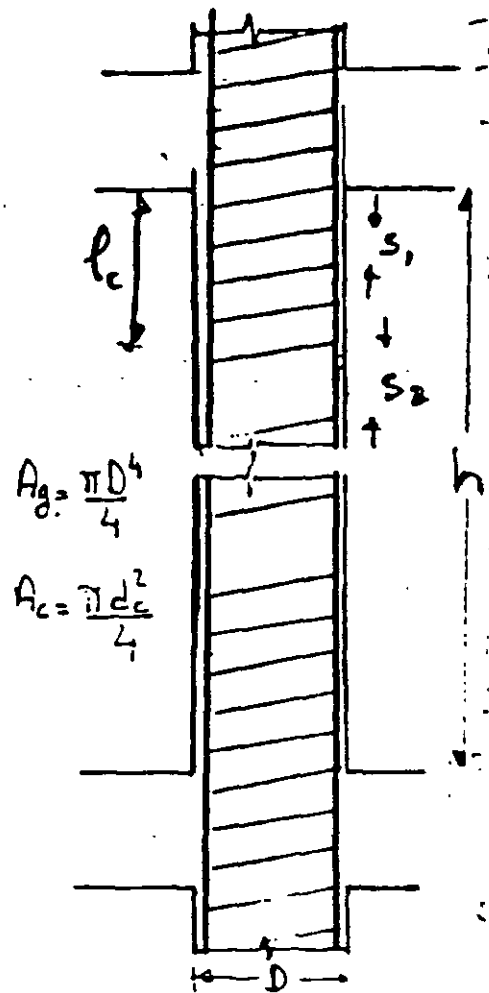


Fig 10.9 Requisitos para columnas zunchadas

$$\Sigma A_u \geq 0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} d_c S_1$$

$$\Sigma A_u \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} d_c S_1$$

$\Sigma A_u$  = suma de áreas de todas las ramas de estribos en la dirección considerada

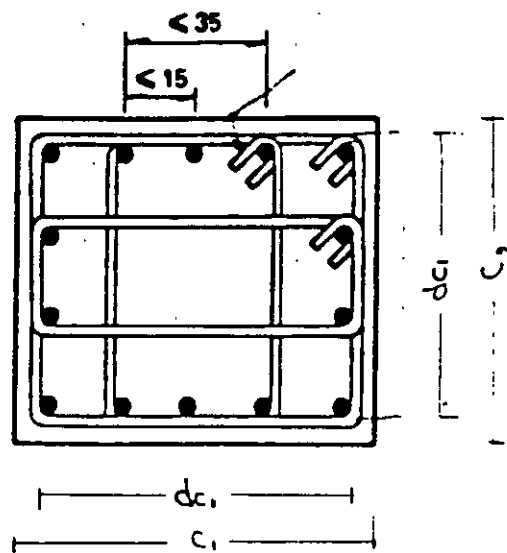
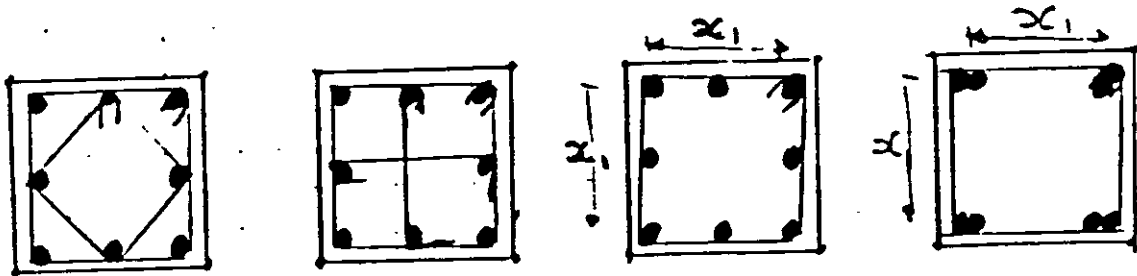
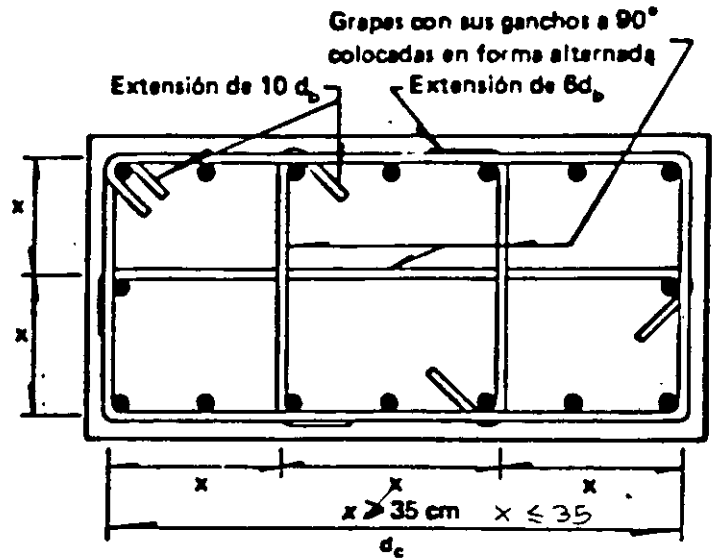


Fig. 10.10 Requisitos de distribución de refuerzo en columnas de estribos.

10.11  
 Figura 9.9 Combinaciones de estribos y  
 grapas admisibles para confinamiento de  
 columnas, según el Reglamento ACI 83.



No son aconsejables  
 Admisibles si  $x_1 \leq 30$

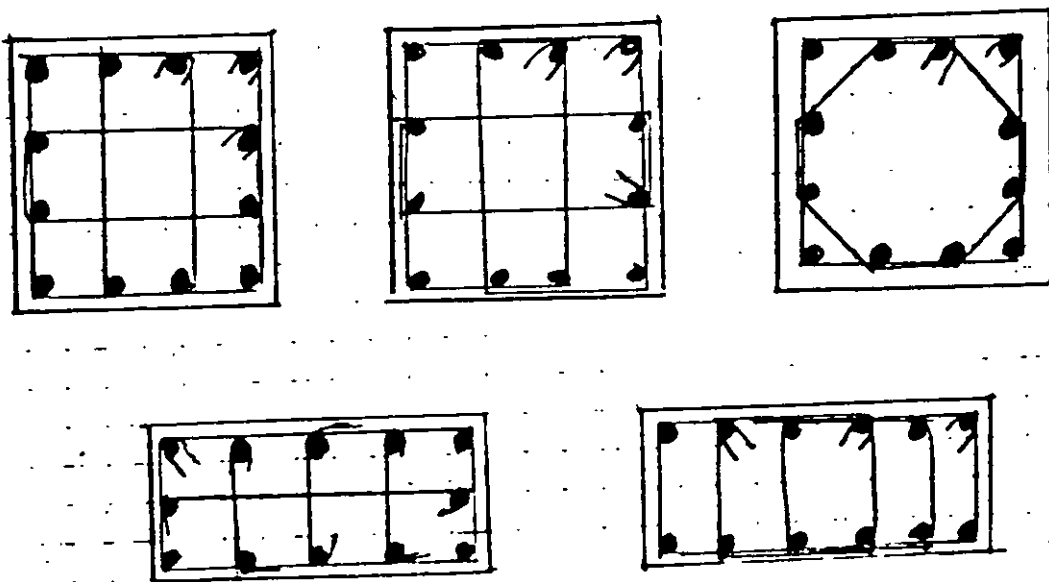
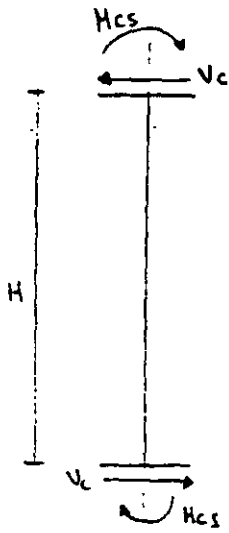


Fig 10.12 Arreglos admisibles de refuerzo en columnas  
 de marcos dúctiles de concreto

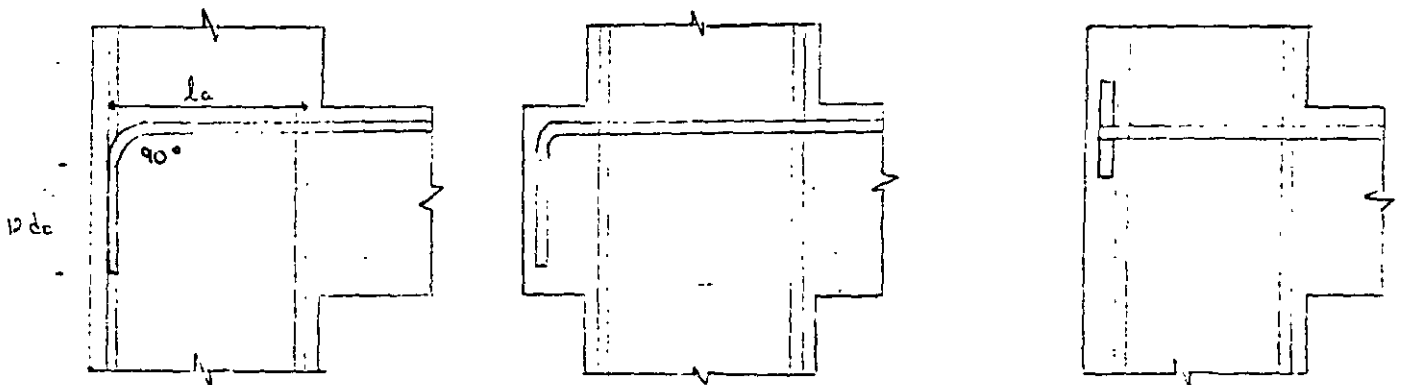


$$V_c = \frac{M_{cs} + M_{cs}}{H}$$

$$M_c \geq 1.5 (\Sigma M_u)$$

- En el extremo inferior de columnas de planta baja, se usará el momento resistente de diseño de la columna obtenido con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente.
- En el extremo superior de columnas del último entrepiso se usará  $1.5 \Sigma M_u$ .

Fig. 10.14 Procedimiento para la revisión de la capacidad por cortante de las columnas de marcas dúctiles.



$$l_a \geq \frac{0.076 f_y d_b}{\sqrt{f_c}}$$

15 cm  
8 db

NOTA: 30 % mayor en concreto ligero

a) Anclaje con gancho extremo

b) Viga con saliente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria

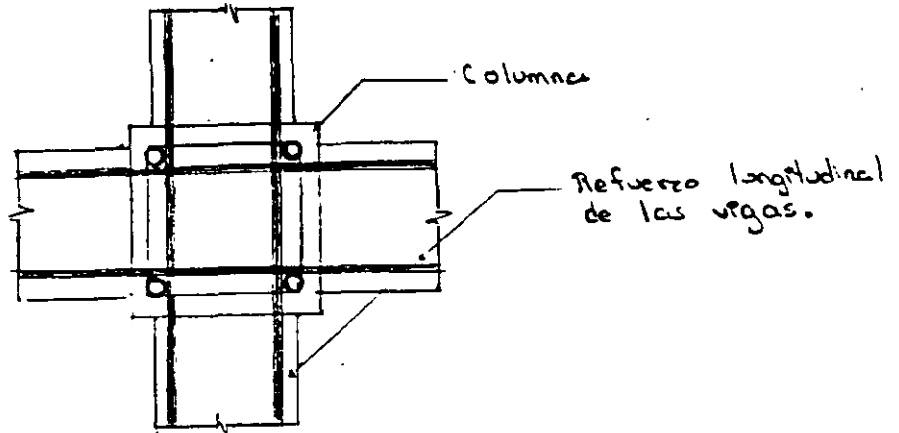
c) Anclaje mecánico

Fig. 10.15 Anclaje del refuerzo longitudinal en Vigas extremas de

# UNION VIGA-COLUMNA

## Marcos Dúctiles

### a) Requisitos generales:

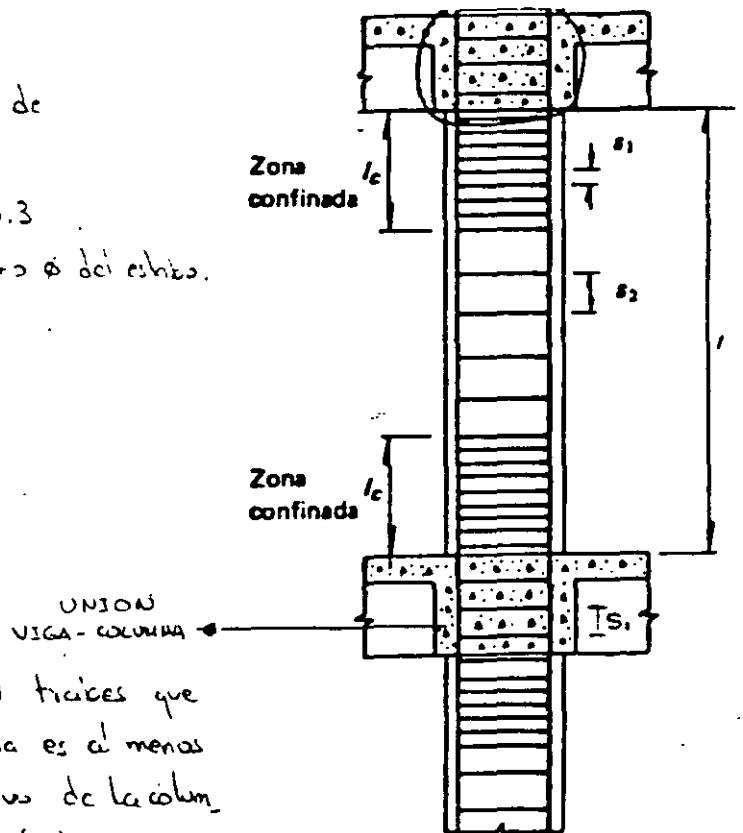


El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

### b) Refuerzo Transversal

- El refuerzo transversal no debe ser de grado mayor que el 42.
- Escribidos en una pieza de  $\phi \geq N\text{o.}3$
- Puede complementarse con grupos del mismo  $\phi$  del estibo.

$$S_1 \leq \begin{cases} 0.25 C_{\min} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$



Si el núcleo está confinado por 4 traveses que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del ref. transversal.

10.16a)

$l_c > \begin{cases} \cdot 1/6 \\ \cdot 80 \text{ cm} \\ \cdot C. C. \text{ (ver figura 8.5)} \end{cases}$

10.6

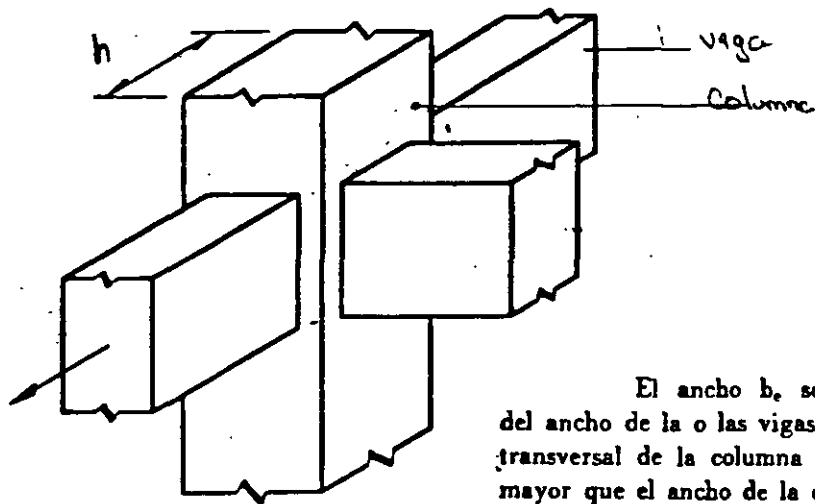
25



### c) Resistencia a fuerza cortante.

La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo.

$$\begin{array}{l} \text{En nudos confinados} \\ \text{otros nudos} \end{array} \quad \begin{array}{l} V_u = 5.5 F_R \sqrt{f_c'} b_e h \\ V_u = 4.5 F_R \sqrt{f_c'} b_e h \end{array}$$



### d) Anclaje del refuerzo

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$\begin{array}{l} h(\text{col.})/d_b(\text{barra de viga}) \geq 20 \\ h(\text{viga})/d_b(\text{barra de col.}) \geq 20 \end{array}$$

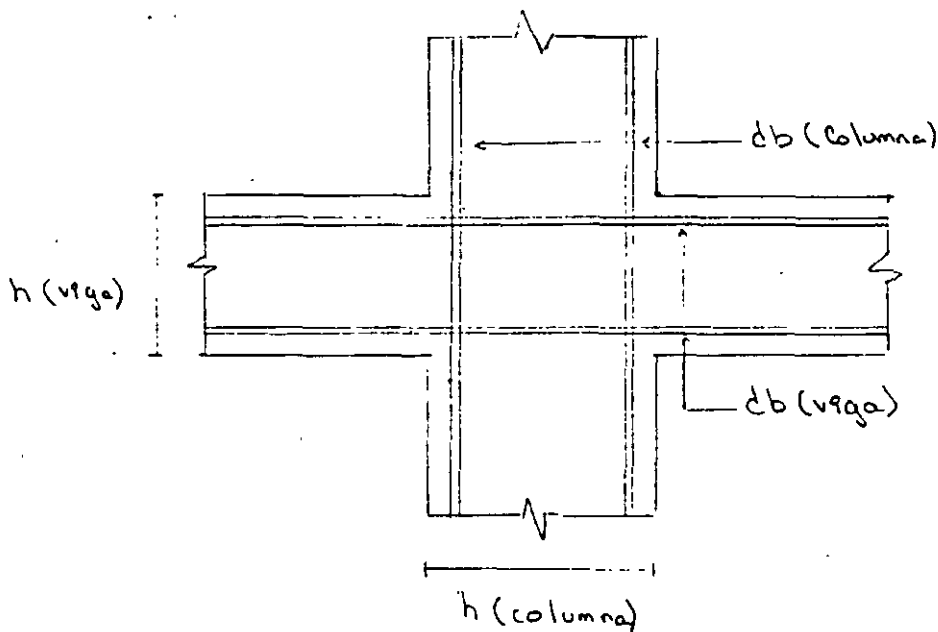
$h(\text{col.})$  es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga consideradas

Si en la columna superior del nudo cumple:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} \geq 0.3$$

Entonces:  $h(\text{viga})/d_b(\text{barras de col.}) \geq 15$

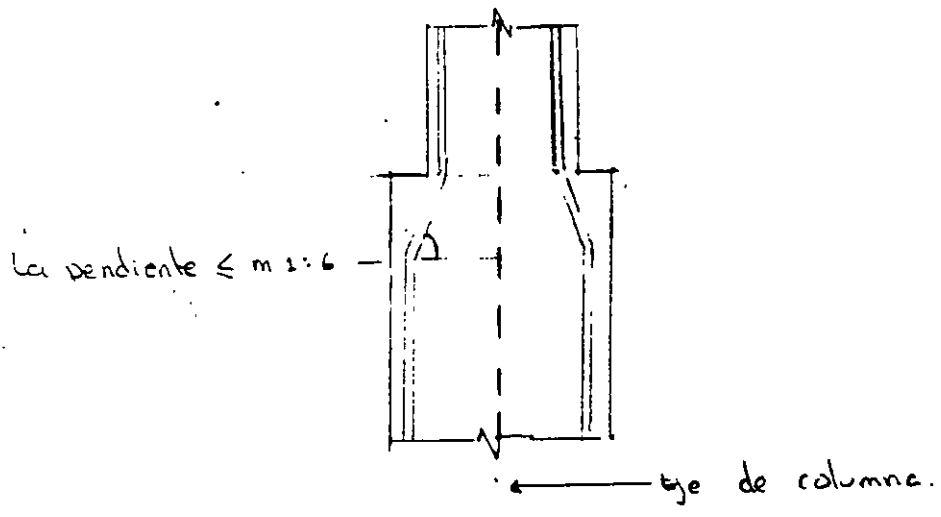
NOTA: también esta relación se cumplirá cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50% de la fuerza lateral total.

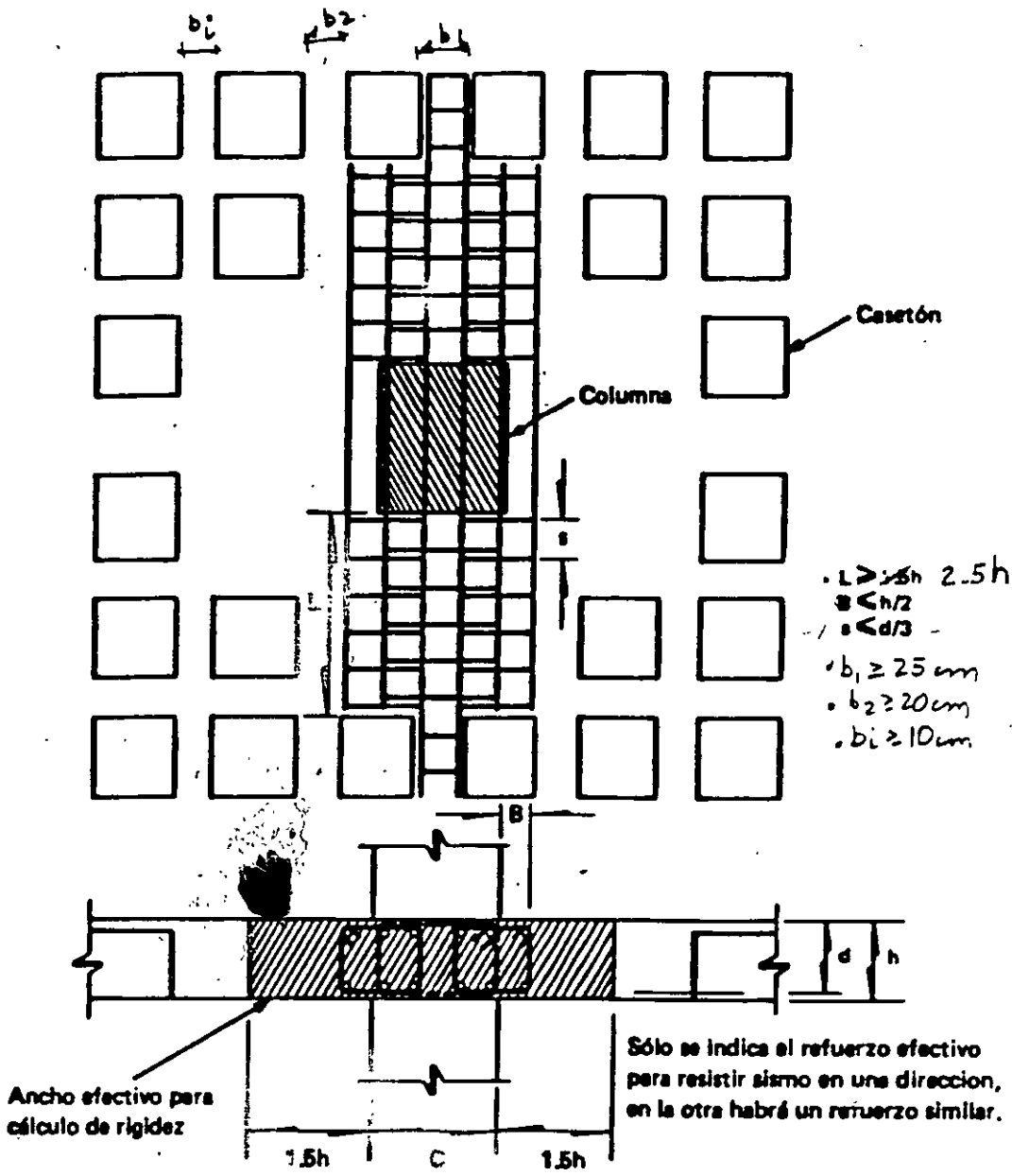


GENERALES:

Será de la misma manera que en la zona de confinamiento (el diámetro del ref. transversal no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha sección, si es igual que en la zona de confinamiento).

Si la intersección es excéntrica, deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, momentos y torcionales causados por la excentricidad.

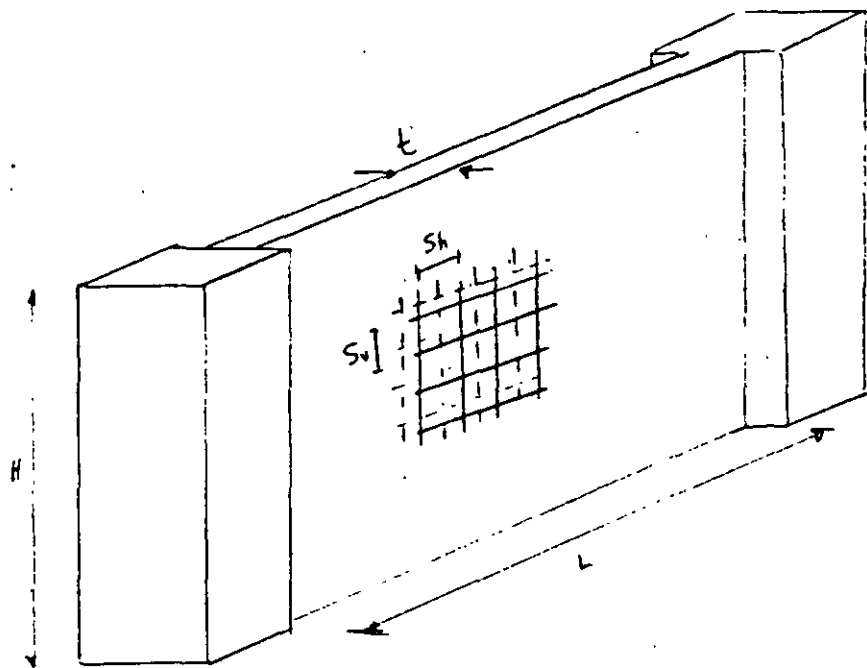




$n(\text{columna})/d_b(\text{barras de losa}) \geq 20$   
 $h(\text{losa})/d_b(\text{barras de col.}) \geq 15$

$h(\text{columna})$  - e la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

Fig 10.17 Refuerzo en la conexión losa plano - columna



Límites geométricos

$$L/t \leq 70$$

$$t \geq 13 \text{ cms}$$

0.06 H (altura no restringida lateralmente)

Refuerzo mínimo

$$P_v, P_h \geq 0.0025$$

$$S_v, S_h \leq 35 \text{ cm}$$

$$P_h = \frac{A_{sh}}{t S_v}$$

$$P_v = \frac{A_{sv}}{t S_h}$$

Fig. 10.18 Requisitos geométricos y de refuerzo en muros de concreto

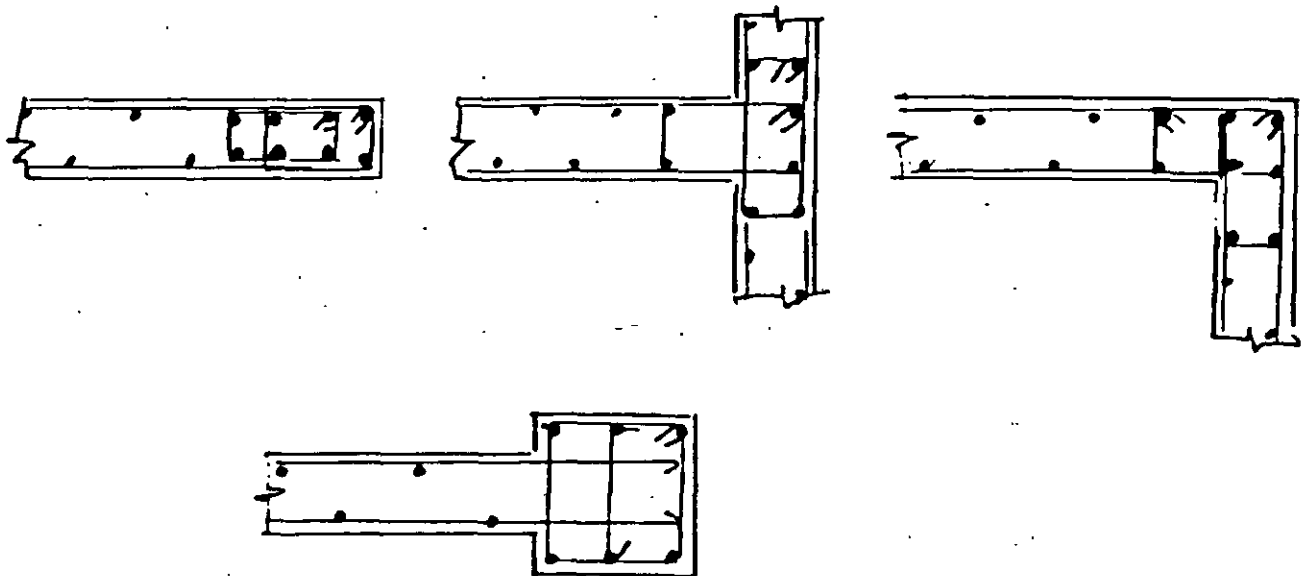
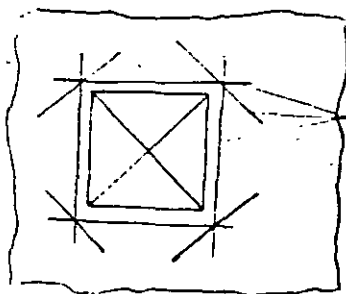
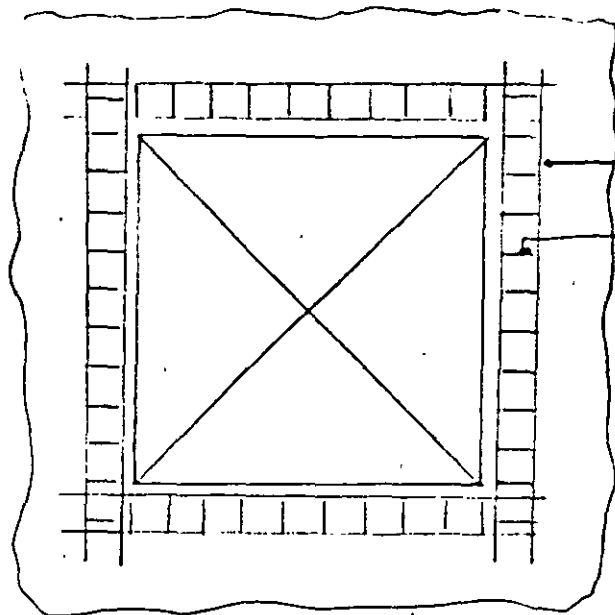


Fig. 10.14 Refuerzo en los extremos de muros



3 #4  
Cada uno

Refuerzo mínimo alrededor de aberturas pequeñas (la mayor dimensión del vano no supera 80 cm ni una cuarta parte de la dimensión de la pared)



4 #4

#2 @ 2t

Refuerzo mínimo alrededor de aberturas mayores.

Fig. 10.20 Detalles recomendados de refuerzo alrededor de aberturas en muros de concreto.

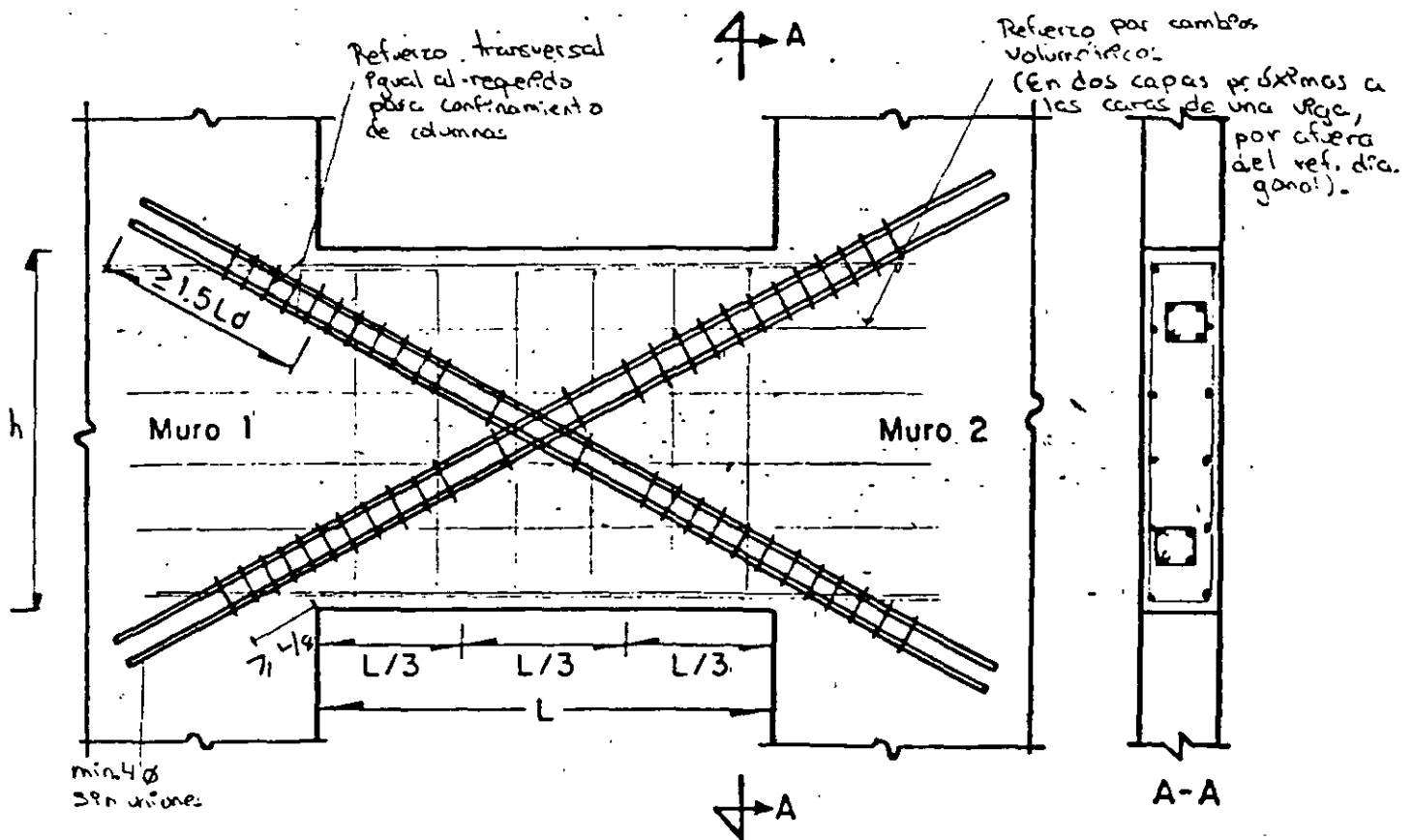


Fig. 10.21 Refuerzo de viga de acoplamiento que une muros de



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

**CURSOS ABIERTOS**

**XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA:**

**DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

**EXPOSITOR: DR. OSCAR LOPEZ BATIZ  
1997**

1995/06/12

**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**XXI INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA**

**MODULO III: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS**

**TEMA: Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto**

Oscar A. López Bátiz  
Investigación, CENAPRED  
DEPFI - UNAM

Referencia de las notas presentadas para el tema.

1. Oscar López Bátiz; "Estructuras de Concreto Reforzado (I), Aspectos fundamentales sobre elementos viga y columna, comentarios sobre estructuras de cimentación"; Curso: Seguridad Sísmica de las construcciones para directores responsables de obra, CENAPRED, Sep. 1994.
2. Sergio M. Alcocer; "Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado, Muros Estructurales"; Curso: Seguridad Sísmica de las construcciones para directores responsables de obra, CENAPRED, Sep. 1994.
3. Sergio M. Alcocer; "Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado, Uniones de Elementos"; Curso: Seguridad Sísmica de las construcciones para directores responsables de obra, CENAPRED, Sep. 1994.
4. Vitelmo V. Bertero; "Seismic Behavior of Structural Concrete Linear Elements (Beams, Columns), and Their Connections"; Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No. 131, AICAP-CEB Symposium, Rome, Mai 1979, Vol.1 State of the Art Reports.
5. Oscar López Bátiz; "Avances en el Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado, Procedimiento de Diseño por Resistencia Ultima en Estructuras de Concreto Reforzado".



# **ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO ( I )**

## **Aspectos fundamentales sobre elementos viga y columna, comentarios sobre estructuras de cimentación**

**Oscar López Bátiz**  
*CENAPRED*  
*Delfin Madrigal 665, Coyoacán D.F.*

### **1. Introducción.**

Las estructuras de concreto reforzado son estructuras heterogéneas producto de la combinación o mezcla de materiales con características diferentes como son el concreto y el acero de refuerzo, los procedimientos de diseño para estas estructuras consideran las propiedades de estos materiales en sus planteamientos. El uso del concreto reforzado comenzó en la segunda mitad del siglo XIX, desde los inicios de su empleo hasta la actualidad, la calidad de ambos materiales se ha incrementado, también las tecnologías de construcción y los procedimientos de diseño han avanzado de manera que las estructuras de concreto reforzado son de reconocida importancia en los ámbitos arquitectónico e ingenieril. Principalmente, en las décadas recientes los avances en el conocimiento sobre el comportamiento de los materiales y las estructuras de concreto reforzado han sido importantes.

Entre las propiedades importantes del concreto reforzado se encuentran la gran resistencia al fuego y efectos de intemperismo, la estabilidad de su durabilidad, el poco costo que requiere la supervisión durante su construcción, la versatilidad para su empleo en formas arquitectónicas caprichosas, propiedades que constituyen la fuerza que genera avances en la tecnología y conocimientos sobre el concreto reforzado. Así, a partir del inicio del siglo XX, prácticamente cada país cuenta con códigos y manuales propios para diseño y construcción de este tipo de estructuras. Para lograr los códigos y manuales actuales para estructuras de concreto reforzado, en su elaboración y modificación se han incorporado tanto los materiales y técnicas comúnmente empleados, como aquellos avances logrados sobre calidad de los materiales y sobre las tecnologías de diseño y construcción. Sin embargo, debido a la velocidad con que se logran materiales nuevos y de mejor calidad, a la rapidez con que aparecen nuevas tecnologías en procesos constructivos y métodos de análisis estructural, surge la necesidad de revisar con mayor frecuencia la normatividad de diseño y construcción para este tipo de estructuras.

Respecto a procedimientos o métodos para diseño estructural de estructuras de concreto reforzado, a partir de 1953 el Comité Europeo del Concreto (CEB) inició un proceso de revisión de sus códigos y manuales. Durante los años 1964 y 1970, este comité introdujo un procedimiento nuevo, consistente en el diseño racional basado en la teoría de probabilidades y confiabilidad estructural.

Posterior a una recopilación de información experimental y teórica, se le dio forma a la última versión del código en 1991. Sin embargo, la muestra de información experimental todavía no es suficiente, provocando que el código CEB-1991 se constituya como una filosofía de diseño a considerar o una opción para desarrollar un diseño estructural lógico y razonado.

Los objetivos del diseño estructural, son proporcionar al dueño un inmueble que cubra las necesidades y con las características que desea, generalmente esas necesidades pueden resumirse como:

- 1) Asegurar, con una estructura, el proporcionamiento de un espacio vital para un propósito determinado.
- 2) Durante el periodo de vida útil, dicha estructura deberá satisfacer las condiciones de servicio para las que fue creada.
- 3) Los costos de construcción y mantenimiento, entre otros que conforman el costo total del inmueble, deberán tender a la optimización.

Respecto al segundo punto, las condiciones y características que deberá cubrir la estructura a diseñar variarán dependiendo de la función que se asigne al inmueble. En condiciones de servicio, una estructura deberá mantener su

estabilidad ante grandes deformaciones y vibraciones. En el caso de estructuras de concreto reforzado, donde la presencia de grietas de gran apertura facilitaría el efecto del intemperismo en el acero de refuerzo y la consecuente degradación de resistencia y rigidez, es necesario limitar el ancho máximo de grieta dentro de un valor determinado, el cual es considerado al plantear las formulaciones de resistencia en los códigos y reglamentos. De igual manera, las condiciones de servicio de una estructura deberán mantenerse ante la incidencia de carga cíclica, como son los casos del sismo y el viento.

Ante carga sísmica o de viento, el diseño de las estructuras se plantea para que mantenga su estabilidad total ante la incidencia de la carga o efecto máximo esperado durante el período de vida útil del inmueble por efecto de dichos fenómenos naturales.

## 2. Materiales.

### 2.1 Concreto.

Dentro de las Características mecánicas que posee el concreto, la de mayor importancia es la resistencia a la compresión axial ( $\sigma_B$ ). Las resistencias a tensión, flexión, cortante, de adherencia, así como el módulo de elasticidad del concreto, presentan una fuerte relación con la resistencia a la compresión axial, por lo que se considera a esta propiedad como la representativa del concreto.

Cuando al concreto se le sujeta a esfuerzos monotónicamente crecientes, la estructura del mismo va sufriendo de fracturamiento en su estructura interna, por lo que la curva esfuerzo-deformación de este material se presenta como la mostrada en la Fig.1, en esta figura la curva presenta una pendiente que decrece a mayor esfuerzo y, aproximadamente a 0.2% de deformación se alcanza la resistencia máxima a compresión del material, posterior a esta deformación los esfuerzos en el concreto decrecen con rapidez alcanzándose el aplastamiento a una deformación unitaria de 0.3 a 0.4 %.

Debido a que la curva esfuerzo-deformación del concreto no es lineal, para determinar el módulo de elasticidad del material existen diferentes procedimientos. Un procedimiento comúnmente empleado es definir el módulo de elasticidad del concreto a partir de la curva esfuerzo-deformación, definiéndose como la pendiente de la secante al origen del punto de la curva para un esfuerzo de 1/3 la resistencia a compresión. También, el módulo de elasticidad del concreto se define en la mayoría de los códigos y reglamentos de diseño como función de la resistencia a compresión registrada en un ensaye uniaxial, y sin considerar el efecto de creep en el material se definen las siguientes ecuaciones:

$$\text{RDF} \quad E_c = 14000 \times (\sigma_B)^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\text{ACI} \quad E_c = \gamma^{1.5} \times 0.14 (\sigma_B)^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2, \text{ para valores } \gamma = 1440 \text{ a } 2480 \text{ kgf/m}^3)$$

$$\text{AIJ} \quad E_c = 2.1 \times 10^5 \times (\gamma/2.3)^{1.5} \times (\sigma_B/200)^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

donde: RDF: Reglamento del Distrito Federal, México; ACI: Reglamento del Instituto del Concreto de los Estados Unidos de Norteamérica; AIJ: Reglamento del Instituto de Arquitectos de Japón;  $E_c$ : módulo de elasticidad del concreto;  $\gamma$ : peso volumétrico del concreto.

La resistencia a tensión del concreto tiene estrecha relación con la resistencia a compresión, para resistencias a la compresión entre 180 y 240  $\text{kgf/cm}^2$  la resistencia a tensión generalmente se considera como 1/10 de la resistencia a compresión obtenida de pruebas uniaxiales en cilindros estándar.

La resistencia a compresión del concreto y su capacidad de deformación varían notoriamente de acuerdo a los esfuerzos confinantes a los que esté sujeto el material. Así, en la Fig.2, se presentan los resultados de pruebas a compresión realizadas en cilindros de concreto sujetos a esfuerzos confinantes proporcionados con líquido dentro de una cámara triaxial. Se observa un incremento notable de la resistencia a compresión de los cilindros, sin embargo, al considerar el concreto dentro de un elementos estructural donde el confinamiento se lo proporcione el acero de refuerzo longitudinal y principalmente transversal, la distribución de esfuerzos confinantes no presenta la misma

uniformidad que la distribución proporcionada por el líquido y genera resultados como los presentados en la Fig.3, donde es evidente también que el efecto confinante del refuerzo en el concreto es importante para incrementar la resistencia a compresión y capacidad de deformación del mismo.

## **2.2 Acero.**

El acero de refuerzo empleado en estructuras de concreto reforzado se puede dividir, por su forma, en corrugado y liso. Por sus mejores características de adherencia con el concreto, generalmente se emplea el acero corrugado.

Las características esfuerzo - deformación del acero estructural, en pruebas a tensión uniaxial, son como la mostrada en la Fig.4. Hasta el punto de fluencia, la relación es aproximadamente lineal. Independientemente de la resistencia a la fluencia y del proceso de producción, el módulo de elasticidad se puede considerar igual a  $2.1 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>. Como se muestra en la Fig.4(a), en barras forjadas en caliente, la curva esfuerzo - deformación presenta un punto de fluencia bien definido aproximadamente a 0.2 % de deformación unitaria, posteriormente sigue una planicie de fluencia y para deformaciones unitarias entre 1.5 y 2.0 % se presenta el fenómeno conocido como endurecimiento por deformación, aumentando la resistencia de la barra de acero. Para el caso de barras de acero forjadas en frío, como se indica en la Fig.4(b), no se presenta un punto de fluencia bien definido.

Para el diseño de elementos estructurales comúnmente empleados en estructuras arquitectónicas, considerando los niveles de deformación a los que se verán sujetos y eliminando los elementos de claro corto, puede asumirse que las barras de acero estructural no incursionarán en el rango de endurecimiento por deformación. Por lo que generalmente se considera a las características esfuerzo - deformación en el acero estructural como perfectamente elasto - plásticas, igual a las mostradas en la Fig.5.

En el caso de barras de acero de alta resistencia, como se indica en la Fig.6, generalmente a mayor resistencia menor es la capacidad de deformación inelástica, menor su capacidad de alargamiento, menores sus cualidades para traslape por lo que para su empleo se requiere de cuidados y estudios especiales. Es por esto que al diseñar estructuras de concreto reforzado, no es posible generalizar que para mayor resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, el diseño resultante tendrá un mayor factor de seguridad.

## **3. Comportamiento de elementos lineales a flexión (vigas) y flexocompresión (columnas).**

### **3.1 Comportamiento de elementos sujetos a flexión.**

El comportamiento de las estructuras de concreto reforzado se basa en el comportamiento básico de los materiales que lo constituyen. Es por eso que ante la poca capacidad del concreto a resistir esfuerzos de tensión, se cuenta con el refuerzo de las barras de acero. Así, ante los efectos de flexión, los esfuerzos axiales de compresión serán soportados por el concreto, y los esfuerzos axiales de tensión serán soportados por el acero de refuerzo.

Generalmente, cuando se realiza el análisis de esfuerzos de un elemento a flexión, como concepto básico se deben satisfacer ciertas condiciones como son: "compatibilidad de deformaciones", "equilibrio de fuerzas en la sección de análisis" y "las características esfuerzo - deformación de los materiales involucrados".

#### **3.1.1 Hipótesis básicas de comportamiento para un análisis de flexión**

a) Las secciones planas permanecen planas posterior a la flexión (condición de compatibilidad de deformaciones). También denominado principio de Bernoulli, el cual plantea que las deformaciones longitudinales sigue una distribución triangular, que las deformaciones en cualquier punto de la sección transversal son proporcionales a su distancia respecto al eje neutro y que existe una adherencia perfecta entre acero y concreto.

b) Se conoce la curva esfuerzo - deformación del acero y del concreto (características esfuerzo - deformación de los materiales). Aunque los materiales se encuentran bajo un estado de esfuerzos multiaxial, para definir las características esfuerzo - deformación se consideran resultados de pruebas donde se sujetó al material a un estado de esfuerzos uniaxiales.

c) Los esfuerzos internos están en equilibrio con las fuerzas externas (equilibrio de fuerzas en la sección de análisis). Las fuerzas resultantes del estado de esfuerzos en la sección transversal deberá estar en equilibrio con los elementos

mecánicos de la misma sección, producto de las cargas a las que se sujete el elemento (momento flexionante y carga axial).

El principio de Bernoulli es una hipótesis razonable en la zona a compresión del concreto, pero no es estrictamente aplicable en la vecindad del agrietamiento. Sin embargo, es aplicable a la deformación por tensión media de la zona agrietada. El principio de Bernoulli no se cumple totalmente en regiones sujetas a altos esfuerzos de cortante

### 3.1.2 Cálculo de la resistencia por flexión.

La resistencia última de un elemento bajo un estado de esfuerzos producto de flexión se define cuando la deformación unitaria máxima en el concreto de la fibra extrema a compresión de la sección transversal analizada alcanza un valor especificado, para el cual los reglamentos de diseño generalmente recomiendan valores que varían de 0.003 a 0.004. La mayoría de los reglamentos de construcción hipotetizan la distribución de esfuerzos a compresión en la sección transversal como rectangular definida por dos o tres parámetros, de tal modo que la resultante de esta distribución rectangular y la resultante y la posición de la misma, producto de considerar la curva esfuerzo - deformación "real" uniaxial del concreto, sea la misma. Así, se presentan distribuciones esfuerzo - deformación simplificadas en secciones sujetas a flexión como las presentadas en la Fig.7, donde se muestran aquellas distribuciones adoptadas en los reglamentos RDF, ACI y AIJ. Resultando en fórmulas para el cálculo de resistencia última como las siguientes:

$$\text{RDF} \quad M = (A_{st} - A_{sc}) f_y (d - a/2) + A_{sc} x f_y (d - d')$$

$$\text{si, } (p_t - p_c) \geq [ 4800 / (6000 - f_y) ] x [ (d' x 0.85 \sigma_B) / (d x f_y) ]$$

Cuando no se cumpla, M se determinará con un análisis de la sección basado en las hipótesis básicas de análisis por flexión.

$$\text{ACI} \quad \text{si, } (A_{st} - A_{sc}) / (b x d) \geq 0.85 \beta_1 [ (\sigma_B x d') / (f_y x d) ] 6115 / (6115 - f_y)$$

$$M = (A_{st} - A_{sc}) f_y (d - a/2) + A_{sc} x f_y (d - d')$$

$$\text{donde, } a = (A_{st} - A_{sc}) f_y / (0.85 \sigma_B x b)$$

si,  $(A_{st} - A_{sc}) / (b x d)$  es menor que el valor indicado,  $A_{sc}$  puede no considerarse.

$$\text{AIJ} \quad M = \sigma_B x b x D^2 \{ g_1 (A_{st} x f_y) / (\sigma_B x b x D) \}$$

donde,  $A_{sc}$ : área del acero de refuerzo en compresión; b: ancho de la sección transversal del elemento; d: peralte efectivo de la sección transversal;  $p_t$ : cantidad de acero de refuerzo longitudinal a tensión;  $p_c$ : cantidad de acero de refuerzo longitudinal a compresión;  $\beta_1$ : factor que depende de la resistencia a compresión del concreto ( $\beta_1 = 0.85$  para  $\sigma_B \leq 280 \text{ kgf/cm}^2$ , el valor de  $\beta_1$  disminuye en  $0.05/70 \text{ kgf/cm}^2$ );  $d'$ : dimensión del recubrimiento de concreto;  $g_1$ : distancia entre los centroides de las barras a tensión y compresión/D; D: peralte de la sección;  $A_{st}$ : área del acero de refuerzo a tensión;  $f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero a tensión.

### 3.1.3 Factores que afectan la resistencia, capacidad de deformación y ductilidad de un elemento estructural a flexión.

Como se puede discernir de las fórmulas para calcular la resistencia de elementos de concreto reforzado sujetos a flexión, la resistencia a la fluencia por tensión del acero de refuerzo empleado y la resistencia a la compresión del concreto, junto con las dimensiones de la sección transversal, determinan básicamente la resistencia de un elemento de concreto reforzado ante el agrietamiento, la fluencia y la carga última por flexión.

Como se aprecia en la Fig.8, donde se muestra una representación típica de una relación momento-curvatura para una sección transversal de un elemento de concreto con una cantidad de acero de refuerzo menor o igual al acero de refuerzo para la falla balanceada (falla balanceada es aquella cuando el concreto alcanza su deformación unitaria máxima al mismo tiempo que el acero de refuerzo fluye por tensión), otros parámetros importantes que determinan

la calidad estructural del elemento son la capacidad de deformación (considerada como la ductilidad del elemento) y su capacidad para disipar energía incidente ante carga monotónicamente creciente o cíclica. La ductilidad o capacidad de deformación post-fluencia, se define como la relación entre la deformación (curvatura) última alcanzada y la deformación (curvatura) al punto de fluencia:

$$\mu = \phi_u / \phi_y$$

Asumiendo una relación esfuerzo-deformación, se determina la posición del eje neutro al alcanzar el momento de fluencia en la sección ( $c_1$ ). Por relaciones trigonométricas se define la curvatura a la fluencia como se indica:

$$\phi_y = \epsilon_y / d (1 - c_1)$$

donde,  $\epsilon_y$ : deformación unitaria a la fluencia por tensión en el acero de refuerzo.

Siguiendo un procedimiento similar se determina la posición del eje neutro al alcanzar la resistencia última de flexión ( $c_{1u}$ ), y se determina la curvatura última de la sección transversal:

$$\phi_u = \epsilon_{cu} / (c_{1u} \times d)$$

donde:  $\epsilon_{cu}$ : es la deformación unitaria en la fibra extrema del concreto a compresión en la sección transversal.

Para secciones transversales rectangulares se pueden definir las expresiones para el cálculo de la posición del eje neutro medido desde la fibra a compresión,  $c_1$  y  $c_{1u}$ , como se muestra:

$$c_1 = [ (n \times p_t)^2 + 2 \times n \times p_t ]^{0.5} - n \times p_t$$

$$c_{1u} = (p_t - p_c) f_y / \sigma_B$$

donde,  $n = E_s/E_c$ ,  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo y  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto;  $p_t$ : cantidad de acero de refuerzo a tensión ( $= A_{st} / b \times d$ );  $p_c$ : cantidad de acero de refuerzo a compresión ( $= A_{sc} / b \times d$ ).

Analizando la última expresión, se aprecia que la presencia del acero de refuerzo a compresión, contribuye a disminuir la localización del eje neutro respecto a la fibra extrema a compresión, provocando un aumento en la curvatura última y por tanto mayor capacidad de deformación. La ductilidad de la sección transversal se puede definir entonces:

$$\mu = \phi_u / \phi_y = \epsilon_{cu} (1 - c_1) / \epsilon_y (c_{1u})$$

Definiendo al parámetro "índice de refuerzo  $q (= [p_t - p_c] f_y / \sigma_B)$ " y, por medio de las expresiones para determinar  $c_1$ ,  $c_{1u}$  y  $\mu$ , se establece una relación entre este índice de refuerzo  $q$  y la ductilidad de la sección transversal analizada  $\mu$ , se obtienen gráficas como las mostradas en la Fig.9. De la gráfica se entiende lo siguiente: a) a menor valor del índice de refuerzo, la capacidad de ductilidad del elemento aumenta; b) a mayor cantidad de acero de refuerzo en la zona a compresión, mayor será la capacidad de deformación post-fluencia del elemento; c) conjugando adecuadamente los dos aspectos anteriores, se puede asegurar que un elemento presente falla por flexión con suficiente capacidad de deformación post-fluencia (ductilidad).

La capacidad de absorber energía por medio de deformación se puede cuantificar, de una relación momento-curvatura monotónicamente creciente como la de la Fig.8, como el área comprendida bajo dicha curva.

Considerando un segmento de longitud unitaria del elemento estructural, cuyo comportamiento se asume elasto-plástico perfecto, la energía absorbida por deformación se puede representar con la siguiente expresión:

$$U = \sigma_B \times b \times d [ \epsilon_{cu} - c_{1u} \times \epsilon_y / 2 (1 - c_{1u}) ] (1 - 0.425 c_{1u})$$

Analizando la expresión anterior se puede concluir que el incremento de las dimensiones de la sección transversal y la resistencia a la compresión del concreto, afectan en proporción directa el incremento en la capacidad de absorción de energía del elemento. Igualmente, incrementado la deformación unitaria última del concreto en la sección transversal, lo que se puede lograr con mayor y mejor colocación del acero de refuerzo lateral, se obtiene el efecto de incrementar la capacidad de deformación post-fluencia y, por lo tanto, la capacidad de absorción de energía es mayor. Comparativamente con los parámetros anteriores, incrementos en  $p$ , y  $f_c$ , no presentan un efecto directo en la capacidad de deformación y de absorción de energía de los elementos estructurales. De la expresión para el cálculo de  $c_{1u}$  se concluye que aumentando la cantidad de acero a compresión el valor de  $c_{1u}$  disminuye, lo que repercute en incrementar la capacidad de absorber energía del elemento.

Cabe mencionar que los factores antes citados tienen un efecto similar en elementos sujetos a efectos de flexo-compresión. En el caso de estos últimos, resulta también de gran importancia el confinamiento adecuado del concreto del núcleo y el proporcionar límites permisibles de carga axial.

### 3.2 Comportamiento de elementos sujetos a flexocompresión.

En estructuras a base de marco momento resistentes, los elementos columna en la mayoría de los casos estarán sujetos a carga axial y momento flexionante (uniaxial y biaxial). En otros casos, aunque teóricamente la columna este sujeta únicamente a carga axial, por problemas de control de calidad en la etapa constructiva se generan desviaciones en el dimensionamiento y distribución de las secciones transversales, provocando excentricidad de la carga axial respecto al eje del elemento, lo que genera momento flexionante a considerar en el diseño de dicho elemento.

Respecto a las hipótesis básicas para análisis de elementos sujetos a flexo-compresión, estas son exactamente las mismas que aquellas consideradas para elementos bajo flexión simple.

#### 3.2.1 Diagrama de interacción.

La resistencia de la sección transversal a una fuerza de compresión, se reduce con la presencia del momento flexionante. El diagrama de interacción representa el lugar geométrico de los puntos que indican la carga axial y momento flexionante que provocan que un elemento alcance su resistencia última (deformación unitaria última en la fibra extrema a compresión de la sección transversal), su representación gráfica se muestra en la Fig.10. Así, para una curva de interacción determinada, si la columna esta sujeta a una combinación de momento flexionante y carga axial que esté en el interior de dicha curva, el elemento se encuentra del lado de la seguridad. Contrariamente, si la combinación está fuera de la curva, la columna estará propensa a la falla.

Como se muestra en la Fig.10, existen tres puntos importantes que definen las características de resistencia en el diagrama de interacción de una columna. El punto localizado donde el diagrama interseca al eje vertical, corresponde a una columna sujeta únicamente a compresión axial, pero producto de la excentricidad existente por problemas intrínsecos al proceso de construcción, se recomienda para diseño el uso de un valor mínimo de excentricidad de diseño ( $e_{min}$ ), dando como resultado una disminución de la resistencia por compresión hasta alcanzar la curva original en el punto A. El punto B representa el estado de falla denominado "falla balanceada", en el cual la deformación unitaria última en el concreto a compresión se alcanza al mismo tiempo que el acero de refuerzo fluye a tensión. Al momento flexionante y carga axial representativos de este punto se les llama momento y carga balanceada, y a la relación entre el momento flexionante y la carga axial correspondiente a esta falla balanceada se le denomina excentricidad balanceada ( $e_b$ ). El diagrama de interacción se interseca con el eje horizontal en el punto que representa al elemento en flexión pura, representando obviamente el momento de falla por flexión uniaxial. La parte del diagrama de interacción correspondiente al elemento bajo tensión axial y flexión, se calcula de la misma manera que para compresión y flexión, sin embargo, es un estado poco común e indeseable en el diseño de estructuras de concreto de mediana altura.

La determinación del punto de la falla balanceada es importante desde el punto de vista de los reglamentos para diseño estructural, porque para elementos cuya excentricidad sea menor que la excentricidad balanceada ( $e_b$ ), antes que el acero de refuerzo longitudinal fluya por tensión se presenta la falla por aplastamiento en el concreto sujeto a esfuerzos de compresión, denominándose a este rango de "falla por aplastamiento" (es una falla de tipo poco dúctil). Si la excentricidad en el elemento es mayor que la balanceada, se encuentra en el rango de "falla por tensión" (falla con características dúctiles).

En la Fig.11 se muestra, para un diagrama de interacción carga axial - momento flexionante de una sección transversal

determinada, el correspondiente diagrama de curvatura última calculada. Se aprecia que para cargas axiales menores que la carga axial correspondiente a la falla balanceada, la curvatura correspondiente al momento de falla presenta un brusco incremento. Contrariamente, si la carga axial incidente es mayor que la balanceada, la capacidad de deformación post-fluencia tiende a ser nula. Es por lo anterior que al diseñar una columna ante efectos sísmicos se proponga un límite en la carga axial permisible.

En el caso de columnas sujetas a flexión biaxial y compresión existen dos formas típicas de encontrar la resistencia última de estos elementos. Una es la solución por tanteos, que consiste en encontrar el valor máximo de la carga axial "P" que actúa fuera de dos planos de simetría, a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ . Esta condición es equivalente a considerar una carga axial P y dos momentos flexionantes,  $M_x = P \times e_x$  y  $M_y = P \times e_y$ . Para un elemento con geometría y excentricidades dadas, aplicando el procedimiento básico para elementos sujetos a flexo-compresión partiendo de conocer las características esfuerzo-deformación de los materiales, iterativamente se puede obtener el valor máximo de la carga P que actúa a las excentricidades dadas. Este proceso predice satisfactoriamente la resistencia del elemento, pero es muy laborioso. Sin embargo, para casos particulares comúnmente empleados en la práctica, se han desarrollado diagramas de interacción empleando computadora electrónica y se muestran en algunos reglamentos. La otra forma de obtener la resistencia última de este tipo de elementos es aproximada, siendo un ejemplo típico la llamada "Fórmula de Bresler". Bresler desarrolló una expresión simple para calcular los valores máximos de carga axial de compresión que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  en secciones rectangulares con distribución simétrica de refuerzo longitudinal. La expresión que propone es la siguiente:

$$1/P_r = 1/P_x + 1/P_y - 1/P_0$$

donde,  $P_r$ : carga normal máxima que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ ;  $P_x$ : carga normal máxima a una excentricidad  $e_x$  ( $e_y = 0$ );  $P_y$ : carga normal máxima a una excentricidad  $e_y$  ( $e_x = 0$ );  $P_0$ : carga axial máxima que puede resistir el elemento ( $e_x = e_y = 0$ ).

Es evidente que el problema se reduce a una combinación de soluciones mas simples, dos de flexo-compresión y una de compresión axial.

### 3.2.2 Cálculo de resistencia a flexo-compresión.

De la misma manera que para el caso de flexión, la resistencia última del elemento se determina cuando la deformación unitaria máxima en el concreto de la fibra extrema a compresión alcanza un valor especificado que varía entre 0.003 a 0.004 (según el reglamento empleado).

En el reglamento del AIJ, se plantea una fórmula simplificada para el cálculo de resistencia última de columnas a flexo-compresión, que se presenta enseguida:

$$AIJ \quad M = \sigma_B \times b \times D^2 \{ g_1 (A_n \times f_c) / (\sigma_B \times b \times D) + 0.5 \times [ N / (\sigma_B \times b \times D) ] \times [ 1 - N / (\sigma_B \times b \times D) ] \}$$

expresión con confiabilidad de  $\pm 20\%$  en el 90% de su comparación con resultados experimentales. Expresión válida para :

$$p_1 = A_n / (b \times D) ; \text{ entre } 0.4 \text{ y } 2.8 \%$$

$$N / (b \times D) \leq N_b / (b \times D)$$

donde, N: carga axial actuando en el elemento;  $N_b$ : Carga axial en la condición de falla balanceada.

## 4. Comportamiento de elementos lineales (vigas y columnas) ante fuerza cortante.

La falla por cortante en elementos de concreto reforzado a diferencia de la falla por flexión, es repentina y

generalmente produce un estado de inestabilidad irreparable en el elemento en particular y la estructura en general. Por lo que los procedimientos de diseño presentados en los reglamentos tienden a tratar de eliminar este tipo de falla y lograr un factor de seguridad lo mayor posible respecto a este comportamiento indeseable en la estructura. Respecto al mecanismo que define la falla por cortante en elementos de concreto reforzado, al contrario de la falla por flexión, es de mayor complejidad, y aunque se ha realizado mucha investigación sobre el tema permanecen muchos puntos sin tener plena explicación. Es por eso que los procedimientos de diseño por cortante indicados en la mayoría de los reglamentos tienen una fundamentación empírica, apoyada con conceptos teóricos abstraídos de la teoría de la elasticidad de los materiales y recientemente de la teoría de la plasticidad aplicada al concreto reforzado.

## **4.1 Modos de falla por cortante.**

### **4.1.1 Vigas con relación claro a peralte grande ( $a/d > 2.5$ , donde "a" es la longitud del claro de corte).**

- a) Falla por flexión (Fig.12.a). Las grietas por efectos de flexión se propagan convirtiéndose en agrietamiento por efectos flexo-cortantes, extendiéndose a través del elemento causando una falla brusca por tensión diagonal.
- b) Falla por tensión diagonal (Fig.12.b). En este tipo de falla no se observa ninguna de las características antes citadas, no se presenta tampoco aplastamiento del concreto a compresión, es una falla frágil e inestable. Incrementando la cantidad de refuerzo lateral se reduce considerablemente la posibilidad de ocurrencia de este tipo de falla y se logran ductilidades que varían desde 1 hasta 4.

### **4.1.2 Vigas con relación claro a peralte pequeño, también llamadas vigas cortas ( $1 < a/d < 2.5$ ).**

- a) Falla de tensión por cortante (Fig.13.a). El agrietamiento por problemas de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto se propaga a lo largo del refuerzo longitudinal empezando en el extremo de la grieta inclinada de cortante. Como mecanismos resistentes importantes ante este tipo de falla se pueden citar el efecto de dovela del refuerzo longitudinal, la adherencia acero-concreto y la resistencia a deslizamiento acero-concreto. Reduciendo la relación  $p_t / p_w$  (donde  $p_t$  es la cantidad de acero de refuerzo longitudinal a tensión y  $p_w$  es la cantidad de acero de refuerzo lateral), se tiende a eliminar este tipo de falla. Igualmente, para un porcentaje de acero longitudinal dado, empleando barras de menor diámetro y distribuidas adecuadamente (sin emplear paquetes de barras) se logran comportamientos adecuados, reduciendo la posibilidad de ocurrencia de este tipo de falla.
- b) Falla de compresión por cortante (Fig.13.b). En este tipo de falla el concreto a compresión en las fibras extremas de la sección transversal, en los extremos de las grietas de cortante, sufre aplastamiento y falla. Este problema se recrudece cuando el elemento se sujeta a niveles altos de carga axial y cuando se trata de elementos cortos de gran peralte. Una forma de evitar o aliviar este tipo de fallas es proporcionando un mayor porcentaje de acero lateral que lo proporcione mayor confinamiento al concreto sujeto a esfuerzos de compresión.

### **4.1.3 Vigas de gran peralte ( $a/d < 1$ ).**

En esta clase de elementos se generan esfuerzos significativos de compresión en los estratos de concreto resultantes entre las grietas inclinadas provocadas por efecto de cortante, y grandes esfuerzos de tensión a través de dichas grietas. Este fenómeno puede provocar:

- a) Fallas de anclaje del acero a tensión, combinada con desprendimiento del concreto de recubrimiento por efecto de dovela.
- b) Falla por aplastamiento del concreto en los apoyos.
- c) Falla de flexión debido a la rotura post-fluencia del acero de refuerzo longitudinal, o al aplastamiento del concreto en la parte superior del mecanismo de arco.
- d) Falla por aplastamiento en el concreto de los estratos a compresión ubicados en la vecindad del agrietamiento diagonal por cortante.

## **4.2 Principales mecanismos de resistencia al cortante.**

### **4.2.1 Equilibrio en el claro de cortante de la viga (sin refuerzo lateral).**



La resistencia a cortante estará determinada por los siguientes mecanismos de transferencia de cortante: a) Transmisión de fuerza cortante a través del concreto en la zona a compresión,  $V_c$ ; b) Resistencia por efecto de dovela, transmitida a través de la grieta por el refuerzo longitudinal,  $V_d$ ; c) Resistencia al cortante producto de la componente vertical de los esfuerzos cortantes inclinados  $v_s$ , transmitidos a través de las grietas inclinadas por medio de cortante directo o cizalleo entre las partículas de agregados que se encuentran entre y/o en las superficies de la grieta,  $V_s$ .

$$V = V_c + V_s + V_d$$

$$M = x V = j_d (T + V_d \cot\alpha)$$

donde, el significado de todas las variables y parámetros se muestran en la Fig.14.

De trabajos experimentales se ha concluido que el efecto de dovela es pequeño para elementos sin acero de refuerzo lateral;  $V_d = 0$ , por lo que la expresión anterior se puede representar como sigue

$$M = T \times j_d$$

La fuerza de tensión en el refuerzo longitudinal a una distancia  $(x - j_d \cot\alpha)$  es determinada por el momento a una distancia  $x$  desde el apoyo del elemento estructural. El incremento de esfuerzos en el acero, claramente depende de la pendiente de la curva diagonal con la que se idealizó al agrietamiento por efecto flexo-cortante,

$$V = dM / dx = d(T j_d) / dx = j_d dT / dx + T d(j_d) / dx$$

donde,  $j_d dT / dx$  : representa el comportamiento de un elemento prismático sujeto a flexión, en el cual la fuerza de tensión interna  $T$  actúa sobre un brazo de palanca constante  $j_d$ . A este efecto se le denomina efecto de viga dentro de los mecanismos de transmisión de fuerza cortante;  $T d(j_d) / dx$  : representa el comportamiento de un arco tensado, en el que la fuerza cortante externa es resistida por el estrato interno de concreto a compresión. A este efecto se le conoce como efecto de arco;  $dT/dx$ : variación de la fuerza interna de tensión (fuerza de adherencia)

#### 4.2.2 Acción de viga en el claro de cortante.

$$V_b = j_d dT/dx$$

En la acción de viga intervienen los siguientes tipo de mecanismos de transferencia de fuerza cortante:

- Fuerza de adherencia,  $\Delta T = T_1 - T_2$
- Cortante transmitido por cortante directo o cizalleo en el agregado localizado en las caras de la grieta,  $v_{a1}$ ,  $v_{a2}$
- Fuerzas por efecto de dovela,  $V_{d1}$ ,  $V_{d2}$

El momento en el cantiléver provocadas por las fuerzas de adherencia  $\Delta T$ , son resistidas por el efecto de dovela y las fuerzas generadas en el agregado, a las que se adiciona la resistencia a flexión  $M_c$  del concreto mismo en la zona de compresión. La representación de estos fenómenos claramente se aprecia en la Fig.15.

En vigas con dimensiones normales, un máximo de 20% de las fuerzas por adherencia pueden ser resistidas por flexión en el concreto. Sin acero de refuerzo en el alma, la capacidad del efecto de dovela se limita a la resistencia a tensión del concreto siendo prácticamente nula. Cuando se cuenta con acero de refuerzo lateral, la contribución del efecto de dovela no excede el 25% de la resistencia total del cantiléver. El ancho de la grieta, la rugosidad de su superficie, la deformación por cortante y la resistencia del concreto determinan la resistencia por cortante directo o cizalleo en el agregado, siendo aproximadamente del 50 al 70% de las fuerzas por adherencia las que se resisten por este efecto del agregado en la superficie de la grieta.

El cortante transmitido por la zona de concreto a compresión, arriba de la grieta diagonal, incrementa lentamente durante los procesos de carga hasta alcanzar un máximo de 25 a 40% del total de la fuerza cortante incidente en la sección transversal de la viga.

### 4.2.3 Acción de arco en el claro de cortante.

$$V_s = T d(j_s)/dx$$

En este mecanismo la fuerza cortante se transmite por compresión diagonal en el concreto de los elementos estructurales. La intensidad de los esfuerzos de compresión diagonal dependen de la inclinación del campo de esfuerzos principales. La relación entre claro de cortante y peralte de la sección ( $a/d$ ) define una medida de esta inclinación (Fig.16). El efecto del mecanismo de arco resulta inefectivo cuando la fuerza de cortante se transmite a la zona a tensión.

El tipo de fallas que se presentan en un elemento estructural por el mecanismo de arco son:

- a) La propagación de las grietas inclinadas de cortante reducen la zona a compresión excesivamente, provocando aplastamiento del concreto sujeto a esfuerzos de compresión.
- b) La línea de esfuerzos a compresión puede presentar excentricidad respecto al eje del elemento, y generar una falla de tensión por efecto de flexión en la "zona a compresión".
- c) Cuando la relación entre claro de cortante y peralte de la sección es pequeña ( $a/d < 2$ ), se observa una considerable reserva de resistencia producto de mayor eficiencia en el mecanismo de arco. En estos casos se presentará una falla por aplastamiento del concreto en el estrato diagonal a compresión, o falla por problema de adherencia y anclaje en el refuerzo longitudinal.

### 4.2.4 Papel del acero de refuerzo lateral en el comportamiento de un elemento estructural.

Los estribos o acero de refuerzo lateral contribuyen en los mecanismos de resistencia ante fuerza cortante de la siguiente manera:

- a) Contribuye a incrementar la resistencia por el efecto de dovela y disminuir la deformación relativa entre las caras de la grieta.
- b) Disminuye los esfuerzos de tensión por flexión en los voladizos formados entre los agrietamientos del elemento (ver Fig.15), mediante una fuerza diagonal de compresión producto del efecto de armadura.
- c) Limita la apertura de las grietas diagonales al rango elástico, favoreciendo la transferencia de cortante por cortante directo o cizalleo en el agregado localizado en la superficie de la grieta.
- d) Proporciona confinamiento al concreto de la zona a compresión, incrementando su resistencia a compresión.
- e) Previene un brusco decremento en la resistencia por adherencia cuando el agrietamiento por problema de adherencia y anclaje se desarrolla en zonas de anclaje y/o traslape.

## 4.3 Cálculo aproximado de la resistencia por cortante.

Para determinar la resistencia ante cortante han surgido una serie de investigaciones de gran importancia en el campo del concreto reforzado. Así, como punto inicial de la teoría de los mecanismos de transmisión y resistencia de fuerza cortante está el concepto de "analogía de la armadura" propuesto por Ritter en 1899, pasando por los trabajos de Ritter y Morch de 1903 sobre la transmisión del total de la fuerza cortante por el refuerzo lateral del elemento. También de importancia es el trabajo desarrollado por Talbot en 1909 donde plantea que 2/3 de la fuerza cortante incidente la resiste el refuerzo lateral y el 1/3 restante el concreto en la zona a compresión. En los años 50's, Walther y Morrow seguían haciendo trabajos analíticos importantes. Igualmente, Kani en el período comprendido entre 1964 y 1969 realizó trabajos teórico-experimentales encaminados a desglosar cualitativa y cuantitativamente los mecanismos que intervienen en la transmisión de la fuerza cortante incidente en un elemento de concreto reforzado, introduciendo el concepto de "acción de viga" (también conocido como modelo de diente) del segmento de concreto localizado entre dos grietas producto de efecto flexo-cortante. Todos estos estudios, básicamente no han cambiado el concepto primario propuesto por Ritter y Morch, y es en base a estos conceptos y resultados que la mayoría de los códigos y reglamentos actuales proponen sus formulaciones para el cálculo de la resistencia por cortante de elementos de concreto reforzado.

A continuación se presentan las fórmulas básicas propuestas en los reglamentos del DDF, ACI y AIJ:

RDF                    para  $p_s \leq 0.01$

$$V_u = b \times d ( 0.2 + 30 p_t ) (\sigma_B)^{0.5} + A_w \times f_{wy} \times d (\text{sen}\theta - \text{cos}\theta)$$

para  $p_t \geq 0.01$

$$V_u = 0.5 \times b \times d (\sigma_B)^{0.5} + A_w \times f_{wy} \times d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)$$

ACI  $V_u = V_c + V_t \leq 2.12 (\sigma_B)^{0.5} b \times d$

$$V_t = p_w \times f_{wy} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 [ 1 + 0.0071 N / (b \times d) ] (\sigma_B)^{0.5} b \times d$$

IAJ  $V_u = \{ 0.068 p_{LAR}^{0.23} (\sigma_B + 180) / (M/(Q \times d) + 0.12) + 2.7(p_w f_{wy})^{0.5} + 0.1 N / (b \times D) \} b \times j$

donde,  $A_w$ : área del acero de refuerzo lateral en una vuelta del mismo;  $f_{wy}$ : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo lateral;  $\theta$ : ángulo de inclinación del refuerzo lateral respecto al eje del elemento; N: carga axial en el elemento; b: ancho de la sección transversal;  $p_{LAR}$ : porcentaje de refuerzo por flexión, acero de refuerzo a tensión (%); M/Q: relación entre momento y fuerza cortante en la sección transversal;  $p_w$ : cantidad de acero de refuerzo lateral ( $= A_w / b \times s$ ); j: distancia entre las resultantes de esfuerzos a compresión y tensión en la sección transversal (puede considerarse como,  $j = 7d / 8$ ); s: espaciamiento del acero de refuerzo lateral; D: Peralte total de la sección transversal; unidades kgf, cm

Normalmente, la contribución de la losa a la resistencia ante fuerza cortante en vigas puede considerarse no significativa.

En todos los reglamentos se acepta que la carga axial, dentro de los límites permisibles por flexo-compresión, contribuye a incrementar la resistencia por cortante de los elementos columna. Sin embargo, en todos los códigos se hace una consideración puramente empírica sobre dicho efecto, lo que se aprecia claramente en las formulaciones de los reglamentos ACI y IAJ. Respecto al reglamento RDF se plantea el siguiente factor correctivo, que presenta gran similitud al considerado en el ACI:

$$P = 1 + 0.007 (P_u / A_g)$$

para,  $P_u \leq 0.7 \sigma_B + 2000 A_{st}$

si,  $P_u \geq 0.7 \sigma_B + 2000 A_{st}$ , el valor de P se variaría hasta ser nulo para

$$P_u = A_g \times 0.85 \sigma_B + A_s \times f_y$$

donde,  $P_u$ : carga axial en el elemento;  $A_g$ : área de la sección transversal del elemento;  $A_s$ : área total del acero de refuerzo longitudinal en el elemento.

## 5. Propiedades de adherencia y anclaje acero - concreto.

Para que un elemento de concreto reforzado se considere monolítico, o trabaje como tal, es necesario la existencia de adherencia entre los materiales. Cuando el esfuerzo en el acero de refuerzo embebido en el concreto cambia, esa diferencia de esfuerzos deberá transferirse al concreto por medio de adherencia y anclaje. Los esfuerzos de adherencia y anclaje son esfuerzos de cortante desarrollados en la frontera entre la barra de acero y el concreto que la circunda para transmitir la fuerza, producto de la diferencia de esfuerzos antes mencionada, entre ambos materiales.

Las características de esta adherencia dependen de mecanismos como la adherencia química entre acero y concreto, la fricción generada entre los materiales, así como procedimientos mecánicos de transferencia de fuerza proporcionados por las corrugaciones del acero de refuerzo. Al usar acero no corrugado, el único mecanismo es la

adherencia química, provocándose un deslizamiento temprano del acero respecto al concreto y la imposibilidad de alcanzar mayor resistencia que la de deslizamiento. La fuerza de adherencia al emplear acero corrugado, como se indica en la Fig.17, se genera por el mecanismo entre la corrugación y el concreto circundante. Las dimensiones de la corrugación en esta clase de acero, determina el tipo de falla en el elemento si este falla por problema de adherencia. Así, si la corrugación es de poca altura se podrá generar una falla por aplastamiento en el concreto. Por otro lado, si la corrugación tiene gran altura, esta podrá fallar por flexión. Igualmente, si la separación entre las corrugaciones tiende a ser grande, la resistencia por adherencia tenderá a disminuir. Es por eso que en las normas y códigos existe o debe existir una normatividad respecto a alturas máxima y mínima de la corrugación y valores máximos y mínimos de separación entre corrugaciones. Dos tipos comunes de falla por adherencia y anclaje, dependientes de las características geométricas de las barras de refuerzo corrugadas, se presentan en la Fig.18.

Los factores determinantes en la resistencia por adherencia y anclaje de un elemento de concreto reforzado son los siguientes:

a) Resistencia del concreto: Debido al estado de esfuerzos a que se somete el concreto en la vecindad del acero, a mayor resistencia a tensión del concreto la resistencia por adherencia será mayor.

b) Características dimensionales del acero de refuerzo: Como se explicó antes, el uso del acero corrugado, por el mecanismo que se genera entre la corrugación y el concreto, provoca aumento en la resistencia por adherencia. El hecho que en barras de menor diámetro se obtenga mayor resistencia por adherencia provoca preferencia por el uso de barras de diámetros pequeños.

c) Posición y orientación del acero de refuerzo: La resistencia por adherencia en aceros colocados verticalmente resulta mayor que para aceros colocados horizontalmente. También, por fenómenos de sedimentación de los agregados es más común encontrar formación de burbujas de aire en el concreto de la vecindad del refuerzo superior de una viga, provocando que la resistencia por adherencia en el acero de refuerzo inferior sea aproximadamente 20% mayor que la obtenida en el acero de refuerzo superior.

d) Dimensión del recubrimiento: La resistencia por adherencia será mayor a mayor dimensión del recubrimiento. Esto es debido a que el peso propio del recubrimiento y la superficie del concreto que estará sujeto a estado de esfuerzos de tensión son mayores a mayor recubrimiento.

e) Configuración y distribución del acero de refuerzo lateral: El acero de refuerzo lateral juega un factor importante para evitar el rápido incremento de la abertura del agrietamiento por adherencia (paralelo al acero de refuerzo longitudinal), contribuyendo con ello a incrementar la resistencia y capacidad de transmitir fuerza por efecto de adherencia. El acero de refuerzo lateral no tiene efecto en impedir la aparición del agrietamiento por adherencia o efecto de dovela del acero longitudinal. Sin embargo, posterior al agrietamiento contribuye a que el decaimiento o degradación de la resistencia por adherencia sea menor (Fig.19).

Las limitaciones presentadas en los códigos y reglamentos respecto al uso de paquetes de barras de refuerzo longitudinal, separación mínima entre las mismas y dimensiones mínimas de recubrimiento, entre otras condicionantes, están fundamentadas en la necesidad de impedir degradación o decaimiento de la resistencia por adherencia y anclaje, para garantizar que se alcanzará la resistencia última del elemento en particular y la estructura en general, resistencia última que fue propuesta en la etapa de diseño.

## 6. Comportamiento de elementos viga y columna.

### 6.1 Factores que determinan el mecanismo de falla.

Como factores importantes en la resistencia y capacidad de deformación de elementos estructurales de concreto reforzado lineales (vigas y columnas), se pueden proponer los siguientes:

a) Cantidad y diámetro del acero de refuerzo longitudinal.

Al colocar la misma cantidad de acero de refuerzo, pero de menor diámetro, se incrementa la superficie de contacto acero-concreto y por lo tanto se incrementa la resistencia por adherencia y anclaje. Sin embargo, existen límites en el tamaño mínimo del acero de refuerzo longitudinal debido a que, como resultado de trabajos experimentales, el tamaño de las corrugaciones en barras de diámetros menores a 19 mm no resultan lo suficientemente eficientes para la transmisión mecánica de fuerza de adherencia.

b) Cantidad y distribución del acero de refuerzo lateral.

Principalmente, como resultado de trabajos experimentales recientes, se entiende que el papel del acero de refuerzo lateral en elementos de concreto reforzado, además de contribuir a evitar una falla frágil por cortante en el elemento, también tiene efecto sobre las siguientes características de un elementos estructural:

- Proporciona confinamiento al concreto del núcleo en los elementos lineales (principalmente elementos columna). Incrementando la resistencia a la compresión del concreto del núcleo y también aumentando el valor de la deformación unitaria última, lo que contribuye a mejorar la capacidad de deformación del elemento.
- Evitar la falla por adherencia y anclaje. Para lo que se recomienda que, para iguales cantidades de acero de refuerzo lateral, la separación del mismo sea la menor posible y que, de ser posible, las barras de refuerzo longitudinal estén confinadas directamente por una esquina o un gancho de dicho refuerzo lateral. Esto incrementará la capacidad y resistencia del refuerzo longitudinal por adherencia y anclaje notablemente.
- Proporciona soporte lateral al acero de refuerzo longitudinal, evitando de esta manera el pandeo del mismo. Logrando un adecuado soporte lateral en el acero de refuerzo longitudinal, también se está contribuyendo a que este participe como confinante del concreto del núcleo del elemento.

c) Efecto de elementos vecinales, como losa de piso y trabes ortogonales.

De investigaciones experimentales recientes, se ha concluido que una losa estructural, reforzada y anclada adecuadamente al elemento viga correspondiente durante el proceso constructivo, participa totalmente junto con la viga en rigidez y resistencia en el trabajo del marco momento resistente. Esto al alcanzar el elemento y/o la estructura su resistencia última.

Igualmente, el efecto de elementos ortogonales es de gran importancia sobre todo al realizar, para el diseño de la estructura, análisis planos. Se ha comprobado experimental y analíticamente que tanto en estructuras a base de muros estructurales, como en aquellas a base de marcos momento resistentes, la rigidez y resistencia obtenida de un análisis plano es notablemente menor que la real. Esto no necesariamente contribuye a incrementar el factor de seguridad de la estructura, ya que puede generar cargas axiales a niveles indeseables en columnas y muros, así como efectos de torsión y cortante en vigas que no fueron contemplados en el análisis plano.

d) Carga axial.

Para lograr incrementos en la capacidad de deformación en elementos sujetos a efectos principales de carga axial y flexión (columnas), como producto de análisis teórico-experimentales se recomiendan contemplar los siguientes aspectos:

- Reducir la carga axial suficientemente bajo la carga axial del estado de esfuerzos "balanceado"

$$N / (\sigma_B \times b \times D) \leq 0.3$$

- Incrementar la cantidad de refuerzo longitudinal a compresión.
- Incrementar el confinamiento en el concreto del núcleo, con refuerzo lateral (espirales, ganchos, estribos, etc), en las secciones críticas a flexión (vgr. aquellas donde se prevé la formación de articulaciones plásticas, principalmente en las todas las vigas y las columnas del primer nivel). En la Fig.20 se presentan algunos ejemplos de refuerzo lateral en columnas básicas para lograr comportamientos adecuados de los elementos.
- Reducir los esfuerzos por cortante al alcanzar la resistencia por flexión, a límites como el indicado:

$$\tau_v \leq 30 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\tau_v \text{ representa al esfuerzo cortante en la sección transversal})$$

e) Carga cíclica.

El efecto de carga cíclica provoca efectos, a largo plazo, similares a los provocados por problemas de fatiga en los materiales. A mayor el número de ciclos, mayor será la degradación del material (el concreto en este caso), generando disminución de la capacidad de deformación y decaimiento de resistencia en el rango posterior a la fluencia.

## 6.2 Misceláneos.

a) En la mayoría de los reglamentos para la construcción, en cuanto a estructuras de concreto reforzado, se acepta el "corte" del acero de refuerzo longitudinal después de asegurar una "longitud de desarrollo" adecuada. Es recomendable, en estos casos, emplear doblez en los extremos de las barras, con el propósito de lograr una buena transmisión de los esfuerzos de adherencia hacia el concreto (Fig.21)

b) Por limitaciones de fabricación y/o transporte, el acero se adquiere a longitudes fijas, es por tal motivo que cuando

se requiere proporcionar longitudes de acero refuerzo longitudinal en vigas o columnas de mayor longitud que las barras adquiridas en fábrica se hace uso del traslape de acero de refuerzo. En los reglamentos basados en información experimental basta (como es el caso del reglamento del ALJ), se permite el empleo de traslapes mecánicos (soldadura a presión y gas, tuercas de alta resistencia, splice con relleno de mortero de alta resistencia, etc., algunos de los cuales se presentan en la Fig.22) en la misma sección. Esto debido a que se ha comprobado experimentalmente que si el traslape mecánico es de calidad comprobada por pruebas a tensión, es prácticamente improbable la formación de una superficie de falla en la sección en cuestión.

Cuando el traslape es convencional, se recomienda seguir la tendencia de no realizarlos en la misma sección del elemento estructural.

c) Finalmente, en las Fig.23 y Fig.24 se ejemplifican gráficamente fallas típicas en vigas y columnas. En la Fig.25 se muestra una viga con un detalle de refuerzo típico para un agujero en el alma propio de requisitos para instalaciones. En la Fig.26 se presentan detalles de refuerzo adecuados para una viga con desnivel en el interin del claro y el detalle de la llegada de una viga secundaria apoyándose en una primaria.

## 7. Comentarios sobre el diseño de estructuras de cimentación.

Para diseñar la estructura de cimentación se deberá considerar todos los posibles estados de carga que pudiera sufrir la misma, como el estado de cargas verticales y horizontales generadas por de la formación de mecanismo de falla ante el sismo de diseño, así como la posible situación de una descarga del inmueble por reparación o remodelación que pudiera repercutir en asentamientos diferenciales o emersión de la subestructura. De igual manera, se deberá considerar y diseñar adecuadamente la zona de unión entre estructura y subestructura, poner especial atención en los anclajes de los elementos verticales (columnas y muros) en las correspondientes estructuras de cimentación.

Al diseñar una estructura, dependiendo del reglamento a emplear, se permite la formación de los llamados mecanismos de fluencia en la superestructura. Sin embargo, en el caso de las estructuras de cimentación, como regla general, se prohíbe la formación de articulaciones plásticas, por lo que todos los elementos de la estructura de cimentación deberán diseñarse con la filosofía de diseño elástico.

Cuando en la superestructura se consideren muros estructurales de cortante, la contratrase de cimentación deberá diseñarse para ser lo suficientemente rígida y resistente para soportar las rotaciones del muro al trabajar este como cantiléver al formarse un mecanismo de fluencia con aparición de articulaciones plásticas en trabes.

En el caso de zapatas "aisladas", es recomendable el considerar su liga por medio de contratrabes de liga con rigidez y resistencia adecuada para soportar y reducir los efectos producto de asentamientos diferenciales.

Cuando la cimentación es con pilotes (de punta o de fricción), el pilote se diseñará para soportar desde las fuerzas generadas por si hincado (como es el impacto axial), fuerzas de tensión provocadas por el momento de volteo de la estructura global o por fricción negativa, en este tipo de cimentaciones se revisara el anclaje en la junta del pilote con el dado de cimentación. Cuando no se use dado de cimentación, se revisará la posibilidad de penetración entre pilote y losa de cimentación. Con respecto a cimentación a base de pilotes y dado, se tendrá cuidado en no debilitar al pilote en su cabezal o en su llegada al dado, por la diferencia de rigidez y resistencia entre ambos elementos, por lo que es recomendable proporcionar un refuerzo especial en la zona del cabezal del pilote. En este tipo de cimentación, también se consideraran todos los posibles elementos mecánicos que surgen a lo largo del pilote para el diseño del mismo y de las juntas entre los segmentos.

Finalmente, es evidente que para lograr un diseño confiable de la estructura de cimentación, el diseñador deberá contar con la información precisa y confiable de la mecánica del suelo del sitio de construcción (cuyos niveles de precisión y confiabilidad dependerán del tipo de estructura).

## BIBLIOGRAFIA

- 1) Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", publicada en la Gaceta Oficial del DDF el 26 de noviembre de 1987.
- 2) Loera S. y Mendoza C., "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, No. ES-2, Noviembre 1991.
- 3) Comité Euro-International du Béton, "International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Volume II [ceb-fip model code for concrete structures]", 1991.
- 4) American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-89)".
- 5) Instituto de Arquitectos de Japón, "Reglamento y Manual para Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado", 1992. (en Japonés y versión resumida en Inglés)
- 6) González Cuevas O. y Robles Fernández-Villegas F., "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa, 1989.
- 7) Park R. y Paulay P., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc., 1975.
- 8) Kosaka Y. y Morita S., "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Maruzen, 1975. (en Japonés)
- 9) Sakai Y., "Capacidad de deformación de columnas de concreto reforzado de alta resistencia, que presentan mecanismos de falla de compresión por flexión", Memorias del Instituto del Concreto de Japón, No.13 Vol.2. Tokyo, 1991. pp.421-426. (en Japonés)
- 10) Aoyama H., "Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado con el Criterio de Resistencia Última", Editorial Gihoudo, Tokyo, 1990. (en Japonés)
- 11) IAJ, "Elementos para la enseñanza de estructuras", Editoriales Maruzen, Gihoudo y IAJ, Tokyo 1985. (en Japonés).

# FIGURAS

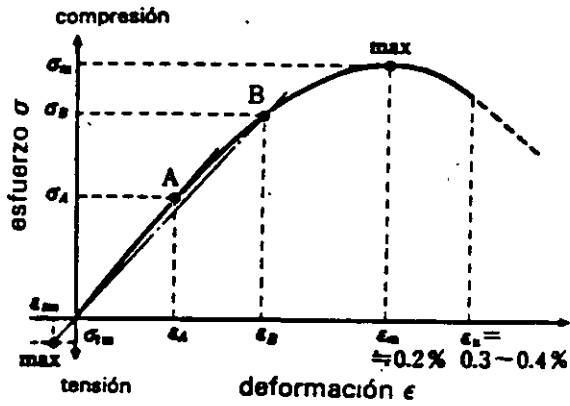


Fig. 1 Curva esfuerzo deformación de concreto normal

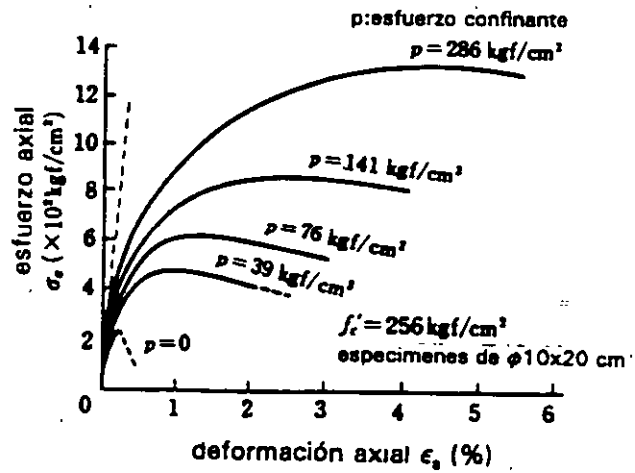


Fig. 2 Curva deformación de concreto con confinamiento lateral



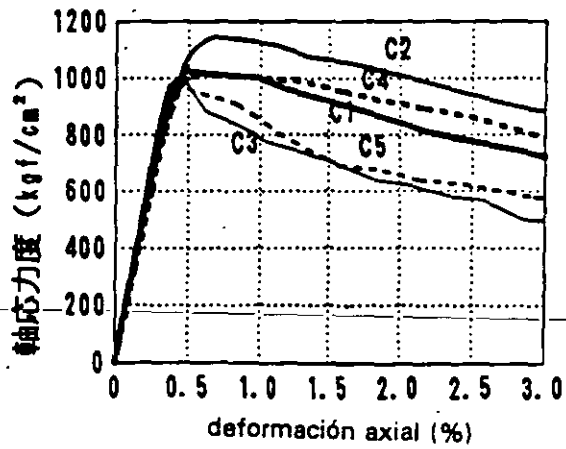
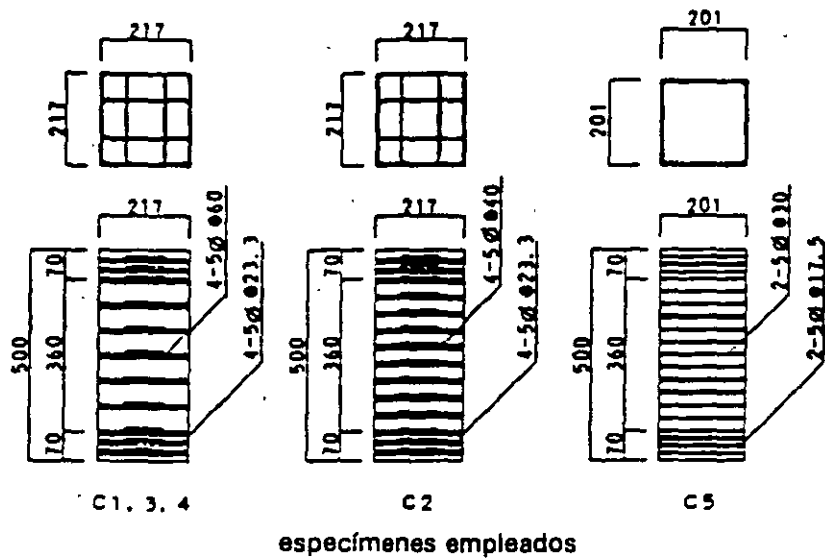


Fig. 3 Relación esfuerzo deformación de elementos cargados axialmente a compresión

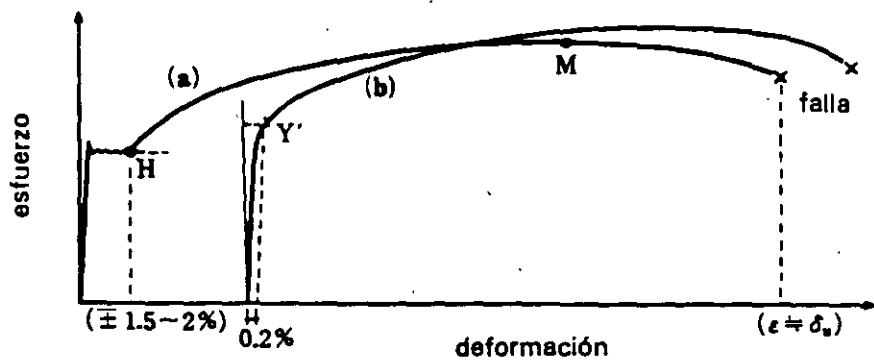


Fig. 4 Relación esfuerzo deformación real del acero

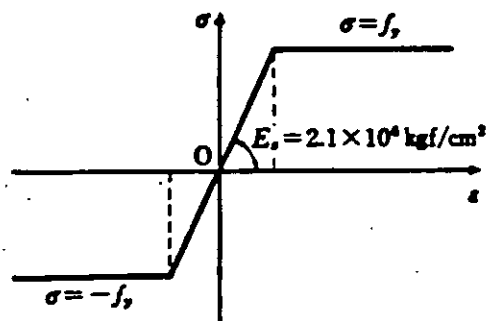


Fig. 5 Relación esfuerzo deformación idealizada del acero

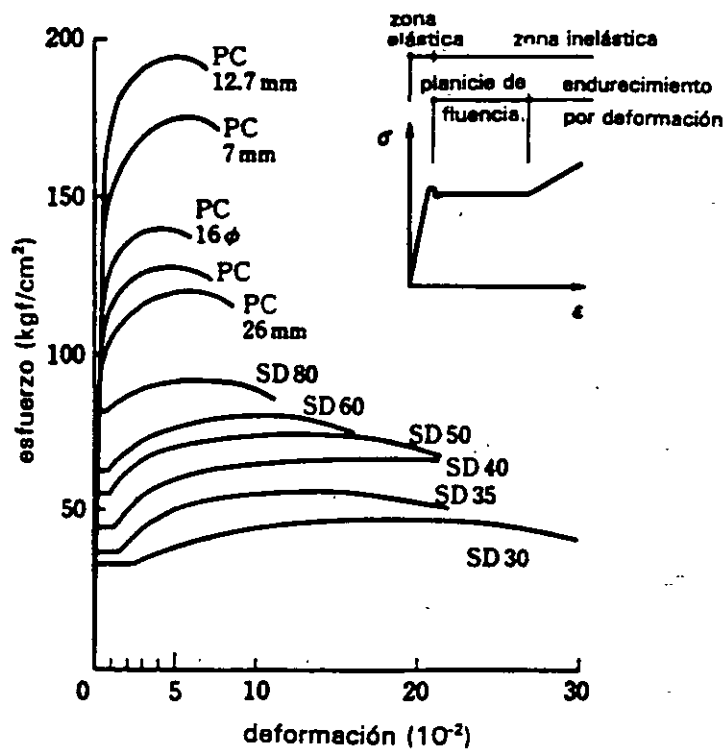
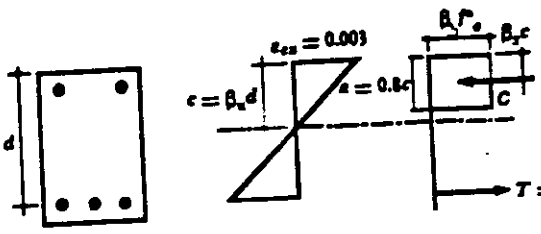


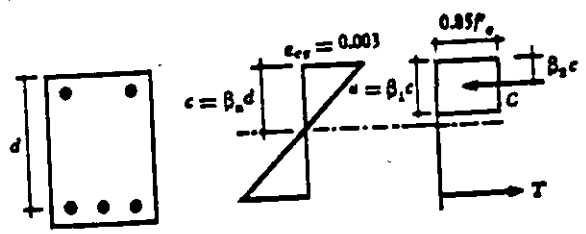
Fig. 6 Relaciones esfuerzo-deformación para barras de refuerzo de diferentes características



$\beta_1 = 0.40$  para sec. rectangulares  
 $\beta_2 = \left( 1.05 - \frac{f_c^o}{1400} \right) < 0.85$

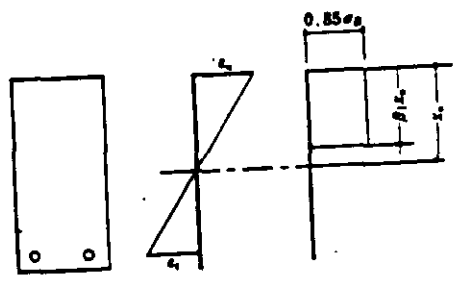
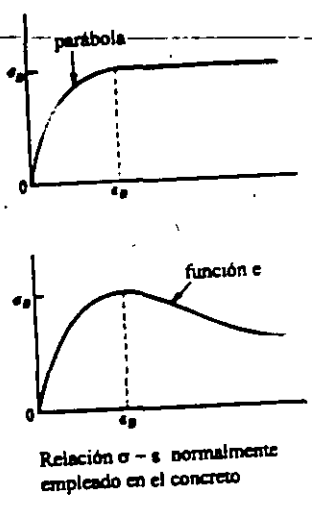
$l_s < l_s^o$   
 $f_s^o = \alpha f_s (1 - v)$   
 $f_s^o = \gamma f_s$   
 $v =$  coeficiente de variación del concreto  
 $\alpha$  y  $\gamma =$  coeficientes que dependen del tipo de carga

(a) RDF



$\beta_1 = \left( 1.05 - \frac{f_c}{1400} \right) < 0.85$   
 $f_c$  en  $\text{kg/cm}^2$

(b) ACI



$\beta_1 = 0.85$   
 $\beta_1 = 0.85 - 0.005 (\sigma_g - 280)/70$   
 $X_n:$  posición del eje neutro a calcular

$[\sigma_g \leq 280 \text{ kgf/cm}^2]$   
 $[\sigma_g \geq 280 \text{ kgf/cm}^2]$

(c) AIJ

Fig. 7 Hipótesis simplificadoras para el análisis por flexión según los reglamentos RDF, AIC y AIJ

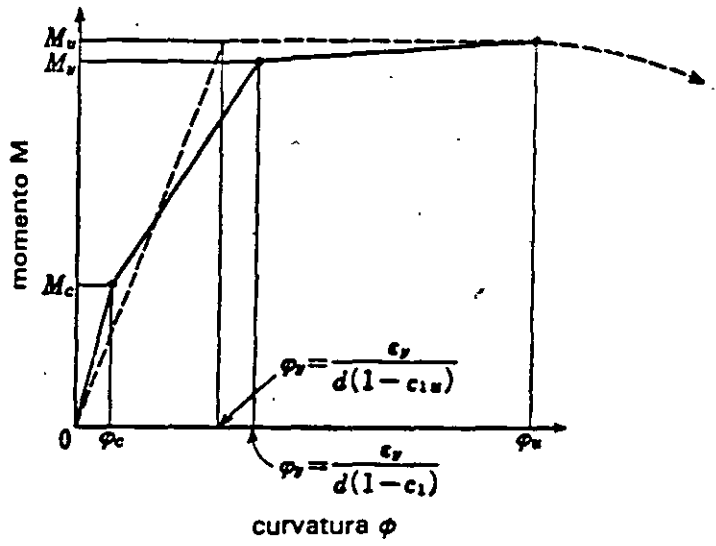


Fig. 8 Diagrama momento-curvatura hipotetizado

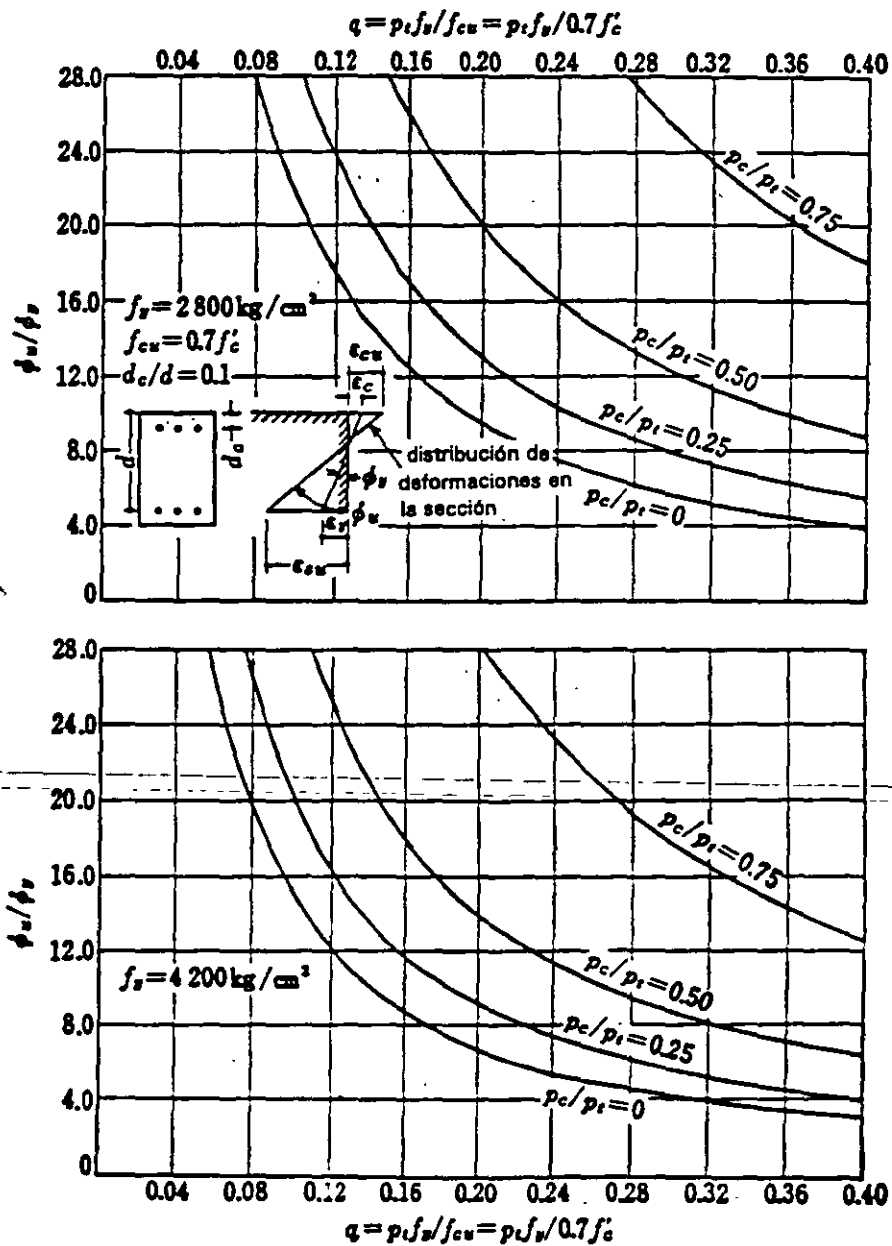


Fig. 9 Ductilidad calculada de la sección transversal de una viga

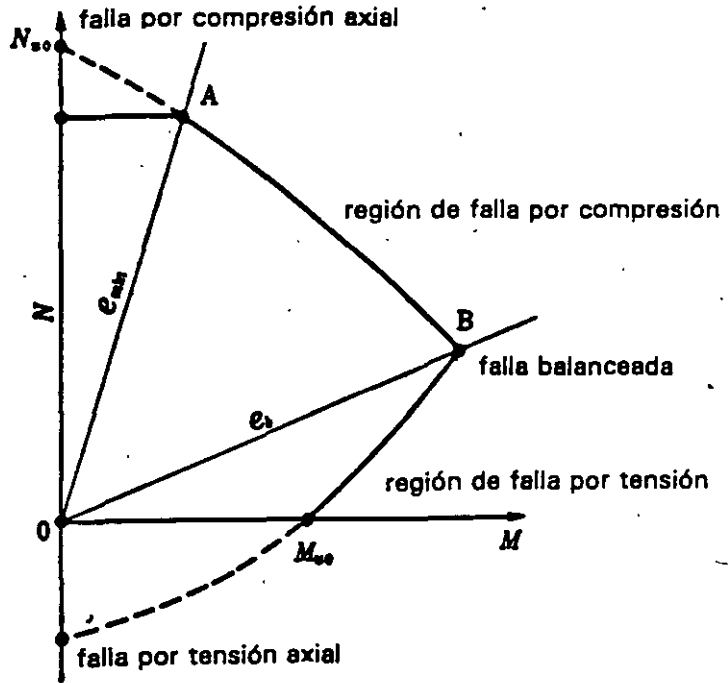


Fig. 10 Diagrama de interacción carga axial ( $N$ ) y momento flexionante ( $M$ )

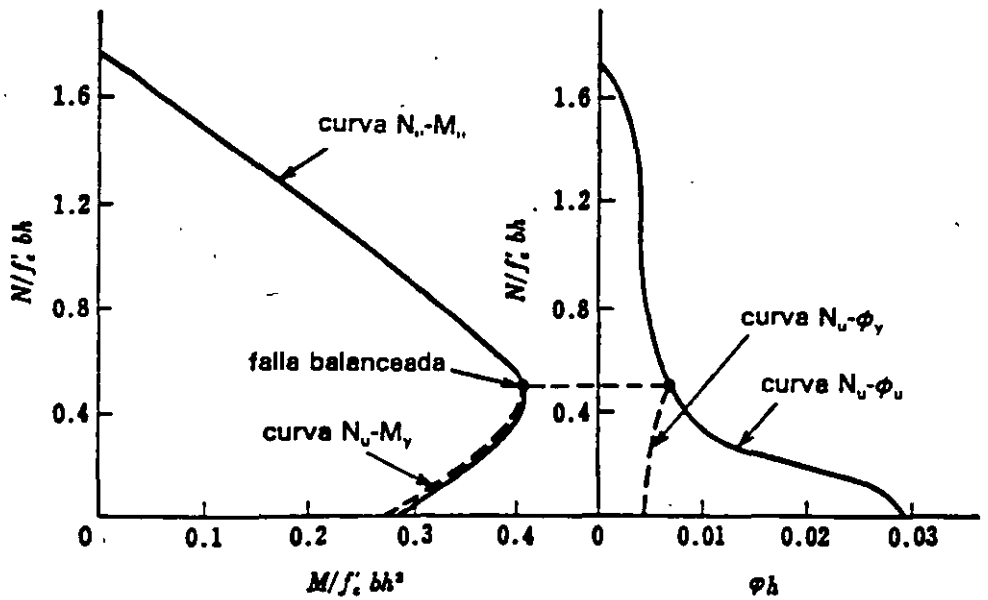


Fig. 11 Gráfica de carga axial ( $N$ ), momento ( $M$ ) y curvatura ( $\phi$ )

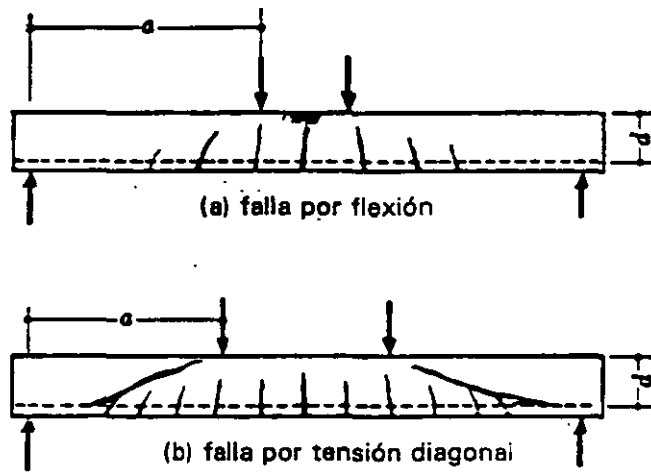


Fig. 12 Representación de la falla por cortante en vigas de relación  $a/d$  grande

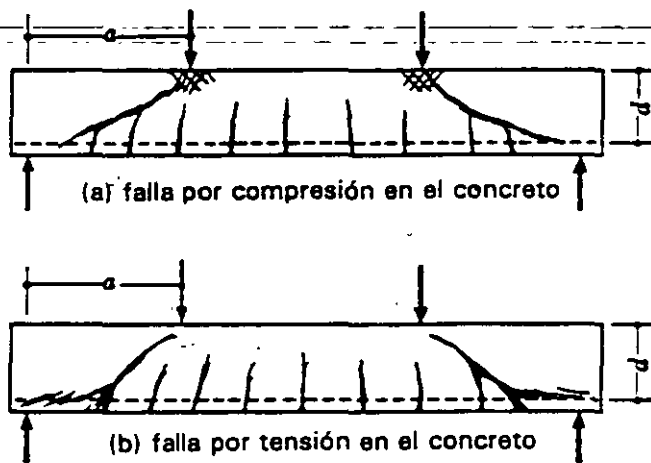


Fig. 13 Representación de la falla por cortante en vigas de relación  $a/d$  pequeña

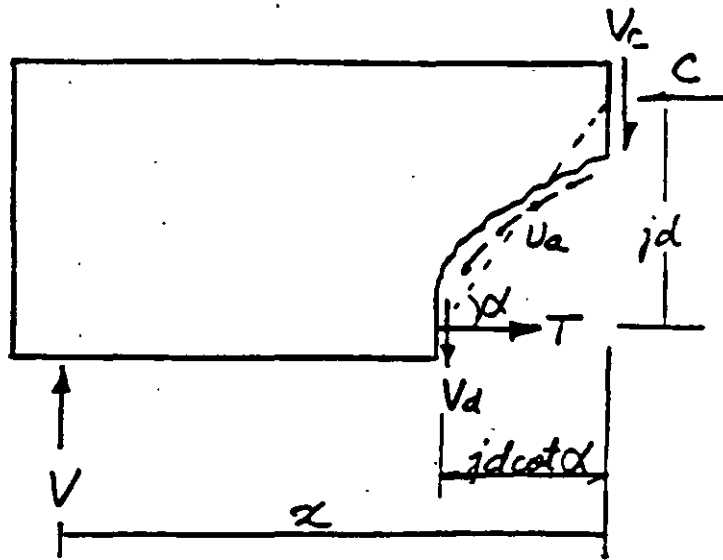


Fig. 14 Equilibrio en el claro de cortante de la viga (sin refuerzo lateral)

?

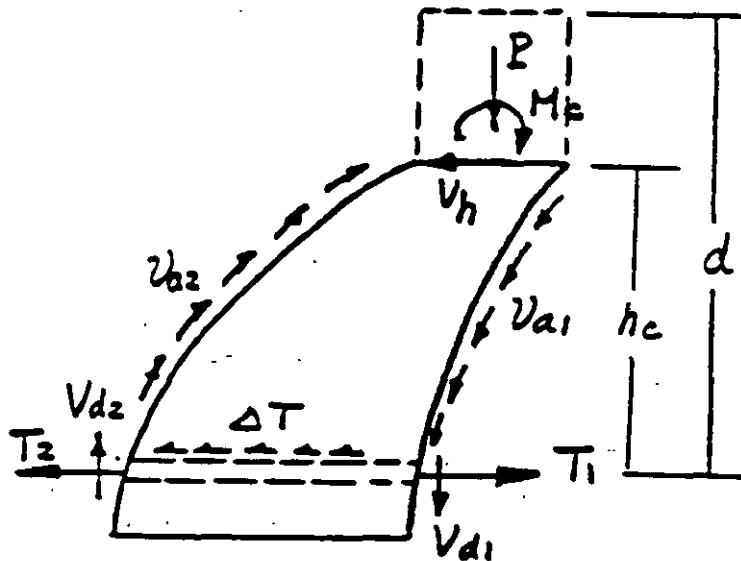


Fig. 15 Acciones en el "cantiléver" formado por grietas de flexo-cortante



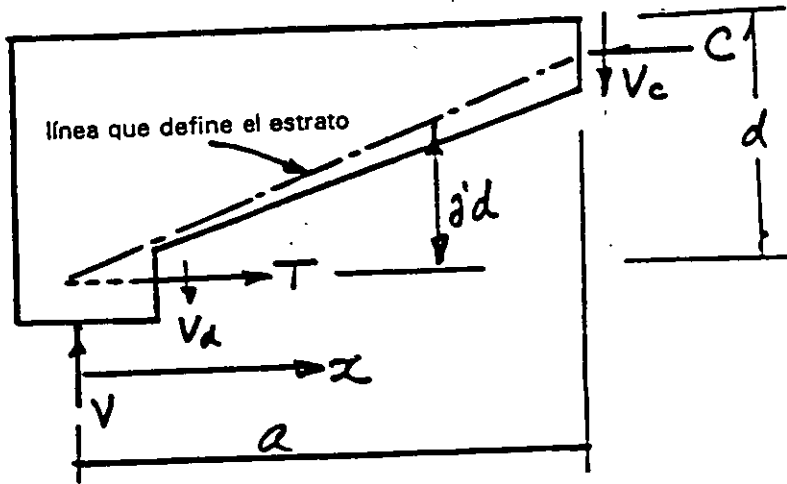


Fig. 16 Mecanismo de arco de transmisión de fuerza cortante

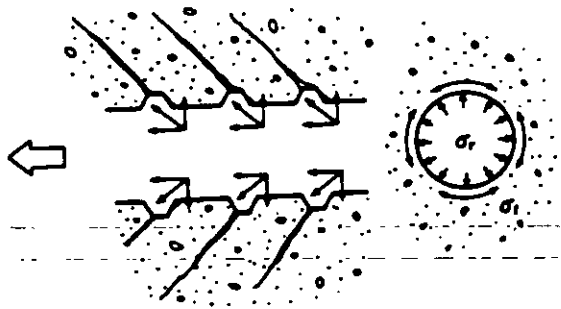


Fig. 17 Cortante directo o cizalleo entre el acero corrugado y el concreto circundante

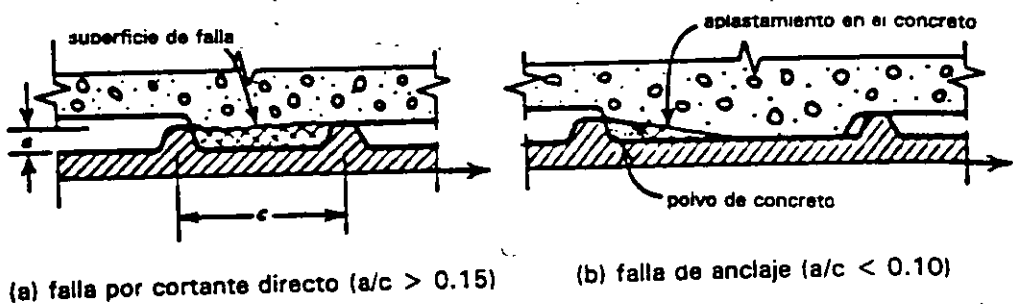
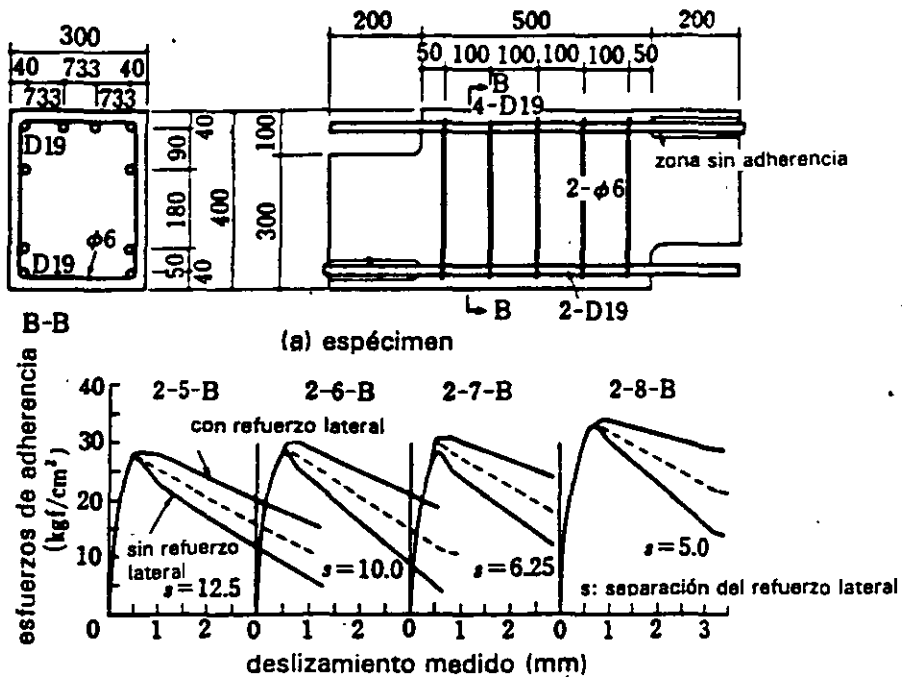


Fig. 18 Dos mecanismos de falla representativos en el problema de adherencia y anclaje



(b) Relación entre esfuerzos de adherencia y deslizamiento

Fig. 19 Resultados experimentales sobre adherencia y anclaje en acero corrugado

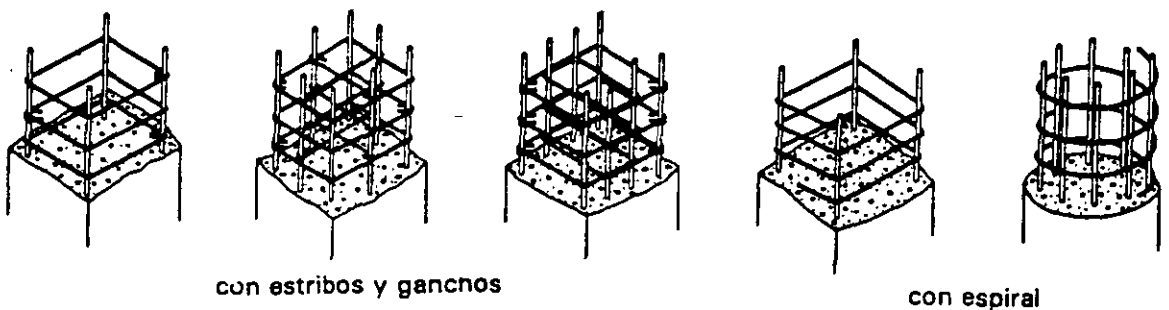


Fig. 20 Distribución de refuerzo lateral típico en columnas

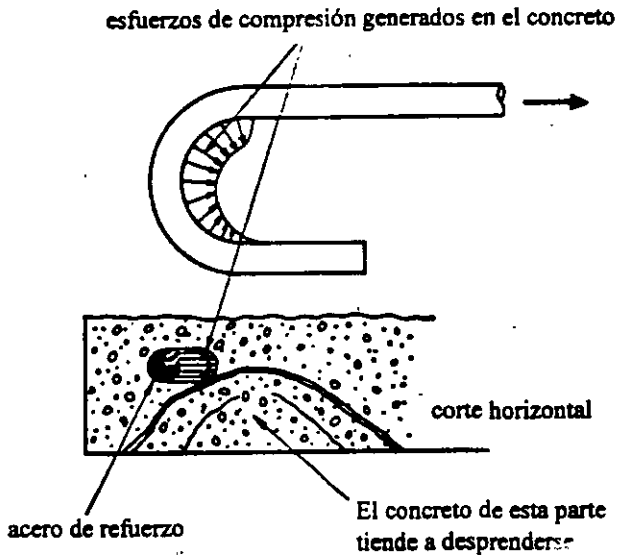


Fig. 21 Efecto del gancho en el traslape de refuerzo

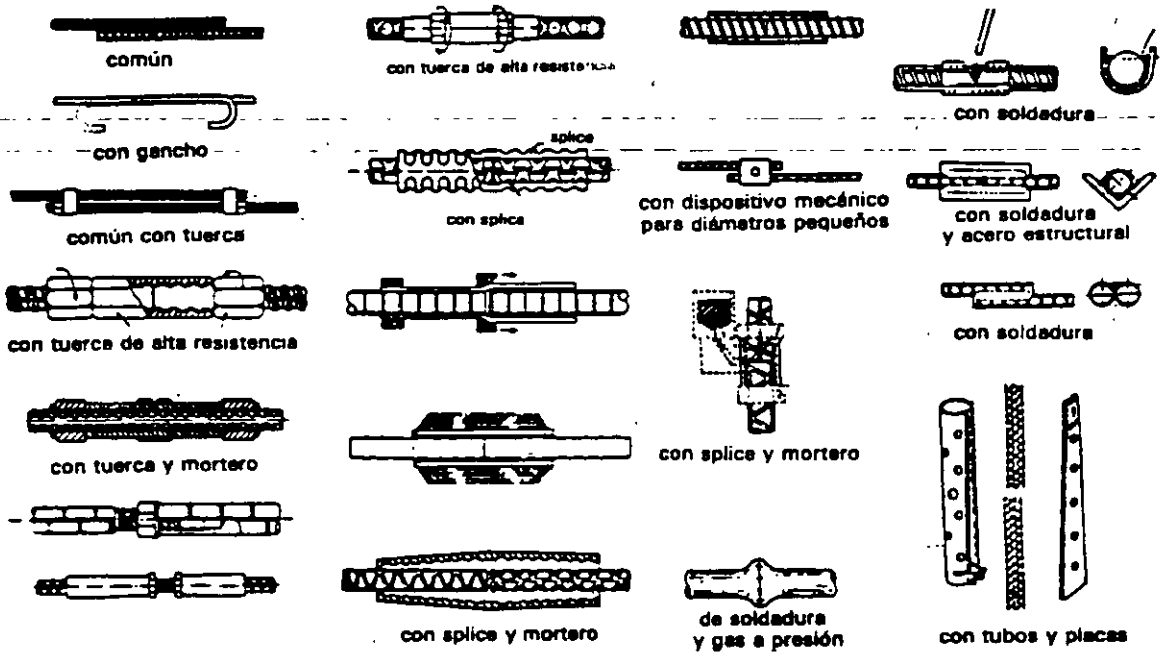


Fig. 22 Diversos métodos de traslape en acero de refuerzo

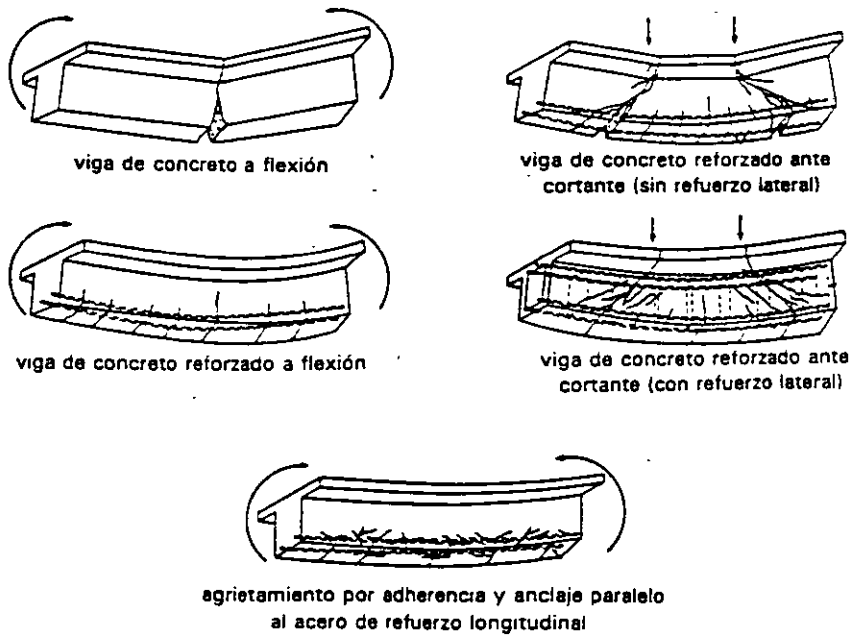


Fig. 23 Modos de falla en vigas

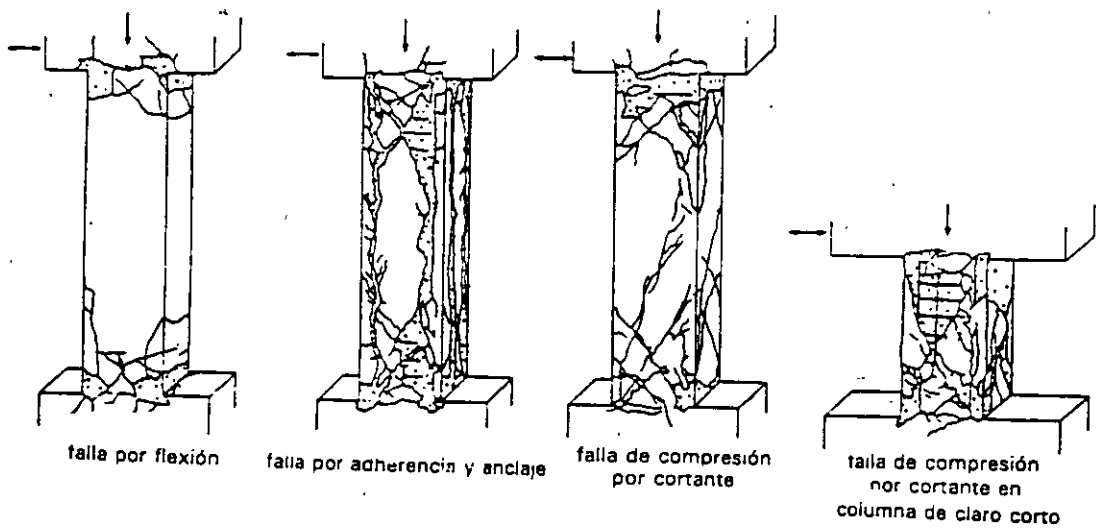


Fig. 24 Modos de falla en columnas

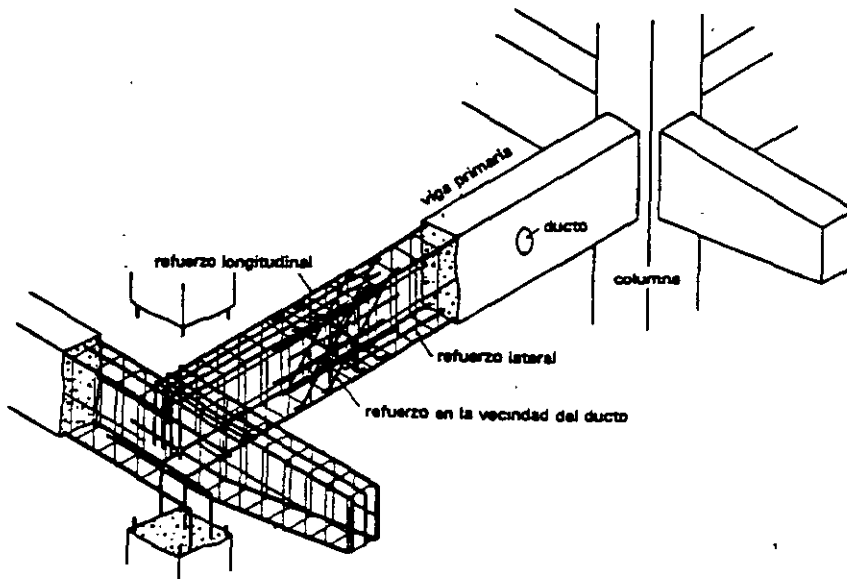


Fig. 25 Detalle de refuerzo para ductos en el alma de viga

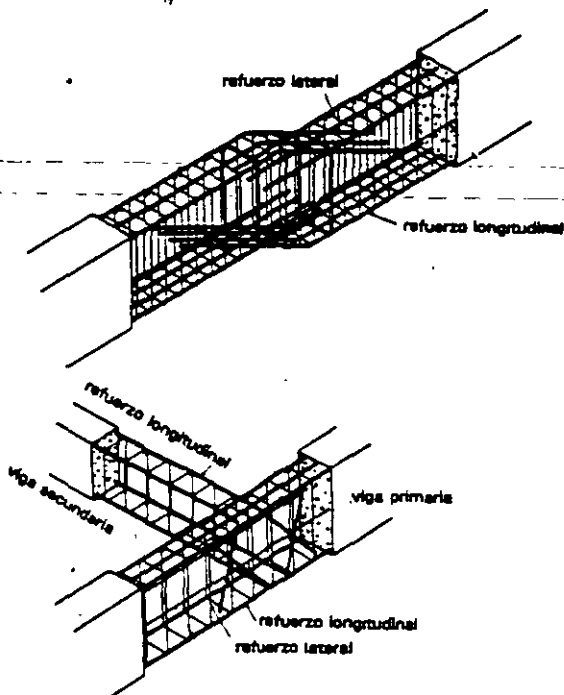


Fig. 26 Detalle de refuerzo en viga con desnivel y del apoyo de una viga secundaria en una primaria

# COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

## MUROS ESTRUCTURALES

Sergio M. Alcocer  
Centro Nacional de Prevención de Desastres e  
Instituto de Ingeniería

### 1. INTRODUCCION

Es común que se denomine a los muros de concreto reforzado como "muros de corte" o "muros de cortante" porque resisten un alto porcentaje de la fuerza cortante lateral total. Sin embargo, estos términos son desafortunados y un tanto engañosos puesto que la mayoría de los muros se pueden diseñar de manera que tengan un comportamiento dominado por flexión, y que, por tanto, exhiban un modo de falla dúctil. En este capítulo usaremos el término "muros estructurales de concreto" para referirnos a los muros que deberán resistir las fuerzas inducidas por las aceleraciones sísmicas.

Los muros estructurales bien diseñados y detallados ofrecen varias ventajas para su uso en zonas sísmicas:

1. Poseen una mayor rigidez que la de marcos de concreto reforzado.
2. Dada su alta rigidez, exhiben un comportamiento adecuado ante sismos moderados.
3. Poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos intensos.

Los muros estructurales deben diseñarse para resistir la variación del cortante en la altura (que es máximo en la base), del momento, que produce compresión en un extremo y tensión en el extremo opuesto, así como las cargas gravitacionales que producen compresión en el muro (Fig. 1). La cimentación debe diseñarse para resistir el cortante y el momento máximos que pueden desarrollarse en la base del muro. El refuerzo en la base debe detallarse cuidadosamente para que las fuerzas puedan transferirse entre el muro y la cimentación; en particular, se debe enfatizar la unión y el anclaje de varillas.

Aunque es difícil satisfacer todos los requisitos de funcionamiento de un edificio, los muros estructurales deben colocarse de manera que la distribución de rigidez en planta sea simétrica y que la configuración sea estable torsionalmente (Fig. 2). Además se debe observar que la cimentación pueda resistir el momento de volteo de la base. Es preferible la colocación de un mayor número de muros estructurales en el perímetro como sea posible. Otro aspecto a considerar es que mientras mayor sea la carga gravitacional resistida por un muro, menor será la demanda por refuerzo de flexión y más fácil será la transmisión de momentos de volteo a la cimentación. Por tanto, a menor cantidad de muros, mayores son las fuerzas que deben ser transmitidas a la cimentación.

### 2. TIPOS DE MUROS ESTRUCTURALES

#### 2.1 Según la Forma de su Sección Transversal

Atendiendo a la sección transversal los muros pueden ser como los presentados en la Fig. 3. En algunas ocasiones los muros poseen elementos extremos (Figs. 3b, 3c, 3d) para permitir el anclaje adecuado de vigas transversales, para colocar el refuerzo a flexión, para dar estabilidad a muros con almas angostas y para

proporcionar un confinamiento más efectivo del concreto en la zona de articulación plástica.

Por lo general, el espesor mínimo de un muro estructural es de 20 cm si se emplean varillas corrugadas para su refuerzo, y de 15 cm si se usa malla de acero electrosoldada.

## 2.2 Según su Forma en Elevación

La mayor parte de los muros son prismáticos, es decir, que no sufren cambios de dimensiones en elevación. Sin embargo es frecuente que su espesor disminuya con la altura. De acuerdo con las variaciones en la altura, los muros estructurales se pueden clasificar como muros estructurales sin aberturas y muros con aberturas. En el último caso las aberturas se dejan para colocar ventanas o puertas o ambas.

La mayoría de los muros estructurales sin aberturas se puede tratar como una viga-columna. Las fuerzas laterales son introducidas mediante una serie de cargas puntuales a través de los diafragmas de piso. Dada su relación de aspecto altura del muro / longitud  $h_w/l_w$ , se distinguen muros esbeltos con relaciones  $h/l$  mayores que dos, y muros robustos para relaciones menores o iguales a dos (Fig. 4). Es importante señalar que los muros bajos (robustos) poseen una elevada resistencia a la flexión, aun para refuerzo vertical mínimo, por lo que es necesario aplicar fuerzas cortantes muy altas para desarrollar dicha resistencia. Esto provoca que el comportamiento de este tipo de muros sea dominado por corte.

Las aberturas de los muros deben colocarse de forma que no disminuyan las resistencias a la flexión y al cortante. Un ejemplo de ello es la Fig. 5a. Si las aberturas se colocan de manera alternada en elevación es recomendable la colocación de refuerzo diagonal para ayudar en la formación de campos diagonales a compresión y a tensión una vez que el muro se ha agrietado diagonalmente (Fig. 5b). Si las aberturas se colocan en forma regular se obtiene un tipo de muros llamados acoplados que poseen excelentes características de comportamiento sísmico (Fig. 6).

## 2.3 Según su Comportamiento

Según su comportamiento, los muros estructurales de concreto se pueden dividir en:

1. Muros de cortante, en los cuales el corte controla las deflexiones y la resistencia;
2. Muros de flexión, en los que la flexión controla las deflexiones y la resistencia;
3. Muros dúctiles (muro estructural "especial") que poseen buenas características de disipación de energía ante cargas cíclicas reversibles.

Si esperáramos un comportamiento esencialmente elástico, cualquier tipo de muro de los arriba citados sería adecuado. Sin embargo, si anticipamos que el muro estará sometido a deformaciones en el intervalo inelástico, como ante sismos, es inaceptable el uso de muros de cortante; es preferible un muro dúctil.

## 3. MUROS ESTRUCTURALES ESBELTOS

### 3.1 Modos de Falla y Criterio de Diseño

Un prerrequisito para el diseño de muros estructurales dúctiles es que la fluencia del refuerzo de flexión en zonas de articulación plástica definidas controle la resistencia, las deformaciones inelásticas y la capacidad de deformación de toda la estructura. De esta manera, la principal fuente de disipación de energía será la plastificación del acero a flexión (Fig. 7b y 7e). Se deben evitar los modos de falla debidos a la fractura del acero a flexión (Fig.

7f), a tensión diagonal (Figs. 7c y 7g) o a compresión diagonal causados por cortante (Fig. 7h). Asimismo, se deben evitar las fallas causadas por inestabilidad del alma del muro o del refuerzo principal a compresión, el deslizamiento por cortante a lo largo de juntas de construcción (Fig. 7d) y la falla por cortante o adherencia a lo largo de uniones de barras o de anclajes.

En la Fig. 8 se muestra la respuesta histerética de un muro estructural controlada por la resistencia al corte. Es evidente la continua reducción en la resistencia y en la capacidad de disipación de energía con los ciclos. Por el contrario, en la Fig. 9, se presenta la respuesta histerética estable de un muro estructural dúctil. Es claro que aun para una ductilidad de desplazamiento igual a cuatro, la respuesta exhibe una capacidad de disipación de energía muy buena. El comportamiento de muros estructurales dúctiles es comparable con el de columnas; su capacidad de rotación plástica es afectada por fuerzas axiales y cortantes.

Puesto que el área bruta de la sección de un muro estructural es muy grande, las cargas axiales que obrarán sobre él estarán muy por debajo del punto balanceado; debido a lo anterior, una adecuada ductilidad de curvatura se logrará si:

1. Se coloca el refuerzo por flexión en los extremos del muro; y
2. Se confinan estos extremos mediante estribos con bajas separaciones. El confinamiento aumentará la capacidad de deformación útil del concreto y retrasará el pandeo del acero de flexión.

Para evitar problemas de corte, el diseño de flexión debe garantizar que:

1. El agrietamiento diagonal del muro no ocurra aun ante los momentos máximos que se pueden producir por el muro;
2. Si ocurriese el agrietamiento diagonal, el cortante sería resistido por el refuerzo del muro, y
3. Los esfuerzos nominales de corte deben mantenerse bajos para retrasar la falla por deslizamiento del muro y para prevenir el aplastamiento del concreto en el alma.

Los criterios de diseño escritos arriba son fácilmente satisfechos en muros esbeltos cuyo comportamiento por naturaleza es dominado por flexión. Sin embargo, es prácticamente imposible diseñar los muros robustos para que su comportamiento sea dominado por flexión. En esos casos es preferible diseñar los muros para que permanezcan elásticos ante las cargas máximas anticipadas.

### 3.2 Resistencia a la Flexión

Para diferentes cargas axiales en los muros es factible calcular la relación momento-curvatura empleando un programa de computadora. Como se mencionó en el capítulo sobre columnas, este diagrama describe el comportamiento del elemento; es similar a un diagrama esfuerzo-deformación de un material. Afortunadamente, los diagramas se pueden obtener en forma aproximada empleando métodos simples tales como los usados para columnas.

Suponiendo un bloque equivalente de esfuerzos en el concreto a compresión y que el acero a tensión está sometido a un esfuerzo igual o menor que el esfuerzo de fluencia, se puede obtener por equilibrio de fuerzas en la sección que la capacidad a flexión de un muro estructural está dada por la Ec. 1.

$$M_n = 0.5 A_s f_y l_w \left( 1 + \frac{N_n}{A_s f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right) \quad (1)$$

donde  $A_s$  es el área de acero a tensión en el muro (refuerzo vertical);  
 $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero vertical de los muros;



$l_w$  es la longitud del muro;  
 $N_a$  es la carga axial actuante; y  
 $c$  es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra a compresión máxima.

Si continuamos con la analogía de muros estructurales esbeltos con columnas, es claro que se puede obtener una mayor resistencia a la flexión si concentramos el refuerzo vertical (a flexión) en las fibras extremas de la sección transversal. En la Fig. 10 se presenta la comparación del comportamiento de dos muros esbeltos con misma cantidad de refuerzo por flexión, pero en donde en uno de los muros el refuerzo está distribuido uniformemente en la longitud del muro y en el otro se ha concentrado en los extremos, manteniendo solamente refuerzo mínimo en la porción intermedia. De la gráfica se puede concluir que los muros con refuerzo concentrado en los extremos son, en comparación con aquellos con refuerzo distribuido, más resistentes y mucho más dúctiles. Este incremento en la eficiencia, sin embargo, se puede ver contrarrestada si el acero a flexión alcanza deformaciones dentro del intervalo de endurecimiento de deformación ya que la ductilidad disminuye. Es necesario entonces confinar los elementos extremos de los muros en donde se concentra el acero (ver sección 3.4).

Si colocamos el refuerzo por flexión en el muro en cantidad igual a la requerida por el momento flexionante obtenido del análisis de la estructura, es teóricamente posible la formación de la articulación plástica en cualquier parte de la altura del muro. Por tanto, si deseamos que la articulación se forme en la base del elemento es necesario diseñar por flexión el resto del muro por arriba del momento último (sobrediseñar). Además, el refuerzo por flexión debe cortarse de manera que la articulación ocurra en la base. Con base en información experimental, la longitud de la articulación plástica sobre la altura del muro varía entre  $0.3l_w$  y  $0.8l_w$ . Fuera de esta región, las varillas deberán tener una longitud igual a la longitud de desarrollo.

### 3.3 Resistencia al Cortante

La resistencia al corte en muros estructurales esbeltos está proporcionada por el concreto y el acero horizontal. El componente de la resistencia debida al concreto depende de que hayan aparecido grietas diagonales en el alma del muro o que el muro exhiba fisuras por flexión-cortante. En el primer caso, las grietas empiezan cerca del centro del alma y aparecen cuando los esfuerzos principales a tensión exceden a la resistencia a tensión del concreto.

Para fines de diseño, la contribución del concreto a la resistencia se puede tomar de manera conservadora igual a la empleada en vigas. En el reglamento para estructuras de concreto del Instituto Americano del Concreto, se presentan dos expresiones alternas para calcular esta contribución; sin embargo, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal (NTC-Concreto) sólo consideran la expresión para vigas.

La contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a fuerza cortante es calculada de manera similar al caso de vigas. La única diferencia está en el peralte efectivo  $d$  que, para el caso los muros se toma igual a  $0.8l_w$ . Para una longitud de muro dada, el peralte efectivo dependerá de la cuantía y de la distribución del acero vertical. Sin embargo, se puede demostrar que la hipótesis convencional de tomar  $d=0.8 l_w$  es razonable.

Resultados experimentales han indicado que, manteniendo las otras variables iguales, se mejora la respuesta histerética de muros cuando el refuerzo en el alma es mediante varillas de diámetro pequeño colocadas a separaciones pequeñas.

Con objeto de garantizar la resistencia del muro al agrietamiento diagonal del concreto, es necesario colocar una cuantía mínima de refuerzo horizontal. Para valores normales de resistencia a la compresión del concreto y varillas Grado 400 (Grado 400 se refiere a  $f_y = 400 \text{ MPa} \approx 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ), la cuantía mínima es igual a 0.25%. Esta cantidad de refuerzo es adecuada para controlar los cambios volumétricos del concreto.

De manera similar al caso de vigas y columnas, la resistencia al cortante disminuye en regiones donde fluye el refuerzo a flexión. Por tanto, es importante diseñar y detallar refuerzo horizontal por corte adicional para la zona de la articulación plástica.

El deslizamiento por cortante en muros estructurales esbeltos es menor crítico que en vigas debido a la carga axial actuante y a la distribución uniforme del refuerzo vertical. Este último ayuda a controlar el agrietamiento horizontal y resiste el cortante mediante la acción de dovela (transversal al eje de la varilla) y cortante-fricción. En planos de deslizamiento potencial es recomendable colocar el acero vertical a una separación igual al espesor del muro. Estudios experimentales han demostrado que la falla por deslizamiento puede retrasarse si el esfuerzo cortante nominal es menor de  $3\sqrt{f'_c}$  en kg y  $\text{cm}^2$ .

### 3.4 Confinamiento e inestabilidad

Como se estudió en el capítulo sobre confinamiento, un adecuado confinamiento del concreto incrementa su resistencia a la compresión y su capacidad de deformación (ductilidad). Cuando fluye el refuerzo a flexión del muro, los esfuerzos a compresión en el concreto aumentan para equilibrar la tensión, pero si el concreto no está confinado, puede alcanzar la falla rápidamente. En este caso la falla se caracterizaría por el aplastamiento y desconchamiento del concreto en una gran porción de los extremos del muro. El confinamiento debe extenderse sobre la zona de la articulación plástica.

Para evitar una posible falla por inestabilidad de la zona a compresión del muro (Fig. 11) es recomendable que el espesor del muro sea mayor o igual a un décimo de la altura de la planta baja del edificio. El pandeo del refuerzo principal a compresión se puede retrasar si éste se confina con estribos cerrados separados a seis veces el diámetro máximo nominal de la varilla vertical del muro.

Aun cuando el muro se confine, es probable que pueda fallar por inestabilidad lateral del núcleo confinado. Esta falla puede evitarse si se colocan patines en los extremos del muro. En la Fig. 12 se muestran detalles típicos del refuerzo transversal en los patines.

### 3.5 Diseño

Las NTC-Concreto contienen requisitos para el diseño y detallado de muros estructurales sujetos a fuerzas horizontales en su plano. No se pretende en este acápite transcribir dichos requerimientos; solamente se comentarán algunos de ellos.

Los edificios, en los cuales los muros resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se diseñan con un factor de comportamiento sísmico  $Q=3$  (Art. 4.5.2) si se satisfacen los requerimientos para elementos extremos; de otra manera se emplea  $Q=2$ . El valor  $Q=3$  presupone que la capacidad de disipación de energía y la ductilidad del muro estructural son buenas, de aquí que es indispensable una inspección y supervisión estrictas durante la construcción. De particular relevancia es la colocación del refuerzo transversal, traslapes y anclaje según los planos estructurales. En el Art. 4.5.2.a se indica la distribución del refuerzo vertical por flexión en la longitud del muro y el corte del refuerzo. La razón de colocar el refuerzo vertical distribuido en muros robustos obedece a consideraciones de resistencia al cortante. Para muros con relación de aspecto  $h_w/l_w$  mayor que 1.2, el corte del refuerzo longitudinal se hará a una altura igual a  $1.2l_w$ . La razón es la de asegurar un anclaje adecuado del refuerzo en la zona de la articulación plástica.

Para usar  $Q=3$ , los elementos extremos de los muros deben confinarse con estribos colocados a pequeñas separaciones. Los estribos deberán ser cerrados y de una pieza, ya sea sencillos o sobrepuestos. El diámetro menor será varilla del No. 10 (se refiere a 10 mm, es decir, de 3/8 pulg). Los estribos deben rematar en una esquina con

dobles de 135  $\phi$ , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. La separación máxima no debe exceder de 10 cm. El cumplimiento de los requisitos de detallado anteriores es esencial para confinar adecuadamente el concreto, evitar pandeo del refuerzo longitudinal y mejorar la capacidad de disipación de energía y ductilidad del muro.

La expresión para calcular la cuantía del refuerzo vertical  $p_v$  (Art. 4.5.2c, Ec. 4.7) indica que si  $h_w/l_w$  disminuye, la cantidad de acero vertical aumenta, lo cual es consistente con lo discutido para muros estructurales robustos (ver sección 4).

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (p_h - 0.0025)$$

Las NTC-Concreto indican que la separación máxima del refuerzo será de 35 cm. Esta recomendación está basada en criterio y en práctica tradicional, y no en estudios específicos.

El esfuerzo cortante máximo se limita a  $2\sqrt{f'_c}$ , en kg y  $\text{cm}^2$ , para evitar el aplastamiento del concreto asociado a fallas por compresión diagonal. La sección crítica por corte está a media altura de entrepiso.

## 4. MUROS ESTRUCTURALES ROBUSTOS

### 4.1 Tipos de Muros

Se denomina muro estructural robusto a aquél con una relación de aspecto  $h_w/l_w$  menor o igual que dos. De acuerdo a su comportamiento se les puede clasificar en tres categorías:

1. Muros elásticos. Es usual que la resistencia de muros bajos sea tan alta que respondan en el intervalo elástico ante sismos intensos. La mayoría de los muros pertenece a este tipo.
2. Muros que pueden cabecear. Es el caso de muros que resisten la mayor parte de la carga lateral aunque soportan una carga vertical relativamente baja. En este caso la capacidad del muro está limitada por la resistencia a volteo. Si la cimentación se diseña para este tipo de comportamiento el muro permanece elástico.
3. Muros dúctiles. En algunas ocasiones no es posible diseñar la cimentación de manera que los muros permanezcan en el intervalo elástico. Entonces es necesario diseñar los muros para que exhiban un comportamiento inelástico limitado.

Es común que la resistencia a flexión de estos muros sea tan alta que es difícil desarrollarla sin que fallen por corte antes. Es importante notar que este tipo de falla puede aceptarse si las demandas de ductilidad (desplazamiento) son mucho menores que las requeridas para muros esbeltos o acoplados. Estos muros deben identificarse como muros con ductilidad restringida.

### 4.2 Resistencia a la Flexión

Para resistir el momento flexionante, usualmente es suficiente colocar refuerzo vertical mínimo distribuido uniformemente. El principal problema es cómo resistir la fuerza cortante. Al igual que para los muros esbeltos, la distribución uniforme del acero vertical ayuda a resistir el deslizamiento por cortante mediante los mecanismos de cortante-fricción y acción de dovela de las varillas.

### 4.3 Resistencia al Cortante

En los primeros ensayos ante carga lateral realizados en muros bajos, se aplicó la fuerza concentrada en las esquinas de los tableros. Los muros robustos, cargados de esta manera, pueden resistir cargas importantes debido a la formación de un puntal de compresión interno. Sin embargo, los muros robustos son generalmente cargados mediante cargas puntuales transmitidas por los diafragmas de piso en cada nivel. En estos casos el mecanismo resistente de puntales de compresión no es tan eficiente como en el caso de carga concentrada.

Al igual que en los muros estructurales esbeltos, es indispensable la colocación de refuerzo horizontal para resistir parte del cortante. Sin embargo, también es necesario colocar refuerzo vertical para tomar el cortante. Si observamos la Fig. 13, es claro que para equilibrar el componente vertical del puntal a compresión, es necesario un tensor, es decir, refuerzo vertical. Se concluye que el cortante solamente se puede resistir si se coloca refuerzo vertical. La cuantía mínima de refuerzo, tanto horizontal como vertical, será igual a 0.25% como para el caso de muros esbeltos.

En la Fig. 14 se presentan esquemáticamente los modos de falla por cortante de muros robustos. Se produce una falla por tensión diagonal (Fig. 14a) cuando el refuerzo horizontal es insuficiente para controlar la grieta. La resistencia a tensión diagonal depende de cómo se aplica la fuerza cortante. Así, si se puede distribuir la fuerza a lo largo del muro, el agrietamiento por tensión diagonal no será sinónimo de falla (Fig. 14b).

Si el esfuerzo cortante es elevado y el refuerzo horizontal es adecuado, el concreto puede aplastarse bajo la compresión diagonal (Fig. 14c). Este caso es típico en muros con patines con una resistencia a la flexión elevada. A menudo, el aplastamiento puede extenderse sobre la longitud del muro (Fig. 14d). La falla por compresión diagonal conduce a una rápida pérdida de resistencia y debe evitarse cuando se diseñen los muros. Los reglamentos de construcción (ver sección 3.5) limitan el esfuerzo cortante máximo que se puede aplicar para asegurar que la falla por compresión no disminuya la ductilidad disponible.

Como se mencionó arriba, las fallas por compresión o tensión diagonales se evitan si se limita el esfuerzo cortante nominal y si se coloca refuerzo horizontal. Por tanto las deformaciones inelásticas (fluencia) ocurrirán en el refuerzo vertical. Después de alguno ciclos de carga, es posible que ocurra un deslizamiento de la base. Este fenómeno reduce la resistencia y la rigidez, la última particularmente a bajos niveles de desplazamiento, lo que trae como consecuencia una disminución en la energía disipada. Debido a este desplazamiento, la fuerza de compresión en la zona a compresión de la flexión, se transmite a través de superficies no uniformes de la grieta. Esto conduce a un mayor deterioro que se manifiesta en aplastamiento y desprendimiento del concreto. El daño en el concreto, a su vez, reduce la adherencia del acero vertical y la rigidez de la acción de dovela. Eventualmente el principal mecanismo resistente será el pliegue del refuerzo vertical.

### 4.4 Control del Deslizamiento por Cortante

Ensayos en muros han indicado los efectos negativos que desplazamientos por corte excesivos producen en la respuesta histerética. También han evidenciado el mejoramiento del comportamiento cuando se coloca refuerzo diagonal que cruza el plano de deslizamiento para reducirlo y para resistir el cortante de deslizamiento. En las Figs. 15a y 15b se presentan las respuestas histeréticas de un muro robusto que falló por deslizamiento sobre la base. La respuesta de la Fig. 15c corresponde a un muro con refuerzo diagonal (Fig. 16) diseñado para resistir el 30% del cortante de deslizamiento; es notable el cambio en las curvas. Para controlar el desplazamiento en la base se ha propuesto que el 50% del cortante sea resistido por acero diagonal y el resto por acción de dovela. Para este último se ha propuesto que sea igual a 0.25 veces la resistencia a tensión del refuerzo vertical.

## 4.5 Control de la Tensión Diagonal

Para resistir la fuerza de tensión diagonal se debe colocar refuerzo horizontal que equilibre el cortante que actúa sobre un plano de falla supuesto con una inclinación a 45°. Si existe acero diagonal (ver sección anterior) se deberá considerar el componente horizontal de la resistencia.

## 4.6 Diseño

Los comentarios de diseño según NTC-Concreto se presentan en la sección 3.5.

## 5. SISTEMAS MIXTOS MURO - MARCO

Es común el empleo de muros estructurales esbeltos en combinación con marcos de acero o de concreto reforzado. En estos casos, los muros se construyen entre columnas, tal que los elementos extremos del muro sean las propias columnas. El sistema mixto marco-muro combina las ventajas de ambos componentes. Así, marcos dúctiles pueden disipar energía en los pisos superiores de un edificio. Por otro lado, dada la rigidez de los muros, las distorsiones de entrepiso (desplazamiento relativo entre altura) estarán dentro de los límites permisibles.

Ante cargas laterales, un marco se deforma principalmente en modo de corte (Fig. 17), mientras que un muro se comporta como un voladizo vertical dominado por flexión. Dada la compatibilidad de desplazamientos obligada por las losas de piso, el marco y los muros comparten la resistencia en los pisos inferiores pero se oponen en los superiores.

En comparación con un muro aislado ante cargas laterales, la interacción con el marco produce menores momentos máximos (en la base), pero fuerzas cortantes mayores. Esto aumenta la tendencia a una falla por corte. Lo anterior es particularmente importante si estudiamos la vieja práctica de algunos despachos de cálculo estructural de diseñar el marco (sin muros) para resistir la carga gravitacional y el (los) muro(s) de manera separada (sin marco) para resistir la carga lateral total. Puesto que para un muro conectado a un marco, el momento máximo es más bajo que el obtenido del análisis de un muro como voladizo, el diseño por flexión sería conservador. Sin embargo, el diseño por corte sería peligrosamente no conservador ya que los cortantes en el muro diseñado como voladizo son menores que los obtenidos en muros conectados a marcos.

Mientras más flexibles son los muros, mayores serán los cortantes que deben ser resistidos por las columnas de los marcos. En realidad la contribución de los muros a tomar cortante es en los pisos inferiores.

En algunas ocasiones, la resistencia y rigidez de la cimentación no son suficientes para evitar el levantamiento del muro por cabeceo. Este fenómeno se traduce en cargas axiales mayores sobre el muro que aumentan su resistencia a la flexión. Este aumento, extrañamente quizá, no es conveniente, ya que aumenta la fuerza cortante. Si este incremento no es tomado en cuenta se puede dañar al muro por corte prematuramente. Además, el levantamiento del muro introduce cortantes en vigas transversales para los que generalmente no son diseñadas. Estas fuerzas cortantes se traducen en fuerzas axiales a tensión en columnas en el extremo opuesto de las vigas. Si esta fuerza de tensión no se consideró en el diseño y detallado de las columnas, es posible que se formen articulaciones plásticas en zonas no detalladas para ello.

Análisis dinámicos más refinados han indicado un buen comportamiento de sistemas mixtos bien detallados en los cuales los muros se extienden de la base a parte de la altura del edificio.

Los comentarios hechos en las secciones anteriores sobre el confinamiento, anclaje y deslizamiento son aplicables a este caso.

## 6. MUROS ESTRUCTURALES ACOPLADOS

### 6.1 Ventajas de los Muros Acoplados

Una desventaja potencial de los muros estructurales con comportamiento controlado por flexión es que la mayor parte de la disipación de energía ocurrirá mediante plastificación del refuerzo a flexión, lo que está asociado al peligro de una falla por deslizamiento en la articulación plástica. Este tipo de daño es difícil de reparar puesto que, por lo general, los muros resisten la mayor parte de las cargas gravitacionales del edificio.

Si consideramos el caso de dos muros acoplados, la rigidez del sistema aumentará con el peralte de las vigas de acoplamiento. Sin embargo, la principal ventaja de este tipo de sistema está en su comportamiento inelástico. La deformación de los muros ante cargas laterales causan grandes desplazamientos relativos entre los extremos de las vigas de acoplamiento (Fig. 18). Esto provoca la formación de articulaciones en los extremos mucho antes de la formación de las articulaciones en los muros mismos. La estructura puede disipar una cantidad significativa de energía a través de la sola fluencia de las vigas acopladas. Debido a la respuesta del edificio en el segundo y tercer modo de vibración, aun en medio ciclo de desplazamiento del muro, las vigas de acoplamiento son sometidas a varios ciclos de momento.

Una ventaja adicional del sistema es que si las vigas son severamente dañadas durante un sismo, se pueden reparar de manera relativamente fácil sin dejar al edificio fuera de servicio. Aun más, si las vigas son destruidas completamente, el edificio tiene la redundancia estructural que le brindan los muros trabajando de manera independiente, lo que evita su colapso.

### 6.2 Criterio de Diseño

Para garantizar un comportamiento adecuado de los muros acoplados se debe satisfacer que:

1. La formación de articulaciones plásticas en las vigas de acoplamiento debe ocurrir antes que la plastificación de los muros; y
2. Las vigas de acoplamiento deben ser detalladas para obtener buenas características de disipación de energía.

El primer requisito es satisfecho si se diseñan los muros de manera que la resistencia nominal al cortante sea mayor que el cortante consistente cuando se alcanza la capacidad a flexión del muro. Esta capacidad se calcula considerando la reducción en la carga axial debido a la formación de articulaciones plásticas en las vigas de acoplamiento. En efecto, al fluir las vigas, las fuerzas cortantes en ellas se traducen en una reducción en las fuerzas axiales en los muros. Si la carga axial neta en el muro de sotavento es baja, se reduce la resistencia al corte y se favorece la degradación por deslizamiento.

Respecto a la resistencia de las vigas de acoplamiento, es importante señalar que la relación claro-peralte de las vigas de acoplamiento es menor de dos, lo que resulta en elementos vulnerables a fallas por cortante.

## 6.3 Diseño de Vigas de Acoplamiento

Las primeras vigas de acoplamiento se reforzaron por corte de manera convencional, es decir, aplicando conceptos para vigas esbeltas y colocando estribos ortogonales al eje a baja separación. Sin embargo, su respuesta ante sismos ha sido deficiente. Las vigas así reforzadas fallan por tensión diagonal con degradación muy severa o por deslizamiento cerca del muro (Figs. 19a y 19b). Las razones de este comportamiento son los altos esfuerzos cortantes nominales que aceleran la degradación por corte y la distribución no lineal de esfuerzos, la cual es diferente de la supuesta por la teoría convencional de vigas. En efecto, el refuerzo longitudinal de la viga permanece a tensión en todo el claro, de manera que el cortante se transmite por medio de un puntal diagonal (Fig. 19c).

Puesto que el concreto se degradará ante ciclos de carga, es necesario resistir la compresión diagonal a través de varillas diagonales que puedan resistir todo el componente inclinado de la fuerza cortante. El mínimo número de varillas es cuatro. Se deberán colocar estribos cerrados a 10 cm máximo para evitar el pandeo de dicho refuerzo. El refuerzo deberá anclarse en el muro para permitir su fluencia. Según NTC-Concreto el anclaje será igual a 1.5 veces la longitud de desarrollo de las varillas. Este incremento pretende disminuir la concentración de esfuerzos en el anclaje. En la Fig. 20 se presenta el comportamiento de vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente y reforzadas con acero diagonal. Es importante observar las excelentes características de disipación de energía de estas últimas. Los detalles del refuerzo de una viga de acoplamiento se ilustran en la Fig. 21. Para evitar el desprendimiento del concreto agrietado, es necesario colocar refuerzo horizontal y vertical mínimo que funcionen como una canasta. Este refuerzo debe cumplir los requisitos para acero por cambio volumétricos y se colocará en dos capas, próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

## 7. MUROS DIAFRAGMA DE CONCRETO REFORZADO

### 7.1 Características

El comportamiento sísmico de marcos con muros diafragma (o de relleno) de concreto reforzado depende del espesor relativo de los muros con respecto a las dimensiones de vigas y columnas del marco. En efecto, si los muros diafragma son muy delgados, el marco se deformará como un marco sin muros; en este caso la energía se disipará en las vigas y columnas. Por el contrario, si el muro tiene un espesor alto, el marco con muros responderá como un muro estructural, de manera que la energía se disipará mediante fluencia en la base de la estructura. Para muros diafragma de espesor intermedio, el marco con muros se comportará como un muro estructural para bajos niveles de desplazamiento. Para desplazamientos elevados, los muros diafragma se comportarán como puntales equivalentes de compresión y la estructura responderá como un marco arriostrado. Debido a la degradación gradual de los tableros se logrará una significativa cantidad de energía disipada. Aunque el comportamiento de este tipo de sistemas no es tan bueno como el de muros acoplados, ofrece un incremento en resistencia, rigidez y disipación de energía comparado con un marco simple, siempre y cuando el marco y los muros diafragma se diseñen y detallen adecuadamente.

### 7.2 Criterios de Diseño

Los posibles problemas de diseño en el empleo de muros diafragma y sus soluciones son:

1. Flexibilidad de los tableros. Puesto que los muros diafragma son mucho más rígidos que el marco, es posible que la estructura falle por fluencia en la base. Para este caso, se recomienda que los muros diafragma se compongan de tableros separados por juntas verticales, o bien que la carga asociada a la falla por flexión sea superior que la que produciría el aplastamiento del puntal de compresión.
2. El puntal diagonal de compresión introduce en las columnas fuerzas cortantes elevadas. Para evitar

una falla en la columnas se requiere usar una alta cantidad de refuerzo transversal de manera que resista todo el cortante transmitido cuando el muro diafragma se agriete. Así, la resistencia al corte en los extremos de la columna deberá ser mayor que la carga de agrietamiento del muro diafragma (por lo general el esfuerzo de agrietamiento es del orden de  $1.8\sqrt{f'_c}$ , en kg y  $\text{cm}^2$ ).

3. El muro diafragma puede desprenderse del marco y no disipar energía. Para evitar ello se recomienda la colocación de una cuantía mínima de acero vertical y horizontal igual a 0.0025 con una separación máxima de varillas de 30 cm. Este refuerzo deberá estar anclado al marco.

Lo discutido anteriormente es válido para el caso que se quiera que el muro diafragma contribuya a la resistencia y rigidez ante cargas laterales del edificio. Si el muro es divisorio únicamente, se deberá separar del marco por medio de una junta elástica.

## 8. DETALLADO

En las secciones anteriores se han hecho varias observaciones respecto a la influencia del detallado en el comportamiento de los muros estructurales. A continuación se enfatizan los aspectos de juntas de construcción y anclaje. La importancia del confinamiento ha sido destacada en otras secciones.

### 8.1 Juntas de Construcción

Los muros estructurales de concreto normalmente se construyen colando por tramos, mismos que quedan separados por juntas de construcción. Estas juntas tienen, a menudo, una resistencia dudosa. En efecto, durante la compactación del concreto el material más pesado, los agregados, se precipitan al fondo de la capa de colado. Por tanto, en la parte superior existirá un mayor contenido de pasta con relación agua/cemento más alta (de acuerdo a Abrams, a mayor relación agua/cemento, menor es la resistencia).

Para evitar el deslizamiento a lo largo de juntas horizontales es necesario colocar suficiente refuerzo vertical (acero en el alma) con baja separación o acero diagonal (ver sección 4.4) para resistir el cortante mediante el mecanismo de fricción-cortante. Debido al desplazamiento relativo a lo largo de la junta rugosa, la junta se abre (un valor típico es del orden de 0.2 mm). Si algunas varillas cruzan la junta, éstas quedarán sometidas a fuerzas de tensión que serán equilibradas por la compresión a ambos lados de la junta. La resistencia asociada a este mecanismo es proporcional al área transversal del acero que atraviesa la junta y al esfuerzo en las varillas. Para desplazamientos relativos pequeños (del orden de 0.2 mm o menos), el mecanismo de cortante-fricción es razonable. Por tanto, el cortante rasante resistente será función de la fuerza normal a la junta y de la fuerza desarrollada por las varillas que la cruzan multiplicados por un coeficiente de fricción. De esto último se desprende la necesidad de incrementar la rugosidad de juntas de construcción. Las juntas de construcción deben estar libres de polvo, partículas o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia con el nuevo concreto. Ensayes de laboratorio han indicado que el uso de aditivos no modifica sustancialmente la resistencia al corte.

El refuerzo vertical mínimo es suficiente para controlar el desplazamiento en la base si el esfuerzo axial sobre el muro es igual o mayor de  $4.2 \text{ kg/cm}^2$ .

### 8.2 Anclaje

El refuerzo vertical en muros, ya sean esbeltos o robustos, debe anclarse en la base del muro; esto es evidente. Parecería que el anclaje del refuerzo del alma no es tan necesario en la parte superior del muro; sin embargo, es de similar importancia, en particular en muros bajos en los cuales la mayor parte del cortante es



resistido por el refuerzo vertical después del agrietamiento del concreto. Se deberán emplear ganchos en la parte superior para garantizar un adecuado anclaje. Un aspecto relevante son las uniones de varillas, en particular cerca de la base del muro. Las NTC-Concreto prohíben traslapes de cualquier tipo en la zona de la articulación plástica. En el caso de muros, la colocación de traslapes en zonas con esfuerzos altos es más detrimental que en el caso de columnas o vigas debido a la falta de un adecuado confinamiento lateral (hacia fuera del plano del muro) por la geometría del elemento.

El refuerzo horizontal se debiera anclar en los extremos y, de preferencia, dentro de los elementos extremos confinados.

En ocasiones no se presta suficiente atención a la separación entre las varillas, particularmente aquellas colocadas en los elementos extremos. Es común observar el uso de paquetes de varillas de gran diámetro muy próximos entre sí lo que dificulta la adecuada colocación y compactación del concreto. Una mala práctica de colado se traduce en hoquedades que reducen la adherencia del refuerzo, lo que a su vez conduce a una disminución en la resistencia, rigidez y capacidad de desplazamiento del muro. Se debe tener especial cuidado en supervisar dicha condición.

## 9. BIBLIOGRAFIA

1. Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 26 de noviembre de 1987, 73 pp.
2. Ferguson, P.M., Breen, J.E., y Jirsa, J.O., "Reinforced concrete fundamentals, John Wiley & Sons, Nueva York, 5a. ed., 1988, 746 pp.
3. Jirsa, J.O., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1987.
4. Klingner, R.E., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1985.
5. Paulay, T., y Priestley, M.J.N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Wiley & Sons, Nueva York, 1a. ed., 1992, 744 pp.

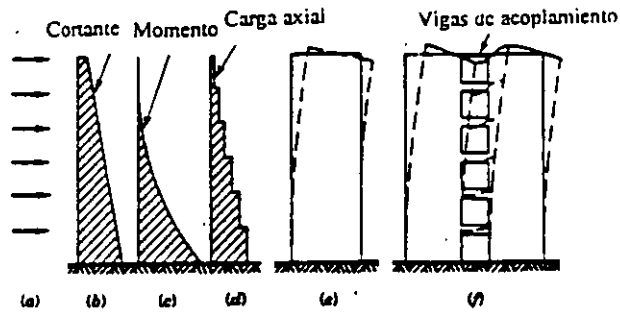


Fig. 1 Variación de la fuerza cortante, momento y carga axial en un muro estructural aislado

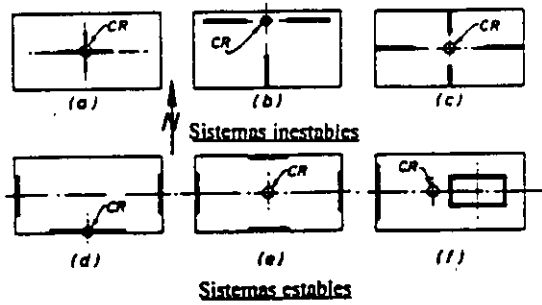


Fig. 2 Ejemplos de estabilidad torsional en sistemas de muros estructurales

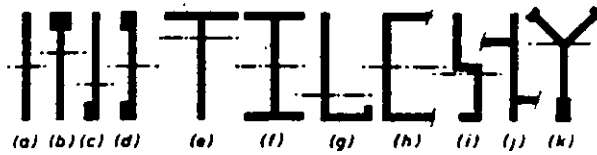


Fig. 3 Secciones transversales comunes de muros estructurales

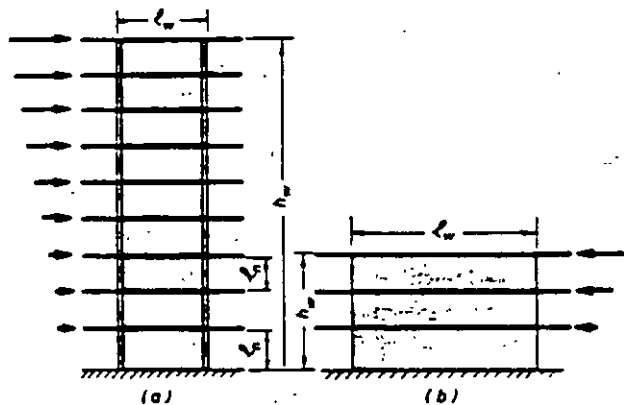


Fig. 4 Muros estructurales esbeltos y robustos

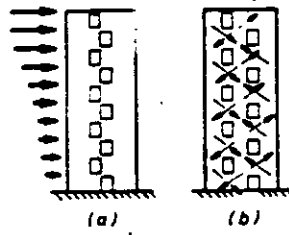


Fig. 5 Resistencia al corte afectada por aberturas en muros

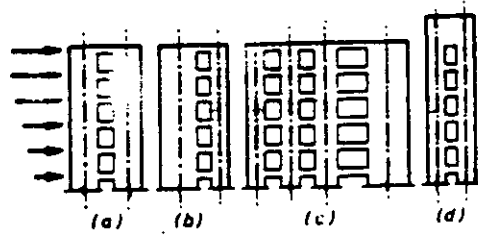


Fig. 6 Tipos de muros estructurales acoplados

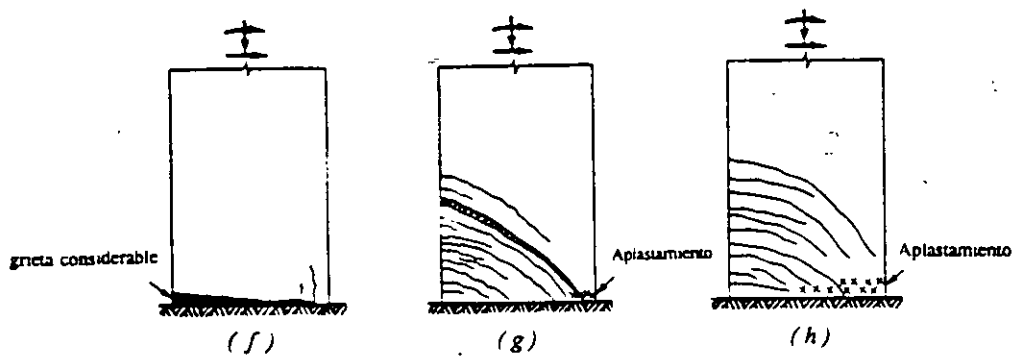
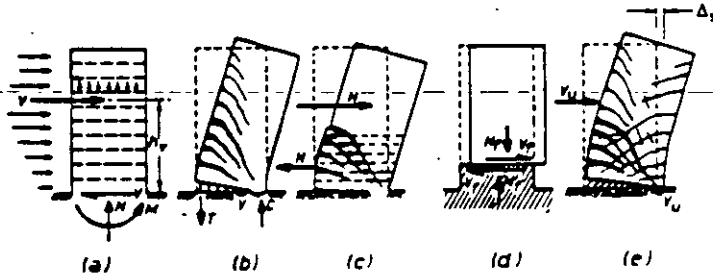


Fig. 7 Modos de falla en muros esbeltos

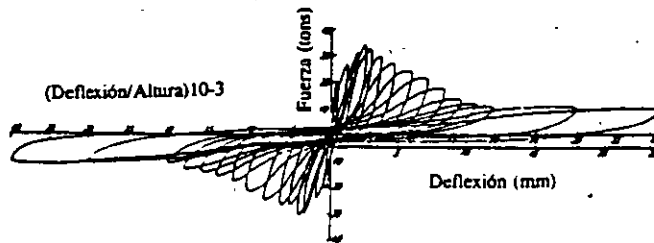


Fig. 8 Respuesta histerética dominada por la resistencia al corte de un muro estructural

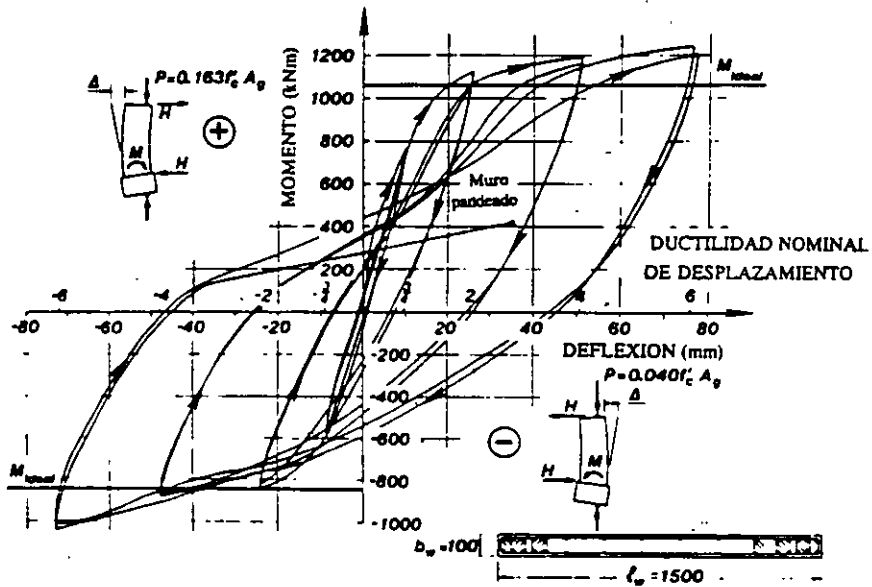


Fig. 9 Respuesta histerética estable de un muro estructural dúctil

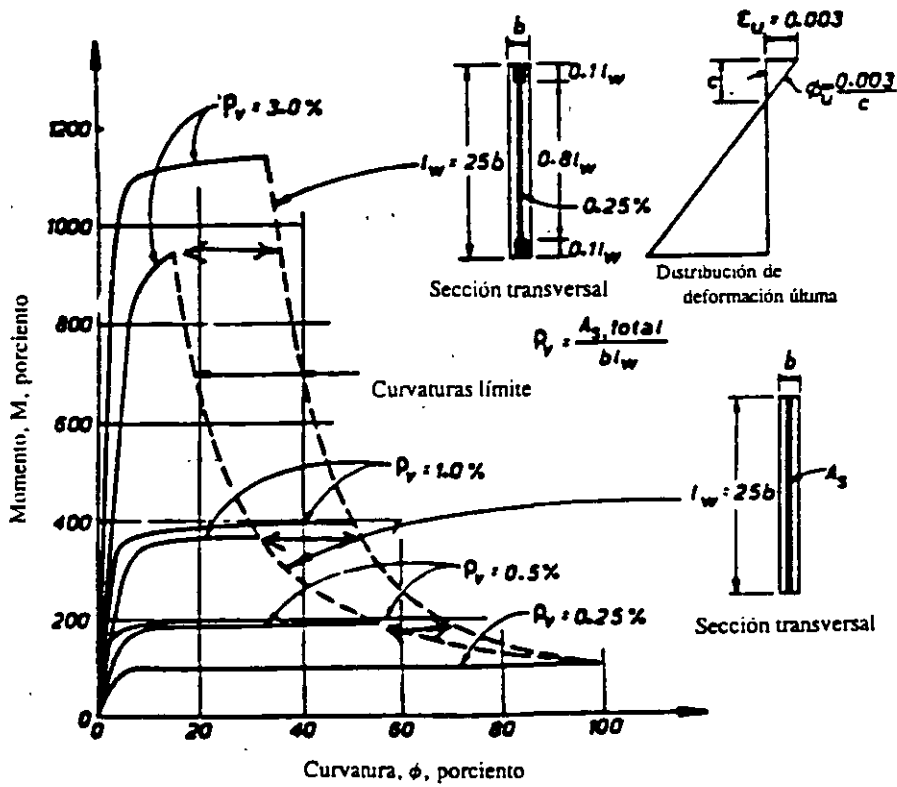
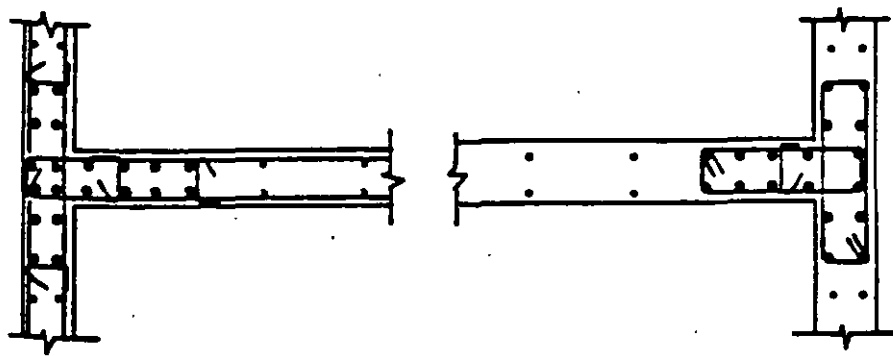


Fig. 10 Efecto de la distribución del refuerzo y de la cuantía en la resistencia a flexión y en la curvatura



Fig. 11 Pandeo en la región de la articulación plástica de un muro estructural



Sección transversal  
a nivel del refuerzo  
horizontal

Sección transversal  
entre niveles de refuerzo  
horizontal

Fig. 12 Detalles de confinamiento en patines de muros

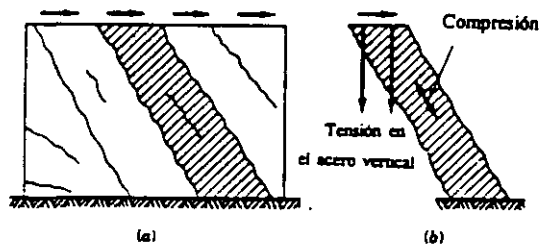


Fig. 13 Puntal de compresión entre grietas para muros robustos

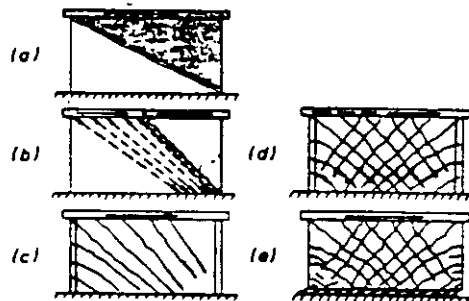


Fig. 14 Modos de falla de muros robustos

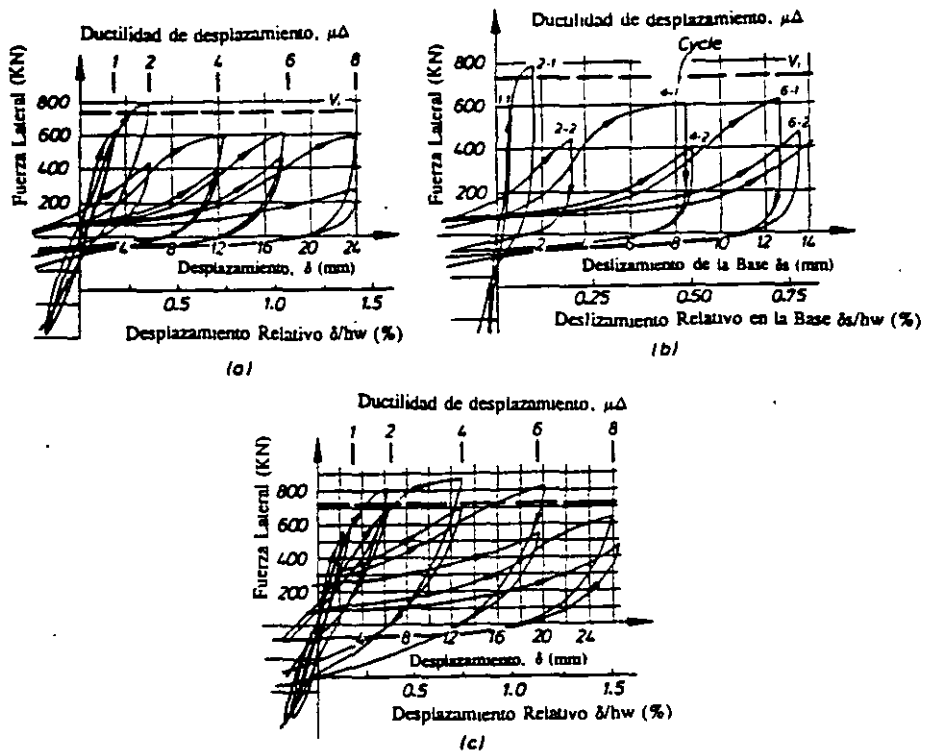


Fig. 15 Respuesta histerética de muros robustos con patines con falla controlada por deslizamiento en la base

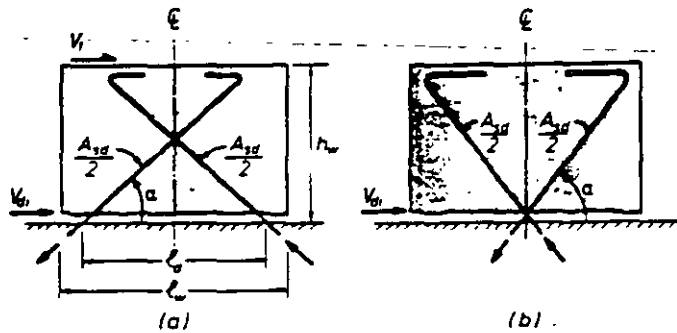


Fig. 16 R-fuerzo diagonal en muros robustos

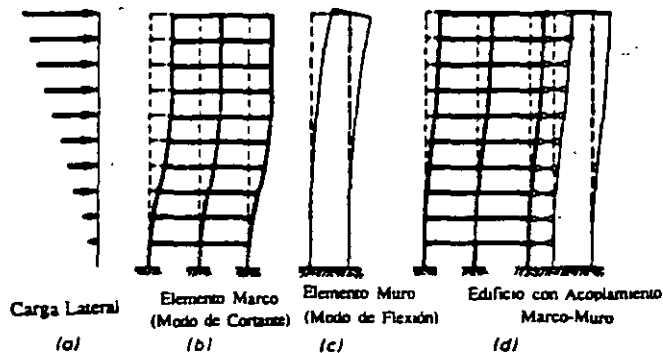


Fig. 17 Patrones de deformación ante cargas laterales de un marco, un muro y un sistema mixto muro-marco

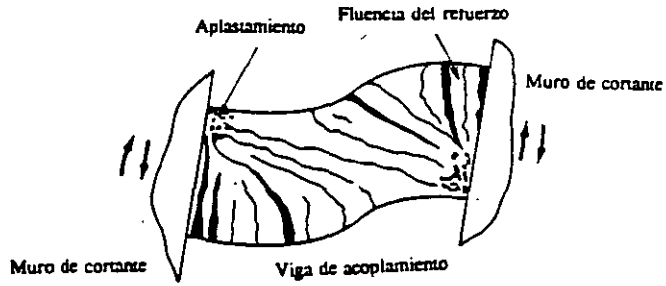


Fig. 18 Deformación y agrietamiento de vigas de acoplamiento

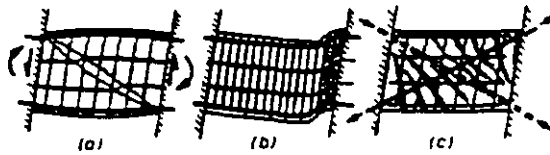


Fig. 19 Mecanismos de resistencia al corte de una viga de acoplamiento

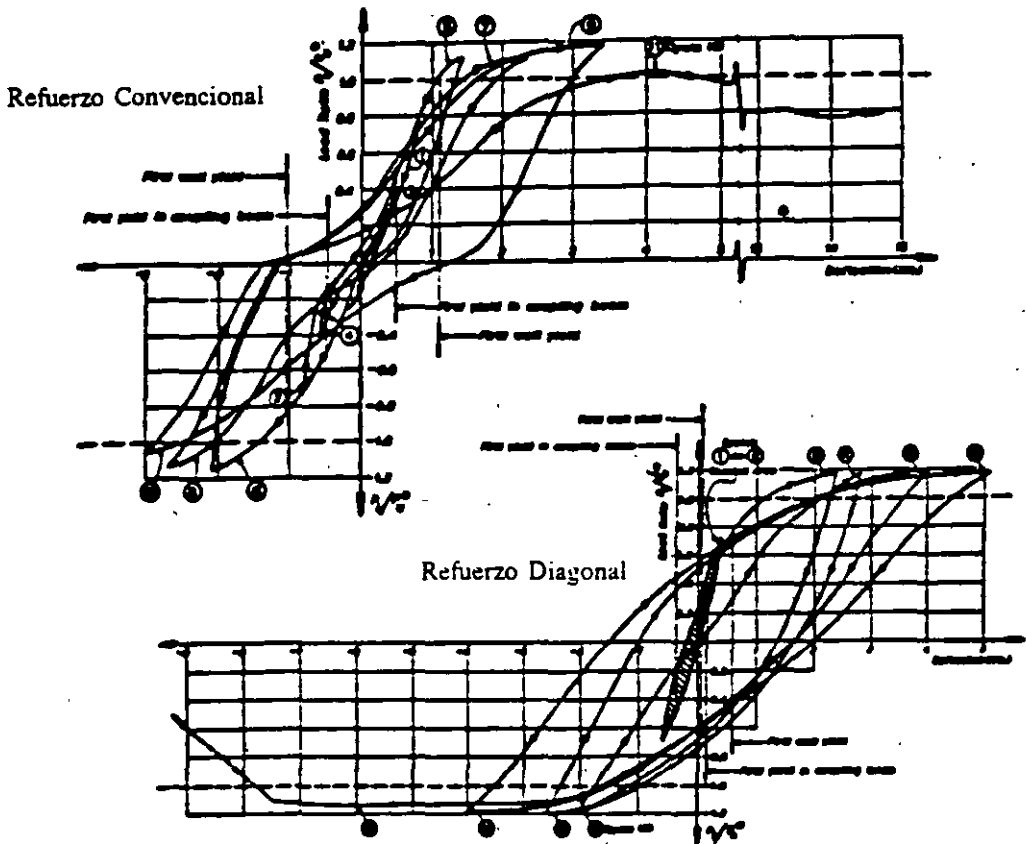


Fig. 20 Comportamiento de vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente y con acero diagonal



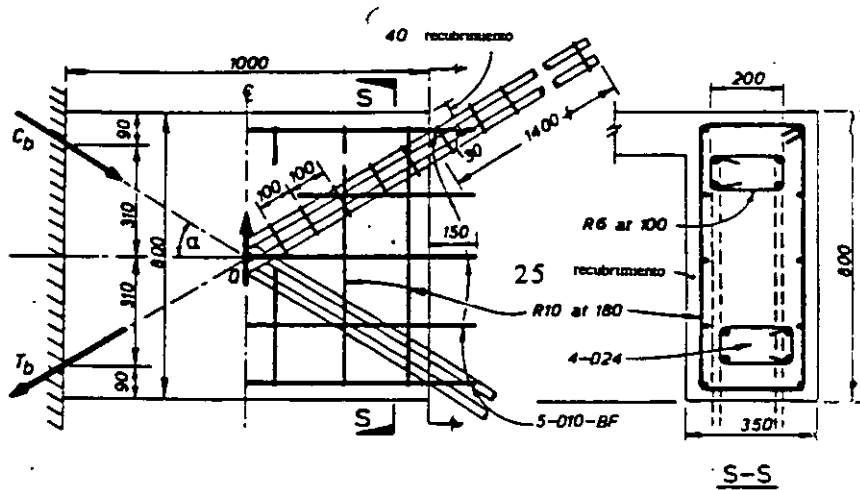


Fig. 21 Detalles del refuerzo de una viga de acoplamiento

# COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

## UNIONES DE ELEMENTOS

Sergio M. Alcocer  
Centro Nacional de Prevención de Desastres e  
Instituto de Ingeniería

### 1. INTRODUCCION

El diseño de uniones ha sido un aspecto que no ha recibido la debida atención por parte de investigadores, y de profesionales de la construcción y diseño. A menudo se argumenta que la importancia que se la ha dado recientemente a las uniones, en particular la de vigas con columnas, es exagerada ya que no existe evidencia abundante de fallas en sismos pasados. Esta idea se basa en que los problemas en marcos de concreto reforzado se han presentado por diseños mal concebidos en vigas y, particularmente, por un detallado inadecuado de columnas. Sin embargo, sismos recientes, como el de El Asnam en 1980 (Fig. 1), los de México en 1985, San Salvador en 1986, Loma Prieta en 1989, y el de Los Angeles en 1994, han evidenciado fallas por corte y de anclaje en uniones viga-columna.

Es común que los diseñadores olviden el detallado de las uniones. Se deja al constructor la definición de detalles críticos que influyen en el comportamiento de la estructura. Las uniones son críticas porque aseguran la continuidad del edificio y porque transmiten fuerzas de un elemento a otro. Así, las cargas y fuerzas deben transmitirse del sistema de piso a las trabes, de ellas a las columnas, y de las últimas a la cimentación. La transferencia de fuerzas entre los elementos depende del detallado cuidadoso de las uniones y de la supervisión minuciosa que asegure que la fabricación y la construcción sigan las instrucciones o intenciones del diseñador.

### 2. CRITERIOS DE DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNA

Los criterios de diseño de uniones viga-columna se pueden formular como sigue:

1. La resistencia de la unión debe ser mayor o igual que la máxima demanda que corresponda a la formación del mecanismo de colapso del marco. Esto eliminará la necesidad de reparar una región inaccesible y que sufre deterioros de resistencia y rigidez considerables si se somete a acciones cíclicas en el intervalo inelástico.
2. La resistencia de la columna no debe afectarse por una posible degradación de resistencia de la unión.
3. Ante sismos moderados, las uniones deben responder en el intervalo elástico.
4. Las deformaciones de la unión no deben contribuir significativamente al desplazamiento de entrepiso.
5. El refuerzo en la unión, necesario para garantizar un comportamiento satisfactorio, no debe dificultar la construcción. Una unión típica conecta elementos provenientes de tres direcciones; se debe evitar la interferencia de las varillas que vienen de todas las direcciones.

### 3. COMPORTAMIENTO ESPERADO

Puesto que la respuesta de uniones viga-columna está controlada por mecanismos de corte y adherencia, que tiene un comportamiento hysterético pobre, no es posible considerar a la unión como una fuente importante de disipación de energía. Por tanto, la unión debe experimentar bajos niveles de agrietamiento y plastificación. La unión debe detallarse de manera que sus deformaciones no contribuyan significativamente a la distorsión del entrepiso (se entiende por distorsión al cociente del desplazamiento relativo entre la altura de entrepiso). Uniones bien diseñadas contribuyen en 20% a la distorsión total.

Como ejemplo, una unión de fachada estará sometida a las fuerzas indicadas en la Fig. 2. En la Fig. 2b se presenta la distorsión angular de la unión. El agrietamiento de las vigas en las caras de las columnas, y el fisuramiento de las columnas en las partes superior e inferior de las vigas son el resultado del deslizamiento del refuerzo a través de la unión. Es común suponer en el análisis de edificios que las condiciones de apoyo de las vigas en las columnas son iguales a un empotramiento. En realidad, el refuerzo de las vigas se deslizará aun para bajos niveles de esfuerzo, de manera que un empotramiento perfecto no es posible. La unión se deforma en cortante por las fuerzas resultantes que obran en la unión (Fig. 2c), las cuales producen tensión a lo largo de una diagonal de la unión y compresión a lo largo de la otra. Las primeras grietas diagonales aparecen cuando los esfuerzos principales de tensión exceden la resistencia a tensión del concreto. Puesto que las grietas son similares a las grietas por cortante en una viga, las primeras recomendaciones de diseño se basaron en ecuaciones adaptadas de requerimientos de corte para vigas. Es importante notar que las magnitudes de las fuerzas a las que se somete una unión son varias veces las aplicadas en vigas y columnas.

Ante sismos, las vigas que llegan a la unión en lados opuestos probablemente estarán sujetas a momentos flexionantes de signos opuestos. Los factores más importantes a considerar en el diseño de uniones viga-columna incluyen:

1. Cortante.
2. Anclaje del refuerzo.
3. Transmisión de carga axial.

---

### 4. TIPOS DE UNIONES EN MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

#### 4.1 Según su Configuración Geométrica

De acuerdo al tipo de anclaje de las varillas de las vigas, las uniones se pueden clasificar en interiores (las varillas pasan rectas a través de la unión, Fig. 3) y en exteriores (las barras se anclan mediante ganchos, Fig. 4). Atendiendo a la configuración de los elementos adyacentes, existen varios tipos de uniones exteriores. Por claridad en el dibujo no se muestran las losas de piso (monolíticas con las vigas).

#### 4.2 Según el Intervalo de Comportamiento

Aunque es preferible diseñar las uniones para que permanezcan en el intervalo elástico, es muy posible que ocurran deformaciones inelásticas en ella si los elementos adyacentes, vigas o columnas, se deforman plásticamente. En este caso las deformaciones inelásticas a lo largo de las varillas penetrarán la junta; esta unión será del tipo inelástico. Por otro lado, es posible diseñar un marco de manera que se articulen las vigas lejos de la unión (Fig. 5), de manera que esta permanezca en el intervalo elástico. Para este tipo de marcos la unión será elástica.

## 5. MECANISMOS DE RESISTENCIA AL CORTE EN UNIONES INTERIORES

Un marco de concreto reforzado, diseñado según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-87) debe disipar energía ante cargas inducidas por sismos, mediante la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Cuando éstas desarrollan sus resistencias máximas, las uniones estarán sujetas a fuerzas cortantes elevadas.

Bajos los efectos sísmicos, se generan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en vigas y columnas que esfuerzan al núcleo de la unión como se ilustra en la Figs. 6a y 6b. En este dibujo las resultantes de los esfuerzos de tensión se denotan como T, y las resultantes de esfuerzos de compresión en el concreto y acero se identifican como C.

Por equilibrio de fuerzas horizontales tenemos que

$$V_{jh} = T_B + T'_B - V_c$$

donde  $V_c$  es el promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior. El cortante en columnas es el correspondiente al desarrollo de los momentos máximos en la vigas.

Se han identificado dos mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores. El mecanismo del puntal diagonal de compresión (Fig. 6c) se forma a lo largo de la diagonal principal de la unión como resultante de los esfuerzos verticales y horizontales de compresión que actúan en las secciones críticas de vigas y columnas. Es importante notar que el puntal se desarrolla independientemente de las condiciones de adherencia de varillas dentro de la unión. En este mecanismo, el nudo fallará cuando el puntal lo haga por compresión-cortante. En la Fig. 7 se muestran los lazos histeréticos de una unión que falló por cortante.

En el segundo mecanismo, llamado de armadura, se forman pequeños puntales diagonales distribuidos en la unión (Fig. 6d). Estos puntales deben ser equilibrados por esfuerzos de tensión en el refuerzo vertical y horizontal, y por esfuerzos de adherencia a lo largo de las barras de vigas y las varillas externas de la columna. Este mecanismo es posible únicamente si se mantiene una buena adherencia a lo largo del refuerzo de vigas y columnas. Sin embargo, es difícil mantener una buena adherencia después de la fluencia del acero. Conforme la adherencia se deteriora (y, por tanto, las varillas se deslizan dentro de la unión) el mecanismo de la armadura se degrada, de manera que el puntal diagonal de compresión tiene que resistir la mayor parte de la fuerza cortantes en la unión.

Las expresiones de diseño de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto) se basan en el mecanismo del puntal diagonal a compresión.

Ensayes de laboratorio han indicado que la resistencia al corte de uniones aumenta con la resistencia del concreto.

Por otro lado, se ha mostrado que es necesario colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para mantener el concreto y la resistencia al corte. También se ha notado que si se incrementa la cantidad de acero lateral en la unión, no se obtienen mayores resistencias al corte.

Los resultados de ensayos indican que la presencia de vigas transversales, sean cargadas o no, mejoran el comportamiento de la unión porque contribuyen a preservar la integridad del concreto del núcleo. En forma similar, el ancho de las vigas también influye en el comportamiento.

Se han aplicado diferentes niveles de carga axial en la columna en ensayos de laboratorio. Los resultados indican que la carga axial en la columna no influye en la resistencia de la unión.

La losa de piso ha sido incluida en algunos especímenes. De acuerdo a lo observado, se ha destacado la participación de la losa en el confinamiento de la unión y en la capacidad a flexión de las vigas. Se ha encontrado que la contribución del refuerzo de la losa sumado a aquella del acero de la viga, aumenta la resistencia a momentos negativos (lecho superior a tensión).

Se ha encontrado que un deficiente comportamiento de la adherencia afecta severamente la rigidez y capacidad de disipación de energía de la unión. Aun más, el deterioro en la adherencia modifica el mecanismo de transmisión de fuerza cortante. En la Fig. 8 se presentan las respuestas histeréticas para dos modelos, llamados A y O. Para el espécimen A se aprecian lazos con baja disipación de energía (área interna reducida) y deterioro de la rigidez debidos a un anclaje inadecuado de las barras rectas, mientras que las curvas para el modelo O exhiben una respuesta estable con buena disipación de energía.

Los parámetros que influyen en la adherencia de las varillas a través de las uniones son:

1. Confinamiento, que afecta significativamente el comportamiento de la adherencia bajo condiciones sísmicas. La adherencia de las barras de vigas puede mejorarse si se aumenta el confinamiento, ya sea mediante una mayor carga axial o por medio del refuerzo longitudinal interior de la columna.

2. Diámetro de la varilla. Aunque no afecta significativamente la resistencia a la adherencia, sí limita la fuerza máxima que puede ser transferida por este mecanismo. Por tanto, la relación entre el diámetro de las varillas con respecto a las dimensiones de la unión debe mantenerse constante (límite superior). Mientras mayor es esta razón, aumenta la probabilidad de falla de la adherencia.

3. Resistencia a la compresión del concreto. No afecta de manera importante ya que la adherencia depende de la resistencia a la tensión del concreto.

4. Separación entre las varillas. Si la separación es menor de cuatro veces el diámetro de la varilla, la resistencia de adherencia disminuye en un 20%.

5. Tipo de corrugación. La reacción de la corrugación contra el concreto circundante es la fuente más importante de la adherencia. Debe considerarse la posición de las varillas durante el colado. En efecto, si se colocan 30 cm o más de concreto por debajo de la varilla, la resistencia a la adherencia disminuye.

## 6. UNIONES EXTERIORES VIGA-COLUMNA

Puesto que en una unión exterior sólo se conecta un viga a la columna, en la dirección de estudio (Fig. 9), la fuerza cortante en la unión será menor que la que se aplica en uniones interiores de dimensiones y refuerzo iguales. De las resultantes del dibujo, la fuerza cortante horizontal en la unión es igual a

$$V_{jh} = T - V_{col}$$

Análogamente a las uniones interiores, se distinguen dos mecanismos de resistencia al cortante: el del puntal diagonal de compresión y el de la armadura.

Con objeto de obtener un comportamiento adecuado de uniones exteriores ambos lechos de las varillas de las vigas deben doblarse hacia la unión; el gancho debe colocarse lo más cerca de la cara externa de la columna como sea posible, a menos que la columna sea muy profunda (ya que sería un muro esbelto).

De acuerdo a la gráfica, para resistir los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes sísmicas, se formará un puntal diagonal (ver Fig. 9) entre el radio del doblaje de la varilla superior y la esquina inferior derecha de la unión. Es importante destacar que para mantener este mecanismo de transferencia de carga es indispensable confinar la unión con refuerzo transversal.

En efecto, el acero lateral en uniones exteriores persigue dos objetivos. Primero, confinar el concreto a compresión para incrementar su capacidad de deformación y mantener su resistencia (quizá aumentarla). Segundo, confinar el tramo recto del gancho que tratará de salirse por la cara externa de la columna.

Los siguientes aspectos deben considerarse en el diseño de uniones exteriores:

1. Si se espera la formación de una articulación plástica en la cara de la columna, el anclaje de las varillas de la viga se debe suponer que inicia dentro de la columna. Las NTC-Concreto suponen que la sección crítica, a partir de la cual se mide la longitud de desarrollo, coincide con el paño externo del núcleo de la columna.
2. Para garantizar un anclaje adecuado de las varillas de la viga en columnas poco profundas se recomienda:
  - a. Usar varillas de diámetro pequeño.
  - b. Emplear placas de anclaje soldadas a las varillas.
  - c. Colocar pequeñas varillas en el radio interior del doblado para retrasar el aplastamiento o desprendimiento del concreto en ese lugar.
  - d. Colocar una cantidad suficiente de estribos horizontales para restringir el movimiento del gancho.
3. Las varillas de las vigas deben doblarse hacia dentro de la unión. El detalle de colocar el doblado hacia afuera de la unión, es decir, hacia la columna, no es adecuado en zonas sísmicas.
4. Colocar el doblado del gancho lo más cercano a la cara externa de la columna.
5. Cuando la arquitectura del edificio lo permita, o cuando vigas peraltadas lleguen a columnas esbeltas, se recomienda terminar las varillas de las vigas en pequeñas extensiones en la fachada (Fig. 10). Este detalle mejora notablemente las condiciones de anclaje de las varillas, lo que se traduce en un comportamiento superior de la unión.
6. Para reducir los esfuerzos de adherencia, siempre es preferible el empleo de varillas con el menor diámetro como sea práctico. En uniones exteriores, no es aplicable el requerimiento del diámetro de la varilla en función de las dimensiones de la columna. En general, es más fácil cumplir con los requisitos de anclaje en las uniones exteriores que en las interiores.

## 7. DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNA SEGUN NTC-CONCRETO

Como se mencionó anteriormente, el diseñador debe prestar atención a dos aspectos para lograr que la unión viga-columna se comporte adecuadamente: la resistencia de la unión al corte y el anclaje de las varillas de la viga. Ambos estados límite son cubiertos por los requisitos para el diseño de uniones viga-columna de NTC-Concreto incluidos en el Art. 5.4. Para revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal, en forma independiente, se considerará un plano horizontal a media altura del nudo. Para esta revisión, las NTC-Concreto distinguen dos casos:

1. Nudo confinado, que es aquél al cual llegan cuatro trabes y en donde el ancho de cada una es al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna.
2. Otros nudos, que son los que no satisfacen lo anterior.

Para nudos confinados el esfuerzo máximo nominal es igual a  $5.5\sqrt{f'_c}$  y para otro tipo de uniones es igual a  $4.5\sqrt{f'_c}$ . Se supone que un nudo confinado resiste cargas superiores a otros nudos. El esfuerzo nominal obrará sobre un área definida por la profundidad de la columna y un ancho efectivo, que es, por lo general, igual al promedio de los anchos de la o las vigas y de la columna en la dirección de análisis. Los esfuerzos máximos señalados se refieren a la resistencia a compresión-cortante del concreto en el mecanismo del puntal diagonal de compresión.

Para confinar el concreto del nudo, así como los ganchos de las varillas en uniones exteriores, se debe colocar refuerzo transversal mínimo como en columnas. Al igual que en columnas, el acero lateral estará formado

por estribos cerrados de una pieza, sencillos o sobrepuestos. Los estribos deben rematarse con dobleces de 125 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. La separación no debe exceder la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm. Los requisitos anteriores buscan preservar la integridad del concreto de manera que se mantenga el mecanismo de transferencia del puntal diagonal de compresión. Es importante cumplir estrictamente con los requisitos anteriores para evitar daños severos, difíciles de reparar, en la unión. Si el nudo está confinado como se indicó arriba, las NTC-Concreto permiten usar la mitad del refuerzo transversal mínimo. Esto reconoce que las trabes que llegan a la unión la confinan por lo que no se requiere la misma cantidad de acero lateral que para nudos no confinados.

El segundo aspecto importante en el diseño es el anclaje de las varillas. Para evitar fallas de adherencia que, como ya se dijo, afectan la rigidez y capacidad de disipación de energía de la unión, las NTC-Concreto señalan que el diámetro de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de la junta deben seleccionarse de manera que la dimensión del elemento en la dirección de la varilla sea cuando menos 20 veces el diámetro de ella. Así, por ejemplo, si la columna tiene una profundidad de 50 cm, el diámetro máximo de varilla que puede usarse es del No. 25 (la designación está en milímetros y corresponde a una varilla de 1 pulg de diámetro). Se permite que el peralte de la viga sea 15 veces el diámetro cuando más del 50% de la carga lateral es resistida por muros estructurales o cuando la carga axial de la columna superior al nudo es alta.

Para juntas exteriores, como se explicó, las varillas deben terminar en ganchos a 90 grados. La longitud de desarrollo se mide desde el plano externo del núcleo de la columna hasta el paño externo de la barra en el doblé. La ecuación para calcular la longitud de desarrollo en kg y cm<sup>2</sup> es

$$L_h = 0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}$$

donde  $d_b$  es el diámetro de la varilla. El tramo recto después del doblé no será menor de  $12d_b$ .

Un último aspecto relevante con uniones viga-columna es que las varillas longitudinales de las vigas deben pasar por el núcleo de la columna. Esto se debe a que no existe suficiente información experimental que permita extrapolar los requisitos de diseño vigentes a casos en los que el refuerzo pase o se ancle afuera de la columna. El refuerzo de los modelos ensayados que sirvieron de base para la formulación de los requerimientos de las NTC-Concreto se anclaba o pasaba a través del núcleo.

## 8. UNIONES DE ESQUINA

Las uniones de esquina, o de rodilla, empleadas en marcos planos o en otras estructuras, presentan un problema especial de detallado. La esquina puede estar sujeta a fuerzas que la traten de abrir o de cerrar (Fig. 11). Una situación similar ocurre cuando dos muros se intersecan. Desafortunadamente no existe suficiente información sobre el comportamiento de este tipo de uniones y del las del siguiente tipo antes cargas cíclicas. La discusión que sigue es válida para cargas monótonas.

Ensayes de laboratorio han indicado que la falla de este tipo de uniones es el resultado del agrietamiento por tensión diagonal, por falla de anclaje (sobre el refuerzo), por fluencia del acero, por daño del anclaje o por aplastamiento del concreto. Aunque la tensión diagonal es a menudo ignorada, esta puede ser la causa de la falla en esquinas que se abren. El anclaje es el problema más común en esquinas que tratan de cerrarse. El agrietamiento diagonal en una unión que se abre se presenta en la Fig. 12. El refuerzo debe colocarse como se ilustra. El refuerzo se debe anclar con ganchos. Para confinar el concreto que resiste compresión se deben colocar estribos cerrados.

## 9. UNIONES EN FORMA DE "T"

Este tipo de uniones se presentan cuando una losa se conecta con un muro, cuando los muros se conectan con zapatas, en vigas que llegan a columnas, o en columnas que llegan a vigas de techo. Se han conducido ensayos de laboratorio (Fig. 13) en los cuales se observó un incremento en la resistencia conforme se usan los detalles de las gráficas de la derecha. En efecto, solamente con cambiar la dirección del gancho se incrementó la resistencia en 40%. Esto se debe a que el puntal de compresión que se desarrolla a través de la junta produce el desconchamiento del concreto abajo del gancho cuando éste se dobla hacia la derecha. Cuando el gancho se coloca hacia la izquierda, el puntal de compresión reacciona contra el radio del doblado, como en el caso de uniones exteriores viga-columna.

## 10. LAS UNIONES EN LOS PLANOS DE CONSTRUCCION

Para evitar errores o malas interpretaciones durante la construcción de uniones, es necesario que el diseñador muestre los detalles de las conexiones en los planos estructurales. Al momento de incluir estos detalles, el diseñador es forzado a verificar que dicho detalle se pueda construir. Esto se relaciona con la colocación del refuerzo, y con la colocación y compactación del concreto. Por ejemplo, una viga del mismo ancho que el de la columna causará problemas al obrero de la construcción si durante el diseño no se consideró que un recubrimiento igual sobre el acero transversal de la viga y la columna, provocará que los refuerzos longitudinales de la columna y la viga coincidan. Si en este caso la sección transversal de la columna se agrandara no habría problema. Las NTC-Concreto requieren que se incluyan dibujos acotados y a escala del refuerzo en uniones viga-columna (Art. 5.4); sin embargo, lo anterior debe ser aplicado en otro tipo de uniones.

## 11. BIBLIOGRAFIA

1. Alcocer, S.M., y Jirsa, J.O., "Reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing," PMFSEL Report No. 91-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Universidad de Texas en Austin, julio 1991, 221 pp.
2. American Concrete Institute, "Design of beam-column joints for seismic resistance," ACI SP-123, Detroit, Michigan, 1991, 518 pp.
3. Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 26 de noviembre de 1987, 73 pp.
4. Ferguson, P.M., Breen, J.E., y Jirsa, J.O., "Reinforced concrete fundamentals, John Wiley & Sons, Nueva York, 5a. ed., 1988, 746 pp.
5. Jirsa, J.O., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1987.
6. Klingner, R.E., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1985.
7. Paulay, T., y Priestley, M.J.N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Wiley & Sons, Nueva York, 1a. ed., 1992, 744 pp.
8. Zhu, S., y Jirsa, J.O., "A study of bond deterioration in reinforced concrete beam-column joints," PMFSEL Report No. 83-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Universidad de Texas en Austin, julio 1983, 69 pp.



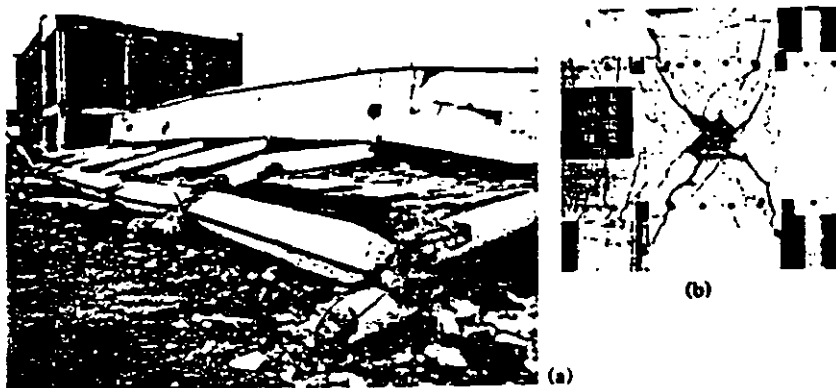


Fig. 1 Falla de uniones viga-columna en (a) el sismo de El Asnam y (b) en un espécimen de laboratorio

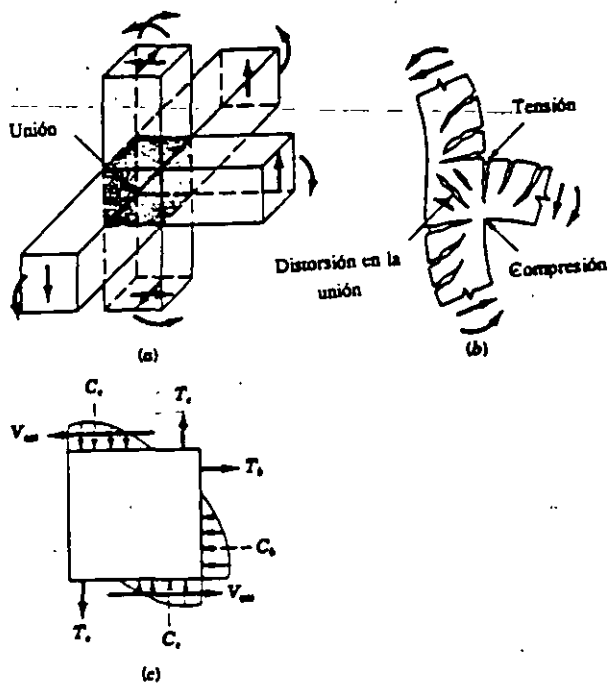


Fig. 2 Fuerzas y distorsión de una unión viga-columna

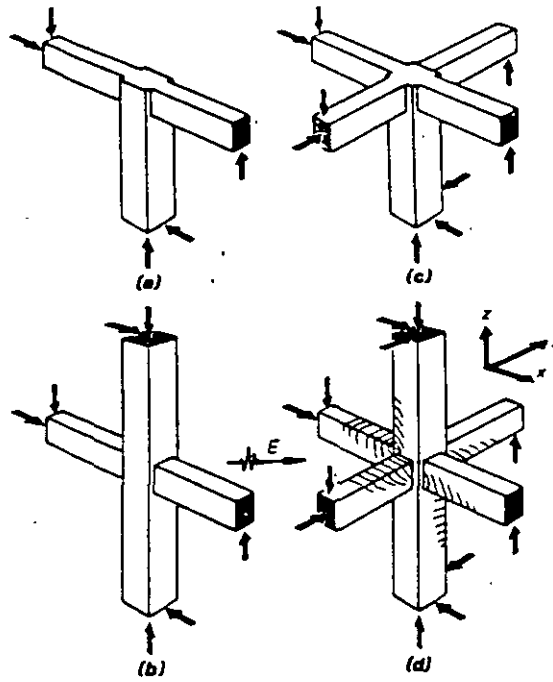


Fig. 3 Uniones interiores viga-columna

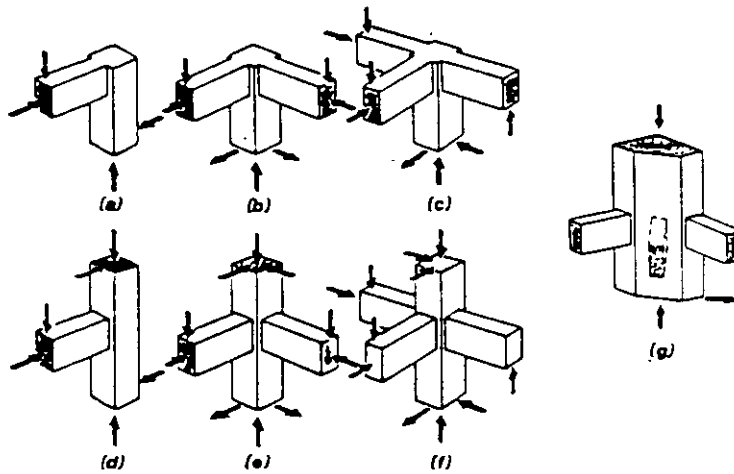


Fig. 4 Uniones exteriores viga-columna

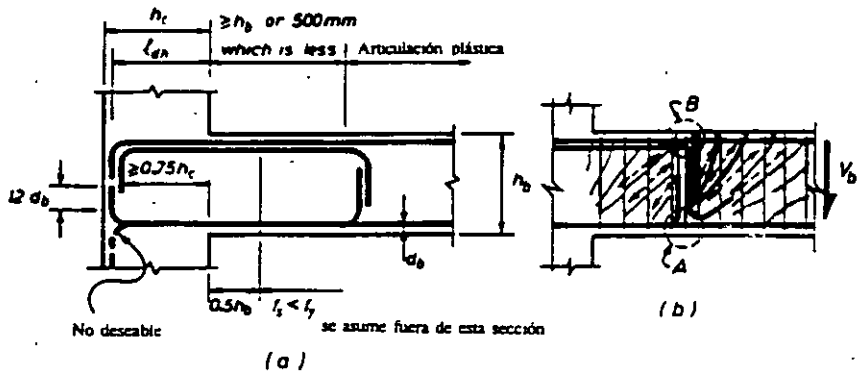


Fig. 5 Relocalización de la región de articulación plástica lejos de la cara de la columna

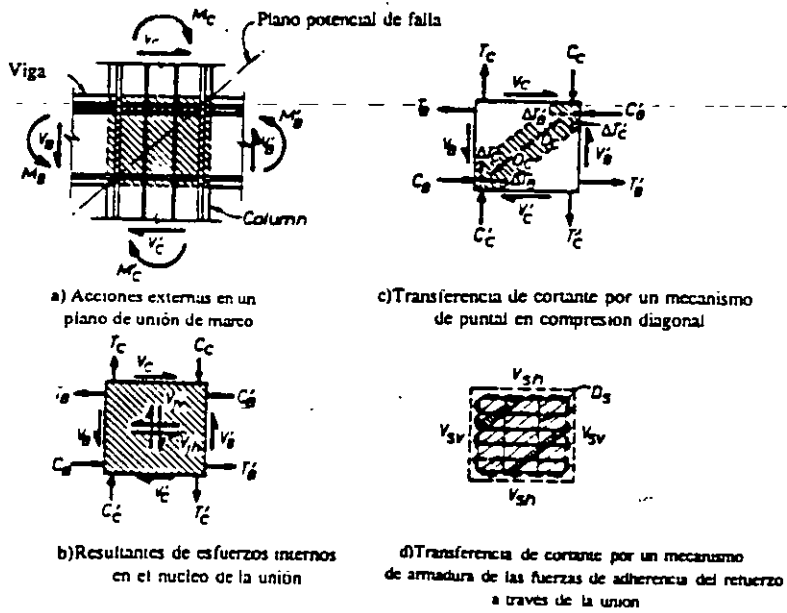


Fig. 6 Mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores viga-columna

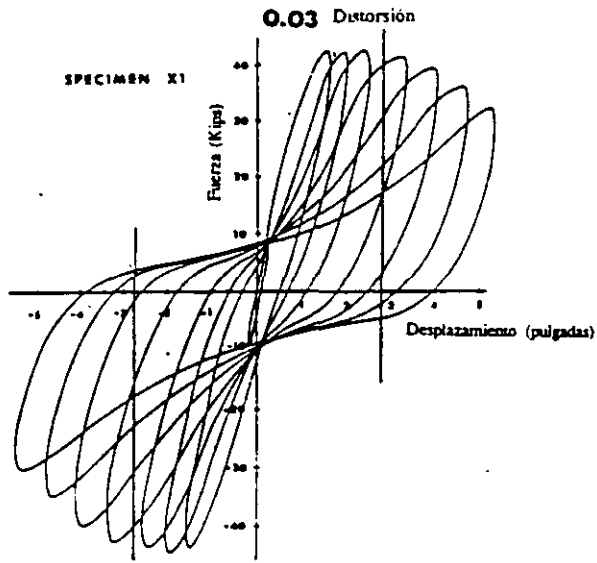


Fig. 7 Falla por cortante en una unión interior viga-columna

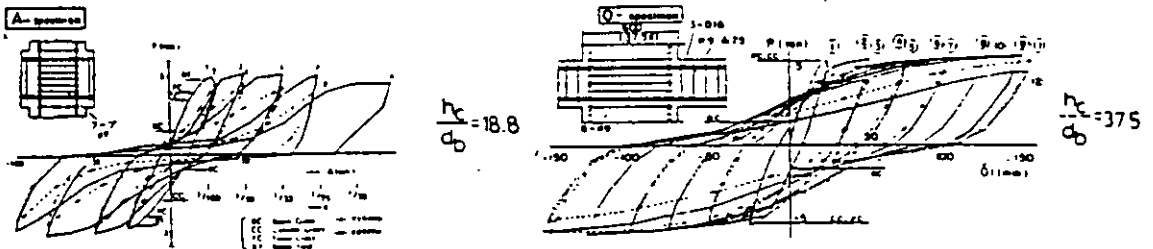


Fig. 8 Influencia del anclaje en la respuesta histerética de una unión interior viga-columna

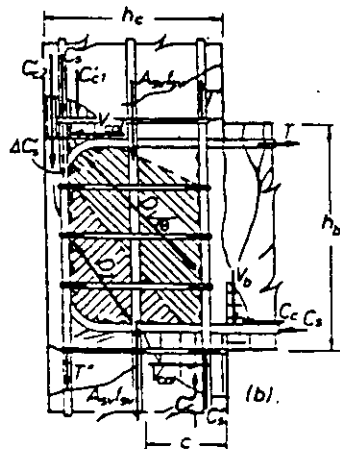


Fig. 9 Mecanismos de resistencia al corte en uniones exteriores viga-columna

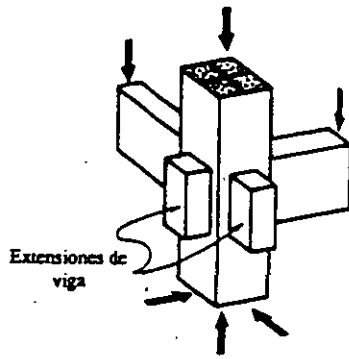


Fig. 10 Extensiones de viga para colocar las varillas

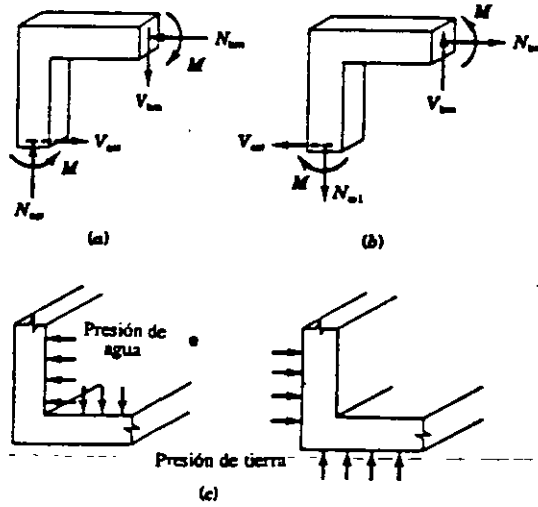


Fig. 11 Uniones de esquina

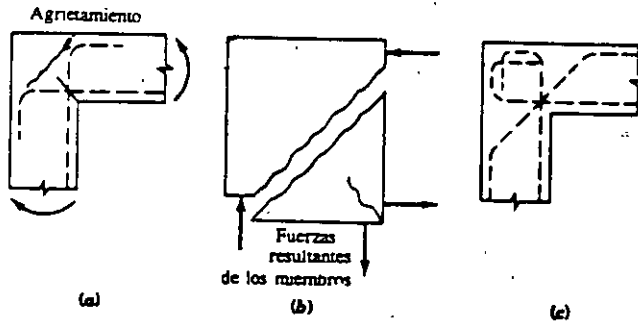


Fig. 12 Unión de esquina que se trata de abrir

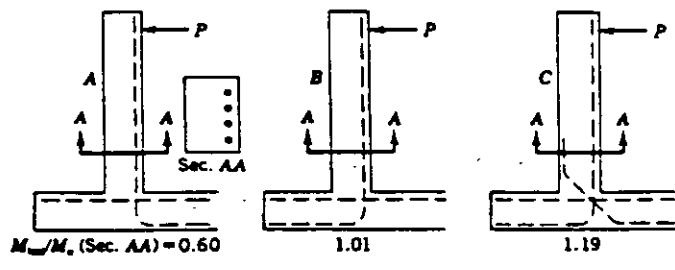


Fig. 13 Uniones en "T"

SEISMIC BEHAVIOUR OF STRUCTURAL CONCRETE LINEAR ELEMENTS  
(BEAMS, COLUMNS), AND THEIR CONNECTIONS

COMPORTEMENT SISMIQUE DES ELEMENTS STRUCTURAUX LINEAIRES  
(POUTRES, POTEAUX) ET DE LEURS JONCTIONS

Vitelmo V. BERTERO  
University of California  
Berkeley, Calif. U.S.A.

SUMMARY

This state-of-the-art report summarizes knowledge of seismic behavior of linear reinforced concrete elements; points out studies which have already led to improved design and construction rules for seismic resistant structures; discusses problems without satisfactory solutions; and formulates recommendations for research and development. This report has been divided into eight main sections. The first section includes introductory remarks, objectives and scope. The second section reviews general aspects and problems involved in predicting seismic behavior of R/C linear elements and their connections. The third, fourth, and fifth sections review seismic behavior of beams, columns, and beam-column joints, respectively. In these sections only the behavior of elements cast with normal weight aggregate and ordinarily reinforced are discussed; lightweight aggregate elements are reviewed in section six. Section seven reviews seismic behavior of prestressed, and of precast elements and their connections. Finally a summary, conclusions, and recommendations for future research and development are presented.

RESUME

Ce rapport résume les connaissances du comportement séismique des éléments linéaires du béton armé. Il souligne les études qui ont conduit à une amélioration des méthodes de "design" et de construction des structures résistantes aux secousses séismiques. Ce rapport discute aussi des problèmes pas encore résolus, et formule des recommandations relatives aux besoins de recherche et de développement. Le rapport a été divisé en huit sections. La première section contient l'introduction, les objectifs et le cadre de l'étude. La deuxième passe en revue des aspects et des problèmes rencontrés dans la prédiction du comportement séismique des éléments linéaires de béton armé et leurs connexions. Les troisième, quatrième, et cinquième sections sont consacrées au comportement séismique des poutres, des colonnes, et des connexions poutre-colonnes. Ces sections se limitent aux éléments de béton fabriqués avec des agrégats de poids normal, et armés de façon standard. La sixième section traite les éléments fabriqués avec des agrégats légers. La septième est consacrée au comportement séismique des éléments précontraints et préfabriqués, et leurs connexions. Finalement, un résumé, des conclusions, et des recommandations pour les futures recherches et développements sont présentés.

## 1. INTRODUCTION

### 1.1 General

Significant advances have been made in the U.S. in the last two decades in understanding seismic behavior of concrete structures. This is particularly true for concrete structures of the moment-resisting frame type whose basic elements are beams and columns, their connections and supports, and interacting floor slabs. The stimulus for these advances were [1]; the First World Conference on Earthquake Engineering in 1956 [2]; the publications of 1959 SEAOC Blue Book [3]; the PCA Manual in 1961 [4]; and the damages caused by the following earthquakes: 1964 Alaska [5], 1967 Caracas, Venezuela [9], the 1968 Tokachioki, Japan, and 1971 San Fernando [6].

By reviewing the proceedings of the six world conferences on earthquake engineering [2, 7-11], a picture can be obtained of the advances made during the last two decades in predicting seismic behavior of concrete structures. These advances have been particularly noticeable in the last ten years, and have had some impact in earthquake resistant design of all kinds of concrete structures. However, much of present knowledge has not been practically applied, because usually there are several problems to overcome before research results can be introduced into codes and implemented in practice [1]. In spite of these problems there has been considerable progress in developing code requirements for earthquake resistant construction. This is reflected in new codes such as the 1976 Mexican Code [12, 13], the 1976 New Zealand Code [14], and the Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings [15].

The work that has been done in the field of seismic behavior of structural concrete linear elements and their connections cannot be reviewed adequately or even summarized in one short paper. Therefore some restrictions will have to be placed in the objectives and scope of this report.

### 1.2 Objectives

The main objectives of this report are:

- 1) to summarize present knowledge of seismic behavior of linear reinforced concrete elements; pointing out those studies which have already led or may lead to improved design and construction rules for seismic resistant structures;
- 2) to discuss problems whose solutions are not yet satisfactory and to formulate recommendations for research and development needs.

### 1.3 Scope

To achieve the above objectives, first a summary was made of the data and results available from studies of the seismic behavior of linear reinforced concrete elements and their subassemblages, and complex structures made of such structural elements. The significance of these results was analyzed in light of the total problem of the design and construction of seismic resis-



tant concrete structures. Ordinarily reinforced linear elements cast in place of normal weight concrete are considered first. Then the problems created by the use of lightweight concrete and the use of prestressing and precasting techniques are discussed.

This state-of-the-art report has been divided into eight main sections.

1. Introduction
2. Review of General Aspects and Problems Involved in Predicting Seismic Behavior of Structural Concrete Linear Elements and their Connections
3. Seismic Behavior of Structural Concrete Beams
4. Seismic Behavior of Structural Concrete Columns
5. Seismic Behavior of Beam-Column Joints
6. Seismic Behavior of Structural Lightweight Concrete Linear Elements and their Connections
7. Seismic Behavior of Prestressed and Precast Linear Elements and their Connections
8. Summary, Conclusions and Recommendations for Future Research and Development.

A review of the state-of-the-art of experimental work on seismic behavior of linear elements up to 1972 has been presented by the author in Ref. 16. Therefore, in this report only accomplishments not reviewed in Ref. 16 and particularly those in studies published since 1972, will be presented. A review of studies carried out up to the beginning of 1977, as well as a discussion of the accomplishments and research and development needs at that year, has been presented in a workshop on "Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction" (ERCBC) sponsored by the U.S. National Science Foundation [17]. Most of the present report is based on the papers, reports and discussions presented at the ERCBC workshop and those that have been published since then. Because of lack of time and space, it has not been possible to present an exhaustive review of the subject under consideration. Only general questions of the seismic behavior of linear elements are discussed herein. For a more detailed discussion the reader is referred to Ref. 17.

## 2. REVIEW OF GENERAL ASPECTS AND PROBLEMS INVOLVED IN PREDICTING SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURAL CONCRETE LINEAR ELEMENTS AND THEIR CONNECTIONS

### 2.1 General Remarks

Seismic performance of reinforced concrete structures during moderate and severe earthquake ground motions has ranged from minor cracking to complete collapse. Due to these collapses, and the relatively lower strength and ductility per unit weight of ordinary (unconfined) reinforced concrete when compared with structural steel, it has been suggested that concrete structures are particularly vulnerable to earthquakes. However, as Bresler points out [18], many concrete structures have withstood severe earthquakes without significant damage, suggesting that there is nothing inherent in concrete structures which makes them particularly vulnerable to earthquakes. Regardless of the material used, properly designed structures will perform well, although reinforced concrete may be less "forgiving" or less "tolerant" of improper construction (workmanship) and maintenance. Due to this sensitivity, to have reinforced concrete structures that will behave satisfactorily under severe earthquake ground motions it is necessary that designers pay special attention to all the factors that can affect seismic structural performance. It is not enough to design structures in accordance with the requirements of the latest seismic codes. Performance of a structure depends on its state when the earthquake strikes, which may well be significantly different from the state the designer thought would exist at that time. Thus, modifications, maintenance, and repair of structures during their lives must be considered in addition to the general aspects involved in their construction.

The general philosophy of earthquake-resistant design for buildings other than essential facilities has been well established and proposes to: prevent nonstructural damage in frequent minor earthquake ground shakings; prevent structural damage and minimize non-structural damage in occasional moderate earthquake shakings; and avoid collapse or serious damage in rare major ground shakings. This philosophy is in complete accord with the concept of comprehensive design. However, current design methodologies fall short of realizing the objectives of this general philosophy [19].

In a comprehensive design approach it should be recognized that building damage may result from different seismic effects. (1) ground failures due to fault ruptures or to the effects of seismic waves; (2) vibrations transmitted from the ground to the structure; (3) seismic sea waves (tsunamis) and tsunami-like disturbances and seiches in lakes; and (4) other consequential phenomena such as fires, and floods caused by dam failures and landslides.

The seismic effect that usually concerns the structural engineer, and is accounted for by seismic-resistant design provisions of building codes, is the response or vibration of a building to the ground shaking that might occur at its foundation. Although damage due to other effects may exceed that due to vibration of the building, this paper considers only the effects of ground shaking at the foundation of concrete structures.

## 2.2 Construction and Maintenance Aspects

As pointed out earlier, a building's response, and the damage it sustains during any kind of excitation depends on how the building was actually constructed, not on how the designer thought it would behave. Furthermore, design and construction are intimately related: the achievement of good workmanship depends, to a large degree, on the simplicity of the detailing of members, connections, and supports. This is especially true for reinforced concrete structures. Although it is possible (on paper and even in laboratory specimens) to detail reinforcement in such a way that seismic behavior is considerably improved, in the field such design details may be too elaborate to be economically feasible. A design can only be effective if it can be constructed.

Field inspection has revealed that a large percentage of damage and failure has been due to poor quality control of structural materials and/or poor workmanship, problems which could have been corrected if the building had been carefully inspected during construction. In many other cases, damage, even failure, may be attributed to improper maintenance of buildings during their service life [20].

Analyses of mill tests of reinforcing steel bars, field control tests of concrete cylinders, and mechanical materials studies of specimens removed from the structures, show considerable variation in mechanical characteristics [20]. In view of this variability, present seismic code provisions which specify only minimum and maximum material strengths, and recommend that the design and capacity of members be based on these code specified strengths alone, are unreliable and can lead to unsafe designs. This is especially true in designing connections and in designing for shear for reinforced concrete structures.

## 2.3 General Features of Seismic-Resistant Design

Efficient seismic-resistant construction necessitates careful attention to the total seismic design, construction, and maintenance process. The phases of this process include: evaluating the seismic threat, selecting the structural layout and predicting the mechanical behavior of the whole soil-building system; proportioning and detailing the structural components, with their connections and supports; analyzing the reliability of the design obtained; and constructing and maintaining the building during its service life.

The main design aspects that should be considered are summarized in the flow diagram shown in Fig. 1. This diagram shows the intimate relationships of the different aspects and steps in the design process. The inelastic response of a structure and therefore of its components, is extremely sensitive to the dynamic characteristics of ground motion to which it is subjected, as well to mechanical characteristics of its structural and non-structural components. Studies of the response of concrete structures to severe earthquakes show that the performance of any specific critical region of an element is not only very sensitive to the ground motion and the mechanical characteristics of the structural materials but even to the final main and secondary reinforcement. This sensitivity must be recognized in order to properly analyze the significance of the results to be presented later.

In most designs the loading that will occur during the life of a structure is uncertain and can only be described in probabilistic terms. This is especially true for seismic loadings as the uncertainties are unusually large. Clearly, it would be rational to take a probabilistic approach to seismic design [32]. To do this it will first be necessary to collect sufficient statistical data.

In summary, the seismic behavior of any element depends on the interaction of the ground motion and the structure to which this element belongs [19 - 22]. The seismic behavior of any structural element cannot be predicted solely on the basis of its mechanical characteristics: the pattern (shape function) of the excitations (forces, deformations, changes in environment, etc.) to which it is subjected must also be defined. Establishing the probable critical excitation involves significant uncertainties and can only be described in probabilistic terms.

In judging the reliability of results from experiments carried out on reinforced concrete, and particularly in assessing the implications of these results for design and construction of real seismic resistant structures, it is necessary to consider the nature and degree of uncertainties in the actual mechanical characteristics of the structural materials (concrete and reinforcing steel) that are used. To define these uncertainties there is a need for extensive collection of field and laboratory experimental data, for statistical study of these data [23] and the variations obtained from them. Studies may then be carried out on the probability of failure of reinforced concrete elements [24]. The uncertainties of seismic loading, combined with uncertainties of actual mechanical characteristics of structural materials, and of mathematical modeling of structural element behavior, make predicting seismic behavior of even the simplest structural elements (such as the linear elements under consideration in this report) extremely complex.

#### 2.4 Importance of Loading History

As pointed out by Park [25], "in the past a variety of loading sequences and acceptance criteria has been used by various research laboratories throughout the world, making the comparison of results difficult and resulting in different conclusions from the obtained results". In Refs. 16, 22 and 26, the author has discussed and illustrated the effects of loading history on different types of reinforced concrete elements and subassemblages. Figure 2 illustrates the effect of different loading histories on the behavior of reinforced concrete columns [27,28]. Similar effects on a beam-column sub-assembly of a lightweight reinforced concrete ductile moment-resisting frame are shown in Fig. 3 [29].

In Ref. 28 Jirsa discusses the effect of various loading systems. The importance of this problem was brought out in the workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, conducted in Berkeley in 1977 [17]. Several working groups made strong recommendations regarding standard loading histories and acceptable criteria for judging seismic behavior of structural elements ( see Volume 1 of Ref. 17).

#### 2.5 Importance of Proper Structural Layout

As summarized in the flow diagram of Fig. 1, in this step the designer must select the structural system, the structural material, and the type of

non-structural components. Proper solutions of the problems encountered in this step require close collaboration between the architect, structural engineer, and manufacturers of materials. Sophistication in the selection of the structural system, structural material, and nonstructural components is of much greater importance than sophistication in analysis. Regardless of how sophisticated a method of analysis an engineer uses he cannot make an ill conceived structural system behave satisfactorily in a severe earthquake. The inertial forces depend upon the mass, damping, and the structural characteristics themselves (stiffness, yielding strength, maximum strength, and energy absorption and energy dissipation capacities). Therefore, decisions made regarding the choice of layout for the structure and the choice of structural and nonstructural material must play a significant role in the seismic performance of the structure during its lifetime. One of the best policies in earthquake resistant design is to avoid problems whose solutions are unreliable or not known. Therefore designers need to understand how design decisions may create serious seismic effects. A discussion of the selection of a proper structural system is offered in Refs. 20 and 30.

Structural material should have high energy absorption and energy dissipation capacities per unit weight. To achieve these high capacities the material should possess: (1) High strength (tension and compression) per unit weight; (2) High stiffness per unit weight; (3) High internal damping per unit weight; (4) High toughness per unit weight; (5) High resistance to low-cycle fatigue; and (6) Stable hysteretic behavior under repeated strain reversals. Furthermore, the structural material should be homogeneous, and easily adaptable and conducive to forming full-strength connections having the same characteristics as the material itself [20,30]. In selecting the best structural material for earthquake resistant construction, a simple plot of the ratio of stress per unit weight versus strain for the different available structural materials can be of use (Fig. 4). Plain normal weight concrete is not a desirable structural material for this type of construction because its weakness in tension requires that it be reinforced. The usually small ductility of ordinary reinforced concrete dictates the use of confined reinforced concrete.

The relatively low value of the strength per unit weight of normal weight concrete suggests the desirability of using lightweight concrete. The advantage of using confined lightweight aggregate concrete can be seen from the results in Fig. 4.

Since reinforced concrete is a composite of reinforcing steel bars and concrete (which is itself a composite material), there are many different types of reinforced concrete material in use today. Possible combinations depend on the different types of aggregate concrete (normal or lightweight) and reinforcing steel (prestressed or non-prestressed) which are used, and if the concrete is cast on site or precast. Precast, partially prestressed lightweight aggregate concrete is the combination most likely to be of greatest use in the future. The technology of lightweight aggregate and the problems of connections of the prefabricated elements, however, have not yet been resolved properly, and at present the most suitable reinforced concrete material for earthquake resistant construction is ordinary reinforced normal weight concrete [20].

## 2.6 Importance of Studying Behavior of Basic Structural Elements

The importance of studying the behavior of basic structural elements of a complete structure has been considered in Refs. 16, 26, 31 and 32.

It may appear ideal to test real buildings under the actual loading conditions to which they may be subjected during their service life. Such tests are not usually feasible due to economic considerations. Even if it would be economically feasible to test a replica of a given building, very little would be gained as far as improving our general understanding of seismic behavior of the different types of concrete buildings that are in use. There are at least two drawbacks to testing real buildings beyond the economic problem. The first is that the overall seismic response of an actual bare structural system is usually altered or obscured by the participation of nonstructural elements; and also the performance of individual structural elements can be modified by interaction with nonstructural components. This makes it difficult to extrapolate the information gathered to different types of structural systems or even to the same type with different kinds of arrangements of nonstructural elements. Therefore, it becomes desirable to obtain a detailed understanding of the behavior of the basic elements of a structure under loading or deformation similar to that expected from severe seismic ground motion, and how this behavior can be altered by the presence of nonstructural components.

The second drawback to testing real buildings is that information gathered by testing a complete building or structure is difficult to evaluate and usually insufficient to forecast the structure's behavior. Prediction necessitates the development of a theoretical model that may best be developed from observed behavior. A logical way to develop such a theoretical model is to start from an understanding of, and work toward a realistic idealization of, the behavior of simple elements [32].

### 3. SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURAL CONCRETE BEAMS

#### 3.1 General

In Ref. 16 the author discussed studies up to 1972 regarding the behavior of structural concrete linear elements and subassemblages. In this reference, rather than discussing results obtained from linear elements (beams and columns) the author has chosen to discuss the behavior of critical regions of these elements, classifying them as: (1) Flexural Critical Regions; (2) Flexural Critical Regions with High Shear; and (3) Flexural Critical Regions with High Axial and Shear Forces. While the first two types of critical regions are developed in beams they can also be associated with columns that are subjected to low axial forces. The third type of critical region usually develops only in columns.

Since 1972 tremendous amounts of research into seismic resistance of structural concrete elements, particularly beams, has been conducted in many countries [ 17 ]. In spite of the advances in knowledge due to this recent research, there is still a lack of agreement about some basic questions of seismic behavior of structural concrete elements. Some of these basic questions are described below.

1. What are the best indices for measuring seismic behavior of structural concrete elements?

Moment vs. curvature of the critical sections

Moment vs. rotation of the critical regions

Shear vs. rotation of the critical region

Shear vs. shear distortion of the critical region

Load-displacement relationship of the whole element.

2. What are the critical loading conditions that control the desired seismic behavior?

Monotonically increasing

Cyclic with no force reversal

Cyclic with force reversal, but not deformation reversals

Cyclic with partial deformation reversals

Cyclic with full deformation reversals

3. Which is the critical limit state, i.e. the one that will control design? Is it the serviceability, the damageability, or the collapse limit state?

4. What is the acceptance criterion for strength capacity and deformation, or energy absorption and energy dissipation capacities (ductility)?

What is the maximum deformation (ductility) that can be tolerated or demanded? How many cycles of full load or deformation reversals at different ductility levels are required?

These questions are a result of uncertainties regarding: (1) dynamic characteristics of future earthquake ground motions; and (2) structural response. These uncertainties make it impossible to accurately: (1) simulate the effects of real ground motions on the members of real structures (i.e. the loading or deformation histories to which actual structural members are subjected; and (2) to predict the level of inelastic deformation (ductility) demand which will occur.

No definite or proper answers to the above questions have been offered. A variety of parameters of loading sequence levels; of intensity of deformations; and of acceptance criteria have been and are still used today by different researchers, making comparison of research results very difficult.

In studying the seismic behavior of beams, or more precisely, the hysteretic behavior of flexural critical regions of linear elements which can be subjected to severe seismic excitations, the author has used the moment vs. rotation of the critical regions, and the limit states and loading sequences shown in Fig. 5, particularly Fig. 5(b). Acceptance criterion has varied according to the structural system, the function of the structure, and the seismic risk at the structural site.

Two loading criteria which have been used in New Zealand laboratories in pseudo-static load tests [25] are shown in Figs. 6(b) and 6(c). The ductility factor is calculated using the first yield displacement for the first inelastic load run defined as in Fig. 6(a). The simple loading criterion shown in Fig. 6(b) involves initial loading runs in the elastic range to establish the initial elastic stiffness and then four loading runs in each direction to displacement ductility factors of 4. This criterion follows that recommended in the New Zealand Loading Code [14]. The more complex loading criterion shown in Fig. 6(c) involves more elastic loading runs to observe stiffness changes between the cycles of imposed inelastic deformations, and cycles of imposed inelastic deformation with gradually increasing displacement ductility factor. A simple acceptance criterion is that the seismic load carrying capacity should not reduce by more than 20% during the test [14].

Agreement on the above issues among researchers and designers would enable research results to be compared on a consistent basis. This agreement may only be achieved when sufficient and appropriate data on the above factors becomes available. This will necessitate an extensive analytical and experimental program. Such a program requires nonlinear dynamic analysis of the whole structure in order to determine the realistic range of expected demands on the members (e.g. loading conditions, ductility levels, pattern, and number of reversals). Analysis of results from some of the nonlinear dynamic studies carried out at Berkeley on moment-resisting frame [33] and coupled wall structural systems [34] have shown the sensitivity of plastic rotation demands with respect to the dynamic characteristics of the ground motion and mechanical characteristics of the structure (Figs. 7 and 8). When a frame beam (a beam belonging to a ductile moment-resisting frame) is designed using present code requirements, the number of yielding excursions required and the number of rotation reversals that the critical region of the beam undergoes is usually smaller than four even under the most severe earthquake. However, the number



of reversals increases considerably for critical regions of beams acting as the coupling of a coupled shear-wall structural system (Fig. 8).

Following is a review of studies since 1972 that are connected with the seismic behavior of beams in R/C moment resisting frames. Studies concerned primarily with beams used as coupling elements of coupled shear wall systems will be discussed at the end of this section.

### 3.2 Seismic Behavior of Ordinary R/C Beams in Moment-Resisting Frames

This section reviews studies of seismic behavior of ordinary R/C beams in moment-resisting-space frames, that have been cast in situ using normal weight aggregate concrete. Current knowledge on the behavior of lightweight aggregate concrete beams will be discussed in a later section. As in Ref. 16, the author found it desirable to distinguish behavior of beams whose critical regions are under practically pure flexure from those in which high shear exists.

3.2.1 Beams with Critical Regions whose Inelastic Behavior is Controlled by Flexure. In this paper, cases where the nominal unit shear stress in the critical regions is small [say  $\leq 3\sqrt{f'_c}$  (psi) ( $0.25\sqrt{f'_c}$  (MPa))] are distinguished from those in which this shear stress is high [16]. In the first case, one can neglect the effect of high shear on the hysteretic behavior of beam critical regions designed and detailed according to present seismic codes [35,36], even for the most severe seismic ground motion that can be expected during the life of the structure. The effect of high shear is usually detrimental to the energy dissipation capacity of critical beam regions. Therefore, it is important that designers working with the architect use a low percentage of reinforcement or select a structural layout (e.g., relatively long beams), which will experience low shear.

Numerous studies have been conducted on the behavior of R/C critical regions whose inelastic behavior is controlled by flexure [16,25,28,37-42,47]. Although tests and analytical studies carried out since 1972 did not result in any significant new knowledge beyond that reported in Ref. 16, they did clarify some of the observations made in this reference and they also resulted in major advances in the design and detailing of R/C critical regions, specifically in improving the energy dissipation capacity of these regions. Some of these advances are discussed below under different parameters that affect the design of beams in frames. These parameters include; flexural strength capacity; deformation capacity; energy dissipation capacity; and prediction of stiffness necessary for predicting the dynamic characteristics of the frames.

3.2.1.1 Flexural Strength Capacity. In general, flexural strength can be predicted accurately if the mechanical characteristics of the reinforcement under uniaxial tension and compression, and of the concrete (confined and unconfined) are known [40,43-45]. However, there are still some uncertainties in evaluating the strength capacity of beam critical regions for slender beams in actual structures subjected to real earthquakes. Some of the most important uncertainties are: (1) the effect of the strain rate, particularly in cases where the maximum strength is reached at or just beyond the yielding of the reinforcing bars [16,46]; (2) the effective width of the floor slabs participating in the development of flexural capacity, especially the amount of slab reinforcement contributing to the total tension force.

As pointed out by Paulay [47], "the effectiveness of slab steel placed further away from the web of a beam or the face of a column is likely to depend on the torsional resistance of the beams framing into a column at right angles to the beam, the strength of which is being considered". No definite provisions for the effectiveness of slab steel exists in present codes, although different proposals were made in the draft recommendations of the New Zealand Code [14].

**3.2.1.2 Deformation and Energy Dissipation Capacities.** Deformation and energy dissipation capacities are controlled by the buckling of the main reinforcing bars, which is difficult to predict. Therefore, it is more difficult to predict these capacities than the flexural strength [22]. To avoid early failure and to assure sufficient deformation (ductility) and energy dissipation capacities most of the codes have introduced more stringent recommendations regarding proportioning and detailing of flexural critical regions. Some of the most important modifications are related to the following factors:

(i) Amount of Longitudinal Reinforcement Analytical and experimental results indicate that to attain large curvature ductility (say higher than 10, which is likely to be developed in the case of severe earthquakes) it would be preferable to use lower tension steel contents than are allowed by present ACI 318-77 [35] or 1976 UBC [36] provisions. (The ACI requires that the reinforcement ratio,  $\rho$ , shall not exceed 0.50 of the reinforcement ratio,  $\rho_b$ . The UBC requires that  $\rho$  shall not exceed 0.75 of  $\rho_b$ , or 0.025). Park [25] has reported that in New Zealand, if the compression steel ratio,  $\rho'$ , is 0.5 of the tension steel ratio  $\rho$ , it is recommended that  $\rho < 0.016$  when  $f'_c = 3,600$  psi (25 MPa) and  $\rho < 0.022$  when  $f'_c = 5,800$  psi (40 MPa), with linear interpolation between for other concrete strengths. When  $\rho'/\rho > 0.5$ , higher  $\rho$  values can be used. These limits are given by formulae based on analytical results [48,49].

(ii) Positive Moment Capacity at Column Connections According to ACI 318-77 [35] and the 1976 UBC [36] the positive moment strength of flexural members at column connections shall not be less than 50% of the negative moment strength. Analyses of experimental results [40] have indicated that to improve the energy absorption capacity of frames it is desirable to require that the  $\rho'/\rho$  shall not be less than 0.75. The advantage of designing beams in frames with this larger positive moment capacity has also been pointed out by Paulay [47] and shown by analytical studies conducted by Anderson [50] and by studies of ductility demand in actual design of framed structures [51].

(iii) Moment Redistribution in Beams of Frames Paulay [47] has pointed out that in the efficient design of reinforced concrete continuous framed beams there are three aims that the designer should attempt to achieve:

(a) Reduce the absolute maximum moment, usually in the negative moment region, and compensate for this by increasing the moment in the non-critical (usually positive) moment regions.

(b) Equalize the critical moment demands in beams at either side of an interior column

(c) Fully utilize the potential positive moment capacity of beam sections at the column faces.

In Ref. 47 Paulay discussed how to carry out efficient moment redistribution and concluded that this redistribution not only leads to a more economical beam steel arrangement but minimizes moment input in the columns.

Bertero and Zagajeski [52] have discussed the importance of proper selection of moment redistribution in applying a recently developed computer-aided optimum design procedure [53,54] to the seismic resistant design of R/C multistory frames. According to results obtained using different moment redistributions, it appears desirable to base the design on a constant amount of top and bottom reinforcement throughout the span. The design based on this approach requires an increase in total steel volume of about 16% without any increase in concrete volume. However, nonlinear dynamic analyses of the responses of the designed frames to different types of ground motions show that the design, based on having same amount of reinforcement along the whole span, performs better than a design in which the beam reinforcement is curtailed according to a moment envelope in which full moment redistribution is assumed. Although the required steel volume is higher, there are some additional costs in designs where the longitudinal reinforcement is curtailed. One of these is the time and therefore cost for properly detailing the reinforcement. Another is the cost of fabricating the steel cage in the field. Furthermore, the probability of human error is greater in detailing and fabricating the reinforcement cutoff than in placing continuous bars. A cut bar introduces a discontinuity in stress, and the section in which this cut takes place can become critical during seismic response. Taking all these factors into consideration, it is believed best (at least in U.S.) to use a constant amount of reinforcement along the length of the beam.

(iv) Transverse Reinforcement It is generally accepted that to obtain large deformation and energy dissipation capacities it is necessary to provide the beam critical regions (potential plastic hinge region), with properly designed, detailed, and fabricated transverse reinforcement. The larger the demand in deformation and energy dissipation capacities, the more stringent the requirements regarding transverse reinforcement should be. This type of reinforcement is required to provide:

(a) Confinement of Concrete: The larger the degree of confinement, the higher the compressive strength and particularly the deformation capacity of the confined concrete. Confinement also improves the bond characteristics of concrete.

(b) Lateral Restraint of Main Longitudinal Reinforcing Bars: The closer the spacing of the transverse reinforcement, the larger the buckling stress resistance of the main bar.

(c) Shear Resistance: The larger the amount of reinforcement, and the closer the spacing, the larger the increase in shear resistance.

A brief discussion follows of recent advances in each of these roles of transverse reinforcement.

(a) Confinement of Concrete: Although the beneficial effects of transverse reinforcement on deformation capacity (ductility) are well known and generally accepted, its influence on strength enhancement is not so well accepted. There is still controversy about the actual increase in ductility and particularly in strength. Reasons for some of the existing controversies are discussed by Bertero and Vallenias in Ref. 55.

In seismic-resistant R/C structures, the designer is interested in the confinement of longitudinally reinforced, not just plain, concrete. Therefore, there has recently been a series of studies on confinement of longitudinally reinforced elements [56-58]. These studies have improved understanding of the effect of different types and arrangements of lateral reinforcement on reinforced concrete. From these investigations, new constitutive laws for confined concrete have been suggested (see Fig. 9). In spite of these advances, there still is not sufficient data about hysteretic behavior of confined reinforced concrete under the state of stress and strain expected in flexural critical regions [55]. Present American seismic code requirements for beam confinement do not appear to be adequate when large ductility is demanded, although the 1976 UBC code requirements for the spacing of transverse steel (i.e.  $d/4$ , 8 bar diameters or 12 in.) are somewhat more stringent than the ACI-318-77 (i.e.  $d/4$ , 16 bar diameters or 12 in.).

(b) Lateral Restraint of Main Longitudinal Bars: For flexural critical regions designed and detailing according to present seismic code requirements, the strength and deformation capacities under seismic excitation are usually controlled by buckling of the main reinforcement [16]. The main factors controlling this buckling are: (a) bar size and its mechanical characteristics; (b) concrete cover; (c) the spacing, size, detailing, and fabrication of hoops (ties); (d) strain history of the steel bar; (e) length of the critical region (moment gradient). Based on experimental and analytical studies the author suggested in Ref. 59 that to prevent buckling of the main bar before it is strained to the beginning of strain hardening, the maximum spacing,  $s$ , should not exceed  $4D$  to  $8D$  for grade 40 steel and  $3.5D$  to  $7D$  for grade 60, where  $D$  is the diameter of the bar. As can be inferred from Fig. 10, the higher limit values are obtained assuming that the ties offer perfect restraint - i.e., they do not allow any lateral movement of the main bar, which is difficult to achieve in the field. Inspection during fabrication of steel cages, even in the laboratory, reveals that there is always a gap between the corner of a tie and the main bar. Furthermore the legs of the ties will always deform or even move, particularly when the critical region is subjected to large inelastic deformation.

If large ductility is demanded (requiring a strain higher than that at the initiation of strain hardening),  $s$  should be even smaller than that indicated above (see Fig. 10). This is because the  $E_t$  at the required large inelastic strain (beyond the initiation of strain hardening) will be smaller than the  $E_{S,T,H}$  of a bar loaded monotonically in uniaxial compression.

Similar observations have been offered by other investigators [25,28,43,60,61]. A detailed discussion of experimental observations regarding buckling is offered in Ref. 43. In the experimental results reported in this Ref. in which buckling was observed, the shear stress in the critical regions was higher than  $3 f'_c \sqrt{\text{psi}}$  ( $0.25 \sqrt{f'_c}$  (MPa)).

Because of the results of beam tests [38-41,46,62], it was suggested that each bar should be supported laterally by a corner of a tie. Similar recommendations have been made by Park [25]. Park has also recommended that to prevent buckling in plastic hinge zones, the spacing of stirrup ties surrounding compression steel bars should not exceed six times the diameter of the bar. It is also recommended that stirrup ties spaced at 4 in. (100 mm) should have a force at yielding at least one-sixteenth of the yield force of the longitudinal bar which they laterally restrain. (Note that four inch spacing is not required by present U.S. seismic codes.)

The above requirements have been derived for and applied to beam critical regions of structures that can be subjected to very severe ground motions and in which these regions are the main source of energy dissipation i.e., ductile moment-resisting frames, and therefore they are too stringent for other cases. For this reason, the author believes that the formulation of seismic code requirements by just one set of empirical rules, although desirable for practical applications, usually leads to the use of provisions which are too stringent for most of the structures. Attempts should be made to formulate seismic regulations as a function of the demanded or desired deformation and energy dissipation capacities. Although this may not be possible due to insufficient data and unreliable methods of estimating actual demands, work in this direction should be started.

(c) Shear Resistance: Advances in design requirements for this role of transverse reinforcement will be examined later in a discussion of flexural critical regions under high shear.

3.2.1.3 Prediction of Stiffness. To estimate the demands of strength, deformation, and energy dissipation capacities during an earthquake, it is necessary to predict the dynamic characteristics of the structure at the time when the earthquake shaking takes place. In case of R/C ductile moment-resisting frames, the period of the frame is usually controlled by the stiffness of the beams rather than that of the columns. Thus the initial stiffness of the beams at the moment an earthquake occurs must be estimated as accurately as possible. In as much as the time of occurrence of future earthquakes and the history of excitation to which the structure has been subjected are uncertain it is best to consider a range of probable values of stiffness in analysis. It is even possible that certain beam regions in a structure may have been critically stressed due to service conditions alone (e.g. high service loads, thermal or settlement deformations, environmental conditions) leaving these beams in a state of reduced stiffness. Unfortunately this is an area in which very little progress has been made.

Several investigators have developed sophisticated methods to predict moment vs. average curvature at critical regions and have obtained good agreement with measured values [40,44,45]. This is illustrated in Fig. 11(a) for the case of monotonically increasing moments, up to large displacement and then unloading and in Figs. 11(b) and 11(c) for the case of cyclic bending reversals. However no satisfactory rules have yet been offered to use in practice for predicting initial stiffness. The lack of such rules and the consequent implications for practical seismic design have been discussed by Strand [51]. Strand points out that neither the degree of cracking nor the effective width of the flanges due to floor slab contribution are well defined in either the code or in available literature.

A method for computing lateral stiffness of beams under seismic excitations has been presented by Orudjev and associates in Ref. 63 and appears to give good results. However, again no clear rules are given for estimation of initial beam stiffness.

3.2.2 Beams with Flexural Critical Regions under High Shear. When nominal unit shear stress at the critical region of a framed beam exceeds  $3\sqrt{f'_c}$  (psi) ( $0.25\sqrt{f'_c}$  (MPa)), and the beam has been designed and detailed according to present U.S. seismic codes, the critical region is capable of developing maximum flexural strength and flexural deformation capacity under monotonically

increasing loads. However, this kind of critical region, under repeated moment reversals and particularly under full rotation reversals, will undergo a degradation in stiffness, and energy absorption and dissipation capacities considerably larger than the degradation of a similar critical region with very low shear stresses. Degradation in strength starts to occur as the number of similar loading cycles inducing reversal of rotation increases. Although such regions are capable of developing flexural yielding strength, an early shear failure mechanism (sliding shear) starts to develop after one cycle of full bending reversals beyond the yielding strength level. This behavior was discussed in Ref. 16 in 1972 but at that time it was pointed out that the data available was scarce. Sources given at that time include Refs. 64-67. Since 1972 significant advances have been achieved thanks to the work of many researchers. Some of the results obtained have been published and discussed in Refs. 25, 28, 37-43, 47, 62, 68-72.

A detailed discussion of the effects of high shear in flexural critical regions is given in Ref. 40. Figures 12 and 13 illustrate the results obtained from two beams, R-5 and R-6, which were tested to examine the effects of a high shear force on flexural critical regions [40]. These beams were identical except for their shear span. The shear span of R-5 was  $\ell/d = 2.75$ ; the shear span of R-6 was  $\ell/d = 4.46$ . Comparison of Figs. 12(a) and 12(b) show the pinching effect induced by high shear on the load-displacement relationship. This pinching effect resulted in a reduction in the energy dissipation capacity of more than 66 percent - (349 k./in. for beams R-5 vs. 738 k./in. for beam R-6). There was also a reduction in the plastic hinge rotation capacity from 0.036 radians to 0.026 radians.

Perhaps a better picture of the effect of high shear can be obtained from Fig. 13, which compares the shear force-shear distortion loading curves of beams R-5 and R-6 at comparable ductilities. As the deflection ductility of the loading reversals increased, there was increasingly more degradation in the shearing stiffness occurring in beam R-5 during the initial loading stages. Thus, there was a greater amount of shear distortion at comparable cycles. The value of average shear stiffness,  $K_{sh}$ , during the initial stage of loading to a  $\delta/\delta_y$  of about two was 200 k/in. for beam R-6, while shear distortion  $\Delta\delta_{sh}$  at peak loading constituted about eight percent of the total tip deflection. The corresponding value for beam R-5 were 130k./in., and about 17 percent of the total deflection. After loading reached a  $\delta/\delta_y$  of about four, the values of  $K_{sh}$  and  $\Delta\delta_{sh}/\delta$  were about 63 k./in. and 0.12, respectively, for beam R-6; and  $K_{sh}$  7 k./in. and 0.37, respectively for beam R-5.

A detailed discussion of the mechanisms involved in the observed degradation, mechanical models, and a quantitative analysis of the degradation of shearing stiffness in beam R-5 are presented in Ref. 40. Results of studies at Berkeley, and other investigators reveal that:

(1) When maximum nominal shear stress induced during inelastic reversals is high in both loading direction (e.g.  $5.3\sqrt{f'_c}$  (psi) or  $0.44\sqrt{f'_c}$  (MPa) for beam R-5 in Fig. 12[a]) the degree of shear stiffness degradation becomes very significant. For example, the shear distortion of beam R-5 constituted about 37 percent of the tip deflection as the displacement ductility reached four. In the similar beam, R-6 (Fig. 12[b]), with a maximum nominal shear stress of  $3.5 f'_c$  (psi) ( $0.30 f'_c$  (MPa)) this value was less than 13 percent.

(2) The shear resistance in cracked R/C critical regions subjected to monotonically increasing load is developed through: (a) shear stress of

uncracked concrete; (b) aggregate interlocking and frictional resistance along cracked faces; (c) web reinforcement resistance at inclined cracks; and (d) dowel action of the main steel reinforcement. As the beam is subjected to several loading reversals, flexural and/or flexure-shear cracks may develop across the entire beam section; therefore, the shear must be resisted by web reinforcement, dowel action, and aggregate interlocking and friction. The last two resistances become less effective as the crack width increases and concrete crushes in the compression zone. As a result, large shear distortion could occur and become an important source of beam deflection as well as a significant parameter in the overall behavior of the flexural member. It should be re-emphasized, however, that this degradation occurs because of the opening of the cracks induced by yielding of the main reinforcement and is therefore a combined flexure-shear type of degradation mechanism. Because bond slippage of the main reinforcing bars can contribute significantly to the opening of flexural cracks, the deterioration observed is the result of a combined flexure-bond slippage-shear type of degradation.

(3) Photogrammetric studies conducted during the tests at Berkeley reveal that, at a ductility level of four during the initial loading state, the deformation pattern in the critical region is dominated by the shear deformation at those cracks which remain open throughout the entire beam section. For this reason this behavior has been named "Shear Sliding" and the resistance mechanism "Interface Shear Transfer" [72].

(4) The recorded shear force-shear distortion diagrams indicate that after flexural yielding occurred in both loading directions, the degradation of shear resistance and the amount of shear distortion increased with the magnitude of applied load and/or deformation as well as with each repeated cycle of reversal. The possible shear degradation mechanisms include: (a) the opening of cracks due to yielding and or slippage of the main reinforcement; (b) the spalling of the concrete cover around the periphery of the flexural critical region; (c) the degradation in the stirrup-tie anchorage due to large variations in the strains where it is crossed by inclined cracks, and/or by the splitting and spalling of the concrete cover; (d) the crushing and grinding of concrete at the crack surfaces which could lead to a less effective aggregate interlocking resistance along the open cracks; and (e) the local disruption of bond between the longitudinal steel and concrete due to the dowel action along the open cracks.

(5) The shear force-shear deformation model developed in Ref. 40 offers a reasonable prediction of the shear degradation that occurred during the initial stage of loading reversals at a beam displacement ductility ratio of one, and the first reversal at a ductility level of two. The most important parameters for determining the shear stiffness degradation appear to be the aggregate interlocking along the large cracks and the dowel action of the longitudinal steel. When loading reversals were carried out at a displacement ductility of two, the aggregate interlocking resistance could not be predicted by the analytical model since it does not account for the effect of degradation due to reversals.

As pointed out by Gergely [72], who has reviewed the problem of "Interface Shear Transfer", in beams and other R/C elements (columns and walls), several approaches have been developed for the study of cyclic interface shear transfer across open cracks in concrete. In some experimental investigations [73] the crack width was held constant during shear cycling. In another study the bars were yielded first to produce the desired initial crack width

[ 74 ]. In a third approach the bars crossing the crack were stressed in tension during shear cycling; the tension was applied to obtain the desired initial crack width [ 75 ]. An important factor affecting the behavior of interface shear transfer is the amount of steel near the crack. Reinforcement parallel and close to the crack delays or prevents shear deterioration because the concrete is confined. In addition, diagonal cracks are not allowed to propagate from the crack plane and dowel splitting is restrained. The mechanism of interface shear transfer for various types of experiments is described in several papers and reports [40, 72-79]. However, the interface shear transfer mechanism under generalized (variable repeated) loading inducing large inelastic deformation still cannot be predicted accurately; more experimental studies are needed.

Experimental results have shown that the behavior of flexural critical regions under high shear stress can be significantly improved by the addition of diagonal reinforcement. This is illustrated in Fig. 14 which compares the results obtained with different types of web reinforcement [68]. The use of diagonal reinforcement is an effective means of controlling sliding shear [28, 38,39,41,68,80-83].

In a recent publication, Scribner and Wight [ 43 ] present valuable results regarding the effect of shear in beam flexural critical regions, as well as a detailed evaluation of these results and their implications in seismic resistant design. Specimens were designed with a variety of longitudinal beam reinforcement and tested using four different shear spans such that maximum shear stresses varied from  $2\sqrt{f'_c}$  (psi) to  $6\sqrt{f'_c}$  (psi) [ $0.16\sqrt{f'_c}$  (MPa) to  $0.5\sqrt{f'_c}$  (MPa)]. Half the specimens contained beam web reinforcement as specified by seismic provisions of the ACI Building code (318-71) [35] and half the specimens contained two layers of intermediate longitudinal shear reinforcement in addition to the Code-specified ties. Based on the results of these tests and in conjunction with research done by others, these authors have concluded that:

(1) The repeatability of member hysteretic behavior was related to maximum beam shear stress; (2) Intermediate longitudinal shear reinforcement provided significant increases in energy dissipation and repeatability of hysteretic response for beams with shear stresses between  $3\sqrt{f'_c}$  (psi) and  $6\sqrt{f'_c}$  (psi) [ $0.25\sqrt{f'_c}$  (MPa) and  $0.5\sqrt{f'_c}$  (MPa)]; (3) Beams with shear stresses below this range performed satisfactorily without intermediate longitudinal shear reinforcement and beams with shear stresses higher than  $6\sqrt{f'_c}$  (psi) [ $0.5\sqrt{f'_c}$  (MPa)] did not perform totally satisfactorily, regardless of the type of shear reinforcement used.

### 3.3 Seismic Behavior of R/C Coupling Beams in Shear Wall Structural Systems

In the last 10 years, significant accomplishments have been made in the study of seismic behavior of R/C coupling beams in shear wall structural systems. In Ref. 82, Paulay has made a detailed examination of the observed performance of coupling beams in coupled shear wall structural systems. He has pointed out that these beams are often deep relative to their span. Because of this, large shear forces are generated which dominate the inelastic behavior of these beams. Typically the  $V_u d/M_u$  ratio is equal to or less than unity. Thus the problem of these coupling beams is one of flexure with very high shear. Furthermore, the deformation capacity (ductility), the number of yielding excursions and the number of plastic rotation reversals that are demanded from these coupling



beams are very large when compared with those encountered in beams of ductile-moment-resisting frames (see Section 3.1).

The performance of coupling during the 1964 Alaska [5] and the 1972 Managua earthquakes demonstrated that a conventional approach to designing and detailing these beams results in poor performance. Because of the low value of the  $V_u d/M_u$  ratio, significant interaction between shear and flexure - usually disregarded in conventional design procedures - may be present.

Paulay [82] has analyzed the behavior of coupling beams that have been designed and reinforced according to conventional procedures and those that have been designed and reinforced on the premise that the shearing force in these beams resolves itself into diagonal compression and tension forces, intersecting each other at midspan where no moment is to be resisted. This last procedure results in diagonally reinforced beams. A summary of Paulay's findings are presented below. For a more detailed discussion see Ref. 82.

3.3.1 Behavior of Conventional Reinforced Coupling Beams. This type of beam is illustrated in Fig. 15(a). Paulay has analyzed the flexural and shear behavior of reinforced coupling beams. He has also analyzed the effects of reversed cyclic loading and the effects of cracking on the stiffness of these beams. His conclusions follow.

Flexural Behavior. 1. For coupling beams with a small aspect ratio, the flexural reinforcement would experience tension over the entire span of the beam. A low stress area in the vicinity of zero bending, at midspan, does not exist and this should be noted when it is intended to splice bars near the point of contraflexure.

2. The design or analysis of the critical support sections cannot be based on the customary assumptions of doubly reinforced concrete beams. Both the top and bottom reinforcement would experience tension after diagonal cracking. For this reason the beneficial effect of the compression reinforcement ductility is not available.

3. The unexpected distribution (vis a vis, conventional theory) of the internal forces suggests that a different approach to the assessment of distortions and stiffness characteristics of coupling beams is warranted.

4. In spite of the high intensity of shearing forces, the flexural bond stresses are not likely to become critical because the rate of change of the internal tension would be considerably less than that of the bending moment.

5. Because the flexural reinforcement would be in tension over the entire clear span the length of the beam would increase with the load.

6. Because both the top and the bottom flexural bars are in tension, the internal tension resultant will be located between the levels of the top and bottom reinforcement. This suggests that such beams attempt to resist the variable moments along the span by means of near constant internal forces  $T = C$  operating on a variable internal lever arm,  $z$ .

Shear Behavior. The concepts of shear resistance on which the traditional approach of designing shear reinforcement is based need to be modified for coupling beams. According to conventional assumptions, a considerable

portion of the transverse force could be resisted after diagonal cracking by arch action, because of the small shear span-to-depth ratio. However, this arch action cannot be developed in coupling beams after yielding of the web reinforcement, because the reactive shear forces at the boundaries are applied over the full depth of the beam; not in concentration form at the top and bottom surfaces. To prevent separation failure along a main diagonal (i.e. diagonal tension failure), shear must be transferred entirely by web reinforcement. Other mechanisms which might assist in shear resistance should not be relied on.

The Effect of Cracking on Stiffness. The effect of cracking on the stiffness of coupling beams may be more important in assessing the elastic response of coupled shear walls than in assessing a similar response in a ductile reinforced concrete frame. Diagonal cracking has a much larger effect on shear stiffness than flexural cracking has on flexural stiffness. Thus, diagonal cracking will have a major influence on the overall stiffness of short (small span-to-depth ratio) coupling beams in which shear distortion can dominate. Loss of stiffness due to cracking can be of the order of 85%, a quantity significant enough to be considered in the design process.

The Effects of Reversed Cyclic Loading Beyond the Elastic Limits. In conventionally reinforced coupling beams with a span-to-depth ratio of less than two, the strength and ductilities designed in earthquake resistant coupled shear walls are not likely to be attained. The load-rotation relationship shown in Fig. 15(a) indicates that only limited rotational ductility may be developed. Furthermore a sliding shear failure may result after a single large flexural yield excursion.

3.3.2 Behavior of Diagonally Reinforced Coupling Beam. The ductility and useful strength of coupling beams can be improved by placing principal reinforcement diagonally in the beam (Fig. 15[b]) instead of using the conventional steel arrangement (Fig. 15[a]). The design of such a beam can be based on the premise that shear force resolves itself into diagonal compression and tension forces intersecting at midspan where there is no moment to be resisted. Under severe seismic actions the diagonal bars can be subjected to large compression stress, and perhaps yielding that may lead to buckling, before the previously formed cracks close. Therefore it is important to have ample ties around the diagonal bars to confine the concrete inside the bars and to inhibit buckling of the diagonal steel. Figure 15(b) shows the load-rotation relationship for a beam similar to that in Fig. 15(a), except for the reinforcement arrangement. Comparison of hysteretic behavior in these two figures shows the superior response of the diagonally reinforced beams. This superior response of diagonally reinforced coupling beams has also been shown in tests carried out at the Portland Cement Association [83]. This type of reinforcement has already been used in real buildings [80].

#### 3.4 Implications of Results Obtained to Seismic Design

In the ultimate strength design, as well as in the seismic design of R/C members, it is essential to provide sufficient shear capacity in possible hinge locations to develop required flexural and deformation capacities. In seismic resistant design, it is important to assure that such regions will not fail in shear before adequate rotation is developed at a nearly constant maximum moment. It is also important that the effect of shear degradation (pinching of the hysteretic loops) on the energy dissipation capacity of these regions be minimized. To reduce the potential shear degradation in all the

critical regions, it is necessary to develop good shear resistance along the regions where large cracks might occur. The use of closely spaced stirrups and supplementary ties has proven to be effective in improving the rotation and energy capacities of R/C flexural critical regions. This is so not only because more shear reinforcement is provided, preventing formation of inclined cracks, but also because such reinforcement provides better concrete confinement and provides more effective lateral support for the longitudinal compression steel. In very short beams, however, a major crack transversing the whole section can develop between two adjacent vertical ties. Consequently, these ties cannot function as shear reinforcement. In this case, the use of inclined reinforcing bars appears to be a practical solution.

## 4. SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURAL CONCRETE COLUMNS

### 4.1 General

In several structural systems, and particularly in moment-resisting frames, there are columns which are subjected to very low axial forces; under lateral load the behavior of their critical regions is controlled by flexure. There is very little difference between the behavior of these columns and that of the beams, except that the columns are usually subjected to higher shear than the beams because they are shorter. Therefore, these columns can be classified with the beams under the general denomination of flexural members. This has been recognized by certain seismic codes like the ACI 318-71 and 318-77 [35] which specify that columns shall be designed and detailed in accordance with requirements for flexural members when: the maximum factored axial load  $P_e$  is not greater than  $0.4\phi P_b$ , where  $\phi$  is the strength reduction factor and  $P_b$  is the nominal axial load strength at balanced strain conditions.

This section of the report emphasizes behavior of concrete columns in moment-resisting space frames, which are ordinarily reinforced and whose critical regions are subjected to significant axial forces. In seismic-resistant analysis and design, a frame structure can be modelled as a planar frame and subjected independently to the horizontal component of the ground motion acting in the plane of the frame [36]. Therefore at first discussion will be limited to the behavior of columns loaded in one of the principle axes (1D). Later, the importance of three dimensional loading (3D) and particularly bi-axial loading will be reviewed.

### 4.2 Columns in 1D R/C Moment-Resisting Frames: Ordinarily Reinforced and Subjected to High Shear Forces and Significant Axial Forces

4.2.1 Experimental Studies. A review of the work carried out up to 1972 is given in Ref. 16. Since 1972 there have been many investigations of the behavior of columns subjected to seismic excitations. Work carried out between 1972 and 1977 has been reviewed in a series of papers [25, 28, 47, 72, 84] presented at the Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction [17]. Recent work on columns is discussed also in Refs. 85-92. Despite these studies and some significant improvements in understanding behavior of columns, some of the problems whose solutions were unknown in 1972 [16] still have not been solved. For example, some very few studies have been conducted on the behavior of columns subjected to combinations of tension and bending induced by generalized cyclic excitations. Such studies would be especially relevant because during an extreme earthquake the axial forces in columns can be lowered to values that can crack the concrete throughout the sections, especially when there are large creep and shrinkage effects. Research in this area is urgently needed because the importance of interface shear transfer in members in tension has not been examined as pointed out by Gergely [72].

The importance of such studies is illustrated by a simple example. A 16 in. by 16 in. (400 mm by 400 mm) column with eight #9 bars, when subjected to pure tension such that the stress level in the bars approach yield, will develop crack widths of about 0.02 in. (0.5 mm). Such cracks usually form at ties and therefore the ties closest to a crack would be one tie spacing away. In the absence of transverse reinforcement close to the crack, the reversed cyclic interface shear transfer capacity for such crack widths might vary from 200 to 300 psi (1.4 to 2.1 MPa); and considerable slip and crack deterioration may occur at lower stresses. The dowel capacity of the bars

is equivalent to only about 50 psi (0.35 MPa), thus sliding shear distress is possible in columns subjected to tension. For a given interstory relative displacement of, say 0.5 in. (13 mm), the compression columns would also have to distort the same amount and could undergo damaging sliding shear displacements. A slip of less than about 0.05 in. (1.3 mm) is already harmful; such a slip is quite conceivable considering the relative magnitudes of approximate sliding shear and column lateral stiffnesses [72].

All the available data have been obtained under excitations which produce compressive axial forces, shear, and bending in only one main plane of the element. Since columns are usually subjected to biaxial shear and bending, there is an urgent need for experimental and analytical studies of the inelastic behavior of columns under the combined effects of axial force and biaxial shear and bending. Also, during extreme earthquakes tension forces can be developed due to overturning moments and the vertical component of acceleration. Therefore it is of paramount importance to carry out studies on columns in which the axial force is varied from compression to tension. To the best of the author's knowledge, the only experimental work on the effect of varying axial force in columns has been carried out in Japan [142] and more recently at the University of Texas. These studies will be discussed later.

The columns are still the elements most susceptible to failure in destructive seismic ground motions. This has been demonstrated by inspection of damage in many recent earthquakes. In Ref. 93 Aoyama discusses the causes of shear failure of columns and countermeasures taken in Japan. The causes of such failure can be found, the author believes by: (1) Analyzing present methods of evaluating column action during severe earthquakes, and estimating the range of demands placed on columns; (2) Studying the sensitivity of the nominal unit shear stress to the main factors involved in its computation; (3) Comparing this sensitivity with the values specified by present seismic codes.

Park [25] and Paulay [47] discuss the problems encountered in estimating the column actions and therefore in formulating a design procedure that will give an acceptable degree of protection against undesirable behavior.

To illustrate the sensitivity of the nominal unit shear stress to the main factors involved in its computation the following equation compares the probable realistic value of the maximum nominal unit shear stress,  $v_{\max}^R$ , with the value given by ACI or UBC codes  $v_u^C$  [35, 36].

$$\frac{v_{\max}^R}{v_u^C} = \frac{M_{\max}^R}{M_u^C} \frac{L_c^R}{L_c^C} \frac{\phi_V^C}{\phi_{(M,P)}^C} \frac{(b_w d)^R}{(b_w d)^C} \quad (1)$$

where:

- $M_{\max}^R$  = Maximum moment that can be developed in the real column
- $M_u^C$  = Ultimate moment capacity computed according to code provisions

- $L_C^R$  = Actual distance between critical regions where  $M_{max}^R$  developed
- $L_C^C$  = Nominal clear height of the columns assumed in the analysis and design of column
- $\phi_V^C$  = Code strength reduction factor for shear
- $\phi_{(M,P)}^C$  = Code strength reduction factor for columns
- $(b_w d)^R$  = Actual size of columns
- $(b_w d)^C$  = Assumed size of columns used in code equations for estimating  $v_C^C$

In eq. 1, the  $M_{max}^R / M_U^C$  can be expressed as:

$$\frac{M_{max}^R}{M_U^C} = \frac{f_{s \max}^R}{f_y^C} F \left[ \frac{P^R \text{ \& } M_{max}^R}{P^C \text{ \& } M_U^C} \right] \quad (2)$$

where:

- $f_{s \max}^R$  = Maximum steel stress that can be generated
- $f_y^C$  = Code specified yield strength
- $P^R$  = Actual axial load action on section where  $M_{max}^R$  is generated
- $P^C$  = Axial load estimated based on code force acting on section where  $M_U^C$  is computed

Considering that  $f_{s \max}^R$  can be up to twice  $f_y^C$  and  $F \left[ \frac{P^R \text{ \& } M_{max}^R}{P^C \text{ \& } M_U^C} \right]$  can also

be considerably larger than one, either because  $P^R$  is a compression force smaller than the  $P$  corresponding to the balanced point but larger than the assumed or estimated  $P^C$  or because  $P^R$  can be a tension force decreasing the actual shear resistance, the value of the  $M_{max}^R / M_U^C$  can be larger than two. Additionally, because of the actual effects of lap splicing and/or nonstructural elements, the value of  $L_C^R / L_C^C$  could be larger than one, the  $\phi_V^C / \phi_{(M,P)}^C$  is 0.85/0.70 (ACI 318-71), and  $(b_w d)^R / (b_w d)^C$  can be larger than one.

Therefore the real nominal unit shear stress,  $v_{\max}$ , can be four or more times than the value obtained using code procedure  $v_u^C$ ; the value for which the shear reinforcement was designed. Thus it is not surprising that many of the frame failures observed have been due to shear failure of the columns. Therefore there is a need to conduct statistical studies of the value of  $v_{\max}^R / v_u^C$  in existing buildings.

4.2.2 Experimental Research and Development in Japan. Ohmori in Ref. 84 points out studies in Japan where the behavior of columns was investigated in order to improve the design and construction of real R/C structures. Among the important experimental findings of the research, the following deserve special mention.

Newly Developed Transverse Reinforcements--The three types of lateral reinforcement shown in Fig. 16 (a), typical of present construction, were tested, considering three levels of reinforcement ratio for each type. The results reviewed in Ref. 16 and summarized in Fig. 16(b) show the advantages of tied (type A) and spiral (type S) columns when compared with hooped columns (type J). However construction of tied columns presents some difficulties. Therefore, new types of transverse reinforcements that could offer good confinement and could be easily fabricated were sought [142]. A combination of spiral and hoop reinforcements was developed which was named the KS type. It showed ductile and stable hysteretic behavior similar to that observed for tied columns (Fig. 16[b]). Figure 16(c) shows the different types studied and Fig. 16(d) shows the results obtained. It is clear that the KS type columns showed the most stable and ductile behavior. The other two types which showed good behavior for the same reinforcement ratio, were the spirals (S) and the tied (T) arrangements.

Splices of Large Size Re-Bars--In the lower story columns of tall buildings it becomes necessary to use large size rebars. In this case the use of lap splices offers serious difficulties. Various types of welded and sleeve joints were tested. Among the most effective in the sleeve category were the squeezed joint, and the Caldwell joint [94].

Very little information is available on the behavior of lapped splices. As pointed out by Gergely [72] impact type tests of splices showed an increase in splice capacity and stirrups enhance the toughness and ductility of splices. Research is needed on the behavior of lapped splices and mechanical splices at high-level load reversals.

4.2.3 Concluding Remarks Regarding Experimental Studies. From analysis of results obtained in different investigations up to date it can be concluded that:

(1) Short R/C columns, if designed and detailed to satisfy code recommendations for ductile moment-resisting frames [36] can develop moderate inelastic deformation prior to either a brittle shear failure or significant shear degradation, when subjected to high constant axial loads and to cyclic shear reversals. The word moderate should be emphasized. It is felt that the inelastic deformation capacities found in the investigations (particularly in Ref. 88) would prove adequate when compared to the magnitude and nature of inelastic deformation demands that may be expected for columns that are components of frame systems designed on the basis of a weak girder-strong

column philosophy. However, these deformation capacities may be insufficient when compared to the magnitude and nature of deformation demands that may be expected in frames designed with soft stories. Furthermore, the above observations are valid for cases where there is essentially no fluctuation in axial force. The change from a ductile shear-compression failure mode in columns with certain axial compressive force to a brittle diagonal tension mode in similar columns in which the axial load decreased, suggests the need to investigate the inelastic behavior of short columns in which the axial force varies. The axial force should be varied with shear reversal from a maximum compression to either a tension value or a smaller compression.

(2) A comparison of analytical and experimental shear strengths indicates that code shear capacities are adequate if actual mechanical characteristics are used. However, if the expected inelastic deformations are higher than those used in the tests, these code provisions may be inadequate. The concrete degradation associated with large inelastic cyclic deformations will result in an entirely different state than that on which the code recommendations are based. To develop such large deformation and still maintain shear strength, the contribution of concrete should be ignored unless the core concrete can be kept effectively confined, even under the largest deformation.

(3) Comparison of the behavior of columns subjected to different deformation histories demonstrates that cyclic deformation reduces the maximum inelastic deformation a member can experience in a given direction. This fact should be kept in mind when design is controlled by inelastic deformation demands. It will be necessary to specify not only the deformation level that is expected, but also the number and type of reversals (partial, full) expected. The magnitude of the nominal shear stresses developed in some of the columns tested show that moderate ductile behavior and high shear stresses are compatible. However, it is necessary to provide sufficient and properly detailed transverse reinforcement.

(4) A comparison of the behavior of columns with different types of transverse reinforcement indicates that the circular spiral is more effective in maintaining a member's shear strength. Its continuity and relatively close spacing provide excellent confinement for the core concrete and restrain the width of inclined shear cracks. However, the close spacing of the spiral, and the fact that it is responsible for significant spalling through the height of the column, reduces the area of concrete with the longitudinal reinforcement and thus contributes to bond deterioration along this reinforcement.

4.2.4 Analytical Prediction of the Hysteretic Behavior of Columns. Many attempts have been made to predict the hysteretic behavior of columns, starting from the mechanical characteristics of the materials used and following the classical approach of continuous mechanics. In Ref. 88 Zagajeski and Bertero discuss different methods and models that have been used, and the difficulties encountered in predicting the hysteretic behavior. Perhaps an easier approach is to directly model the load-deformation relationship as was done by Atalay and Penzien for flexural members subjected to high shear [95, 96]. This was done also by others [98] using a degrading trilinear model for the restoring force-deformation characteristics of reinforced concrete structures failing primarily in flexure. Jirsa in Refs. 28 and 97 reviewed the analytical work done in modeling behavior of columns and classified these different models in two categories: "conceptual model" and "element or filament model". An example of good agreement obtained by using conceptual models is shown in Fig. 17(a).



In 1977, after reviewing analytical studies, Gergely [72] concluded:

(1) Many researchers have used various types of idealizations and hysteresis rules in nonlinear analyses and have shown that good results can be obtained when the idealizations directly correspond to the system being modeled. In most cases, however, not all modes of stiffness deterioration were included in the analysis and in the corresponding tests. Significant advances have been made in system identification techniques that allow the determination of stiffness properties from test results, or enable linearization of non-linear systems. Most nonlinear analyses are too complex for design use but they are helpful in identifying the effects of various factors as well as in aiding in the planning of test programs.

(2) Many factors affecting nonlinear response have not yet been isolated or studied sufficiently. Therefore, most analyses are reasonably accurate only for the test program for which they were derived. If other factors modify the behavior or if a different type of loading is applied, the agreement between analysis and test is generally poor, especially after two or more load cycles.

#### 4.3 Hysteretic Behavior of Columns under Three Dimensional Loading

An earthquake ground motion at the foundation of a structure has six simultaneously acting components: three translational and three rotational. Thus, the columns in a space frame are subjected to three dimensional (3D) loading components, which will vary with time during dynamic response to the ground motion. This is particularly true in the case of exterior columns in a space frame. In the case of interior columns the variation of axial force during the earthquake might not be important and therefore, although there is a state of 3D-loading, only the biaxial bending and shear will vary with time. It is common to refer to this as a case of biaxial bending or two dimensional (2D) behavior, although strictly speaking a 3D-state of loading exists even for a 2D ground motion.

In 1972 the author pointed out the lack of data regarding the 3D behavior of columns [16]. As a consequence of damage from the 1968 Tokachioki and 1971 San Fernando Earthquakes, several studies were conducted to see if it was possible to analytically predict such damage. Most of these analytical studies were based on the conventional planar behavior of the structural elements. Since these studies did not successfully justify the observed damage, and since there was evidence of biaxial bendings in certain columns, particularly in the case of the main buildings of the Olive View Hospital, analytical studies of the effects of 2D ground motions were started.

4.3.1 Analytical Studies on the Effects of 2D Ground Motions and Biaxial Loading on Columns. Japanese and American researchers have conducted a series of analytical studies on the effects of 2D ground motions on columns. The analytical work of Takizawa and his associates in Japan [99] and Pecknold and his associates in the U.S. [100] deserves special mention.

In Ref. 99 Takizawa concludes that "The margin of safety against collapse of R/C structures is very small when the effects of biaxial response, deteriorating ductility, and gravity are all combined. In Ref. 100 Pecknold and Suharwardy review the analytical work conducted until 1977 and summarize the findings as follows:

"2D excitation of single mass systems produces a greater period shift, which in turn can lead to larger displacement response, depending to some extent on the initial system period. Gravity loads acting through the increased lateral displacements may cause collapse. Although details of input motion and shape of hysteresis curve play a role, they do not appear to decisively influence the general trends. The combined effect of correlation of the orthogonal components of response and of inelastic interaction generally appears to increase with relative strength of the excitation. 2D ductilities about twice as large as 1D ductilities are typical at 1D ductilities of about 5 or more.

Since the effect of gravity load is consistent, an examination of responses without the P- $\delta$  effect is sufficient to indicate possible problems. Two criteria are useful for this purpose: 1D ductility demand and system period. The most important indicator is the 1D ductility demand calculated from a one-dimensional inelastic response analysis. If the system strength is sufficient to restrict the 1D ductility demand to about two, no difficulties should occur. In conjunction with this, however, the system period should be taken into account, since the consequences of a slight underdesign are more serious for short period (stiff) systems than for long period (soft) systems.

Frames resisting seismic loads in both horizontal directions should be designed so that column deformations do not substantially exceed "yield". An important factor not accounted for by response studies of single mass systems is the distribution of inelastic deformation between girders and columns in space frames. This distribution is different for 2D motion than for 1D motion, since columns may yield sooner in 2D motion. The few results available for multi-story structures indicate that 2D motion increases column response ductility demand and decreases girder response ductility demand. While a varying axial load does produce large changes in the lateral restoring force-deformation characteristics of a single column, when these characteristics are averaged over several columns in a story, the effect on the total lateral force-deformation resistance curve for the story appears to be slight. The influence of ground motion characteristics should be more thoroughly explored. Besides duration and general intensity level of the excitation, the relative strength of all components is important. Extensive work remains to be done along these lines."

Jirsa, et al. presents a thorough review not only of analytical work in this field but also of the experimental studies that have been conducted until 1978 [97]. In reviewing the analytical work, Jirsa, et al., classified the proposed models into two categories: conceptual; and element or filament models. They then summarized the models, applications, advantages, and disadvantages. One of the main problems in conducting experimental studies is the selection of realistic loading histories. The problems discussed for 1D models are increased considerably because of the many possible combinations of the path of the two components.

4.2.2 Experimental Studies. These studies can be classified as studies of flexural behavior and shear behavior [97].

4.3.2.1 Flexural Behavior. Takizawa and Aoyama [98] conducted some experiments and compared their test results with analytically predicted values on a conceptual model. Measured and analytically predicted response for unidirectional and 2D loading histories are shown in Fig. 17: The measured and analytical responses for the square (or diamond) loading history (Fig. 17[b])

are shown in Fig. 17(c). Note that the general shape of the measured curves is predicted by the analytical procedure. However, the magnitude of forces tends to differ, particularly at the largest deformation level, where the measured forces were considerably less than the predicted ones. This is apparent in the plot of the experimental and analytical force orbits shown in Fig. 17(d). The force orbit represents the locus of forces in the principal directions produced by the deflection orbit shown in Fig. 17(b).

Takiguchi and Kokusho [101], presented a summary of results from 26 specimens subjected to biaxial bending moments. The specimens were small, 10 cm. and 15 cm, square cross sections. The experimental results were compared with analytically predicted values using a finite filament model, and good agreement was found. Takiguchi and Kokusho concluded that "The influence of bending moment about one axis due to dead load on hysteretic characteristics about the other axis should be taken into consideration when conventional seismic resistant design methods (i.e. methods in which lateral forces are applied independently in two directional orthogonal to each other) are used for reinforced concrete columns."

Okada, Seki, and Asai [102] compared experimental results with the analytically predicted ones using a finite element model, and concluded that their analytical model simulated behavior reasonably well. As the severity of the 2D loading increased, the measured response clearly indicated the deterioration of strength and deformability of the columns.

Effect of Axial Load on Flexural Behavior As pointed out by Jirsa [97], the effect of axial load in the above studies was not significant. However, in the specimens tested the axial load was small or zero and remained constant throughout the 2D moment or lateral loading history.

4.3.2.2 Shear Behavior under 2D Loading. From the point of view of seismic resistant design, the ideal frame system would be one of which column hinging is prevented. This is not usually economically feasible. However, an acceptable degree of protection against premature yielding and excessive hinging should be attempted [20, 25, 47]. This design philosophy implicitly requires that shear failure be prevented or delayed so that the column may dissipate, by flexure yielding, an energy larger than that demanded by the most severe earthquake. This degree of protection against shear is not always easily achieved in practice, when columns are loaded in 2D.

As pointed out by Park [25], "The diagonal shear force resulting from biaxial bending in two-way frames due to concurrent seismic loading should be considered in design". The shear strength of rectangular column sections loaded along a diagonal has received little attention in the past. Tests have been conducted recently in New Zealand [103] on four reinforced concrete members with a 16 in. (406 mm) square section subjected to uniaxial or diagonal shear force and flexure with no axial load applied. Two arrangements of overlapping hoops were used. The difference between the diagonal shear strength and the uniaxial shear strength of identical specimens was zero for one pair and 3% for the other pair. The result is not surprising, since, although for diagonal shear the component of transverse bar forces in the direction of the shear force is smaller, the diagonal tension crack has a greater projected length and therefore intercepts more transverse bars: these effects compensate each other [25].

Jirsa and his associates have started an extensive experimental program

on the effect of high shear on columns [97, 104]. The primary variable is the loading history. The geometry of the specimens is the same for all tests. The column is a stiff element (12 in. square, 36 in. long) framing into fixed ends representing a stiff floor system. Two series of tests, (one with no axial force and the other with varying axial load), have already been carried out and reported by Jirsa and his associates [97, 104].

2D Behavior - No Axial Load Figures 18(a) and 18(b) compare the lateral force-deformation curves for two tests. In one test, the load history was applied in 1D, in the other it was applied in 2D following a square deflection path. The force-deformation relationships are shown for a principal axis of the column. Such a comparison indicates a severe reduction of capacity due to prior or simultaneous loading in the orthogonal direction. This is shown by the force orbit in Fig. 18(c), for the specimen subjected to a square load path. If, under 2D loading, the resultant force ( $V_R = V_N^2 + V_{EW}^2$ ) is plotted against the resultant deformation or the radial deformation from the original position ( $\Delta_R = \Delta_{NS}^2 + \Delta_{EW}^2$ ), differences between 1D and 2D response are not as large (Fig. 18[d]). Jirsa and his associates [97] pointed out that, while a great deal of additional testing will be needed to qualify the response, results to date indicate that 2D response "may be well correlated to resultant force-resultant deformation behavior regardless of the deformation path".

Otani, of the University of Toronto, Canada has recently started an experimental program to investigate the effects of 2D deformation on columns. He has reported the results from tests of two relatively slender columns (12 x 12 x 60 in.) [105]. Because of early fracture of the longitudinal reinforcement at the welding in a critical region, no data has been obtained under cyclic loading requiring large inelastic deformations. From the results obtained, Otani concluded that:

(a) An effect of biaxial lateral load reversals on the behavior of reinforced concrete columns was evident prior to the tensile yielding of longitudinal reinforcement;

(b) The effect of biaxial lateral load reversals was relatively small, in the specimens tested, after the tensile yielding of longitudinal reinforcement;

3D Behavior with Varying Axial Load As "mentioned above, more research on the effects of varying axial load on column behavior is needed." (research to date has been reported by Ohmori [84], Kokusho, et al. [106, 107], and Jirsa and associates [97]). The experiments in Japan were conducted under uniaxial bending; the work done by Jirsa was under biaxial bending. Jirsa concluded that while constant compressive loads had a slight influence, constant tensile loads had a greater influence on columns subjected to biaxial bending in comparison to an axially unloaded column subjected to biaxial bending. In particular, under cyclic biaxial bending, compressive loads increased the shear capacity slightly and tensile loads substantially reduced the stiffness of the column and the shear capacity at low load. However this reduced shear capacity did not deteriorate, even under large lateral deformation. Additional tests were conducted with 2D lateral loadings and axial load variation; however, the trends are not significantly different from those under constant tension or compression. Axial loads appear to have an influence on response only while the load is on the structure and do not influence subsequent response. This is quite different from lateral loading where loads in one direction influence subsequent response in the orthogonal

direction. It should be noted that since columns were short, the P- $\delta$  effect was negligible.

#### 4.4 Concluding Remarks

Although there have been many advances in understanding column seismic behavior most of these have been for columns under uniaxial bending and shear. Several analytical methods and models have been suggested for the prediction of real behavior of columns. However, most of these models are reasonably accurate only for the test program for which they were derived. If other factors modify the behavior or if a different type of loading is applied, the agreement between analysis and test is often poor, especially after two or more load cycles beyond yielding of reinforcement. Furthermore, most of the models are too complex for use in analysis or design practice. However, they are needed to do parametric and sensitivity studies, thus helping to: identify the importance of various factors; and aid in the planning of comprehensive experimental programs.

The Building Research Institute in Japan recently reported the result of 140 tests carried out during 1973-1976 [108]. "This report presents some of the most comprehensive information available on the behavior of R/C elements". Thorough analyses of this and other data will permit the improvement of present seismic design of columns.

Present seismic code provisions regarding detailing of columns appears to guarantee sufficient ductility to resist moderate demand of inelastic deformations if these take place in just one of the principal planes. However, during an earthquake a column can be subjected not only to biaxial bending but also to varying axial force. Although there have been some studies of these problems, there are many more factors influencing behavior for 3D than for 1D response. Therefore, it is not surprising that few advances have been made and that some of the results obtained do not, apparently, agree. It appears that bending and shear reversals in the two lateral directions increase the degree of stiffness deterioration under uniaxial bending. There can also be a significant decrease in strength and energy dissipation if the axial force can be a tensile force when large bending and shear exists. A practical solution to minimize the problems that tensile forces can create in columns has been developed by the Kajima Corporation [84, 94]. The outer columns of the first 5 stories of a modern 18 story building were post-tensioned.

No analytical model has been developed for predicting the behavior of columns under cyclic 3D loading inducing high shear and variable axial load. Some experimental programs have been started to gather the data necessary to formulate such a model. This model is needed to carry out realistic analysis of the actual performance of real reinforced concrete structures under seismic ground motion.

## 5. SEISMIC BEHAVIOR OF BEAM-COLUMN JOINTS

### 5.1 General

Efficient seismic resistant design may be achieved through predictions, or at least visualization of the structure's mechanical behavior under the excitations which it may be subjected to during its service life. To facilitate this prediction, the ideal would be to test real structures under such excitations. Since such tests are not economically feasible, basic structural components have been investigated separately. In the case of moment-resisting frames, the beams and columns have been investigated. Significant data on behavior have been obtained, and analytical methods of prediction have been formulated and used. Therefore the question is: Can the response of the whole structure be predicted from the independent behavior of its components? Because of the interactions between these members, it is necessary to have information regarding the behavior of certain structural subassemblages. The author has discussed this problem in detail in Refs. 16 and 26.

Figure 19 illustrates the basic subassemblages of a moment-resisting frame whose behavior is essentially planar. Note that the beam-column joints are included and that there is distinction between the exterior and the interior beam-column joints. As will be discussed later, the actual subassemblages should be 3D and should consist of at least: a column; beams framing into the columns in two orthogonal directions; the joint between these two elements; and the floor slab they support. The behavior of these subassemblages should be studied under 3D loading conditions.

Because a failure of the joint means a failure of the column, ideally the joint should be the strongest and the stiffest element of the basic subassemblage. In the past this usually has been so. Surveys of earthquake damage usually show no evidence of joint failure, except in cases of very poor detailing and construction. However, because of numerous failures in beams, and particularly in columns, recent seismic codes have much more stringent requirements regarding design and detailing of these two elements. Therefore the author believes that the joint may become the weakest link in the subassemblage. This belief has been corroborated by recent experimental results in laboratories and in the field. In many cases, although there is no visible sign of distress in the joint, it has failed internally with a loss of the required anchorage to the main reinforcing bars of the beams and/or columns.

Current knowledge of the behavior of joints subjected to forces in one principal plane of a space frame is reviewed below. Following this is a more general discussion of the problem of joints in a space frame loaded in three directions.

### 5.2 Beam-Column Joints in Planar Frame System

In Ref. 16, the author made the following observations:

(1) Types of specimen: Subassemblages like those indicated in Fig. 19(a), where part of the floor slab is reproduced and gravity forces are applied through this slab, should be tested.

(2) Method of Testing: All tests must have a standard loading arrangement and sequence. The proper loading sequence can only be obtained by integrating analytical and experimental studies. The usual sequence of

loading is that of gradually increasing the peak value of the load or deformation (Fig. 5[b]). This method can be conservative or not, depending on what element controls the behavior of the subassemblage. If the behavior is controlled by the beam or column, this loading sequence will give upper bounds for strength and energy absorbed and dissipated. If a lower bound is desired, it is best to use a sequence starting with large peak load and deformation cycles. However, if a weak panel zone controls the behavior, the gradually increasing load sequence will give a lower (conservative) bound. Another important consideration is the magnitude of peak deformations in each cycle and the number of cycles to which a specimen should be subjected. The magnitude of the peak deformation and number of cycles to which the specimen should be subjected depends on the type of construction as well as on the type of earthquake. Again, only integrated analytical and experimental studies can give correct answers.

(3) Overall behavior: Stiffness degradation observed with reversal of loading is considerably larger than that obtained for critical regions under pure flexure, or bending and low shear forces. The major factors contributing to this degradation for exterior beam-column connections appear to be: diagonal cracking in the joint; crushing of the concrete around the curved portion of the anchorage of the beam-column reinforcing bars; and grinding of the concrete in these regions and along the diagonal cracking, which increases with the number of cycles. No reliable method exists to predict the quantitative effect of these factors on the joint. Thus, there is a need for research on the behavior of joints under repeated reversal cycles. Behavior of interior beam-column connections also should be more thoroughly investigated than it has been to date.

(4) Seismic design: For exterior beam-column connections, premature failure of the joint can be avoided by beams or stubs framing into all four faces of this zone. If this is not possible it is advisable to: (1) use large numbers of small diameter bars for beam reinforcement rather than a small number of large-diameter bars; (2) use steel with a low yielding strength and a large plastic plateau or low strain-hardening modulus of elasticity; (3) use the widest possible column to increase length of anchorage, or extend the anchorage of beam bars into a concrete stub added in the outer face of the column; (4) design the shear reinforcement of the panel zone, neglecting the concrete's contribution in resisting shear and considering the maximum actual stress that can be developed in the reinforcing bars, including strain-hardening characteristics.

Some of these observations are still valid today, and some of the problems still remain, although beam-column joints in planar frames have been studied in many countries since 1972. Experimental results up to 1977 [25,28,39,42,47,84,85,109-116] and their implications have been discussed by Park [25], Jirsa [28], Paulay [47], and Ohmori [84] during the workshop held at Berkeley [17]. The results of these studies have been incorporated in a series of recommendations [15,16] and even in new seismic code provisions [12,14]. Although some of these recommendations have been questioned [117,118], there is no doubt that overall they are a step toward more efficient seismic resistant joint design.

Since 1977 new studies have been conducted on beam-column joints; some of which are reported in Refs. 29, 43, and 119-124. However, all these studies have been concerned with joint strength. There has been very little improvement in predicting stiffness, stiffness deterioration, and deformation

capacity of reinforced concrete joints. These problems will be discussed later.

Following is a summary of results from the above studies, and application of these results to seismic resistant design, starting with a suggested design criteria for the joints. Exterior joints are distinguished from interior joints. The summary is based on results and discussions in Refs. 25, 28, 39, 47, 119 and 124.

5.2.1 Design Criteria of Beam-Column Joints. Paulay in Ref. 47 suggested the following design criteria for joints in ductile moment-resisting space frames:

- (1) The strength of a joint should not be less than the maximum strength of the weakest members it connects.
- (2) The capacity of a column should not be jeopardized by possible strength degradation within the joint due to inelastic cyclic displacements of a frame.
- (3) A joint should not be a prime source of energy dissipation.
- (4) During moderate seismic disturbances a joint should respond within elastic limits so that no repair would be necessary for these inaccessible areas of the structure.
- (5) The joint reinforcement that will ensure satisfactory performance should not present undue construction difficulties.

Although most researchers and designers agree with the above design criteria, approaches for practical design and detailing of joints vary considerably [25,28,47,116,118,124].

5.2.2 Exterior Beam-Column Joints. As Park [ 25 ] points out, an analysis of the forces acting on an external beam-column joint of a reinforced concrete frame (Fig. 20) and of the associated cracking shows that the bond conditions for the longitudinal beam and column bars are unfavorable because: (a) large steel forces need to be transferred to the concrete over relatively short lengths of bar; (b) flexural and diagonal tension cracks are present which will alternate in direction during cyclic loading; and (c) bond deterioration will occur during cyclic loading. For example, if the outer column bars are near to yielding in compression above the core and are yielding in tension below the core, approximately twice the yield force of the bar needs to be transferred to the joint core by bond over the depth of the core. The extremely high bond stresses so induced, and the anchorage forces from the beam bars, can result in vertical splitting of the concrete along the outer column bars. Thus the concrete cover over these bars spalls easily, particularly when heavy horizontal ties are used. This spalling may extend beyond the joint area, significantly reducing the flexural strength of the column, leading to hinging in the column rather than in the beam [ 42, 124 ]. Therefore, it has been suggested that the computation of column strength should be based on the strength of the column core area only [ 124 ].

If plastic hinging occurs in the beam at the column face, the anchorage of beam steel should be considered to commence within the joint core at one-half the column depth or ten bar diameters, whichever is less, from the face of the column where the steel enters. An anchorage block, in the form



of a beam stub at the far face of the column where the longitudinal beam bars can be anchored (Fig. 20[c]) has been shown to improve joint performance and is being used by some designers in New Zealand. The maximum diameter of longitudinal column bars should not exceed 1/20th of the beam depth for steel with  $f_y = 40 \text{ ksi} = 275 \text{ MPa}$  or 1/25 of the beam depth for steel with  $f_y = 55 \text{ ksi} = 380 \text{ MPa}$ .

It is recommended that the nominal shear stress,  $v_c$ , carried by the concrete shear resisting mechanisms in the joint core should only be taken into account if the compressive load on the column exceeds  $0.1f'_c A_g$ . The degradation of shear carried by the concrete occurs due to repeated opening and closing of diagonal tension cracks in alternating directions and full depth cracks in the beam which results in the beam compression being transferred into the joint core by bond. The ACI 318-71 [35] assumption at 45° cracking is difficult to justify since the cracking will be parallel to the diagonal compression strut which runs from corner to corner. Hence, the design horizontal shear force in Fig. 20(a) is  $T-V'$ , where  $T$  is the force in the beam bars enhanced for overstrength and  $V'$  is the column shear force. This design shear force should be resisted by the concrete, if the compressive load exceeds  $0.1f'_c A_g$ , and by the force in the horizontal shear reinforcement which crosses the corner to corner crack. Vertical shear reinforcement should also exist in the form of vertical column bars around the perimeter of the column section (spacing not to exceed 6 in. (150 mm), with at least one intermediate bar between the corners. Such vertical bars are necessary to help transfer vertical shear forces. That is, four bar columns should not be used. A procedure for the design of vertical shear reinforcement has been developed [125].

The use of all these rules could lead to very conservative joint construction, but until new data is available, such requirements should not be relaxed.

**5.2.3 Interior-Beam-Column Joints.** Until 1972, relatively little attention was paid to interior-beam-column joints. This could have been due to the philosophy of some seismic codes regarding anchorage of the beam bars in this joint. For example, the commentary of ACI 318-71 and even ACI 318-77 [35] states, "The code does not require anchorage calculations for top and bottom reinforcement continuous through beam-column connections except for anchorage within each flexural member". The argument given is that "reverse loading tests of interior connections conforming to ACI 318-71 provisions show that the advantages of continuity offset any theoretical deficiencies in embedment length within the connections". Bertero and Popov, in Ref. 39, have questioned the soundness of this provision, because the slippage of the longitudinal beam reinforcing bars through the joint can lead to deterioration of the subassembly's energy dissipation capacity. The importance of this degradation is illustrated in Fig. 21, which shows test results for one specimen [39,41].

Using the third-floor framing in a 20-story moment-resisting reinforced concrete building as a prototype, a half-scale subassembly with an interior joint was designed (Fig. 21[a]). In this subassembly, inelastic action was to develop in the beams, i.e., the design philosophy of strong columns-weak girders was followed. The beams were reinforced in exactly the same manner as beam specimens of a half-scale cantilever series of experiments (Fig. 21[b]) [40,69]. The testing arrangement for the cross-shaped specimen was such that an axial column force, as well as vertical forces at the ends of the beams, could be applied to it. Whereas the top hinge of the

subassembly remained fixed in position, the other three hinges could be displaced horizontally upon application of a horizontal force at the lower hinge. At large displacements of the lower hinge, the P- $\delta$  effect caused by the vertical load in the column was significant.

Eight similar subassemblies have been tested to date. A brief discussion of the major results follows. One of the cantilever specimens was tested under a monotonically increasing load. The lateral load-deformation relationship (H vs  $\delta$ ) is shown in Fig. 21(c). From this figure, it can be seen that the curve is of the softening rather than the strain-hardening type. This is as to be expected from the results obtained with the beams, Fig. 21(b) together with the added P- $\delta$  effect. The significance of the P- $\delta$  can be noted from the comparison of the two curves shown in Fig. 21(c). Besides the H-curve, there is another one for the equivalent story shear,  $H_{eq}$ , which is related to the measured story shear by the relationship,  $H_{eq} = H + P\delta/h_{col}$ .

In Fig. 21(d), an analytic hysteretic loop is compared with the experimental one of Fig. 21(c). The agreement for the monotonically increasing story shear is excellent. However, large discrepancies can be noted during the loading in the reverse sense and these discrepancies become greatly magnified during the initial reloading of the second cycle. The following questions therefore arise:

(1) Why is there such a sharp degradation in strength during the first reversal, after just the first loading to a displacement ductility ratio of 4.5?

(2) Why is there such a pronounced degradation in stiffness during the first reloading, after just one cycle of a full reversal?

Since nominal shear stress developed in the beams was small [on the order of  $3\sqrt{f'_c}$  (psi) ( $0.25\sqrt{f'_c}$  (MPa))], similar to that induced in the cantilever beams of Fig. 21(b), it is clear that the observed degradation was not the result of shear in the beams. The main reason for this behavior was the slippage (pull-out) of the beams' main longitudinal reinforcement along the column joint. This is clearly shown in Fig. 21(e) where the sum of the measured pull-out and push-in of the steel bars is plotted.

The effect of repeated load reversals can be seen from the results presented in Fig. 21(f). These results were obtained from tests conducted on the specimen used in obtaining the results of Fig. 21(c) after it was repaired by injecting epoxy into the cracks. Although it was possible to achieve the strength attained during the first loading of the virgin specimen, this strength was achieved at a considerably greater deformation. During the second cycle, there was a large drop in strength from the first peak deformation reached during initial loading. As the number of cycles increased, both resistance and stiffness dropped as a result of bond deterioration along the embedment length of the beam bars.

Recently, there have been many studies of the interior joint [25,47, 114,117-123]. Many of the points made regarding exterior beam-columns apply to interior beam-column joints. In discussing ways to improve seismic behavior of interior joints, Park [25] points out that:

(1) When plastic hinging occurs in the beams at the column faces, it is recommended that the maximum diameter of longitudinal beam reinforcing

bars should not exceed 1/25th of the column depth for steel with  $f_y = 40 \text{ ksi} = 275 \text{ MPa}$  or 1/35th of the column depth for steel with  $f_y = 55 \text{ ksi} = 380 \text{ MPa}$ . The diameters of longitudinal column bars are limited as for exterior joints.

(2) The degradation of shear strength with cyclic loading occurs in the joint core for the same reason as in exterior joints. Repeated opening and closing of diagonal tension cracks, and full depth cracking in the beam at the column face, lead to a reduction in the effectiveness of the concrete diagonal compressive strut. Figure 22 illustrates the forces acting on a beam-column joint core. The forces entering the joint core are transferred across it by the diagonal compression strut (Fig. 22[b]) and by a truss mechanism involving diagonal tension and compression induced by the bond forces of the longitudinal bars (Fig. 22[c]). The shear carried by the concrete,  $v_c$ , arises mainly from the diagonal compression strut. When full depth cracking of the beam leaves the longitudinal steel as the only effective beam force transmitter, the mechanism involving truss action becomes dominant and this mechanism requires the presence of both horizontal and vertical bars to carry the diagonal tension forces across the joint core. Hence the force to be carried by the horizontal shear reinforcement increases as cyclic loading proceeds and vertical steel crossing the joint core is needed to carry the vertical forces necessary to complete the truss mechanism.

As noted by Paulay [47] although it is possible to transfer joint shear across the joint core with sufficient ties and intermediate vertical column bars, providing adequate anchorage for the main beam reinforcement presents a more difficult problem. The bond of the main beam reinforcement, anchored in the joint in the plane of the frame, can be adversely affected by the same mechanisms that are responsible for joint-core shear strength degradation: In particular by the transverse tensile strains imposed by the main reinforcement of the beams framing at right angles to the plane of the frame, and yield penetration into the joint when the inelastic regions (plastic hinges) developed adjacent to the faces of the joint. Generally, ACI 318-71 [35] development requirements cannot be satisfied for beam bars passing continuously through interior joints that are subjected to severe earthquake loading.

Excellent response to reversed cyclic loading (elimination of hysteretic pinching) was obtained at the University of Auckland [114] in specimens in which the steel forces were transferred to the core by welded bond (bearing) plates. Although this arrangement cannot be considered as a practical solution to the joint problem, the tests have clearly shown the great significance of proper anchorage within the joint.

When plastic hinges may form adjacent to columns, the diameter of the steel beam bars, passing through a joint, should not exceed the limits indicated above: 1/25th or 1/35th (depending on the grade of the steel) of the column depth in the relevant direction. If this is done, experimental evidence indicates that a large number of excursions with adequate ductility in both directions of seismic loading can be made before slippage of the bars will reduce the strength of the joint [47].

**5.2.4 Elastic Joints.** Two of the critical aspects of joint seismic behavior discussed above have been found to result in construction difficulties [47]. Unless the flexural tension reinforcement content in beams is kept small (i.e. less than 1.5 percent) the horizontal joint stirrup reinforcement may become so large that serious congestion of steel results. The limitation of bar size

in beams, to reduce the danger of slippage, may result in the use of an excessive number of bars. Some designers have found it necessary to increase member sizes for the sake of steel placement within the joint. In spite of these measures, in conventionally reinforced joints a satisfactory safeguard does not yet appear to exist against pullout of beam bars from joints. Whenever practical, the prime cause of these difficulties, beam hinges adjacent to column faces, should be eliminated. This may be achieved by curtailing the beam reinforcement so that a deliberate weakness in flexural resistance results at a more suitable beam section. The relocated potential plastic hinge should be as near as practicable to the column face but far enough to ensure that, as a consequence of reversed cyclic loading, yield penetration will not extend to the column face. In such a beam when well designed, the steel stresses at the column face will approach but not exceed the level of nominal yield when the overstrength capacity at the relocated plastic hinges is simultaneously being developed. Therefore, if the joint core is adequately reinforced to resist horizontal and vertical joint shear force, it will remain elastic during cycling loading. This design philosophy, of moving the formation of plastic hinges from the face of the column and thereby assuring elastic joint behavior, was suggested by Bertero and Popov [38,39,68]. Experimental studies [42,119] show this to be a sound and practically feasible philosophy. Figures 23(a) and 23(b) illustrate one of the techniques used to move the beam inelastic regions (plastic hinges) away from the face of the column. (The specimen used is similar to that shown in Fig. 21[a].) The two top interior main bars of the beams were bent downward; and the two corresponding bottom bars were bent upward, intersecting 16 in. (406 mm) away from the column face. The hysteretic behavior of the specimen was excellent (see Fig. 23[c]). The hysteretic loops became pinched only after the first cycle with a full deformation reversal at displacement ductility seven. Comparison of test results of Figs. 23(c) and 21(f) shows a significant improvement achieved by moving the plastic hinge away from the column faces.

The above results have been confirmed by an experimental study carried out by Bull [126], and has been discussed by Paulay [127]. Paulay has also made recommendations which have been incorporated in the seismic provisions of the Draft New Zealand Code [14].

5.2.5 Prediction of Stiffness and Energy Dissipation Capacity of Beam-Column Joints. Analysis of results from investigations into the seismic hysteretic behavior of beams and beam-column subassemblages indicate that joints of R/C frames should not be considered rigid as is usually assumed. Two possible sources of deformation that may develop at the joint must be included to accurately predict the actual hysteretic behavior of the frame, particularly when large displacement ductility demands are expected. These two sources of deformation are illustrated in Fig. 24, and will be identified as the shear distortion of the joint,  $\gamma_j$ , and the fixed-end rotation at the column face,  $\theta_{FE}$ . Often the most important deformation is the one due to  $\theta_{FE}$ . In contrast with the amount of research carried out to improve the design of beam-column joints for shear strength, very little has been conducted to improve methods of predicting stiffness, deformation capacity, and energy dissipation capacity of these joints. These mechanical characteristics are controlled by the  $\theta_{FE}$ , which in turn depends on the bond-slip characteristics of the beam bars along its embedment length at the joint.

Although excellent work has been done by several investigators on bond under generalized loading [128], to the best of the author's knowledge none of these investigations specifically addressed the problem of bond deterioration

developing at the joint of an interior column. In the case of a joint in an interior column, we are dealing with bond-slippage of steel bars which are embedded in a well confined reinforced concrete but which can still be adversely affected by the mechanisms discussed in section 5.2.3. At Berkeley, there has been an investigation of the simplified problem of bond-slippage of bars embedded in well confined reinforced concrete, which simulates the conditions of a beam-column joint in a plane frame loaded laterally in its plane [129-133]. From the results of these experimental and analytical studies it has been concluded that:

(1) The assumption that beam-column joints of moment-resisting R/C frames are rigid needs to be reexamined. The main reinforcing bars of the beams do pull-out, and thereby cause beams to experience fixed-end rotation. The consequences of this behavior on the overall structural response must be examined.

(2) In the joints, it is essential to distinguish between the bond of unconfined concrete in the column cover from that of the confined core. The latter is appreciably better.

(3) Under monotonically increasing loads, when the beam main bar reaches yielding the accompanying pull-out can cause a fixed-end rotation in the order of 0.001 radians.

(4) The displacement of a bar due to monotonic loading at the column face can be estimated using simple idealizations of bond stress distribution [131]. The dependence on concrete strength, type of lugs, embedment length, concrete confinement, etc. requires further investigation.

(5) Significant bond deterioration occurs from cyclically applied load reversals, particularly when the applied stresses exceed yield.

(6) It appears that bond resistance deterioration is gradually stabilized at the value of friction between two concrete cylindrical surfaces which have a common diameter equal to the outer dimension of the bar, including the lugs.

(7) More comprehensive analytical models are required for generalized loading of a bar. (A model has been developed by Viathanatepa [133].)

(8) The implications of the effect of  $\theta_{FE}$  on the behavior of structural systems should be studied analytically. (A computer program that permits inclusion of  $\theta_{FE}$  in nonlinear analysis has been developed by Soleimani [120].)

### 5.3 Beam-Column Joints of Space Frames Subjected to 3D Loading

As pointed out in the discussion of columns under 3D loading, the moment-resisting frame is usually a space frame having two-way frames in each joint, i.e., beams framing into the joint along the two orthogonal main axes of the structures, and subjected to ground motions with components in both directions. In spite of this, most seismic codes presently require that the joint be designed independently in each direction. Furthermore, some codes, such as ACI [35] allow the transverse reinforcement in the connection to be reduced by one-half if every beam has a width not less than one-half the column width and a depth not less than three-fourths that of the deepest beam

framing into the connection. Even the new recommendations of the ACI-ASCE Committed 352 [116] for design of beam-column joints allows an increase in the shear stress carried by concrete when the joint is confined by lateral members framing into the joint. It is agreed that transverse confinement can enhance the shear capacity of the concrete. However, the question is how effective this confinement can be when critical regions (plastic hinges) are developed in the beams framing transversely into the joint.

In Ref. 25 Park has shown that if the beams in the two directions are identical and they yield simultaneously, the horizontal shear force acting along the diagonal of the joint cross section (Fig. 25) is  $\sqrt{2}$  times the uniaxial shear force. However, the diagonal tension crack intersects the same number of reinforcing bars as for uniaxial shear. If these bars are parallel to the sides of the section, the diagonal component of the bar force is only  $1/\sqrt{2}$  that available to resist uniaxial shear. Hence design for biaxial shear for symmetrical two-way frames can lead to approximately double the quantity of shear reinforcement required for uniaxial shear design. This can create serious practical problems, such as congestion of steel. Experimental studies of this problem are needed. Some experiments are presently being carried out at the University of Canterbury, New Zealand [121], and at the University of Texas, Austin, Texas.

#### 5.4 Concluding Remarks

Research concluded since 1972 has resulted in significant advance in understanding the behavior of beam-column joints, leading to development in the practical design and construction of such joints. However there are some problems that still need further research and development. There is a need to study how the strength capacity of the joint can be affected by (a) the slab; (b) 3D loading; (c) the eccentricities of the elements framing into the joint; (d) the amount and type of both transverse and longitudinal reinforcement. The main parameters controlling such strength capacity should be identified. There is also an urgent need to study the joint's stiffness, the deterioration of this stiffness, and its deformation capacity and energy dissipation capacity. It is important to develop simple but reliable mathematical models of joint behavior that can be used in computational analysis to study the affect of joint behavior on seismic response of ductile moment-resisting space frames.

Until further information is available, joint design should be based on the stringent rules given above or should be based on the philosophy of keeping the joint elastic by moving potential critical regions in the beams away from the face of the columns.

## 6. SEISMIC BEHAVIOR OF LIGHTWEIGHT CONCRETE LINEAR STRUCTURAL ELEMENTS AND THEIR CONNECTIONS

### 6.1 General

There are a number of advantages to using lightweight, rather than normal weight, aggregate concrete in seismic-resistant reinforced concrete construction. One of the basic principles of such construction is to avoid use of unnecessary mass. The lower the weight of the reactive masses the lower the seismic forces that will develop as a consequence of earthquake ground motions. If one compares the standard mechanical characteristics obtained from compression test per unit weight of lightweight concrete with those of normal weight concrete (Fig. 4) or analyzes results available from experimental studies on individual structural elements there is no doubt that it would be advantageous to use lightweight aggregate concrete. Therefore, some investigators have concluded that the use of this type of concrete results in more efficient earthquake resistant construction [134, 135]. However, proper assessment of the performance of any structural system requires not only analysis of the behavior of the individual elements, but also of the assemblage of these elements. As already discussed, this is of particular importance in the case of R/C structures where connections between elements depend upon transfer of forces between the two constituent materials, reinforcing steel bars and concrete.

Current seismic codes in both the U.S. [35, 36] and Canada [136] permit the use of lightweight concrete in the construction of ductile moment-resisting space frames. The only precaution is that "the maximum specified strength for lightweight concrete shall be limited to 4000 psi (28 MPa)". Unfortunately, because of its lower modulus of elasticity, very high compressive strength concrete mixes have been used to achieve a higher degree of stiffness and this has caused some problems regarding the use of these mixes for seismic-resistant construction, particularly regarding the effectiveness of confinement, bond, and shear transfer of such concrete.

6.1.1 Confinement. References 20, 23 and 137 discuss the problems of using confined lightweight aggregate concrete for seismic construction. A summary of the observations made in these references follows.

Confinement of concrete with all types of aggregate tested was effective in developing large deformability. However, the effectiveness of concrete confinement in the performance of earthquake-resistant reinforced concrete structures should not be based only on the extent to which the deformability is increased, but also on the ability of the confined concrete to sustain large deformations without loss of strength. Therefore, confinement should also increase the compressive strength of the concrete, so that it is possible to offset the loss of strength due to the reduction of the cross-section resulting from crushing and spalling of the concrete cover.

Figure 26 shows some results of the study in Ref. 23. These results show that the conditions of increased deformability and compressive strength are satisfied to a varying extent for different concretes, and the effectiveness of confinement is highly sensitive to the type of aggregate used. The effectiveness of confinement can be characterized by two material constants,  $k_0$  and  $k_u$ , which are defined by relating the increased compressive strength  $f_c^*$  to

the confinement pressure,  $f_r$ .

The maximum compressive strength  $f_c^*$  max, occurs after some strain,  $\epsilon_0^*$ , and can be related to the unconfined compressive strength of the same concrete,  $f_c$ , and the confinement pressure as:

$$f_c^* \text{ max} = f_c + k_o f_r \quad (3)$$

At very large deformations,  $\epsilon_u^* \gg \epsilon_0^*$ , the compressive strength usually decreases to a value of  $f_{cu}^*$ , and can be related to these same parameters as:

$$f_{cu}^* = f_c + k_u f_r \quad (4)$$

The confinement pressure,  $f_r$ , depends on the geometric and material characteristics of the spiral wire, and can be approximated by:

$$f_r = \frac{2A_{sp} f_s}{D_c s} = \frac{1}{2} \rho_s f_s \quad (5)$$

where  $\rho_s$  is the ratio of volume of spiral to total volume of core and  $f_s$  is the stress that had been developed by the spiral wire. Assuming that the ductile spiral wire yields when the longitudinal strain in the concrete is in the range  $\epsilon_0^*$  to  $\epsilon_u^*$ , and that the strain-hardening of the spiral is negligible in the range of these concrete strains: (a)  $f_s$  is equal to  $f_y$ ; (b)  $f_r$  can be calculated for given values of  $A_{sp}$ ,  $D_c$ , and  $s$  from Eq. 5; (c) values of  $k_o$  and  $k_u$  can be calculated from Eqs. 3 and 4, using the test results. The values for the five different concretes used in this study are shown in Table 1. Early investigators have shown that the confinement effectiveness coefficient,  $k$ , varies with lateral pressure intensity and with longitudinal strain. However, in developing the ACI criterion for spiral reinforcement (Section 10.9.2 of ACI 318-71) [35] and similar criteria which are based on the confinement of concrete, a constant value of  $k$ , usually taken as 4.0 to 4.1, has been assumed.

TABLE 1.- EFFECT OF CONFINEMENT ON COMPRESSIVE STRENGTH AND DEFORMATION OF CONCRETE.

Type of Concrete	Confinement Stress Ratio ( $f_r/f_c'$ )	Maximum Compression		Ultimate Compression	
		Strain Ratio	Confinement Effectiveness	Strain Ratio	Confinement Effectiveness
		( $\epsilon_0^*/\epsilon_0'$ )	$k_o$	( $\epsilon_u^*/\epsilon_0'$ )	$k_u$
Normal E-5	0.13	2.8	7.0	11.5	0
	0.32	7.8	5.0	11.5	3.1
Lightweight R-5	0.13	1.9	4.4	8.7	-0.5
	0.32	4.0	2.0	6.7	2.0
B-5	0.13	1.35	3.9	10.6	0
	0.32	1.85	1.0	8.6	0.9
R-3	0.11	1.8	2.7	8.9	-1.0
	0.24	5.9	2.5	8.9	2.0
B-3	0.11	1.7	1.35	11.6	0
	0.24	8.0	2.1	9.0	2.1



As shown in Table 1, the values of  $k$  for normal weight aggregate concrete vary in the range of 0 to 7.0. For the two lateral pressures ( $0.13 f_c$  and  $0.32 f_c$ ), values of  $k_0$  at maximum compression are 7.0 and 5.0 respectively, and values of  $k_u$  at ultimate strength are 0 and 3.1 respectively. Based on these values, and noting from Fig. 26 that concrete behaves in a relatively ductile manner throughout a significant range of strains, a constant value of  $k = 4.0$  may be justified for normal weight concretes such as E-5, particularly in the case of  $f_r = 0.32(f_c)_{10}$ .

For lightweight concretes B-3, B-5, R-3, and R-5, the values of  $k$  vary in the range of -1.0 to 4.4. Negative values of  $k_u$  indicate that compressive failure in the confined concrete may occur at values below the compressive strength of unconfined concrete. For the two lateral pressures ( $f_r = 0.1 f'_c$  and  $f_r = 0.3 f'_c$ ), values for  $k_0$  at maximum compression range from 1.0 to 4.4 and values for  $k_u$  at ultimate range from -1.0 to 2.1. Based on these results, a value of  $k$  in the range of 1.0 to 2.0 should be taken in developing design criteria based on the increase in strength due to confinement of lightweight concrete. Therefore, the amount of spiral steel required in a column of lightweight aggregate concrete will be 2 to 4 times greater than that currently prescribed by the ACI Code [35]. Because of the geometric limitations introduced by the size of the spiral wire and the minimum spacing, it would be virtually impossible to produce a spiral which would also allow normal placing of concrete.

The effect of the variable coefficient,  $k$ , is illustrated in Fig. 27. In this figure, the loss of the axial load carrying capacity for spirally reinforced concrete columns due to spalling is plotted against  $k$ , assuming that the spiral reinforcement was designed in accordance with the ACI criterion [35]. This loss of capacity is expressed as a ratio and derived as:

$$\text{Loss} = 0.85f'_c(A_g - A_c) - kf_r A_c ;$$

and using Eq. 5

$$\text{Loss} = 0.85f'_c(A_g - A_c) - 0.5k\rho_s f_s A_c \quad (6)$$

According to the ACI criterion,  $\rho_s = 0.425 [(A_g/A_c) - 1](f'_c/f_s)$ . By substituting this equation into the above, and dividing by  $0.85f'_c A_g$ , the following ratio is obtained

$$\frac{\text{Loss}}{0.85f'_c A_g} = \left(1 - \frac{A_c}{A_g}\right) - 0.25k\left(1 - \frac{A_c}{A_g}\right) \quad (7)$$

Typical values of  $A_c/A_g$  (where  $A_c$  is the area of core and  $A_g$  is the gross area) for spirally reinforced square columns vary from approximately 0.4 to 0.6. For round columns this ratio varies from approximately 0.5 to 0.7. The loss ratio for typical values of  $A_c/A_g$  is plotted in Fig. 27, which illustrates the significant losses that can occur due to  $k$  values lower than 4.

Most of the recent suggestions and requirements for improved design of

earthquake-resistant reinforced concrete structures rely on the beneficial effects of confinement on concrete behavior. Thus it is important to analyze the implications of the results summarized above [ 23 ] with regard to seismic behavior of concrete structures. Some observations obtained from such analyses follow [ 137 ].

1. Confinement of concrete with all types of aggregates is effective in developing large deformability, i.e. large ultimate strains. This characteristic is the major factor in the improved performance of elements with spirally confined concrete, as it compensates for some of the losses in strength and stiffness of concrete under cyclic loading.

2. The increase in compressive strength due to confinement is about twice as great for normal weight concrete as for lightweight concrete. Therefore, one should be cautious in using equations from tests on normal weight aggregate concrete to predict behavior in lightweight concrete.

3. The low effectiveness of confinement in some concretes may lead to significant losses in compression capacity when spalling occurs. This is of utmost importance in the seismic design of column elements, since these elements should be able at all times to resist the effects of gravity loads and overturning moments.

These conclusions have been confirmed in a recent experimental study [138].

6.1.2 The Bond and Shear Transfer Problems. Recent bond tests performed at Berkeley [129-133], on specimens simulating the conditions of an interior beam-column joint, demonstrated that the deterioration of bond in lightweight concrete occurred under smaller steel strains than in normal weight concrete [132].

In the case of flexural critical regions under high shear, one of the main factors controlling the degradation of stiffness is shear transfer along the cracks. Mattock has conducted a series of studies on the problem of shear transfer along cracked concrete [ 78, 79, 139 ]. Based on test data obtained in these studies, Mattock has concluded that "the shear transfer behavior of initially cracked all lightweight concrete is more brittle than that of sanded lightweight or sand and gravel concrete," and that "shear transfer behavior across a crack becomes more brittle as the concrete strength increases".

The above studies examined the three basic problems in the behavior of lightweight concrete - the effectiveness of confinement, bond, and shear transfer. The studies showed that, for seismic-resistant construction, lightweight concrete has certain deficiencies in addition to its low modulus of elasticity. These deficiencies indicate a need for further studies in order to properly modify the proportioning and detailing rules obtained from and used for members cast of normal weight concrete, so that these rules can be applied to lightweight concrete.

## 6.2 Behavior of Linear Elements and their Subassemblages.

6.2.1 Studies of Beam Behavior. Very few studies have been reported on lightweight concrete beams subjected to seismic action. Mihai, et al. [ 140 ] have

Monotonic Loading - From analysis of the curves shown in Fig. 28(a) it is clear that the overall behavior of the lightweight concrete was very similar to that of normal weight concrete. Furthermore, the contribution of the fixed end rotation  $\theta_{FE}$ , due to slippage of the beam main bars along the joint, to the lateral displacement,  $\delta$ , was approximately the same for BC4 and BC7. However, the initial stiffness, which is highly dependent on the material stiffness of the concrete, was 52 percent higher in BC4. This was in agreement with the relative moduli of elasticity of the two specimens, as BC4 had a 46 percent higher modulus of elasticity. This signifies that lightweight R/C structures will have greater nonstructural damage and higher P- $\delta$  moments for the same displacement ductility.

Cyclic Loading - The performance of the normal and lightweight concrete specimens under incrementally increasing cyclic loading differed significantly as shown in Fig. 28(b). Specimen BC3 reached a peak strength at LP25 ( $\mu_{\delta} = 3.9$ ) and LP26 ( $\mu_{\delta} = -4.2$ ) while the strength of specimen BC8 peaked much earlier; at LP17 ( $\mu_{\delta} = 1.45$ ) and LP18 ( $\mu_{\delta} = -1.75$ ). At LP22 ( $\mu_{\delta} = -2.7$ ) the capacity of BC8 was already only 70 percent of that of BC3. The difference in behavior was due to the premature total slippage of the reinforcement in specimen BC8. By LP24 ( $\mu_{\delta} = -2.7$ ), the contribution of the  $\theta_{FE}$  at the column face to  $\delta$  was over 75 percent for BC8 while it was less than 35 percent for BC3. Total slippage of the beam bars did not occur in BC3 until LP29 ( $\mu_{\delta} = 5.4$ ) when over 50 percent of  $\delta$  was due to  $\theta_{FE}$ . This strikingly different behavior under cyclic loading indicated that the bond within the joint deteriorates at lower  $\mu_{\delta}$  in lightweight concrete. Although the cause of this earlier deterioration is not completely understood, it is speculated that the lightweight aggregate is sheared and crushed by the lugs of the deformed bars at lower stresses, leading to earlier bond deterioration. Propagation of cracks formed by the action of the lugs might also be affected by the type of aggregate used.

6.3 Concluding Remarks. From the available information, particularly from results of studies carried out at Berkeley, the following observations can be made. Because of the relatively meager data available, these observations are of a preliminary nature.

1. Individual lightweight aggregate members have a similar hysteretic behavior to normal weight aggregate members of similar strength. The only remarkable difference is the lower stiffness of lightweight concrete, which means larger deformation is needed to develop the same displacement ductility.

2. Beam-column subassemblages subjected to monotonic loading show that a displacement ductility ( $\mu_{\delta}$ ) in excess of 5 can be achieved without a decrease in resistance. Behavior is very similar to that of the normal weight specimen. For the same ductility displacement ratio the total displacement and the story drift is greater than that of the normal weight specimen, causing larger P- $\delta$  moments.

3. Under cyclic loading, the behavior of beam-column subassemblages cast of lightweight aggregate concrete is drastically different than that under monotonic loading, due to earlier slippage of the beam reinforcement through the joint. Yielding of this reinforcement accelerates bond deterioration and therefore slippage.

4. Under cyclic loading, the energy dissipated by beam-column subassemblages is smaller than that of similar normal weight subassemblages. The main reason for this was that total slippage of the beam reinforcement through

carried out some tests on lightweight aggregate concrete beams columns and their connections and have concluded that:

"Generally the ductility of bending members of granulite lightweight concrete is 15-40% greater in comparison with that of similar members of heavy concrete. In the case of members subjected to compression with bending, the ductility factors are close for the similar members made of heavy concrete, and lightweight concrete. With a proper detailing conception, the joints realized with lightweight concrete are more ductile, with 15-25% increases, in comparison with heavy concrete ones. The more elastic and also more breakable behavior of lightweight concrete, requires detailed and careful experimental and theoretical research for all types of granulite material".

Because of insufficient detail it is difficult to judge what definition of ductility the author of Ref. 140 has used.

**6.2.2 Studies of Column Behavior.** Experimental studies show it is possible to achieve good ductile behavior by properly confining lightweight concrete with spiral or closely spaced and carefully detailed rectangular hoops and ties [140, 141, 142]. However the only comparison available between similar specimens cast of lightweight and normal aggregate concrete show better strength, stiffness and ductility for the normal aggregate concrete [142]. In Section 6.1, some drawbacks of the use of lightweight aggregate concrete were discussed. In addition, lightweight concrete has a higher rate of creep than normal weight concrete. Therefore, serious questions remain regarding the use of lightweight concrete in columns, especially in tall frame buildings. In the lower stories of buildings, high axial loads caused by gravity loads can cause : a higher rate of creep and larger P- $\delta$  effects of lightweight than for normal weight concrete, due to the lower stiffness of lightweight concrete. Comprehensive experiments are needed to find the role of these effects on the hysteretic behavior of lightweight concrete columns.

**6.2.3 Subassemblage Behavior.** As discussed in Section 6.1, proper assessment of the performance of any structural system requires studying the behavior of the system's basic subassemblages. Studies were conducted at Berkeley [29] of the behavior of basic subassemblages of a ductile moment-resistant space frame (DMRSF) built of lightweight aggregate concrete. The completed study had two main objectives. The first was to study the behavior of a DMRSF subassemblage constructed of lightweight aggregate concrete under earthquake-like load conditions and to compare such behavior to that observed under monotonic loading, paying particular attention to the effects of bond degradation in the joint region. The second objective was to compare the performance of lightweight R/C subassemblages to that of previously tested normal weight subassemblages for both monotonic and cyclic loadings. Figure 21(a) shows the specimens which were used: half-scale models of interior beam-column subassemblages from the third floor of a twenty-story office building. A summary of the results of these tests follows.

Figure 28 compares the behavior of lightweight aggregate specimens (BC7 and BC8) with that of normal weight subassemblages (BC3 and BC4) of similar concrete strength and steel yield strength subjected to similar applied displacement programs. Due to the greater flexibility of lightweight concrete, ductility,  $\mu_{\delta}$ , rather than absolute displacement was used as the base of comparison.