

01161

16



**Universidad Nacional Autónoma de México**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO FACULTAD DE INGENIERÍA**

**OPTIMIZACIÓN EN CICLO DE VIDA PARA  
ESTABLECER PARÁMETROS DE DISEÑO  
SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO**

**T E S I S**  
**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE**  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**  
**( E S T R U C T U R A S )**

**P R E S E N T A**

**MERCEDES GUADALUPE SIERRA BELTRÁN**

**DIRECTOR DE TESIS: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO**



**MÉXICO, D.F.**  
**CIUDAD UNIVERSITARIA, 2002**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

*A la mayor gloria de Dios*

## **RECONOCIMIENTOS**

A México, a la generosidad de sus ciudadanos y sus instituciones.

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por la educación recibida. Al Instituto de Ingeniería por la oportunidad de trabajar y aprender en esta institución. Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el patrocinio al proyecto del Instituto que permitió el desarrollo de este trabajo.

Al Dr. Luis Esteva Maraboto, quien con paciencia dirigió esta tesis, por los conocimientos que compartió conmigo, por su ejemplo de disciplina y dedicación y por la confianza que depositó en mí, que me ha impulsado a crecer como profesional y como ser humano.

Al Dr. Orlando Díaz López por su eficaz ayuda durante el desarrollo de esta tesis. A él y a los doctores Jaime García Pérez, Roberto Meli Piralla y Sonia Ruiz Gómez por sus valiosos comentarios.

A la familia Alvarez Ayala por recibirme en su casa y en su familia, por su enorme paciencia, cariño y preocupación, por enseñarme que la mejor forma de vivir es sonriendo.

A Manuel Antonio, mi hermanito, por haber nacido primero, por vivir como él vive con fe y valentía, por darme una razón para vivir.

A Manuel y Mercedes, gracias, por ser el viento bajo mis alas.

***Se fuerte y valiente***

Exodo 31.7

*Moisés a Josué al encargarle el pueblo de Israel*



---

## CONTENIDO

Resumen	ii
I. Introducción	
A. Antecedentes	1
B. Objetivo	1
C. Alcance y limitaciones	2
II. Planteamiento Teórico	
A. Diseño por desempeño	3
B. Sistemas simplificados de referencia	3
C. Incertidumbres en la estructura	5
1. Incertidumbres en la resistencia de los materiales	5
2. Incertidumbres en la geometría de los elementos	6
3. Incertidumbres en las cargas gravitacionales	6
D. Modelo de comportamiento histerético	7
E. Excitación sísmica	8
F. Costos iniciales de construcción	9
G. Funciones de daño	10
H. Criterios de Optimización	12
III. Casos Estudiados	
A. Diseño	15
B. Modelo detallado	16
C. Sistema simplificado de referencia	18
1. Caso inicial	18
2. Otros casos estudiados	18
IV. Resultados	
A. Distorsiones	20
B. Factores de incertidumbre	21
C. Costos iniciales de construcción	23
D. Daños	24
E. Optimización	26
V. Conclusiones	28
Referencias	30
Nomenclatura	33
Tablas	35
Figuras	48

---



---

## RESUMEN

El diseño sismorresistente en la actualidad está orientado a favorecer la adopción de criterios de diseño basados en desempeño. Los conceptos que definen el desempeño de una obra de ingeniería ante una excitación sísmica cuya intensidad está asociada a un período de retorno son la limitación de daños en elementos estructurales y no estructurales, el mantenimiento de condiciones de funcionamiento en la estructura y la protección de las vidas humanas. Para un estudio de optimización en ciclo de vida útil será necesario plantear expresiones para transformar los costos esperados y los indicadores de confiabilidad en medidas tales como los montos esperados de daños o tasas de falla por unidad de tiempo, las probabilidades de falla parcial durante lapsos dados y los valores presentes de las pérdidas probables debidas a fallas o daños que pueden ocurrir en diversos instantes durante la vida del sistema de interés.

En el presente trabajo se estudian sistemas representativos de las construcciones típicas a base de marcos dúctiles de concreto reforzado construidas en suelo blando en el Valle de México, cuyas propiedades mecánicas se expresan en términos de sus períodos fundamentales de vibración, resistencias al cortante en la base y variación de rigideces en la altura. Se desarrolla un procedimiento simple de optimización de acuerdo a los criterios de diseño basados en desempeño, con el que se puede establecer valores óptimos del período fundamental y la capacidad de deformación lateral con la ayuda de sistemas simplificados, sin incurrir en las complicaciones que implica el estudio de sistemas de múltiples grados de libertad y varios modos potenciales de falla.



## CAPÍTULO I

### A. ANTECEDENTES

El principal objetivo del diseño sísmico es desarrollar estructuras seguras ante la acción de movimientos del terreno y lograr un balance óptimo entre los costos iniciales de construcción y los costos esperados de daños y falla durante su ciclo de vida. Desde hace más de 30 años se realizan esfuerzos en investigación para lograr evaluar la confiabilidad estructural e introducir los criterios de diseño por desempeño en los reglamentos de diseño sismorresistente, tal como lo reflejan los trabajos de Cornell [5], Meli [13] y Reyes [22]. Las tendencias actuales favorecen la adopción de los criterios basados en desempeño que se formulan en términos de valores permisibles de desplazamientos máximos relativos que se presentan durante sismos con intensidades asociadas a intervalos de retorno dados. Es por ello necesario sustentar la selección de estos valores permisibles y de los intervalos de retorno en estudios de costo beneficio así como desarrollar una metodología sencilla para la evaluación de desplazamientos dinámicos, deformaciones de sistemas no lineales y daños en elementos estructurales y no estructurales. Las propiedades mecánicas de los elementos de los sistemas estructurales que permitan el comportamiento de dichos sistemas dentro los niveles de diseño establecidos deberían mantener el desempeño óptimo en el ciclo de vida. En 1971 Rosenblueth y Mendoza [26] proponen el uso de la optimización y los conceptos por ellos propuestos han sido revisados y actualizados por Rosenblueth [25], Rackwitz [21], Esteva [10] entre otros.

### B. OBJETIVO

En el presente trabajo se desarrolla un procedimiento simple de optimización de acuerdo a los criterios de diseño basados en desempeño, con el que se puede establecer valores óptimos del período fundamental y la capacidad de deformación lateral con la ayuda de sistemas simplificados, sin incurrir en las complicaciones que implica el estudio de sistemas de múltiples grados de libertad y varios modos potenciales de falla.

El planteamiento teórico que sustenta el desarrollo de este objetivo y las herramientas con las que se cuenta se describen en el Capítulo 2. Se presentan los criterios para incluir las incertidumbres en los diseños de sistemas detallados, para determinar las propiedades de sistemas simplificados de un grado de libertad y los parámetros estadísticos que transforman las estimaciones de respuestas sísmicas máximas de sistemas simplificados en correspondientes respuestas de sistemas detallados. Se describen también los criterios para la evaluación de daño a partir de las respuestas obtenidas y los estudios de costo-beneficio que permitirán optimizar una función objetivo.



En el Capítulo 3 se describen las propiedades de los modelos de sistemas detallados y simplificados empleados como puntos de partida en el análisis de optimización. Los resultados de los análisis dinámicos realizados con dichos sistemas se presentan en el Capítulo 4, en donde se aplican los conceptos descritos en el Capítulo 2. Adicionalmente se desarrollan un conjunto de sistemas simplificados que permiten encontrar un periodo óptimo para cada uno de los casos estudiados. Con base en los resultados obtenidos, en el Capítulo 5, se presentan las conclusiones y recomendaciones para posteriores estudios.

### C. ALCANCE Y LIMITACIONES

Los sistemas estructurales, objeto de este estudio, son marcos dúctiles de concreto, con elementos no estructurales desligados. Son sistemas de 5, 10 y 15 niveles, simétricos en masa y rigidez. Se diseñan de acuerdo a la normatividad vigente en México D.F. [6], [7] y con porcentajes establecidos con antelación de refuerzo longitudinal en los elementos estructurales. Los sistemas se consideran ubicados en el valle de México, en suelo blando tipo III, y no se analizan los efectos en otro tipo de suelo. Se estudian casos en los que se toma en cuenta la interacción suelo-estructura así como igual número de casos en los que esta no se toma en cuenta.

Para estimar los espectros de aceleraciones para diferentes periodos de retorno se evaluó el peligro sísmico de acuerdo al procedimiento de Esteva desarrollado por Alamilla [1], para sismos de subducción en costas del Pacífico mexicano, despreciando la contribución de otras fuentes sísmicas por considerar que los sismos costeros gobiernan el diseño de estructuras cuyo periodo natural de vibración sea mayor que 0.5 s, en la Ciudad de México. Todos los sistemas estudiados tienen periodo mayor a 0.5 s.

Los daños se evalúan con base en la distorsión de entrepiso, que es un parámetro usualmente empleado en los reglamentos en el ámbito mundial para controlar la rigidez lateral de las estructuras y limitar las deformaciones laterales. Se considera que únicamente los elementos estructurales son susceptibles de dañarse pues los elementos no estructurales están desligados de los marcos y los sistemas de piso son diafragmas rígidos. Se considera que el sistema solo se daña por sismos.



## CAPÍTULO II

### A. DISEÑO POR DESEMPEÑO

El diseño por desempeño busca producir estructuras que se comporten, con cierto grado de confiabilidad, dentro de estados límites preestablecidos ante acciones sísmicas esperadas. Los estados límites implican que una estructura deje de funcionar de una manera deseable al sobrepasar ciertos valores preestablecidos que caracterizan a ese estado. Los estados límites se hallan en cascada pues solo pueden presentarse en un mismo orden [24].

Ante la acción de carga gravitacional, efectos del viento y sismos de menor intensidad que ocurren con frecuencia, se espera que los elementos estructurales y no estructurales de un sistema no presenten daño, dentro del estado límite de servicio. De presentarse sismos moderados, se busca que la estructura los resista presentando daños que puedan ser reparados, y ante la acción de sismos de gran intensidad, con período de retorno grande, la estructura sufrirá daños sin llegar a colapsar ni a poner en riesgo la seguridad de sus ocupantes, dentro del llamado estado límite de resistencia última. En México se siguen diseñando estructuras tomando en cuenta únicamente este último estado límite y se intenta con éste cubrir también el estado límite de servicio [22]. Mas allá de estas limitantes teóricas los procedimientos congruentes con el diseño por desempeño buscan diseñar y rehabilitar estructuras para que tengan un nivel de comportamiento adecuado ante cualquier movimiento sísmico que pueda presentarse durante el ciclo de vida.

Los criterios basados en desempeño se expresan en términos de condiciones simultáneas de diseño. Cada una de las condiciones se refiere a excitaciones sísmicas con diferentes valores de intensidad, y por lo tanto de período de retorno, y se expresa por medio de límites superiores de distorsiones globales y locales [12].

### B. SISTEMAS SIMPLIFICADOS DE REFERENCIA

Encontrar valores óptimos de los parámetros de diseño para edificios es posible si se estudian las respuestas dinámicas y funciones de daño de un número extenso de estructuras. Dichas estructuras son sistemas de múltiples grados de libertad, con comportamiento no lineal y propiedades mecánicas inciertas, por lo que el estudio de las respuestas estructurales implica el empleo de recursos humanos y tecnológicos en mayor escala que si los sistemas complejos se representan por sistemas simplificados de referencia (SSR o "sistemas equivalentes"). Los SSR son sistemas de un grado de libertad, que representan las propiedades globales más significativas de los modelos detallados mediante factores que toman en cuenta las incertidumbres debidas a la reducción de grados de libertad en un modelo estructural y a la inadecuada representación de las funciones constitutivas de los miembros estructurales [10].



Un sistema simplificado de referencia (Fig. 2.1) de un grado de libertad cuyas propiedades son:

- $m$  = Masa
- $k$  = Rigidez lateral
- $v$  = Fuerza cortante
- $u$  = Desplazamiento
- $u_y, v_y$  = Cortante y desplazamiento a la fluencia

se relaciona con un sistema detallado, SD (Fig. 2.2), de múltiples grados de libertad cuyas propiedades son:

- $M$  = Masa
- $K$  = Rigidez lateral
- $V$  = Fuerza cortante en la base
- $d$  = Desplazamiento en el extremo superior
- $d_y, V_y$  = Cortante y desplazamiento a la fluencia
- $\phi$  = Vector de desplazamientos, normalizados respecto a la componente del extremo superior, para la configuración dominante en el análisis de empuje lateral

De tal manera que:

- $k_1 = \phi^T K \phi$
- $m_1 = \phi^T M \phi$
- $r = \phi^T K J / k_1$
- $\gamma = \phi^T M J / m_1$
- $g(d, \dot{d})$  = función de respuesta no lineal

Las ecuaciones de movimiento son:

Para el SD, en la configuración dominante

$$m_1 \ddot{d} + 2\xi m_1 \dot{d} + k_1 g(d, \dot{d}) = -\gamma m_1 \ddot{x}_o$$

Para el SSR

$$m \ddot{u} + 2\xi \phi m \dot{u} + k g(u, \dot{u}) = -m \ddot{x}_o$$

Las fuerzas cortante en la base, en el intervalo de respuesta lineal:

$$V = \phi^T K J \delta = r k_1 d$$

$$v = k u$$

La relación entre las respuestas es  $d = \gamma u$ , siempre que se cumpla la condición de que los desplazamientos de fluencia  $d_y$  y  $u_y$  se alcancen simultáneamente.

Por tanto la relación entre fuerzas cortantes de fluencia es:

$$\frac{v_y}{V_y} = \frac{k u_y}{r k_1 \gamma u_y} = \frac{k}{r k_1 \gamma}$$

$$v_y = \frac{k}{r k_1 \gamma} V_y$$

De todas las opciones para seleccionar  $k$  y  $v_y$  se toma la más sencilla, cuando  $k = k_1 r \gamma$  y  $v_y = V_y$ . Para conservar el período natural, se opta por tomar  $m = m_1 r \gamma$ .



Con cada SSR y SD se realizan análisis dinámicos paso a paso, de los que se obtienen desplazamientos máximos con los que se calculan distorsiones globales y de entrepiso. A fin de estimar las respuestas globales y locales de un SD a partir de la respuesta de un SSR correspondiente, es necesario contar con factores de transformación, entre dichas respuestas para el tipo de sistema de interés. La determinación de estos factores se trata en la sección IV. B de este trabajo.

### C. INCERTIDUMBRES EN LA ESTRUCTURA

En los modelos propuestos para estimar respuestas estructurales en sistemas construidos por el hombre se presentan ciertos tipos de incertidumbre. En ingeniería sísmica, las propiedades de la estructura y las distribuciones especiales de cargas y resistencias, durante la vida útil, son inciertas. Estas incertidumbres crean la necesidad de plantear el problema en términos de probabilidades y técnicas de análisis estadístico, que permitan incluir la variabilidad de dichos parámetros en el comportamiento y respuesta de los sistemas estructurales.

Utilizando técnicas de simulación estadística mediante el método de Montecarlo [18] se generan valores aleatorios de propiedades de los materiales y dimensiones de las secciones transversales de los elementos que permiten obtener funciones de distribución de probabilidades de las resistencias y rigideces de los elementos estructurales. Algunas variables se consideran deterministas, como la cuantía de acero de refuerzo longitudinal y transversal, pero otras son aleatorias e independientes entre si, como el esfuerzo a la compresión del concreto, esfuerzo a la fluencia del acero, geometría de las secciones, recubrimiento y cargas. La incertidumbre se define por el valor medio o esperado y la desviación estándar de estas últimas variables, que se expresan en función de los valores nominales asumidos al diseñar.

Se presentan a continuación parámetros estadísticos de algunas variables, que corresponden a elementos individuales. El coeficiente de correlación entre los valores de una misma variable en secciones críticas diferentes de los miembros estructurales es igual a 0.8 y no se considera correlación entre parámetros diferentes.

#### C.1 Incertidumbres en la resistencia de los materiales

El esfuerzo de compresión del concreto,  $f'_c$ , puede fluctuar según la proporción de la mezcla, el método de mezclado, transporte, materiales, colado, curado, entre otros. De acuerdo con las recomendaciones de Meli y Mendoza [14] para  $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ :

$$\bar{f}'_c = 268 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{f'_c} = 44.6 \text{ Kg/cm}^2$$

La heterogeneidad del material, el proceso de fabricación, las condiciones de enfriamiento, la variación de áreas transversales producen variaciones en el acero de

---



refuerzo. Siguiendo las recomendaciones de Meli y Villanueva [15] para valores nominales del esfuerzo de fluencia de  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ , esfuerzo último  $f_{su} = 7200 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\epsilon_y =$  deformación unitaria de fluencia = 0.002,  $\epsilon_{sh} =$  deformación unitaria donde inicia la zona de endurecimiento = 0.01 y  $\epsilon_{su} =$  deformación unitaria última = 0.13, los valores medios y las desviaciones estándar son:

$$\begin{array}{ll} \bar{f}_y = 4680 \text{ Kg/cm}^2 & \sigma_{fy} = 450 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{f}_{su} = 7600 \text{ Kg/cm}^2 & \sigma_{fsu} = 750 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\epsilon}_{sh} = 0.01175 & \sigma_{\epsilon sh} = 0.0024 \\ \bar{\epsilon}_{su} = 0.1175 & \sigma_{\epsilon su} = 0.0148 \end{array}$$

Las distribuciones de probabilidades de las resistencias de los materiales se pueden considerar de tipo normal.

### C.2 Incertidumbres en la geometría de los elementos

Las incertidumbres en la geometría de los elementos se deben a la mano de obra, equipos, materiales, deformaciones por cambios de humedad, temperatura, etc. Las distribuciones de probabilidades pueden considerarse aproximadamente de tipo normal.

De acuerdo con Mirza y McGregor [16]:

Para traveses, los valores medios y desviaciones estándar de las dimensiones son:

$$\begin{array}{ll} \bar{b} = b_{\text{nominal}} + 0.254 \text{ cm} & \sigma_b = 0.366 \text{ cm} \\ \bar{h} = h_{\text{nominal}} - 0.279 \text{ cm} & \sigma_b = 0.544 \text{ cm} \end{array}$$

Los valores medios y desviaciones estándares del recubrimiento en traveses, cuya variación se debe a cambios en la posición del acero, son:

$$\begin{array}{ll} \bar{r}_s = r_{\text{nominal}} + 0.318 \text{ cm} & \sigma_{rs} = 1.588 \text{ cm} \\ \bar{r}_l = r_{\text{nominal}} + 0.159 \text{ cm} & \sigma_{rl} = 1.111 \text{ cm} \end{array}$$

Para columnas, los valores medios y desviaciones estándar de las dos dimensiones del área transversal son:

$$\bar{h} = h_{\text{nominal}} + 0.159 \text{ cm} \quad \sigma_h = 0.635 \text{ cm}$$

Los valores medios y desviaciones estándar del recubrimiento en columnas son:

$$\bar{r} = r_{\text{nominal}} + 0.635 \text{ cm} + 0.004h \quad \sigma_r = 0.42 \text{ cm}$$

### C.3 Incertidumbres en las cargas gravitacionales

Las distribuciones de probabilidades de las cargas gravitacionales son de tipo Gamma [27]. Se considera que no existe correlación entre las cargas muertas, cargas vivas y pesos propios de vigas y columnas, pero sí entre los valores de cada tipo de carga en diversas zonas de la construcción. La simulación de cargas se realiza a partir de las



cargas muertas y cargas vivas y de las cargas provocadas por el peso propio de los elementos, que se obtiene a partir de las dimensiones simuladas de los mismos.

Los valores medios de la carga muerta y carga viva,  $m_m$  y  $m_v$ , y los coeficientes de variación,  $V_m$  y  $V_v$  respectivamente, estimados por Meli [13] son:

$$m_m = \frac{S_m}{1 + 2V_m} \quad V_m = 0.08$$

$$m_v = \frac{S_v}{1 + 2V_v} \quad V_v = 0.30$$

donde  $S_m$  y  $S_v$  son los valores nominales de las cargas muerta y viva. El valor de  $V_v$  propuesto en este estudio se obtiene de los resultados encontrados por Mitchell [17] considerando una estimación promedio del área tributaria.

El coeficiente de correlación para la carga muerta de un mismo nivel es 1, y entre piso a piso es 0.7. Para la carga viva el coeficiente de correlación se obtiene de acuerdo con el procedimiento desarrollado por Pier [19].

#### D. MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

El comportamiento de miembros de concreto reforzado bajo cargas cíclicas reversibles puede describirse mediante modelos de comportamiento histerético. Los elementos sujetos a interacciones complejas de momentos flexionantes, cortante y fuerzas axiales, requieren de varios parámetros para describir su comportamiento.

Una región crítica de un elemento sujeta a deformaciones cíclicas presenta degradación en su rigidez a flexión. Este deterioro puede atribuirse al agrietamiento del concreto, fisuras a lo largo del acero de refuerzo, deterioro de la adherencia entre concreto y acero, aplastamiento y descascamiento del concreto o al efecto Bauschinger del acero de refuerzo. El deterioro de rigidez produce incremento en el período de vibración de la estructura durante grandes deformaciones cíclicas, así como disminución en la capacidad de disipación de energía y redistribución de las fuerzas internas.

Sometido a cargas cíclicas por encima del nivel de fluencia de un elemento, inducirá en este un deterioro de resistencia, adicional a la degradación de rigidez.

Los modelos de comportamiento histerético deben reflejar estos efectos en la relación fuerza-deformación que proponen para elementos de concreto reforzado. En el presente trabajo se estudian marcos suponiendo que su comportamiento puede ser descrito por el modelo con degradación de rigidez y deterioro de resistencia, desarrollado en el Instituto de Ingeniería por Díaz, Esteva y García, [9] y que está basado en el modelo de Wang y Shah [28].



Seis parámetros describen el modelo (Fig. 2.3):  $F_y$ ,  $K$ ,  $\alpha_k$ ,  $X_F$ ,  $C_D$  y  $\alpha$ . Los tres primeros definen la forma de la curva primaria de la relación carga-desplazamiento y los tres siguientes definen la extensión relativa del daño.  $F_y$  y  $X_y$  son los valores de la carga y desplazamiento a la fluencia.  $K$  es la rigidez inicial del sistema,  $K = F_y / X_y$ . La segunda pendiente se describe como  $\alpha_F K$ .  $C_D$  es una constante de valor incierto, que generalmente es menor a 1.  $X_i$  es el desplazamiento máximo en el  $i$ -ésimo ciclo.  $X_F$  es el desplazamiento a la falla bajo carga monotónica.  $\alpha$  tiene un valor de 0.0671 (a partir de resultados experimentales [4]). La curva que se presenta en la Fig. 2.3 corresponde al caso de comportamiento simétrico cuando  $F_y$  y  $X_y$  en los dos sentidos de carga son iguales. Es posible que este comportamiento no se presente en vigas de concreto reforzado.

El daño, representado por  $\beta_D$ , depende de los desplazamientos máximos que sufre el elemento en cada ciclo de carga: 
$$\beta_D = C_D \sum_{i=1}^N \frac{X_i}{X_F}$$

$\beta_D$  es diferente en cada dirección de deformación del elemento. De acuerdo con este modelo, la falla en un elemento no se presenta cuando  $\beta_D$  es igual a 1 sino que el elemento puede acumular más daño, esto con el fin de representar un comportamiento que se asemeje más al comportamiento real de una estructura. El efecto del daño se introduce como una disminución en la capacidad de carga del elemento en cada ciclo donde es alcanzado el desplazamiento máximo. La reducción se define como:

$$F_D(X_i) = F(X_i) (e^{-\alpha\beta_D})$$

$F(X_i)$  es la carga correspondiente al desplazamiento  $X_i$  en la curva primaria de la relación carga-desplazamiento (punto B, Fig. 2.3) y  $F_D(X_i)$  es la carga reducida cuando el elemento alcanza nuevamente el desplazamiento  $X_i$  en los siguientes ciclos de carga (punto G, Fig. 2.3).

## E. EXCITACIÓN SÍSMICA

En el presente trabajo se supone que la intensidad de un movimiento sísmico se mide por la ordenada del espectro de respuesta para el período natural de vibración del sistema estudiado. Será entonces necesario emplear sismos de distintas intensidades para el análisis de respuesta de las estructuras. Se cuenta con un número limitado de acelerogramas registrados en el Valle de México, por lo que se utiliza una aproximación para generar acelerogramas de temblores artificiales [1], en la que las historias en el tiempo de las aceleraciones se consideran como los resultados de un proceso estocástico gaussiano no estacionario con densidad espectral evolutiva en intensidad y contenido de frecuencias. El movimiento del terreno se especifica con varios parámetros y se representa por procesos aleatorios modulados en frecuencia y amplitud. Se desarrollaron funciones de atenuación de dichos parámetros que definen al modelo y que se expresan



en función de la magnitud,  $M$ , y la distancia,  $R$ , de donde se origina el sismo. Una vez seleccionada la intensidad sísmica,  $M$  y  $R$  son variables inciertas cuya función de densidad de probabilidades está condicionada a ese valor [3].

Utilizando este modelo se generan inicialmente una combinación de valores de  $M$  y  $R$  para una intensidad requerida, considerando en esta etapa a la intensidad como el valor de la máxima aceleración espectral para un amortiguamiento del 5% del crítico (Intensidad  $\sigma_0$ ). Una vez obtenidos estos valores se simulan el conjunto de parámetros que definen la densidad espectral de referencia y las funciones de modulación de amplitud y frecuencia. Luego se obtienen los registros individuales a partir de estos parámetros. Se simularon tres grupos de veinte acelerogramas cada uno, para un amortiguamiento del 5% del crítico:

Grupo 1	Intensidad $\sigma_0=680\text{cm/s}^2$	Magnitud $M_s = 7.6$	Distancia $R = 300\text{ Km}$
Grupo 2	Intensidad $\sigma_0=980\text{ cm/s}^2$	Magnitud $M_s = 7.7$	Distancia $R = 309\text{ Km}$
Grupo 3	Intensidad $\sigma_0=1177\text{ cm/s}^2$	Magnitud $M_s = 7.8$	Distancia $R = 321\text{ Km}$

Los acelerogramas así obtenidos por Alamilla [2] se emplean para el desarrollo de este trabajo de tesis. En él se definió a la intensidad de un movimiento sísmico como la ordenada del espectro de respuesta para el período natural de vibración del sistema que se analice, por lo que cada uno de estos sesenta acelerogramas obtenidos representa un temblor con distinto valor de intensidad, de acuerdo a la definición que se adoptó para esta variable.

En la Fig. 2.4 se presentan los espectros de aceleraciones para cada uno de estos acelerogramas simulados. En ellos, la aceleración está normalizada respecto a la constante de gravedad.

## F. COSTOS INICIALES DE CONSTRUCCIÓN

Los costos de una estructura se obtienen a través del cálculo de los volúmenes y costos unitarios de los elementos involucrados. En los edificios estudiados en este trabajo se considera que sólo se dañan los elementos estructurales. Los elementos no estructurales no se encuentran ligados a la estructura y por tanto no son susceptibles a dañarse debido a movimientos del terreno. Las losas son infinitamente rígidas en su plano y no se ven afectadas por las deformaciones laterales de los marcos. Por tanto el sistema de piso no sufre daño ante un evento sísmico. Adicionalmente se supone que todos los entrepisos de la estructura cuestan igual.

El costo inicial,  $C^*$ , para una estructura con período de vibración  $T^*$ , que se toma como punto de partida, está compuesto por el costo de estructura,  $C_E$ , que dependerá del período fundamental de vibración, el costo de acabado,  $C_A$ , y el costo del sistema de piso,  $C_P$ .

$$C^* = C(T^*) = C_E(T^*) + C_A + C_P \quad (2.1)$$



El costo para otra estructura, de período  $T$ , será:  $C(T) = C_E(T) + C_A + C_P$  (2.2)

En estructuras de marcos sin muros  $C_E$  se limita a los costos de trabes y columnas. El costo del sistema de piso se calcula a partir del área y sistema seleccionado. De experiencias previas puede estimarse el costo de acabados como el 65% del costo total  $C$  [11]. Si se mantienen constantes todas las características de dos estructuras, excepto las dimensiones de sus elementos y por consiguiente la rigidez y período de vibración cambian, los costos  $C_A$  y  $C_P$  no varían.

El momento de inercia de los elementos estructurales es proporcional a la rigidez,  $I \propto b^4$ , siendo  $b$  la dimensión del elemento. Si las dimensiones de las secciones transversales de todos los miembros estructurales se hacen variar en forma proporcional, los períodos de vibración del sistema variarán en proporción inversa a la raíz cuadrada de la rigidez,  $T \propto k^{-1/2}$ , por tanto,  $T \propto b^{-2}$ . Si el precio unitario del concreto no varía los costos de la estructura son proporcionales al volumen de concreto, es decir, a las secciones transversales de los elementos dado que las alturas son iguales en las dos estructuras que se comparan,  $C \propto b^2$ . Finalmente se concluye que el costo es proporcionalmente inverso al período,  $C \propto T^{-1}$ .

Relacionando los costos de dos estructuras de diferente período y suponiendo que  $C_E(T)/C_E(T^*) = T^*/T$  se obtiene:

$$\frac{C(T)}{C^*} = \frac{C_E(T^*)T^*/T + C_A + C_P}{C^*} = \frac{C_E(T^*)}{C^*} \frac{T^*}{T} + \frac{C_A + C_P}{C^*} \quad (2.3)$$

El factor  $r_{ci}$  que relaciona el costo inicial del  $i$ -ésimo nivel que puede dañarse con el costo total del sistema, se calcula mediante la siguiente expresión, donde  $N$  es el número de niveles:

$$r_{ci} = \frac{1}{N} \frac{C_E(T)}{C(T)} \quad (2.4)$$

## G. FUNCIONES DE DAÑO

$\bar{\delta}(y|S)$  es la esperanza de daño que produciría un sismo de intensidad  $y$ , bajo la condición de que el sistema sobreviva. Se estima como la suma de las contribuciones de diferentes segmentos del sistema, mediante sus correspondientes funciones de daño esperado:

$$\bar{\delta}(y|S) = \sum_i r_{ci} \bar{\delta}(\psi_i) \quad (2.5)$$

Un segmento corresponde a uno o mas entrepisos de la estructura.  $r_{ci}$  es el cociente del costo inicial del  $i$ -ésimo segmento del sistema entre el costo inicial del sistema completo (sección II.F). Dichos costos son funciones de un vector  $a$  de los parámetros estructurales (sección II.H) y de la posibilidad conjunta de las distorsiones locales  $\psi_i$ , las



cuales son inciertas para un temblor de intensidad dada. Para el  $i$ -ésimo segmento la función de daño esperado puede expresarse como  $\bar{g}_i(\psi_i)$ , donde  $\psi_i$  es la distorsión del entrepiso  $i$ . Se pueden obtener valores aproximados del daño esperado para diferentes intensidades tomando en cuenta las incertidumbres respecto a  $\psi_i$  mediante el estimador bipuntual propuesto por Rosenblueth [23]:

$$\bar{g}_i(\psi_i) = \frac{1}{2} [g_i(\bar{\psi}_i(1+V_{\psi_i})) + g_i(\bar{\psi}_i(1-V_{\psi_i}))] \quad (2.6)$$

Donde  $\bar{\psi}_i$  es el valor esperado de la distorsión en el entrepiso  $i$ ,  $V_{\psi_i}$  es el coeficiente de variación de  $\psi_i$ . La función de daño  $g(\psi_i)$  puede expresarse de formas diferentes pero, de acuerdo a la información disponible [22] debe tener forma de  $s$  y relacionar el daño físico con las distorsiones laterales reflejando el comportamiento y costos de diversos tipos de elementos. En este trabajo se adoptó la siguiente expresión para representar la función de daño esperada en el entrepiso  $i$ , en términos de la distorsión:

$$\bar{g}(\psi) = 1 - \exp(-a\psi^m) \quad (2.7)$$

Esta función cumple aproximadamente las condiciones de que el daño empieza para la deformación de agrietamiento y es casi igual a uno para la deformación de falla. Los valores de  $a = 552100$  y  $m=3.68$  se obtienen de ajustar la curva a la información presentada por Reyes [22]. Esta curva se presenta en la Fig. 2.5.

Los valores máximos de distorsiones globales y locales del modelo detallado del sistema pueden estimarse a partir de las relaciones entre dichos valores y los que se obtienen empleando el modelo simplificado de referencia. Las distorsiones locales están relacionadas mediante la ecuación 2.8.

$$\psi_i = \rho \rho_i \alpha_s \eta_i \quad (2.8)$$

En ella  $\eta_i = \alpha_i \gamma \bar{S}_d / H$ ,  $\alpha_i$  es la relación entre el desplazamiento del entrepiso  $i$ ,  $\psi_{oi}$ , y el desplazamiento global del sistema detallado calculadas a partir del sistema simplificado,  $\psi_o$ , (análisis pushover).  $H$  es la altura total del sistema detallado.  $\gamma$  es un factor de conversión entre el sistema detallado y el sistema simplificado.  $\bar{S}_d$  es el valor esperado de desplazamiento en el extremo superior del sistema simplificado.

Los factores  $\rho$ ,  $\rho_i$  y  $\alpha_s$  toman en cuenta la incertidumbre (sección IV.B). El parámetro  $\alpha_s$  relaciona la respuesta máxima (desplazamiento) del sistema simplificado de referencia con su valor esperado para un grupo dado de excitaciones del terreno. Los factores aleatorios  $\rho$  y  $\rho_i$  están asociados a la transformación de  $\psi_o$  en  $\psi$  y  $\psi_i$ , que son la distorsión global y local respectivamente en el sistema detallado, de acuerdo a las relaciones:

$$\rho = \psi / \psi_o \quad \text{y} \quad \rho_i = \psi_i / (\alpha_i \psi).$$



Siendo  $\rho$ ,  $\rho_i$  y  $\alpha_s$  variables aleatorias independientes, la esperanza de la distorsión será el producto de las esperanzas de dichas variables:

$$\bar{\psi}_i / \eta_i = \bar{\rho} \bar{\rho}_i \bar{\alpha}_s \quad (2.9)$$

El coeficiente de variación de la distorsión se obtiene mediante:

$$V_{\psi_i}^2 = (1 + V_{\rho}^2)(1 + V_{\rho_i}^2)(1 + V_{\alpha_s}^2) - 1 \quad (2.10)$$

## H. CRITERIOS DE OPTIMIZACIÓN

Dentro de un marco de diseño racional de estructuras deberán buscarse soluciones óptimas desde un punto de vista económico que satisfagan los requisitos técnicos de diseño por desempeño. Para optimizar en un ciclo de vida, de acuerdo a Rosenblueth [24] se supone que cada vez que se dañe la estructura se repara inmediatamente con las mismas especificaciones del sistema original, de tal manera que quede con propiedades, no idénticas a las que tenía, sino con la misma distribución conjunta de probabilidades. La minimización de una función objetivo identifica a la solución óptima. En el diseño sísmico, dicha función puede ser:  $U = C + D$

Donde C y D son valores monetarios de la esperanza de costo inicial de un sistema, actualizado a valor presente, y el costo por daños y falla, respectivamente. C y D son funciones de los parámetros que determinan las propiedades mecánicas relevantes de un sistema a diseñarse, expresados mediante un vector  $\alpha$ . Los valores de este vector que minimicen la función U constituyen la solución óptima. Si se considera la ocurrencia de los temblores como un proceso de Poisson la función objetivo puede expresarse como:

$$U_1 = C_o(\alpha) + \frac{D_o(\alpha)}{\gamma} \quad (2.11)$$

$C_o$  es el costo inicial de la estructura,  $D_o$  es el costo esperado de daños y falla por unidad de tiempo y  $\gamma$  tasa de descuento o actualización. El valor de  $D_o$  puede estimarse mediante la expresión:

$$D_o = -C_o \int \frac{\partial v(y)}{\partial(y)} \delta(y) dy \quad (2.12)$$

$v(y)$  es la tasa de ocurrencia de temblores con intensidad mayor o igual que y en el sitio de interés. Para representar la amenaza sísmica en el sitio de la construcción se cuenta con tasas de ocurrencia de sismos de intensidad mayor a cada valor de interés, que tienen la forma  $v_y(y) = Ky^{-r}(1 - (y/y_1)^q)$ , en donde y es la intensidad del movimiento, medida por la ordenada espectral de pseudo-aceleraciones para el período fundamental del sistema de interés; r,  $y_1$  y q son parámetros adecuados con los que se considera la



contribución a la sismicidad de las principales fuentes sísmicas. En la Fig.2.6 se presenta la curva que corresponde a la tasa de excedencia de intensidad para un sistema de período natural  $T=0.899$  s.  $\delta(y)$  es la esperanza de daño que produciría un sismo de intensidad  $y$ .

Los componentes del vector  $\alpha$  pueden seleccionarse de dos maneras, en términos de las propiedades de sistema,  $\alpha_1=T$ ,  $\alpha_2=c_y$ , o en términos de los valores de respuesta permisible ante los sismos de diseño,  $\alpha_3=\psi_F$  [12]. Siendo las propiedades del sistema su período fundamental de vibración,  $T$ , su coeficiente de cortante basal a la fluencia,  $c_y$ , y las formas de variación de los valores locales de rigidez y resistencia con la altura del edificio (subvectores  $\alpha_K$  y  $\alpha_R$ ) pueden determinarse con ellas la capacidad de deformación ante diversas excitaciones sísmicas y las distorsiones laterales.  $T$  controla los niveles de daño a intensidades sísmicas bajas, mientras que  $c_y$  y  $\psi_F$  controlan la ocurrencia de falla. En la aplicación de optimización en un ciclo de vida en este trabajo se adoptará a  $T$  como el parámetro de control para el diseño sísmico.

El costo de daños por unidad de tiempo es  $D_o = D_s + v_F D_F$ . En los casos en que la resistencia del sistema es grande o el ciclo de vida es largo, el monto de las consecuencias del colapso,  $D_F$ , multiplicada por la tasa esperada de ocurrencia de colapso,  $v_F$ , es mucho menor al costo esperado de los daños por unidad de tiempo sin incluir las consecuencias del colapso  $D_s$  y no es sensible a  $T$ . Al adoptar  $T$  como parámetro de control puede ignorarse la contribución de  $v_F D_F$  al valor del costo de daños por unidad de tiempo  $D_o$ , por lo que en la ec. 2.11 se considera únicamente  $D_s$ , en lugar de  $D_o$ :

$$U_1 = C_o(\alpha) + \frac{D_s(\alpha)}{\gamma} \quad (2.13)$$

El valor de  $D_s$  pues estimarse mediante la expresión:

$$D_s = C_o \int -\frac{\partial v(y)}{\partial(y)} \delta(y|S) dy \quad (2.14)$$

$\delta(y|S)$  es la esperanza de daño que produciría un sismo de intensidad  $y$ , bajo la condición de que el sistema sobreviva (sección II.G).

El planteamiento anterior permite identificar un período óptimo  $T_{opt}$  para el cual la función objetivo se minimiza. A fin de transformar los valores de  $T_{opt}$  en requisitos de diseño y una vez que se cuenta con una curva de amenaza sísmica en el sitio de la construcción, se supone que esta intensidad se mide en términos de la ordenada del espectro de respuesta, de pseudoaceleraciones,  $S_a$ , o desplazamientos,  $S_d$ , para dicho período. Se establecen requisitos de diseño orientados a controlar los daños para intensidades asociadas a períodos cortos y moderados mediante valores de distorsiones máximas de entrepiso para un período de retorno dado que sean congruentes con el valor del parámetro de control que corresponde a la solución óptima,  $T_{opt}$ .



Al definir el período de retorno, del orden de diez a veinte años, se conocen los valores de  $S_a$  y  $S_d$ .

De acuerdo con la sección II.G pueden estimarse las distorsiones locales máximas del sistema detallado al estar sujeto a un movimiento de intensidad igual a  $S_d$ , a partir del sistema simplificado de referencia:

$$\bar{\Psi}_{\max} = \bar{\rho}\gamma S_d \Psi_{0\max}$$

$\Psi_{0\max}$  es el valor de la distorsión local máxima asociada con la configuración de respuesta lateral que representa las condiciones del sistema cuando se alcanza la respuesta máxima [11].



## CAPÍTULO III

### A. DISEÑO

La metodología descrita en los capítulos anteriores se aplica a seis edificios regulares de concreto reforzado, de planta cuadrada y de diferente número de niveles y crujías, diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, Departamento del Distrito Federal, 1993) [6] y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, Departamento del Distrito Federal, 1996) [8], específicamente con el criterio de marco dúctil. Se considera que los edificios están clasificados como estructuras del grupo B, pues serán utilizados para oficinas. Las estructuras son de 5, 10 y 15 niveles. En cada una todos los niveles, excepto el primero, tienen igual altura de entrepiso. Los edificios son simétricos en planta. En la Fig. 3.1 se muestra la geometría de las estructuras mencionadas y en la Tabla 3.1 las dimensiones correspondientes.

Los edificios se diseñaron para un coeficiente sísmico igual a 0.4, antes de introducir reducciones por comportamiento no lineal. Por ser marcos dúctiles se utiliza factor de comportamiento  $Q=4$  y se considera que incursionan en el intervalo inelástico. En tres de los seis edificios se consideran los efectos de la interacción suelo-estructura (sistemas CI) y tres edificios no se consideran (sistemas SI).

Los edificios se consideran ubicados en la zona de suelo blando del Distrito Federal, zona III, donde el período dominante del suelo,  $T_s$ , es igual a 2 segundos y la profundidad de los depósitos firmes profundos,  $H_s$ , es de 40 metros aproximadamente. De acuerdo al RCDF [6] y NTCS [7] el módulo de rigidez medio del suelo,  $G$ , se determina a partir de esta información, siendo  $G = 2(H_s/T_s)^2 = 800 \text{ Tn/m}^2$

Para cada cimentación se calculan los radios equivalentes  $R_x$  y  $R_r$ , en metros, empleando las expresiones [6]:

$$R_x = (A/\pi)^{1/2} \qquad R_r = (4 I / \pi)^{1/2}$$

Donde  $A$  es el área de la superficie neta de la cimentación e  $I$  es el momento de inercia de dicha superficie respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección analizada.

Conociendo estos valores se pueden calcular las rigideces  $K_x$  y  $K_r$ , que restringen el desplazamiento y rotación de la base respectivamente. El edificio de 5 niveles se cimentará mediante una losa desplantada a una profundidad menor o igual a 1 metro, por lo que  $K_x$  y  $K_r$  se calculan mediante las expresiones siguientes:

$$K_x = 7 G R_x \qquad K_r = 6 G R_r^3$$

Los edificios de 10 y 15 niveles se cimentarán mediante pilotes de fricción y losa de cimentación desplantada a una profundidad mayor o igual a 3 metros, por lo que  $K_x$  y  $K_r$  se calculan mediante las expresiones siguientes:



$$K_x = 8 G R_x$$

$$K_r = 11 G R_r^3$$

El suelo se modela como resortes de rigideces  $K_x$  y  $K_r$ . Los resultados de las operaciones anteriores y de las características de los resortes para cada edificio se muestran en la Tabla 3.2. La inercia se calcula a partir de la rigidez  $K_x$  y el área a partir de la rigidez  $K_r$ .

Se supuso concreto clase 1 con esfuerzo a la compresión,  $f'_c$ , de  $250 \text{ kg/cm}^2$ , con módulo de elasticidad de  $14000 \sqrt{f'_c}$  y peso volumétrico de  $2400 \text{ kg/cm}^3$ . El acero se consideró con esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , igual a  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

En el diseño de las estructuras se consideran los efectos de cargas verticales y sísmicas. En todos los niveles, incluyendo la azotea, la carga muerta se estimó en  $600 \text{ kg/m}^2$ , que considera el peso de la losa y todos los elementos que gravitan sobre ella pero excluye el peso propio de trabes y columnas. Las cargas viva máxima y viva instantánea se suponen iguales y con un valor de  $180 \text{ kg/m}^2$ .

Las dimensiones de trabes y columnas se estiman iterativamente a partir de un prediseño, de tal manera que la deformación de entrepiso no sea mayor que  $0.012$  la altura de entrepiso; las trabes, en todos los casos, tienen un área de acero de refuerzo longitudinal del  $1.2\%$  del área de concreto, y las columnas un área de acero de refuerzo del  $1\%$  del área de concreto. Interesan especialmente las cuantías en los extremos de los elementos, dado que en el análisis sísmico inelástico de los marcos simulados se supone la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales. Se emplean valores fijos de cuantías de acero de refuerzo longitudinal por ser este trabajo un punto de partida que servirá de referencia para futuros proyectos en que se trabaje variando este parámetro.

La totalidad de las trabes y columnas en cada nivel tienen las mismas dimensiones, respectivamente. En la Tabla 3.3 se presentan las dimensiones de los elementos estructurales resultantes. No en todos los niveles se logra que la distorsión sea igual o cercana a  $0.012$ , pues en los primeros y últimos niveles los desplazamientos, generalmente, son más pequeños que en los niveles intermedios (ver Fig. 4.34). Además de las dimensiones de los elementos, del proceso de diseño se obtuvieron cuantías de acero de refuerzo transversal.

## B. MODELO DETALLADO

Con el fin de estudiar la respuesta sísmica de estructuras es posible emplear modelos matemáticos para representar sus características dinámicas y de resistencia. Los edificios estudiados son simétricos en planta y están estructurados con marcos de iguales



dimensiones y rigideces en cada dirección horizontal de tal manera que es posible suponer que la respuesta sísmica del edificio en cada dirección puede aproximarse a la de una de los marcos planos. No se toma en cuenta el efecto de torsión accidental y se analiza aplicando el sismo en una sola dirección. De cada edificio diseñado en el inciso anterior, se toma un marco interior, el cual se señala en la Fig. 3.1. Se calcula la masa asociada a cada nivel del marco interior.

A partir de estos marcos y sus propiedades nominales y mediante el uso de un programa de computadora desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (sección II.C) se obtienen sesenta marcos simulados, a cada uno de los cuales se les aplica uno de los sesenta acelerogramas de diferentes intensidades (sección II.E). Al simular los marcos se consideran como parámetros inciertos las cargas gravitacionales, dimensiones y recubrimientos de traveses y columnas, resistencia del concreto y acero. Las áreas de acero de refuerzo longitudinal y transversal de todos los elementos estructurales se consideran valores deterministas. De cada simulación se obtienen rigideces y resistencias de traveses y columnas, así como esfuerzos de fluencia para cada entrepiso.

Para cada marco simulado se realiza un análisis inelástico paso a paso con un acelerograma seleccionado al azar de la familia de registros sísmicos simulados para diversas intensidades mediante una versión modificada del programa DRAIN-2D [20] que incluye un modelo de comportamiento histerético de los elementos que toma en cuenta el deterioro de rigidez y resistencia por carga cíclica (Fig. 2.3). El comportamiento inelástico del marco se concentra en articulaciones plásticas que ocurren en los extremos de traveses y columnas. La matriz de amortiguamiento se forma a partir de combinar linealmente las matrices de rigidez elástica y de masas. Se considera un amortiguamiento viscoso de 5% del crítico para los dos primeros modos de vibrar. De este análisis se obtienen los máximos desplazamientos de entrepiso,  $d_i$ .

A partir de los edificios diseñados en el inciso anterior, y tomando en cuenta las propiedades medias del marco interior, este se analiza aplicando una aceleración monótonica creciente en la base (push-over). De este análisis se obtienen curvas de cortante en la base-desplazamiento en la azotea, que se presentan en las Figs. 3.2.a a 3.7.a. Manteniendo la pendiente inicial de la curva en la rama elástica y ajustando la pendiente en la rama inelástica buscando mantener la misma área de la curva comprendida entre el punto inicial y el punto en que falla el sistema, se calculan los valores de cortante y desplazamiento de fluencia, que se muestran en la Tabla 3.4.

Para cada valor de amplitud de desplazamiento del extremo superior del marco se tiene un vector de desplazamiento del sistema que caracteriza la configuración de respuesta lateral. Las configuraciones obtenidas de estos análisis de push-over se presentan en las Figs. 3.2.b a 3.7.b, donde se marcan dos configuraciones en especial, la primera, es aquella dentro de la rama elástica que sirvió para calcular un sistema

---



simplificado de referencia y la segunda es la configuración que se presenta en el momento de la falla del sistema.

En las Figs. 3.8, 3.9 y 3.10 se muestran las distorsiones de los entrepisos de las estructuras para diferentes valores de amplitud de desplazamiento en el extremo superior, a partir de un análisis de pushover.

## C. SISTEMA SIMPLIFICADO DE REFERENCIA

### C. 1 Caso inicial

Los edificios estudiados se modelan adicionalmente, como sistemas simplificados de referencia, SSR, cuyas propiedades se estiman a partir de las propiedades de los sistemas detallados, aplicando los criterios de la sección II.B. Estos sistemas, de un grado de libertad, se representan mediante un marco de un nivel, dos columnas y una crujía. La trabe posee rigidez y resistencia considerablemente mayor en flexión que la de las dos columnas, de tal manera que la respuesta del sistema está determinada por la rigidez y resistencia de las columnas (sistema a cortante). El SSR tendrá una curva cortante-desplazamiento igual a la curva bilineal ajustada para el cortante basal y desplazamiento global del sistema detallado. En un punto de la rama elástica de esa curva, marcado en las Figs. 3.2.b a 3.7.b se obtiene la configuración  $\phi$  y rigidez K del sistema detallado. Las propiedades resultantes para los SSR se muestran en la Tabla 3.4.

Al igual que con los sistemas detallados simulados, con los sistemas simplificados de referencia se realiza un análisis inelástico paso a paso con el programa DRAIN-2D modificado y los acelerogramas antes mencionados. Para cada valor de intensidad se obtienen desplazamientos máximos en la parte superior de los sistemas.

### C. 2 Otros casos estudiados

Para efectuar el análisis de optimización planteado en la sección II.H es necesario evaluar la influencia del período natural de vibración en las respuestas estructurales, y en el monto de los daños. Evaluar dicha influencia analizando sistemas detallados implica estudiar la respuesta dinámica y funciones de daño de un gran número de sistemas complejos. Esto puede evitarse analizando diversos sistemas simplificados de referencia con igual resistencia pero con diferente rigidez lateral a fin de encontrar un sistema para el cual se minimice la función  $U_1$  (ecuación 2.11). La variación de la rigidez lateral se refleja en la variación en los períodos naturales de los sistemas.



Las incertidumbres relacionadas al uso de modelos de un grado de libertad para estimar las respuestas dinámicas de sistemas de múltiples grados de libertad se toman en cuenta mediante criterios probabilísticos de momentos de primer y segundo orden (sección IV.B).

En concordancia con el planteamiento teórico se realizan análisis paso-a-paso de respuestas dinámicas de sistemas simplificados de referencia. Los períodos elegidos están uniformemente espaciados en el intervalo de  $0.95T_{5N}$  a  $1.10 T_{5N}$  (0.776 s a 0.898 s) para el edificio de 5 niveles CI y T a  $1.10T$  (0.690 s a 0.758 s) para el edificio SI;  $0.95 T_{10N}$  a  $1.20T_{10N}$  (1.306 s a 1.65 s) para el edificio de 10 niveles CI y T a  $1.30 T$  (0.899 s a 1.169 s) para el edificio SI; y  $1.05 T_{15N}$  a  $1.35 T_{15N}$ , (1.970 s a 2.533 s) para el edificio de 15 niveles CI y T a  $1.15 T$  (1.032 s a 1.187 s) para el edificio SI. Las características de estos sistemas se presentan en la Tabla 3.5. Como excitaciones sísmicas se consideraron los mismos acelerogramas empleados para los modelos detallados.



## CAPÍTULO IV

### A. DISTORSIONES

Como resultado de los análisis paso a paso de los sistemas detallados se obtienen rotaciones de la base de la estructura, debidas a la interacción suelo-estructura,  $\theta_0$ , y desplazamientos laterales de cada entrepiso  $d_i$ . Las distorsiones máximas  $\psi_i$  en cada entrepiso  $i$  se calculan dividiendo la diferencia entre los desplazamientos laterales de los niveles  $i$  y  $i-1$  entre la altura del entrepiso y restándole la rotación en la base:

$$\psi_i = (d_i - d_{i-1}) / h_i - \theta_0$$

El valor de la distorsión global del sistema,  $\psi$ , se calcula dividiendo la diferencia del desplazamiento horizontal en la azotea y el desplazamiento horizontal en la base de la estructura entre la altura total del edificio y restándole la rotación en la base. Las distorsiones máximas de entrepiso y globales no necesariamente ocurren en el mismo instante. Como consecuencia de la variación espacial de la rigidez, los valores máximos de la distorsión local serán, en general, mayores que el promedio de  $\psi$  para el sistema completo.

Las distorsiones máximas globales máximas para los edificios de 5, 10 y 15 niveles se muestran en las Figs. 4.29 a 4.31. Los casos CI, cuyos periodos son mayores que en los casos SI, están sometidos a mayores intensidades y presentan distorsiones mayores. Al aumentar el número de niveles en los sistemas disminuye el valor de la distorsión global. De los espectros de desplazamientos de los acelerogramas empleados se observa que los desplazamientos de los sistemas de 5, 10 y 15 niveles aumentan en una proporción menor que el aumento de altura entre dichos sistemas, por lo que a pesar de aumentar el desplazamiento máximo en azotea al aumentar el número de niveles de los sistemas estudiados, las distorsiones disminuyen.

A partir de los análisis con los SSR se obtienen desplazamientos máximos en la parte superior de los sistemas para cada valor de intensidad,  $S_d(T)$  y las ordenadas del espectro de desplazamientos para una estructura de comportamiento elástico,  $S_{dL}(T)$ . La relación entre  $S_{dL}$  y el desplazamiento de fluencia  $U_y$  se denominará  $Q$  mientras que la relación entre  $S_d$  y  $U_y$  se denominará  $\mu$ .

El valor esperado de la ductilidad  $\mu$  se ajusta, por mínimos cuadrados, como función de  $Q$  mediante la expresión:

$$\mu = Q + bc(1 - Q) + b(1 - e^{c(1-Q)})$$

Los valores de  $\mu$  y su valor esperado se presentan en las Figs. 4.1 y 4.2. Se aprecia una tendencia en estas curvas, cuya pendiente es mayor que la unidad si el período natural de vibración  $T$  es corto, como en los edificios de 5 niveles CI y SI, de 10 niveles SI y 15 niveles SI; la pendiente es cercana a la unidad para el edificio de 10 niveles CI



( $T=1.38$  s) y la pendiente cae muy por debajo de 1.0 para el edificio de 15 niveles CI cuyo período es  $T=1.88$  s, cercano a 2 s. La resistencia de los sistemas de período corto es menor que la del sistema cuyo período es cercano a 2. Al aumentar la resistencia de los sistema disminuye su ductilidad.

Por medio de las curvas de las Figs. 3.2.b a 3.7.b pueden estimarse configuraciones asociadas a cada valor del desplazamiento máximo del extremo superior. Las distorsiones así estimadas se denotarán por  $\psi_{oi}$ , a diferencia de las que se obtienen mediante el análisis paso-a-paso del sistema detallado, las que se designan por  $\psi_i$ . Cada una de estas configuraciones del sistema simplificado de referencia es descrita por un valor de  $\alpha_i$  para cada entrepiso.  $\alpha_i$  representa la relación  $\psi_{oi}/\psi_o$  que se estima de forma determinista.

Los valores de la distorsión global  $\psi_o$  se calculan multiplicando el valor del desplazamiento máximo  $S_d(T)$  del sistema de referencia por el factor  $\gamma$  y por el factor  $\alpha_s$  que se calcula en el inciso IV.B, y dividiendo entre la altura total del edificio:

$$\psi_o = \frac{S_d \gamma \alpha_s}{H}$$

$\bar{\psi}_o$  es el valor esperado de  $\psi_o$  para una intensidad sísmica igual a la empleada para obtener la respuesta del modelo detallado.

Las distorsiones de los entrepisos  $\psi_{oi}$  se calculan multiplicando el valor de  $S_d(T)$  por el factor  $\gamma$  y por la configuración  $\phi_i$  asociada a este desplazamiento, dividido entre la altura del entrepiso  $i$ :

$$\psi_{oi} = \frac{S_d \phi_i \gamma}{h_i}$$

Para los edificios estudiados en ningún caso se alcanzaron las deformaciones globales que ocasionarían la falla de los sistemas, estimadas en el análisis de push-over, de 48.74 cm, 91.85 cm y 160.3 cm para los edificios de 5, 10 y 15 niveles CI respectivamente, y de 60.86 cm, 85.70 cm y 137.99 cm para los edificios de 5, 10 y 15 niveles SI respectivamente.

## B. FACTORES DE INCERTIDUMBRE

El parámetro  $\alpha_s$  relaciona la respuesta máxima del sistema simplificado de referencia con su valor esperado para un grupo dado de excitaciones del terreno. El valor esperado de  $\alpha_s$  es igual a 1. El coeficiente de variación, como función de  $Q$ , es nulo para valores de  $Q$  menores o iguales a uno. Para otros valores de  $Q$  el valor esperado del coeficiente de variación de esta variable se estima mediante la expresión 4.1.

$$v_{\alpha_s}^2(Q) = E \left[ \frac{\mu}{\mu} - 1 \right]^2 \quad (4.1)$$



Teniendo en cuenta que  $V_{\alpha_s}$  tiende a aumentar con  $Q$  se adopta para  $v$  una expresión, que se ajusta por mínimos cuadrados, de la siguiente forma:  $y = ax + b(1 - e^{-cx})$

Las curvas así ajustadas se muestran en las Figs. 4.3 y 4.4. Para los edificios de 5 niveles, los casos CI y SI presentan curvas muy similares, pero para los edificios de 10 y 15 niveles los casos SI presentan mayores coeficientes de variación.

Se estiman los factores aleatorios  $\rho$  y  $\rho_i$  asociados a la transformación de  $\psi_0$  en  $\psi_i$  y  $\psi$  de acuerdo a las relaciones  $\rho = \psi / \psi_0$  y  $\rho_i = \psi_i / \alpha_i \psi$ . Los valores esperados de estas variables se ajustan mediante dos expresiones:

$$\text{Para } Q \leq 1 \quad \bar{v}(Q) = a \quad (4.2.a)$$

$$\text{Para } Q > 1 \quad \bar{v}(Q) = a + b(Q-1) + c(1 - e^{-d(Q-1)}) \quad (4.2.b)$$

Donde  $v(Q)$  es una variable genérica que se emplea para representar  $\rho$  y  $\rho_i$ . La pendiente de  $\bar{v}(Q)$  es cero cuando  $Q=0$ , por tanto  $b+cd=0$  y  $c \leq 0$ .

Los valores así obtenidos se presentan en las Figs. 4.5 a 4.8 para el edificio de 5 niveles, en las Figs. 4.9 a 4.12 para el de 10 niveles y en las Figs. 4.13 a 4.16 para la estructura de 15 niveles.

Luego de estimar esas esperanzas, se grafican los valores de  $(\sqrt{v}-1)^2$  en las Figs. 4.17 a 4.20 (edificios de 5 niveles), 4.21 a 4.24 (edificio de 10 niveles) y 4.25 a 4.28 (edificio de 15 niveles). Los valores esperados de esta función son iguales al cuadrado del coeficiente de variación de  $v$ ,  $V\rho^2$  y  $V\rho_i^2$ , que se ajusta mediante las expresiones 4.2 a y b.

Los valores de  $\bar{\rho}$  para el edificio de 5 niveles son mayores en los casos SI, en los que la influencia de los modos superiores incrementa la distorsión global con respecto a lo que se obtiene para un sistema de un grado de libertad. En los casos CI solo una parte del desplazamiento en la punta está asociada con la distorsión global; otra parte se debe a la rotación. Los valores de  $\bar{\rho}_i$  y los coeficientes de variación  $V\rho^2$  y  $V\rho_i^2$  son mayores para los casos SI. En los edificios de 10 niveles,  $\bar{\rho}$  es mayor para los casos SI;  $\bar{\rho}_i$  son similares en los primeros entresijos y en los entresijos superiores en los casos SI aumentan con respecto a los casos CI al incrementarse los valores de  $Q$ . Los coeficientes de variación son ligeramente mayores en los casos SI. Para los edificios de 15 niveles  $\bar{\rho}$  y  $\bar{\rho}_i$  son mayores para los casos SI en todos los entresijos excepto en entresijos 14 y 15, en los que se presentan valores similares. Los coeficientes de variación son notablemente mayores para SI y a diferencia de los casos CI, aumentan con la intensidad.



Los valores esperados de distorsiones globales y locales a partir del modelo simplificado de referencia se estiman mediante la expresión 2.9 y los coeficientes de variación mediante la expresión 2.10. Para el edificio de 5 niveles, los valores esperados de distorsiones locales son mayores para los sistemas SI, mientras que en los edificios de 10 y 15 niveles son mayores para los casos CI. Los coeficientes de variación son mayores en los casos SI, en los 3 edificios.

### C. COSTOS INICIALES DE CONSTRUCCIÓN

El análisis de costos de los tres edificios estudiados se presenta en las Tablas 4.1 a 4.4 [12] sobre la base de valores actuales. Los costos totales calculados incluyen los costos directos, los costos indirectos y la utilidad que obtendrá el constructor.

Conociendo las áreas y volúmenes de los elementos estructurales y del sistema de piso, y los costos unitarios de los materiales empleados se calculan los costos de acero, concreto y cimbra usados en la obra,  $C_{acc}$ . El costo directo  $C_{DM}$  se estima a partir del costo de los materiales empleados para construir la estructura,  $C_{acc}$ , y el costo de la mano de obra, que es aproximadamente el 40% del costo de los materiales.

$$C_{DM} = 1.4 C_{acc}$$

El costo indirecto  $C_{IM}$  se estima como el 20% del  $C_{DM}$ .

$$C_{IM} = 0.2 C_{DM}$$

La utilidad  $U_M$  es el 15% de la suma de  $C_{DM}$  y  $C_{IM}$ .

$$U_M = 0.15 (C_{DM} + C_{IM})$$

El costo total de un entrepiso será la suma de  $C_{DM}$ ,  $C_{IM}$  y  $U_M$ .

$$C_i = C_{DM} + C_{IM} + U_M = 1.38 C_{DM} = 1.932 C_{acc}$$

Sobre la base de los costos calculados (Tablas 4.1 a 4.4) pueden establecerse las siguientes relaciones necesarias para la estimación del factor  $r_{ci}$ , (sección II.F) para el edificio de 5 niveles CI:

$$C_P/C^* = 0.17 \quad C_A/C^* = 0.65 \quad C_E(T^*)/C^* = 0.18$$

Para el edificio de 5 niveles SI:

$$C_P/C^* = 0.18 \quad C_A/C^* = 0.65 \quad C_E(T^*)/C^* = 0.17$$

Para los edificios de 10 niveles CI y SI:

$$C_P/C^* = 0.15 \quad C_A/C^* = 0.65 \quad C_E(T^*)/C^* = 0.20$$

Para los edificios de 15 niveles CI y SI:

$$C_P/C^* = 0.12 \quad C_A/C^* = 0.65 \quad C_E(T^*)/C^* = 0.23$$

De acuerdo a la ecuación 2.3, para el edificio de 5 niveles CI:

$$\frac{C(T)}{C^*} = \frac{C_E(T^*)}{C^*} \frac{T^*}{T} + \frac{C_A + C_P}{C^*} = 0.18 \frac{T^*}{T} + 0.82$$



Para el edificio de 5 niveles SI:  $\frac{C(T)}{C^*} = 0.17 \frac{T^*}{T} + 0.83$

Para el edificio de 10 niveles CI y SI:  $\frac{C(T)}{C^*} = 0.20 \frac{T^*}{T} + 0.80$

Para el edificio de 15 niveles CI y SI:  $\frac{C(T)}{C^*} = 0.2 \frac{T^*}{T} + 0.77$

En la ecuación 2.4 se introducen estos valores de tal manera que sea más fácil calcular  $r_{ci}$ :

$$r_{ci} = \frac{1}{N} \frac{C_E(T)}{C(T)} = \frac{1}{N} \frac{C_E(T) C_E(T^*) C^*}{C_E(T^*) C^* C(T)}$$

Reemplazando las relaciones antes mencionadas para cada edificio se obtienen las expresiones para  $r_{ci}$ , para el edificio de 5 niveles CI:  $r_{ci} = \frac{0.18}{5} \frac{T^*}{0.18T^* + 0.82T}$  (4.3)

Para el edificio de 5 niveles SI:  $r_{ci} = \frac{0.17}{5} \frac{T^*}{0.17T^* + 0.83T}$  (4.3.a)

Para los edificios de 10 niveles CI y SI:  $r_{ci} = \frac{0.20}{10} \frac{T^*}{0.20T^* + 0.80T}$  (4.4)

Para los edificios de 15 niveles CI y SI:  $r_{ci} = \frac{0.23}{15} \frac{T^*}{0.23T^* + 0.77T}$  (4.5)

#### D. DAÑOS

Una vez estimados los valores esperados de distorsiones y sus coeficientes de variación, se evalúan los daños esperados en cada entrepiso mediante el estimador bipuntual dado por la ecuación 2.6. Para calcular el daño esperado en el entrepiso  $i$ , en términos de la distorsión, se utiliza la ec. 2.7 que toma la siguiente forma:

$$\bar{g}(\psi) = 1 - \exp(-552100\psi^{3.68})$$

Con los resultados del estimador bipuntual se calcula la función de daño esperado para cada sistema, empleando la ecuación 2.5 y las relaciones expresadas en las ecuaciones 4.3, 4.4 y 4.5. Los valores obtenidos se ajustan a una curva de la forma:

$$\bar{\delta}(y) = 1 - \exp(-a(S_a)^b)$$

En las Figs. 4.32 y 4.33 se presentan las curvas obtenidas de esta manera para los sistemas de 5, 10 y 15 niveles. En la Tabla 4.5 se muestran los valores de  $a$  y  $b$  para los que se logró el mejor ajuste.

Los valores de  $\bar{\delta}(y)$  son mayores para los casos SI en los edificios de 5 niveles, lo cual se debe en gran parte a la mayor incertidumbre que se presenta en estos casos SI. En



los edificios de 10 y 15 niveles también son mayores para los casos SI pero las diferencias son pequeñas. Para una mejor comprensión de lo que sucede en los edificios de 5 niveles, a continuación se muestran tres ejemplos numéricos de la estimación de daño en los mismos.

Para un valor de  $Q=1.15$ , al calcular la distorsión del primer nivel:

$$\text{Caso CI: } \eta_i = \alpha_i \gamma \bar{S}_d / H = 0.00484 \quad \bar{\rho} = 0.928 \quad \bar{\rho}_i = 0.904$$

$$\bar{\psi}_i = \eta_i \bar{\rho} \bar{\rho}_i \bar{\alpha}_s = 0.0038$$

$$V_{\psi_i} = \sqrt{(1 + V_{\rho}^2)(1 + V_{\rho_1}^2)(1 + V_{\alpha_s}^2)} - 1 = \sqrt{(1 + 0.0306)(1 + 0.03)(1 + 0.005)} - 1 = 0.2575$$

$$\bar{g}(\psi) = 0.5 (0.0015 + 0.0002) = 0.0009$$

$$\text{Caso SI: } \eta_i = 0.00302 \quad \bar{\rho} = 1.428 \quad \bar{\rho}_i = 0.907$$

$$\bar{\psi}_i = 0.0039$$

$$V_{\psi_i} = \sqrt{(1 + 0.0235)(1 + 0.133)(1 + 0.004)} - 1 = 0.4053$$

$$\bar{g}(\psi) = 0.5 (0.0027 + 0.001) = 0.001$$

De no ser por la incertidumbre, los daños esperados en ambos casos serían prácticamente iguales, dados los valores esperados de las distorsiones locales (0.0038 y 0.0039), en lugar de ser un 10% mayor en el caso SI.

Para un valor de  $Q=1.81$ , al calcular la distorsión del tercer nivel:

$$\text{Caso CI: } \eta_i = 0.0141 \quad \bar{\rho} = 1.624 \quad \bar{\rho}_i = 1.029$$

$$\bar{\psi}_i = 0.0236$$

$$V_{\psi_i} = 0.6026$$

$$\bar{g}(\psi) = 0.5 (0.9591 + 0.0187) = 0.4889$$

$$\text{Caso SI: } \eta_i = 0.0097 \quad \bar{\rho} = 2.844 \quad \bar{\rho}_i = 0.989$$

$$\bar{\psi}_i = 0.0273$$

$$V_{\psi_i} = 0.7128$$

$$\bar{g}(\psi) = 0.5 (0.9992 + 0.0099) = 0.5045$$

Para un valor de  $Q=0.83$ , al calcular la distorsión del quinto nivel:

$$\text{Caso CI: } \eta_i = 0.0022 \quad \bar{\rho} = 0.768362 \quad \bar{\rho}_i = 0.907$$

$$\bar{\psi}_i = 0.0018$$

$$V_{\psi_i} = 0.1614$$

$$\bar{g}(\psi) = 0.5 (0.0001 + 0.00002) = 0.00005$$

$$\text{Caso SI: } \eta_i = 0.0015 \quad \bar{\rho} = 1.2162 \quad \bar{\rho}_i = 1.0561$$

$$\bar{\psi}_i = 0.0019$$



$$v_{\psi_i} = 0.3196$$
$$\bar{g}(\psi) = 0.5 (0.0002 + 0.00001) = 0.0001$$

El costo esperado de daños por unidad de tiempo  $D_s$  se calcula a partir de la esperanza de daños estimada y de las tasas de excedencia de intensidades [2], que se calculan para cada valor supuesto del período natural de vibración del sistema.

### E. OPTIMIZACIÓN

Los sistemas descritos en la Tabla 3.5 se analizan siguiendo el procedimiento indicado con el que fueron analizados los tres edificios de partida. De acuerdo con la metodología aplicada para el sistema simplificado de referencia, se obtuvieron los desplazamientos  $U_y$  de fluencia al analizar los sistemas aplicando un push-over y los desplazamientos  $S_d(T)$  y  $S_{dL}(T)$  mediante análisis dinámicos paso-a-paso del sistema de referencia. Se calcularon  $Q$ ,  $\mu$ ,  $\mu$  y  $\alpha_s$  y el coeficiente de variación de  $\alpha_s$ .

En ningún caso se alcanzaron las deformaciones que ocasionarían la falla de los sistemas, 48.74 cm, 91.85 cm y 160.3 cm para los edificios de 5, 10 y 15 niveles CI respectivamente, y de 60.86 cm, 85.70 cm y 137.99 cm para los edificios de 5, 10 y 15 niveles SI respectivamente.

Las formas de las funciones de respuesta lateral dependen de la rigidez, masa y excitación a la que se someta el sistema. En este trabajo la forma de variación de las rigideces de entrepiso en la altura del edificio se mantuvo constante, así como la masa, por lo que la hipótesis de considerar las formas de las funciones de respuesta lateral iguales para los sistemas de diferentes periodos con igual número de niveles, puede ser adecuada. Los factores de corrección y sus momentos estadísticos estimados para el sistema detallado y sistema simplificado de referencia de partida, se emplean también en los demás sistemas analizados, pues el período natural de estos últimos difiere muy poco del período del sistema de partida. Así, se pueden calcular las esperanzas y coeficientes de variación de las distorsiones, mediante las ecuaciones 2.5 y 2.6. Las distorsiones máximas, así estimadas, se presentan en los entrepisos 2 y 3, en los casos de 5 niveles CI y SI; en los entrepisos 5 y 6 en los edificios de 10 niveles CI y en los entrepisos 4 y 5 en los casos SI; en los entrepisos 14 y 15 en los de 15 niveles CI y en los entrepisos 5 y 6 en los casos SI.

Tal como se presenta en la Tabla 4.6 para el edificio de 5 niveles CI el valor óptimo de  $U$  se obtuvo para  $T = 0.858$  s. Para este período, el valor de  $S_a$  que corresponde a un intervalo de recurrencia de diez años es igual a 0.106 g. Este valor se obtiene de la tasa



de excedencia de intensidad  $v(y)$  para el período óptimo antes mencionado (sección II.H), donde el intervalo de recurrencia es el inverso de  $v(y)$ . Se seleccionó un intervalo de recurrencia de 10 años ya que se considera que en él las intensidades son suficientemente pequeñas para que las respuestas sean esencialmente lineales para la condición de diseño en el estado límite de servicio. Las distorsiones de entrepiso que se calculan para fines de diseño son las mostradas en la Fig. 4.34.a; el máximo se presenta en el entrepiso 3 y es igual a 0.00283.

En la Tabla 4.7 se muestran los resultados de la optimización en edificios de 5 niveles SI. El período óptimo es  $T = 0.724$  s. La pseudoaceleración correspondiente a un intervalo de recurrencia de 10 años es 0.116 g. La distorsión máxima de entrepiso se presenta en el entrepiso 3 y es igual a 0.00207.

Los resultados de la optimización para el edificio de 10 niveles CI, Tabla 4.8, muestran que la función  $U$  alcanza su óptimo para un período  $T = 1.444$  s. Para este período, el valor de  $S_a$  que corresponde a un intervalo de recurrencia de diez años es igual a 0.202 g. Las distorsiones de entrepiso que resultan son las mostradas en la Fig. 4.34.b; el máximo se presenta en el entrepiso 8 y es igual a 0.00714.

En el edificio de 10 niveles SI el período óptimo corresponde a  $T = 1.123$  s, tal como se muestra en la Tabla 4.9. Para el intervalo de recurrencia de diez años,  $S_a = 0.134$  g y las distorsiones de entrepiso máximas, del orden de 0.00301 se presentan en el entrepiso 6.

Para el edificio de 15 niveles CI el valor óptimo de la función  $U$  se encontró para  $T = 2.440$  s., Tabla 4.10. El valor de  $S_a$  que corresponde a un intervalo de recurrencia de diez años es igual a 0.136 g. Las distorsiones de entrepiso que resultan son las mostradas en la Fig. 4.34.c; el máximo se presenta en el entrepiso 11 y es igual a 0.00865.

En el caso SI el período óptimo corresponde a  $T = 1.135$  s, tal como se muestra en la Tabla 4.11. Para el intervalo de recurrencia de diez años,  $S_a = 0.135$  g y las distorsiones de entrepiso máximas, del orden de 0.00239 se presentan en el entrepiso 14.

En la Tabla 4.12 se presenta un resumen de estos resultados obtenidos.



## CAPÍTULO V

En el desarrollo de ese trabajo de tesis se logró la calibración estadística de un método aproximado para estimar respuestas de sistemas detallados de múltiples grados de libertad a partir de las que se obtienen con sistemas simplificados de referencia (SSR), que son modelos de un grado de libertad de sistemas estructurales complejos no lineales. De esta manera se obtienen valores esperados y coeficientes de variación de los factores de incertidumbre  $\alpha_s$ ,  $\rho$  y  $\rho_i$  y se estiman funciones de daño esperado que incluyen las consecuencias de modos de falla no catastróficos, que es posible aplicar en estudios de optimización en ciclo de vida de estructuras. Los criterios propuestos en este trabajo permiten la determinación de valores óptimos de períodos de vibración de sistemas estructurales sujetos a cargas sísmicas, así como de valores óptimos de distorsiones máximas de entrepiso aceptables para fines de diseño en edificios similares a los estudiados.

Al estudiar las curvas de ductilidad esperada contra  $Q$  para edificios en el Valle de México, tomando en cuenta la interacción suelo-estructura o ignorándola, se observaron pendientes crecientes con  $Q$  para períodos naturales cortos. Eso ocurre, en los casos de 5 niveles, CI y SI, así como en los casos de 10 y 15 niveles SI. La pendiente es cercana a la unidad para períodos algo más largos, como en el edificio de 10 niveles CI, y cae por debajo de dicho valor para períodos cercanos a 2.0, como en el edificio de 15 niveles CI. Estas tendencias se aprecian en las Figs. 4.1 y 4.2. La resistencia de los sistemas de período corto es menor que la del sistema cuyo período es cercano a 2. Al aumentar la resistencia de los sistema disminuye su ductilidad.

Para edificios de 10 y 15 niveles, el coeficiente de variación de  $\alpha_s$  es menor para los casos CI que para SI; para 5 niveles dicho coeficiente es casi el mismo para ambos casos. Los coeficientes de variación de  $\rho_i$  y  $\psi_i$  son mayores para SI que para CI. En los casos SI la influencia de los modos superiores incrementa la distorsión global con respecto a lo que se obtiene para un sistema de un grado de libertad. En los casos CI solo una parte del desplazamiento en la punta esta asociada con la distorsión global; otra parte se debe a la rotación.

Debido a las tendencias que se manifiestan en las incertidumbres, los valores de los costos esperados de daños, calculados según las ecuaciones 2.5, 2.6 y 2.12, como función de los valores esperados de las distorsiones de entrepiso, resultan mayores para los edificios de 5 niveles SI que para CI. En los edificios de 10 y 15 niveles a pesar de ser mayor la incertidumbre en los casos SI que en los CI, los valores esperados de distorsiones, de daños y los costos de daños, son mayores en los casos CI, pues las diferencias entre los valores de los factores de incertidumbre para los casos CI y SI no tienen peso suficiente para invertir la tendencia.



Como consecuencia de todo lo antes mencionado al aplicar el criterio de optimización, los valores recomendables de diseño de las distorsiones de entrepiso,  $\psi_i$ , resultan mayores para los casos CI que para los SI. Se recomienda tomar en cuenta el efecto de la interacción suelo-estructuras, al diseñar un edificio cimentado en suelo blando del Valle de México, a fin de no subvalorar las distorsiones que pueden tener lugar ante un evento sísmico.

El costo total de los edificios no es muy sensible a la variación del periodo natural. Esto se debe a que al analizar sistemas con mayor o menor periodo, el costo de los elementos estructurales CE disminuye o aumenta, pero los costos de los sistemas de piso y acabados, que representan un porcentaje alto del costo total del edificio, se mantiene constante.

Del desarrollo de este trabajo se desprenden las siguientes recomendaciones para estudios futuros deseables:

- a) Continuar los estudios de optimización de sistemas no lineales de múltiples grados de libertad considerando distribuciones de rigideces diferentes, resistencias de diseño, diversos tipos de pérdidas (de equipos, interrupción de actividades) y consecuencias de falla última, tales como daños a la integridad física de personas, pérdidas de vidas humanas, etc.
- b) Realizar estudios para valores mayores de intensidad.
- c) Estudiar casos en que se consideren muros ligados a la estructura, que pueden dañarse.
- d) Analizar otras alternativas para definir el sistema simplificado de referencia de un sistema no lineal de múltiples grados de libertad, de tal manera que la estimación de respuestas del modelo detallado sea precisa tanto para respuestas pequeñas, en el intervalo lineal, como para respuestas elevadas en el intervalo no lineal.
- e) Desarrollar curvas de distorsiones máximas de entrepiso aceptables para diferentes valores de periodo natural de vibración, dado un tipo de estructuración, para edificaciones en el Valle de México.
- f) Obtener funciones de confiabilidad sísmica referidas a relaciones entre respuesta y capacidad de diversos tipos.



---

## REFERENCIAS

1. Alamilla, J, (1997), "Simulación de registros en el valle de México mediante procesos estocásticos modulados en amplitud y frecuencia", *Tesis de maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
2. Alamilla, J, (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aporticadas", *Tesis de doctorado*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
3. Alamilla, J, L Esteva, J García-Pérez y O Díaz, (2001), "Simulating earthquake ground motion at a site for given intensity and uncertain source location", *Journal of Seismology*, No. 5, Vol. 4, pg 475-485.
4. Campos-Arias, D y L Esteva, (1997), "Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México.
5. Cornell, A C, (1969), "A probability-based structural code", *ACI Journal*, Title No.66-85, pg 974-986, diciembre.
6. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", (1993), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 2 de agosto, México D.F.
7. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", (1995), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 27 de febrero, México D.F.
8. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", (1996), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 25 de marzo, México D.F.
9. Diaz, O, L Esteva y F García, (1997), "Funciones de daño acumulado por sismo en marcos de edificios (primera parte)", *Informe de investigación elaborado para CONACYT*, Ref. No. 1114 PA, No.6553, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre.
10. Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael, (2001), "Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design", *Memorias ICOSSAR-2001*, Newport Beach, California, EEUU.
11. Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael, (2001), "Criterios y procedimientos para diseño sísmico basado en metas de confiabilidad y desempeño", *Informe de investigación elaborado para CONACYT*, Proyecto No.31181U, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre.



12. Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra, E Ismael y M Fernández, (2001), "Indicadores de desempeño para el desarrollo y aplicación de criterios óptimos de diseño sísmico", *Informe de investigación elaborado para CONACYT*, Proyecto No.1558, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre.
13. Meli, R, (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *publicación del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No.375, junio.
14. Meli, R y C J Mendoza, (1991), "Reglas de verificación de calidad de concreto", *Revista de Ingeniería LXI*, México.
15. Meli, R y J M Villanueva, (1984), "Análisis estadístico de la resistencia en compresión de concretos fabricados en el Distrito Federal", *Informe interno del Instituto de Ingeniería*, UNAM, diciembre.
16. Mirza, S A y J McGregor, (1979), "Variations in dimension of reinforced concrete members", *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 105, pg 751-766, abril.
17. Mitchell, G R y R W Woodgate, (1971), "Floor loading in office buildings. The results of a survey", *Building Research Station*, CP 3-71, Watford, Reino Unido.
18. Obregón, J, "Simulación y métodos Montecarlo", *Teoría de la probabilidad*, Ed. Limusa, (1975), pg.363-377.
19. Pier, J C, (1971), "A stochastic live load model for buildings", *Research Report 1271-35*, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, Mass., EEUU.
20. Powell, G, (1973), "Drain-2D User's Guide", *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.
21. Rackwitz, R, (2000), "Optimization – the basis of code-making and reliability verification", *Structural Safety*, No.22, pg 27-60.
22. Reyes, C, (1999), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios". *Tesis de Doctorado*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
23. Rosenblueth, E, (1975), "Point estimates for probability moments", *Proc. Nat. Acad. Scis. USA*, 72, 10, pg 1807-1825.
24. Rosenblueth, E, (1975), "Diseño óptimo en ingeniería sísmica", *publicación del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 354.
25. Rosenblueth, E, (1976), "Optimum design for infrequent disturbances", *Journal of Structural Division ASCE*, No. 102, pg 1807-1825.



26. Rosenblueth, E y E Mendoza, (1971), "Reliability optimization in isostatic structures", *Journal Eng. Mech. Division ASCE*, No. 97, pg 1625-1642.
27. Soriano, A, S Ruiz, J Vázquez, G Cervantes y O Urrego, (2001), "Cargas vivas máximas de diseño para edificios de oficinas en la Ciudad de México", *Serie Azul*, No.623, Instituto de Ingeniería UNAM.
28. Wang, M L y S P Shah, (1987), "Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pg 993-1003.



## NOMENCLATURA

b	base de la sección transversal de un elemento estructural
$c_y$	coeficiente basal a la fluencia
$C^*$ ( $C_o$ )	Costo inicial de una edificio
$C_A$	Costo de los acabados en un edificio
$C_E$	Costo de los elementos estructurales de un edificio
$C_P$	Costo del sistema de piso de un edificio
Cl	Sistema con interacción suelo-estructura
d	desplazamiento en el extremo superior de un sistema detallado
$D_s$	costo esperado de daños por unidad de tiempo
$D_F$	monto de las consecuencias del colapso
$f'_c$	esfuerzo de compresión del concreto ( $\text{kg/cm}^2$ )
$f_y$	esfuerzo de fluencia en el acero
K	rigidez lateral de un sistema o elemento
$F_y$	carga a la fluencia en un elemento estructural
$g(\psi_i)$	estimador bipuntual
G	módulo de rigidez medio del suelo
h	altura de un entrepiso / altura de la sección transversal de un elemento estructural
M	masa de un sistema
$M_s$	Magnitud sísmica
Q	relación entre el desplazamiento en el extremo superior del SSR y el desplazamiento a la fluencia
r	recubrimiento la sección transversal de un elemento estructural
$r_{ci}$	cociente del costo inicial del i-ésimo segmento del sistema entre el costo inicial del sistema completo
$S_d$	desplazamiento en el extremo superior del SSR
$S_{dl}$	ordenada del espectro elástico de desplazamientos del SSR
$S_m$	valores nominales de carga muerta
$S_v$	valores nominales de carga viva
SD	Sistema detallado (múltiples grados de libertad)
SI	Sistema sin interacción suelo-estructura
SSR	Sistema simplificado de referencia (un grado de libertad)
T	período natural de vibración
$T_{opt}$	período óptimo
u	desplazamiento de un sistema simplificado de referencia
U	función objetivo
V	fuerza cortante en la base
$V_{\psi_i}$	coeficiente de variación de la distorsión local
$X_y$	desplazamiento a la fluencia en un elemento estructural
$\alpha$	vector de las propiedades mecánicas a optimizarse
$\alpha_i$	factor que relaciona la respuesta global y la respuesta del entrepiso i del SD calculadas a partir de SSR



---

$\alpha_k$	pendiente en la segunda rama en el comportamiento histerético de un elemento estructural
$\alpha_s$	factor que relaciona la respuesta del SD y su valor esperado
$\gamma$	factor de correspondencia entre la respuesta de un SSR y un SD
$\delta_i$	daño en un entrecaposo
$\phi$	configuración del sistema en un instante dado
$\mu$	ductilidad
$\psi$	distorsión global
$\psi_i$	distorsión local
$\psi_o$	distorsión global, estimada a partir del SSR
$\psi_{oi}$	distorsión local, estimada a partir del SSR
$\rho$	factor que relaciona la distorsión en un SD y la distorsión estimada a partir de un SSR
$\sigma_{fc}$	desviación estándar del esfuerzo a la compresión del concreto
$\sigma_{fy}$	desviación estándar del esfuerzo a la fluencia del acero
$\nu(y)$	tasa de ocurrencia de sismos
$\theta$	rotación en la base de la estructura

**Tabla 3.1** Geometría de los edificios estudiados, en cm.

No. Niveles	5	10	15
$h_1$	350	400	400
$h$	290	300	340
$L$	500	620	650

**Tabla 3.2** Características de la cimentación y el suelo

No. Niveles	5	10	15
$A$ (m <sup>2</sup> )	100.00	153.76	380.25
$I$ (m <sup>4</sup> )	833.33	1970.18	12049.17
$R_x$ (m)	5.642	6.996	11.002
$R_r$ (m)	5.707	7.077	11.129
$K_x$ (Ton/m)	31594.64	44774.40	61611.20
$K_r$ (Ton.m)	892346.13	3119208.17	12129729.04
<b>Características de resortes que modelan el suelo</b>			
Area (cm <sup>2</sup> )	26.90	61.14	64.90
Inercia (cm <sup>4</sup> )	13225.87	18743.06	25791.13

**Tabla 3.3** Dimensiones, en centímetros, de los elementos estructurales de los edificios estudiados

a) Edificio de 5 niveles CI

Nivel	Columnas	Trabes
1	49 x 49	25 x 49
2	49 x 49	25 x 49
3	46 x 46	25 x 45
4	43 x 43	25 x 41
5	40 x 40	25 x 34

b) Edificio de 5 niveles SI

Nivel	Columnas	Trabes
1	48 x 48	25 x 47
2	47 x 47	25 x 47
3	43 x 43	25 x 42
4	40 x 40	25 x 38
5	39 x 39	25 x 33

c) Edificio de 10 niveles CI

Nivel	Columnas	Trabes
1	75 x 75	34 x 74
2	75 x 75	34 x 74
3	75 x 75	34 x 74
4	75 x 75	32 x 72
5	71 x 71	32 x 70
6	67 x 67	32 x 66
7	63 x 63	31 x 63
8	60 x 60	28 x 59
9	55 x 55	26 x 54
10	49 x 49	25 x 47

d) Edificio de 10 niveles SI

Nivel	Columnas	Trabes
1	75 x 75	34 x 75
2	74 x 74	34 x 74
3	73 x 73	34 x 72
4	72 x 72	32 x 71
5	70 x 70	32 x 69
6	67 x 67	32 x 64
7	63 x 63	30 x 60
8	59 x 59	28 x 57
9	54 x 54	26 x 52
10	49 x 49	25 x 46

e) Edificio de 15 niveles CI

Nivel	Columnas	Trabes
1	105 x 105	48 x 100
2	105 x 105	48 x 100
3	105 x 105	48 x 100
4	105 x 105	48 x 98
5	105 x 105	48 x 98
6	105 x 105	45 x 93
7	100 x 100	45 x 93
8	95 x 95	44 x 91
9	91 x 91	43 x 86
10	85 x 85	40 x 83
11	80 x 80	39 x 79
12	76 x 76	32 x 75
13	75 x 75	32 x 66
14	69 x 69	29 x 60
15	59 x 59	25 x 51

f) Edificio de 15 niveles SI

Nivel	Columnas	Trabes
1	107 x 107	50 x 100
2	100 x 100	46 x 96
3	98 x 98	46 x 96
4	96 x 96	46 x 96
5	95 x 95	46 x 95
6	95 x 95	46 x 93
7	90 x 90	45 x 90
8	89 x 89	44 x 89
9	88 x 88	43 x 86
10	85 x 85	40 x 84
11	80 x 80	39 x 79
12	74 x 74	36 x 74
13	68 x 68	33 x 66
14	60 x 60	30 x 60
15	55 x 55	25 x 50

**Tabla 3.4** Propiedades de los sistemas simplificados de referencia

a) Sistemas con interacción suelo-estructura

No. Niveles	5	10	15
$V_y$ (Ton)	53.33	159.01	539.95
$U_y$ (cm)	5.70	13.97	31.60
T (s)	0.82	1.38	1.88
$m$ (Ton.s <sup>2</sup> /cm)	0.22	0.79	2.27
$k$ (Ton/cm)	13.24	16.47	25.44

b) Sistemas sin interacción suelo-estructura

No. Niveles	5	10	15
$V_y$ (Ton)	35.50	126.08	443.69
$U_y$ (cm)	3.81	6.80	10.16
T (s)	0.69	0.90	1.03
$m$ (Ton.s <sup>2</sup> /cm)	0.16	0.54	1.77
$k$ (Ton/cm)	12.49	26.44	65.76

**Tabla 3.5 Características de los edificios de 5, 10 y 15 niveles, con diferente periodo**

**a) Edificios CI**

**5 niveles**

Periodo	Vy = 53.33		Tn	A columnas
	k	l columnas		
0.95 T	14.67	596893.6	2676.3	
1.00 T	13.24	538696.5	2542.5	
1.05 T	12.01	488613.6	2421.4	
1.10 T	10.94	445203.7	2311.4	
1.15 T				
1.20 T				
1.25 T				
1.30 T				
1.35 T				

**10 niveles**

Periodo	Vy = 159.01		Tn	A columnas
	k	l columnas		
1.306	18.25	742718.4	2985.4	
1.375	16.47	670303.3	2836.1	
1.444	14.94	607984.9	2701.1	
1.513	13.61	553969.7	2578.3	
1.582	12.46	506845.6	2466.2	
1.650	11.44	465488.4	2363.4	

**15 niveles**

Periodo	Vy = 539.95		Tn	A columnas
	k	l columnas		
1.877	25.44	1035216.3	3524.6	
1.970	23.08	938971.7	3356.7	
2.064	21.03	855550.6	3204.2	
2.158	19.24	782772.2	3064.8	
2.252	17.67	718900.2	2937.1	
2.346	16.28	662538.4	2819.7	
2.440	15.05	612554.0	2711.2	
2.533	13.96	568019.9	2610.8	

**b) Edificios SI**

**5 niveles**

Periodo	Vy = 35.50		Tn	A columnas
	k	l columnas		
1.00 T	12.49	508071.4	2469.2	
1.05 T	11.33	460835.8	2351.6	
1.10 T	10.32	419893.7	2244.7	
1.15 T				
1.20 T				
1.25 T				
1.30 T				

**10 niveles**

Periodo	Vy = 126.08		Tn	A columnas
	k	l columnas		
0.899	26.44	1075817.7	3593.0	
0.944	23.98	975798.4	3421.9	
0.989	21.85	889105.5	3266.4	
1.034	19.99	813472.8	3124.4	
1.079	18.36	747095.6	2994.2	
1.124	16.92	688523.3	2874.4	
1.169	15.64	636578.5	2763.9	

**15 niveles**

Periodo	Vy = 443.69		Tn	A columnas
	k	l columnas		
1.032	65.76	2675684.2	5666.4	
1.084	59.65	2426924.5	5396.6	
1.135	54.35	2211309.3	5151.3	
1.187	49.72	2023201.7	4927.3	

**Tabla 4.1** Costo de Estructura  $C_E$ , en pesos, para sistemas CI

**a) Edificio de 5 niveles**

Nivel	Cimbra	Concreto	Acero	Indirecto	Total
Columnas					
5	1858.74	3953.92	3618.91	8790.22	18221.79
4	1998.14	4569.25	4045.27	9891.00	20503.67
3	2137.55	5229.06	4220.19	10798.89	22385.69
2	2276.95	5933.35	4473.35	11821.17	24504.82
1	2748.05	7160.94	5115.20	14002.54	29026.73
Trabes					
5	3502.01	4828.78	5043.09	12464.46	25838.34
4	4029.19	5822.94	5445.18	14257.10	29554.41
3	4330.44	6391.04	5638.68	15247.67	31607.82
2	4631.69	6959.13	5893.16	16295.06	33779.04
1	4631.69	6959.13	5893.16	16295.06	33779.04

$$C_E = 269,201.36$$

**b) Edificio de 10 niveles**

Nivel	Cimbra	Concreto	Acero	Indirecto	Total
Columnas					
10	2355.47	6137.95	4564.19	12169.70	25227.31
9	2643.89	7733.15	5514.98	14811.36	30703.39
8	2884.25	9203.09	6814.28	17616.31	36517.92
7	3028.46	10146.41	7536.23	19302.74	40013.84
6	3220.74	11475.74	8328.55	21459.33	44484.37
5	3413.03	12886.88	9337.99	23894.52	49532.42
4	3605.31	14379.83	10213.59	26281.21	54479.94
3	3605.31	14379.83	10213.59	26281.21	54479.94
2	3605.31	14379.83	10213.59	26281.21	54479.94
1	4807.08	19173.11	12916.19	34387.42	71283.80
Trabes					
10	5556.52	8277.10	7175.38	19580.39	40589.39
9	6256.92	9890.25	7857.65	22372.50	46377.32
8	6817.24	11637.25	8809.75	25410.28	52674.53
7	7330.87	13757.60	10106.14	29073.37	60267.98
6	7657.72	14877.65	11024.11	31277.44	64836.92
5	8031.27	15779.32	11775.39	33166.13	68752.11
4	8218.05	16230.16	11811.40	33793.96	70053.57
3	8498.21	17723.56	13024.02	36577.08	75822.86
2	8498.21	17723.56	13024.02	36577.08	75822.86
1	8498.21	17723.56	12880.80	36443.59	75546.16

$$C_E = 1,091,946.57$$

c) Edificio de 15 niveles

Nivel	Cimbra	Concreto	Acero	Indirecto	Total
Columnas					
15	5714.37	17929.59	13519.75	34636.58	71800.29
14	6682.91	24522.49	17439.73	45337.26	93982.39
13	7264.03	28972.69	20351.60	52740.32	109328.65
12	7360.89	29750.45	20800.93	53974.23	111886.50
11	7748.30	32964.49	25039.51	61281.14	127033.44
10	8232.57	37213.81	28149.58	68591.44	142187.40
9	8813.69	42652.95	32006.32	77796.80	161269.77
8	9201.11	46485.07	34316.66	83882.65	173885.49
7	9685.38	51507.01	39416.59	93767.56	194376.54
6	10169.64	56786.48	44144.95	103546.20	214647.28
5	10169.64	56786.48	44144.95	103546.20	214647.28
4	10169.64	56786.48	44144.95	103546.20	214647.28
3	10169.64	56786.48	44144.95	103546.20	214647.28
2	10169.64	56786.48	44144.95	103546.20	214647.28
1	11964.29	66807.62	49351.75	119411.25	247534.90
Trabes					
15	12434.01	18832.25	15611.35	43689.93	90567.54
14	14587.93	25700.48	19158.86	55404.86	114852.14
13	16056.52	31195.07	22944.40	65422.66	135618.65
12	18112.54	38772.28	29900.01	80883.46	167668.29
11	19287.40	45507.58	34243.11	92303.51	191341.60
10	20168.55	49037.70	36177.92	98218.05	203602.23
9	21049.70	54620.91	39718.57	107542.72	222931.90
8	22126.67	59140.65	42638.69	115480.40	239386.40
7	22616.19	61814.09	44332.58	120006.99	248769.86
6	22616.19	61814.09	44332.58	120006.99	248769.86
5	23888.97	69479.92	49782.66	133417.25	276568.80
4	23888.97	69479.92	49782.66	133417.25	276568.80
3	24280.59	70897.88	51031.66	136267.84	282477.97
2	24280.59	70897.88	51031.66	136267.84	282477.97
1	24280.59	70897.88	50385.03	135665.19	281228.69

$$C_E = 5,769,352.44$$

**Tabla 4.2** Costo de Estructura  $C_E$ , en pesos, para sistemas SI

**a) Edificio de 5 niveles**

Nivel	Cimbra	Concreto	Acero	Indirecto	Total
Columnas					
5	1812.27	3758.70	3783.22	8718.10	18072.28
4	1858.74	3953.92	3618.91	8790.22	18221.79
3	1998.14	4569.25	4045.27	9891.00	20503.67
2	2184.02	5458.88	4366.90	11193.13	23202.93
1	2691.96	6871.64	5695.89	14221.85	29481.34
Trabes					
5	3426.70	4686.76	5100.72	12315.61	25529.78
4	3803.26	5396.87	5218.16	13437.85	27856.14
3	4104.50	5964.97	5432.93	14448.24	29950.65
2	4481.06	6675.08	5768.76	15774.01	32698.91
1	4481.06	6675.08	5768.76	15774.01	32698.91

$$C_E = 258,216.39$$

**b) Edificio de 10 niveles**

Nivel	Cimbra	Concreto	Acero	Indirecto	Total
Columnas					
10	2355.47	6137.95	4564.19	12169.70	25227.31
9	2595.82	7454.50	5350.84	14353.88	29755.05
8	2836.18	8898.88	6780.24	17256.25	35771.54
7	3028.46	10146.41	7536.23	19302.74	40013.84
6	3220.74	11475.74	8328.55	21459.33	44484.37
5	3364.96	12526.43	8946.62	23149.02	47987.03
4	3461.10	13252.45	9553.48	24480.87	50747.91
3	3509.17	13623.13	9771.25	25074.11	51977.65
2	3557.24	13998.92	9991.28	25674.22	53221.67
1	4807.08	19173.11	12341.89	33852.17	70174.24
Trabes					
10	5463.13	8100.99	7039.01	19202.12	39805.25
9	6070.15	9523.95	7692.25	21702.88	44989.22
8	6630.47	11242.77	8644.94	24714.94	51233.12
7	7004.02	12679.81	9404.25	27110.09	56198.17
6	7470.95	14426.81	10337.21	30042.99	62277.97
5	7937.88	15553.90	11153.29	32289.22	66934.30
4	8124.66	16004.74	11454.48	33164.18	68748.07
3	8311.43	17244.55	12346.93	35325.51	73228.41
2	8498.21	17723.56	12665.97	36243.37	75131.10
1	8591.59	17963.07	12608.53	36500.09	75663.28

$$C_E = 1,063,569.50$$

c) Edificio de 15 niveles

Nivel	Cimbra	Concreto	Acero	Indirecto	Total
Columnas					
15	5326.96	15580.87	12079.83	30744.49	63732.14
14	5811.23	18542.52	13621.74	35393.15	73368.64
13	6586.06	23816.84	17027.15	44204.80	91634.85
12	7167.18	28205.24	19906.85	51520.28	106799.55
11	7748.30	32964.49	25039.51	61281.14	127033.44
10	8232.57	37213.81	28149.58	68591.44	142187.40
9	8523.13	39887.03	29773.29	72866.97	151050.42
8	8619.98	40798.70	30323.67	74319.88	154062.23
7	8716.84	41720.68	32688.04	77473.02	160598.58
6	9201.11	46485.07	36317.04	85747.00	177750.22
5	9201.11	46485.07	36317.04	85747.00	177750.22
4	9297.96	47468.86	36927.80	87323.38	181018.00
3	9491.67	49467.33	38163.05	90517.75	187639.79
2	9685.38	51507.01	39416.59	93767.56	194376.54
1	12192.18	69376.91	52325.60	124789.85	258684.55
Trabes					
15	12238.20	18462.99	15333.77	42904.58	88939.54
14	14685.84	26586.71	19697.71	56824.27	117794.52
13	16154.42	32169.91	22620.09	66120.20	137064.63
12	18014.63	39348.32	30233.88	81640.25	169237.09
11	19287.40	45507.58	34243.11	92303.51	191341.60
10	20364.36	49628.52	36573.55	99319.91	205886.35
9	21049.70	54620.91	39718.57	107542.72	222931.90
8	21735.04	57840.86	41784.48	113107.87	234468.24
7	22028.76	59820.09	43027.65	116384.90	241261.40
6	22714.10	63187.74	45172.26	122161.06	253235.15
5	23105.72	64546.61	46057.95	124617.99	258328.28
4	23301.53	65226.05	46500.80	125846.45	260874.84
3	23301.53	65226.05	46500.80	125846.45	260874.84
2	23301.53	65226.05	46500.80	125846.45	260874.84
1	24476.40	73851.96	51851.26	139967.40	290147.02

$$C_E = 5,440,946.78$$

**Tabla 4.3** Costo Total Inicial de Edificios C\*, en pesos, para sistemas CI

**a) Edificio de 5 niveles**

Nivel	C <sub>EI</sub>	C <sub>PI</sub>	C <sub>Ii</sub>	C <sub>NI</sub>	C
5	44060.13	52579.38	96639.51	179473.37	276112.88
4	50058.08	52579.38	102637.46	190612.43	293249.89
3	53993.51	52579.38	106572.89	197921.09	304493.98
2	58283.86	52579.38	110863.24	205888.87	316752.11
1	62805.77	52579.38	115385.15	214286.72	329671.87

C\* = 1,520,280.74

**b) Edificio de 10 niveles**

Nivel	C <sub>EI</sub>	C <sub>PI</sub>	C <sub>Ii</sub>	C <sub>NI</sub>	C
10	65816.70	80846.05	146662.75	272373.68	419036.43
9	77080.70	80846.05	157926.76	293292.55	451219.31
8	89192.45	80846.05	170038.50	315785.79	485824.29
7	100281.82	80846.05	181127.88	336380.34	517508.22
6	109321.29	80846.05	190167.34	353167.92	543335.26
5	118284.54	80846.05	199130.59	369813.96	568944.55
4	124533.51	80846.05	205379.56	381419.19	586798.76
3	130302.81	80846.05	211148.86	392133.60	603282.46
2	130302.81	80846.05	211148.86	392133.60	603282.46
1	146829.96	80846.05	227676.01	422826.88	650502.89

C\* = 5,429,734.63

**c) Edificio de 15 niveles**

Nivel	C <sub>EI</sub>	C <sub>PI</sub>	C <sub>Ii</sub>	C <sub>NI</sub>	C
15	162367.8	199933.1	362300.9	672844.6	1035145.5
14	208834.5	199933.1	408767.6	759139.9	1167907.5
13	244947.3	199933.1	444880.4	826206.4	1271086.8
12	279554.8	199933.1	479487.9	890477.5	1369965.4
11	318375.0	199933.1	518308.1	962572.2	1480880.4
10	345789.6	199933.1	545722.7	1013485.1	1559207.8
9	384201.7	199933.1	584134.8	1084821.7	1668956.5
8	413271.9	199933.1	613205.0	1138809.3	1752014.2
7	443146.4	199933.1	643079.5	1194290.5	1837370.0
6	463417.1	199933.1	663350.2	1231936.1	1895286.4
5	491216.1	199933.1	691149.2	1283562.8	1974711.9
4	491216.1	199933.1	691149.2	1283562.8	1974711.9
3	497125.2	199933.1	697058.3	1294536.9	1991595.3
2	497125.2	199933.1	697058.3	1294536.9	1991595.3
1	528763.6	199933.1	728696.7	1353293.8	2081990.5

C\* = 25,052,425.23

Tabla 4.4 Costo Total Inicial de Edificios C\*, en pesos, para sistemas SI

a) Edificio de 5 niveles

Nivel	C <sub>Ei</sub>	C <sub>Pi</sub>	C <sub>Ii</sub>	C <sub>Ni</sub>	C
5	43602.06	52579.38	96181.44	178622.67	274804.11
4	46077.92	52579.38	98657.30	183220.71	281878.01
3	50454.31	52579.38	103033.69	191348.29	294381.98
2	55901.84	52579.38	108481.22	201465.13	309946.35
1	62180.25	52579.38	114759.63	213125.03	327884.66

C\* = 1,488,895.11

b) Edificio de 10 niveles

Nivel	C <sub>Ei</sub>	C <sub>Pi</sub>	C <sub>Ii</sub>	C <sub>Ni</sub>	C
10	65032.55	80846.05	145878.61	270917.42	416796.03
9	74744.27	80846.05	155590.32	288953.46	444543.78
8	87004.66	80846.05	167850.72	311722.76	479573.48
7	96212.01	80846.05	177058.07	328822.12	505880.19
6	106762.34	80846.05	187608.39	348415.58	536023.97
5	114921.33	80846.05	195767.39	363568.01	559335.39
4	119495.97	80846.05	200342.03	372063.76	572405.79
3	125206.07	80846.05	206052.12	382668.22	588720.35
2	128352.77	80846.05	209198.82	388512.10	597710.93
1	145837.52	80846.05	226683.58	420983.79	647667.37

C\* = 5,348,657.28

c) Edificio de 15 niveles

Nivel	C <sub>Ei</sub>	C <sub>Pi</sub>	C <sub>Ii</sub>	C <sub>Ni</sub>	C
15	152671.69	199933.09	352604.78	654837.45	1007442.23
14	191163.16	199933.09	391096.25	726321.61	1117417.87
13	228699.48	199933.09	428632.57	796031.92	1224664.49
12	276036.64	199933.09	475969.73	883943.79	1359913.52
11	318375.04	199933.09	518308.13	962572.25	1480880.38
10	348073.74	199933.09	548006.84	1017726.98	1565733.82
9	373982.31	199933.09	573915.41	1065842.90	1639758.31
8	388530.48	199933.09	588463.57	1092860.92	1681324.49
7	401859.97	199933.09	601793.07	1117615.69	1719408.76
6	430985.37	199933.09	630918.46	1171705.71	1802624.17
5	436078.49	199933.09	636011.58	1181164.37	1817175.95
4	441892.84	199933.09	641825.93	1191962.44	1833788.37
3	448514.63	199933.09	648447.72	1204260.05	1852707.77
2	455251.37	199933.09	655184.46	1216771.15	1871955.61
1	548831.57	199933.09	748764.66	1390562.94	2139327.60

C\* = 24,114,123.35

**Tabla 4.5** Coeficientes a y b para ajuste de  $\bar{\delta}(y)$

**a) Edificio 5 niveles**

Períodos	a		b	
	Cl	SI	Cl	SI
0.95 T	1.55e-10		3.1	
T	2.20e-11	3.81e-7	2.8	1.9
1.05 T	8.63e-8	3.73e-7	1.9	1.9
1.10 T	1.41e-6	2.34e-6	1.5	1.6

**b) Edificio 10 niveles**

Períodos	a		b	
	Cl	SI	Cl	SI
0.95 T	2.24e-8		2.2	
T	1.11e-8	3.82e-8	2.3	2.2
1.05 T	2.49e-9	4.41e-7	2.5	1.8
1.10 T	7.56e-8	7.94e-7	2.0	1.7
1.15 T	1.45e-7	8.46e-7	1.9	1.7
1.20 T	1.54e-7	6.0e-7	1.9	1.75
1.25 T		4.50e-7		1.8

**c) Edificio 15 niveles**

Períodos	a		b	
	Cl	SI	Cl	SI
T	7.31e-10	2.65e-9	2.6	2.5
1.05 T	3.06e-9	4.10e-9	2.4	2.4
1.10 T	5.10e-8	6.89e-10	2.0	2.7
1.15 T	1.13e-7	2.54e-6	1.9	1.4
1.20 T	2.54e-7		1.8	
1.25 T	3.05e-7		1.8	
1.30 T	1.34e-6		1.6	
1.35 T	2.02e-5		1.2	

**Tabla 4.6** Optimización, edificio 5 niveles CI

	Período	Ds/C(T)	Ds/C(T)/γ	Ds/γ	C(T)	U <sub>1</sub> =C(T)+Ds/γ
0.95	T	0.776	0.000006	0.000111	168.33	1534683.40
1.00	T	0.817	0.000039	0.000775	1178.24	1520280.74
1.05	T	0.858	0.000277	0.005538	8419.53	1507249.76
1.10	T	0.898	0.000727	0.014550	22120.06	1495403.42

Óptimo \$ 1,515,669.29

**Tabla 4.7** Optimización, edificio 5 niveles SI

	Período	Ds/C(T)	Ds/C(T)/γ	Ds/γ	C(T)	U <sub>1</sub> =C(T)+Ds/γ
1.00	T	0.690	0.001580	0.031609	47062.781	1488895.11
1.05	T	0.724	0.001433	0.028652	42660.209	1476842.15
1.10	T	0.758	0.001903	0.038060	56666.701	1465884.92

Óptimo \$ 1,519,502.36

**Tabla 4.8** Optimización, edificio 10 niveles CI

	Período	Ds/C(T)	Ds/C(T)/γ	Ds/γ	C(T)	U <sub>1</sub> =C(T)+Ds/γ
0.95	T	1.306	0.000878	0.017566	95378.517	5486889.73
1.00	T	1.375	0.000979	0.019571	106266.939	5429734.63
1.05	T	1.444	0.000870	0.017393	94440.042	5378022.87
1.10	T	1.513	0.001680	0.033596	182418.837	5331012.18
1.15	T	1.582	0.002201	0.044024	239038.226	5288089.38
1.20	T	1.650	0.002734	0.054678	296889.367	5248743.48

Óptimo \$ 5,472,462.91

**Tabla 4.9** Optimización, edificio 10 niveles SI

	Período	Ds/C(T)	Ds/C(T)/γ	Ds/γ	C(T)	U <sub>1</sub> =C(T)+Ds/γ
1.00	T	0.89907	0.000585	0.011701	62584.401	5348657.28
1.05	T	0.94403	0.000998	0.019957	106742.243	5297717.69
1.10	T	0.98898	0.001063	0.021268	113756.550	5251408.97
1.15	T	1.03393	0.001238	0.024764	132453.229	5209127.09
1.20	T	1.07889	0.001248	0.024970	133554.129	5170368.70
1.25	T	1.12384	0.001174	0.023480	125587.295	5134710.99
1.30	T	1.16879	0.001606	0.032127	171838.108	5101796.17

Óptimo \$ 5,260,298.28

**Tabla 4.10** Optimización, edificio 15 niveles CI

		Periodo	Ds/C(T)	Ds/C(T)/ $\gamma$	Ds/ $\gamma$	C(T)	$U_1=C(T)+Ds/\gamma$
1.00	T	1.877	0.001241	0.024821	645349.17	25052425.23	25,697,774.40
1.05	T	1.970	0.001372	0.027433	686388.34	24778041.53	25,464,429.87
1.10	T	2.064	0.001813	0.036264	828646.73	24528601.79	25,357,248.52
1.15	T	2.158	0.001759	0.035182	789913.79	24300852.47	25,090,766.27
1.20	T	2.252	0.001643	0.032868	828787.30	24092082.26	24,920,869.57
1.25	T	2.346	0.001408	0.028163	713502.85	23900013.67	24,613,516.52
1.30	T	2.440	0.001612	0.032239	818116.75	23722719.58	<b>24,540,836.34</b>
1.35	T	2.533	0.003206	0.064111	1627032.13	23558558.39	25,185,590.53

Óptimo \$ 24,540,836.34

**Tabla 4.11** Optimización, edificio 15 niveles SI

		Periodo	Ds/C(T)	Ds/C(T)/ $\gamma$	Ds/ $\gamma$	C(T)	$U_1=C(T)+Ds/\gamma$
1.00	T	1.032	0.000024	0.000475	11457.45	24114123.35	24,125,580.80
1.05	T	1.084	0.000245	0.004894	118022.80	23850016.28	23,968,039.08
1.10	T	1.135	0.000264	0.005272	127141.60	23609918.95	<b>23,737,060.54</b>
1.15	T	1.187	0.001269	0.025380	612026.26	23390699.65	24,002,725.91

Óptimo \$ 23,737,060.54

**Tabla 4.12** Periodos naturales de vibración óptimos y distorsiones máximas para  $T_{\text{retorno}}$  de 10 años para casos CI y SI

Caso	T óptimo (s)	$\Psi_{i \text{ max}}$ para 10 años	Entrepiso donde se presenta
5 CI	0.858	0.00283	3
5 SI	0.724	0.00207	3
10 CI	1.444	0.00714	8
10 SI	1.129	0.00301	6
15 CI	2.440	0.00865	11
15 SI	1.135	0.00239	14

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

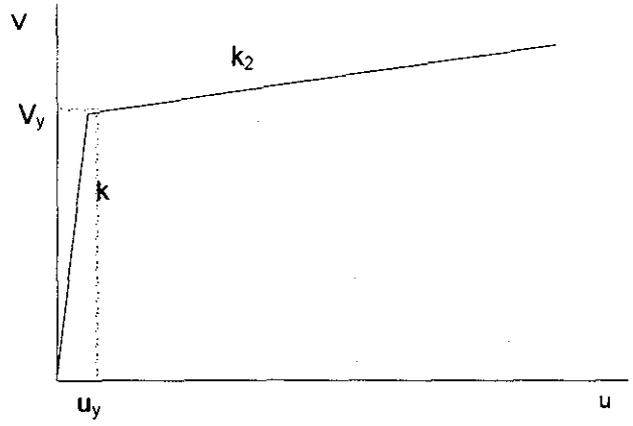
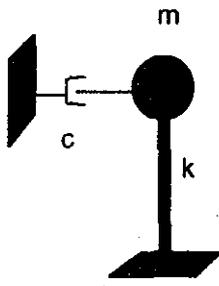


Fig. 2.1 Sistema de referencia

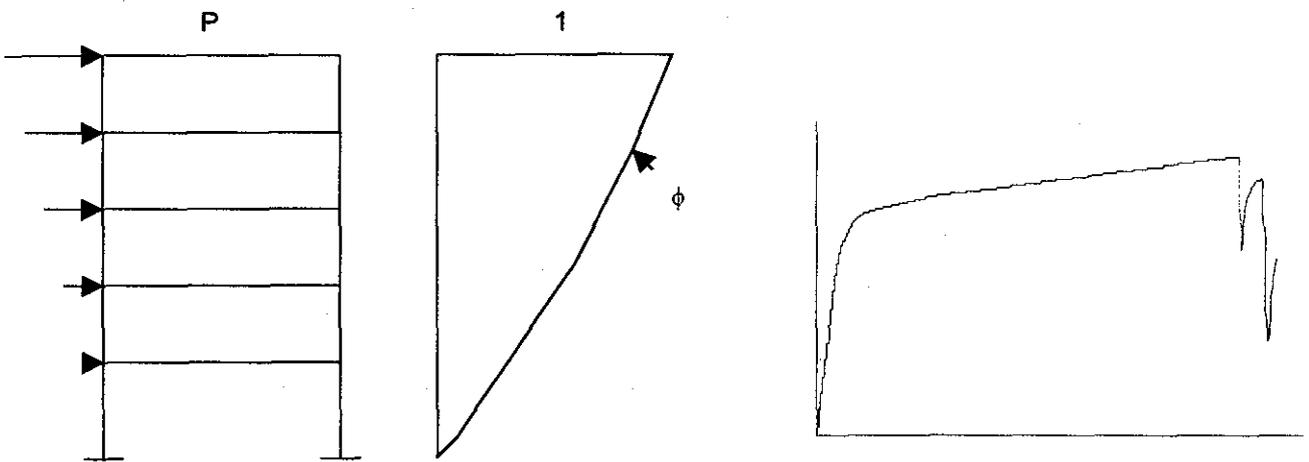


Fig. 2.2 Sistema detallado

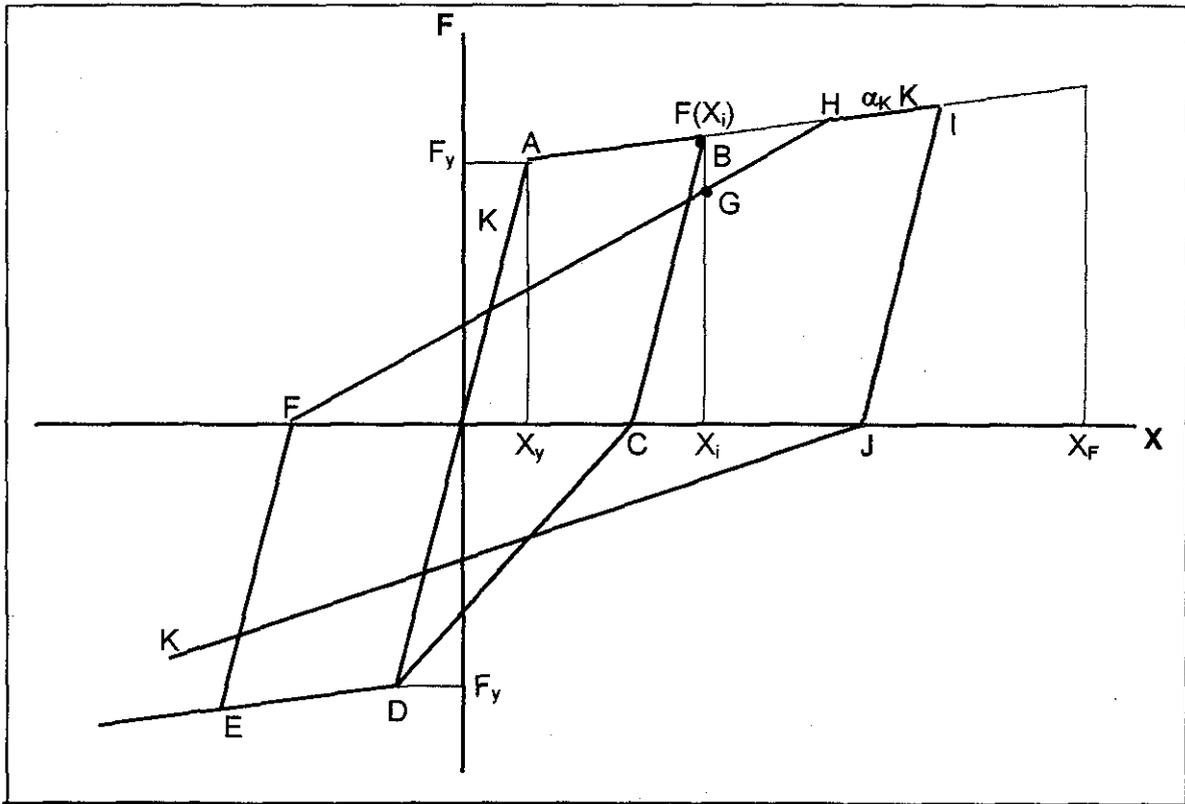
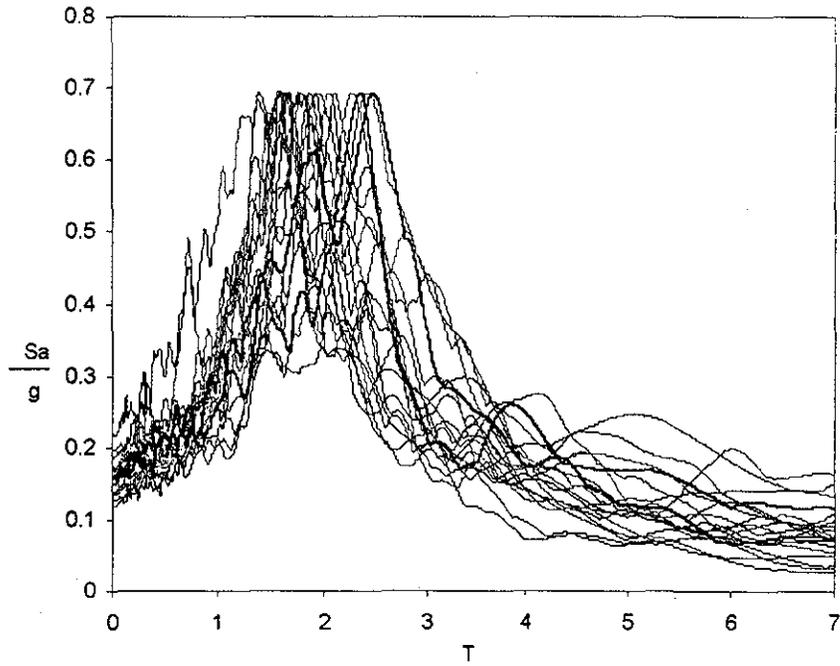
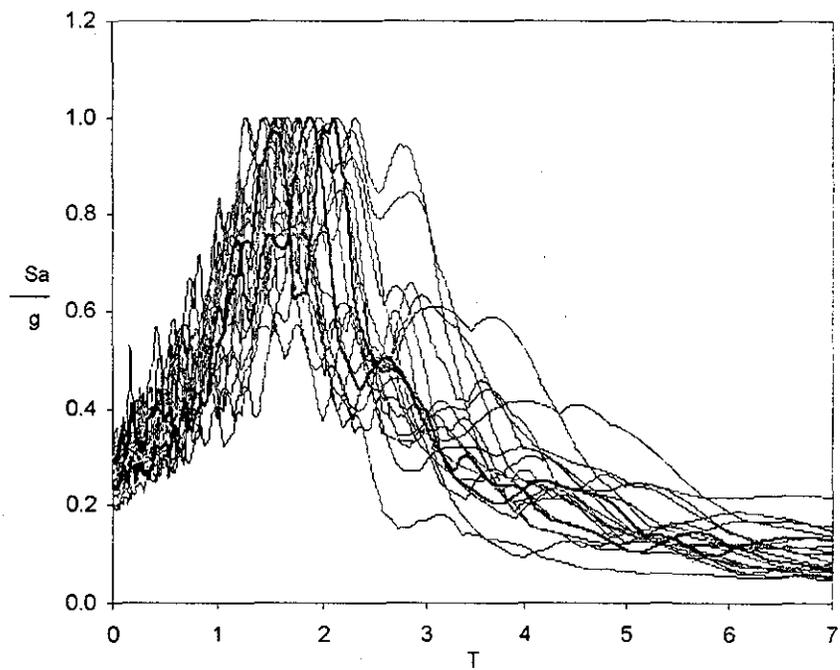


Fig. 2.3 Modelo de comportamiento histerético con degradación de rigidez y resistencia.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

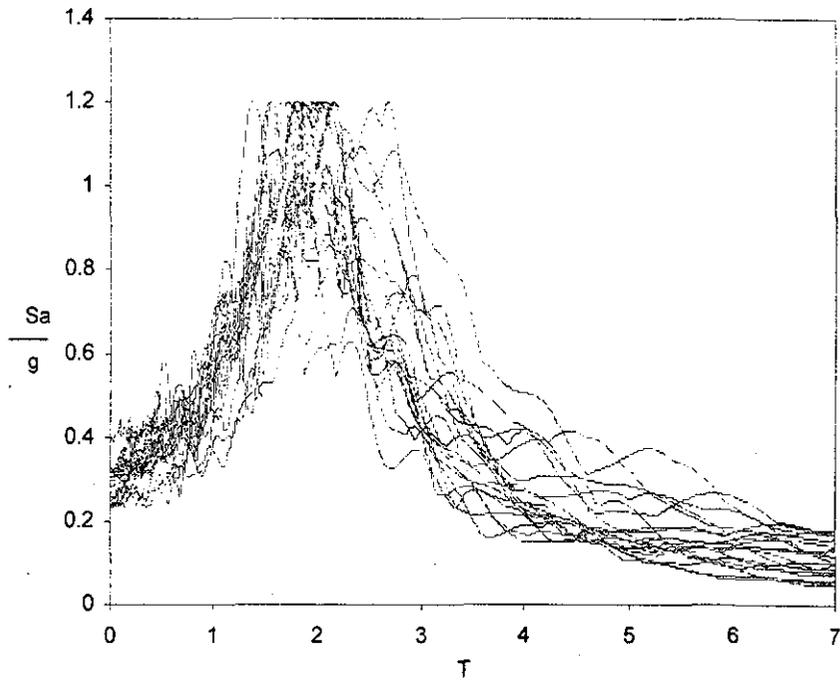


a) Grupo 1



b) Grupo 2

Fig. 2.4 Espectros de respuesta para sismos simulados



c) Grupo 3

Fig. 2.4 Espectros de respuesta para sismos simulados

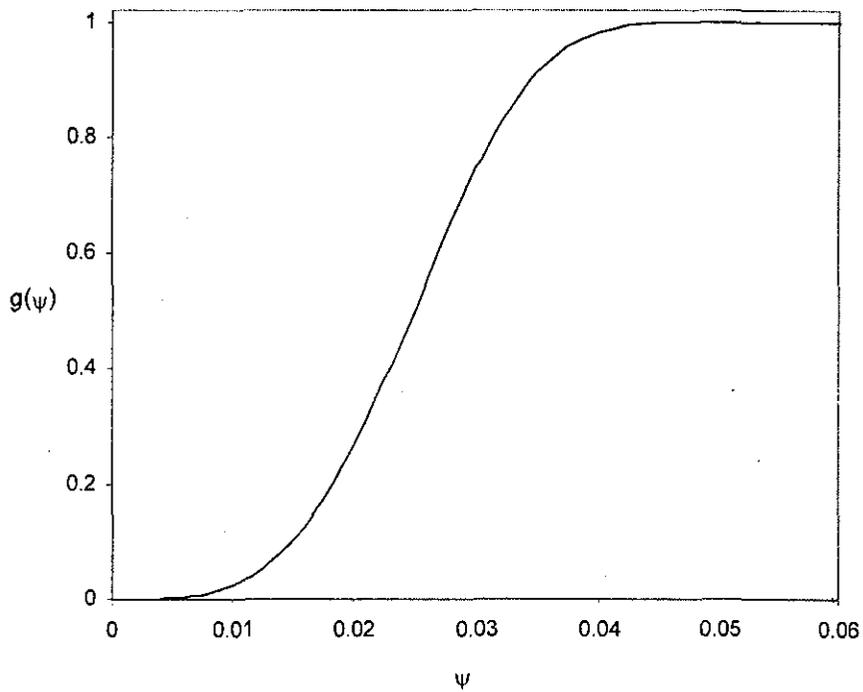


Fig. 2.5 Función de daño en elementos estructurales

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

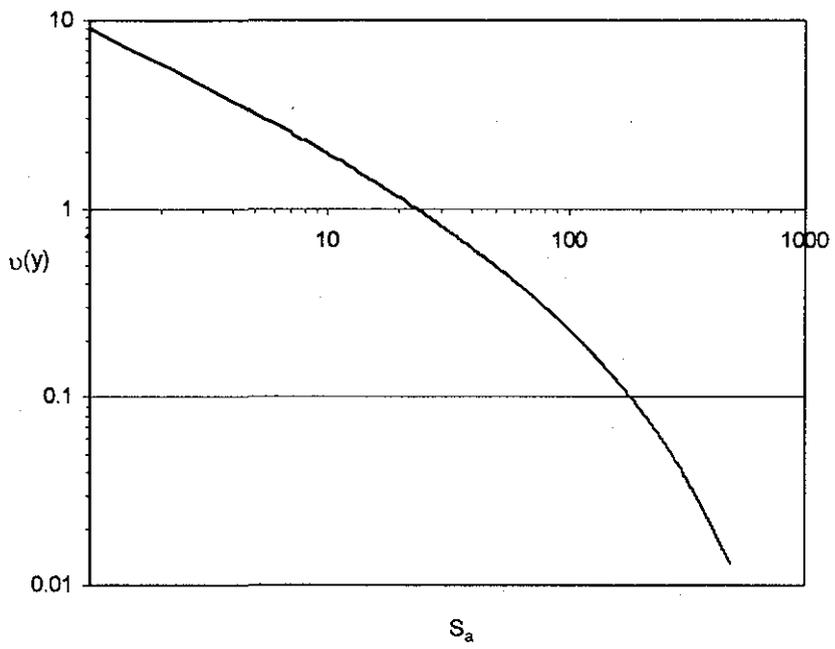


Fig. 2.6 Tasa de excedencia de intensidad para un sistema de  $T=0.899$  s

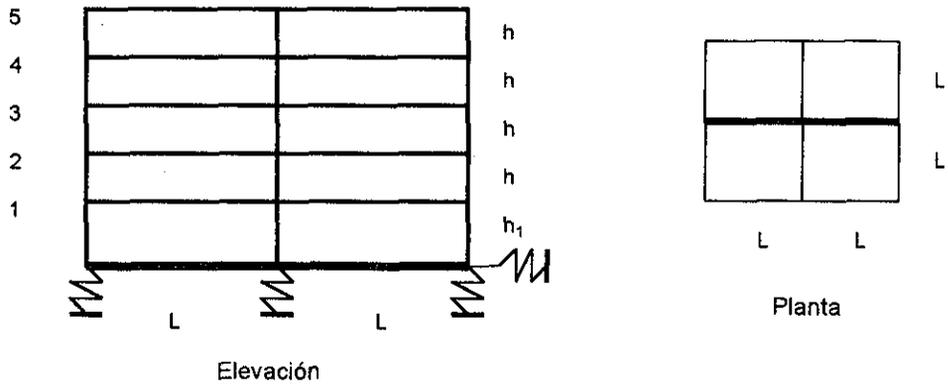


Fig. 3.1.a Edificio de 5 niveles con interacción suelo-estructura

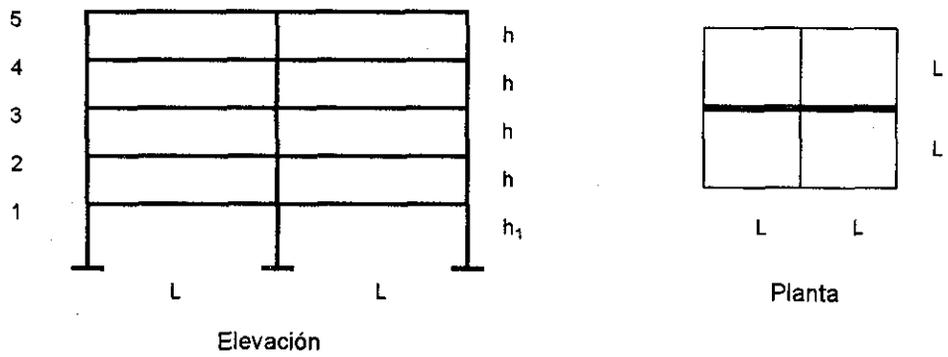


Fig. 3.1.b Edificio de 5 niveles sin interacción suelo-estructura

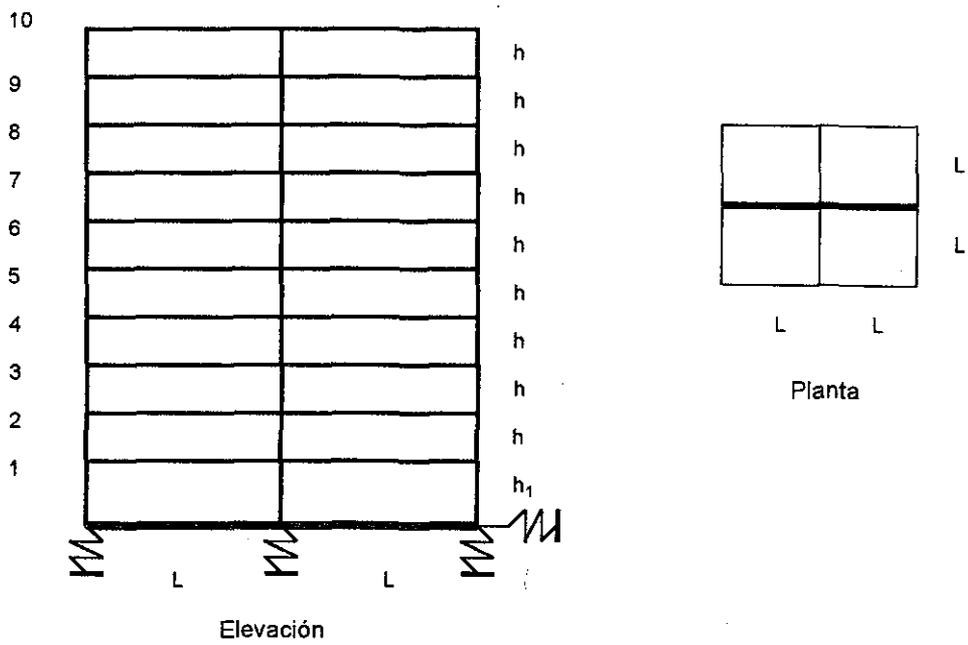


Fig. 3.1.c Edificio de 10 niveles con interacción suelo-estructura

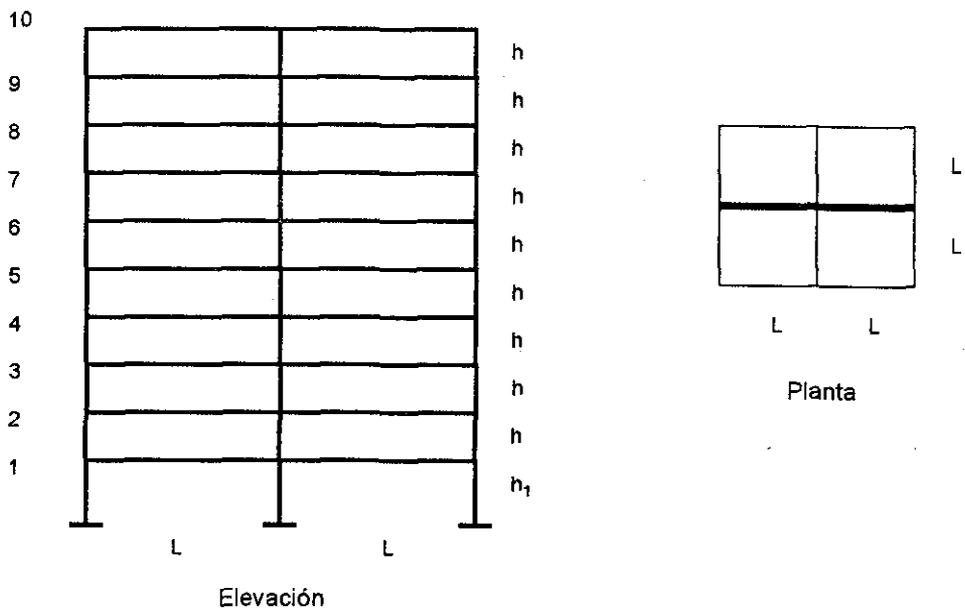


Fig. 3.1.d Edificio de 10 niveles sin interacción suelo-estructura

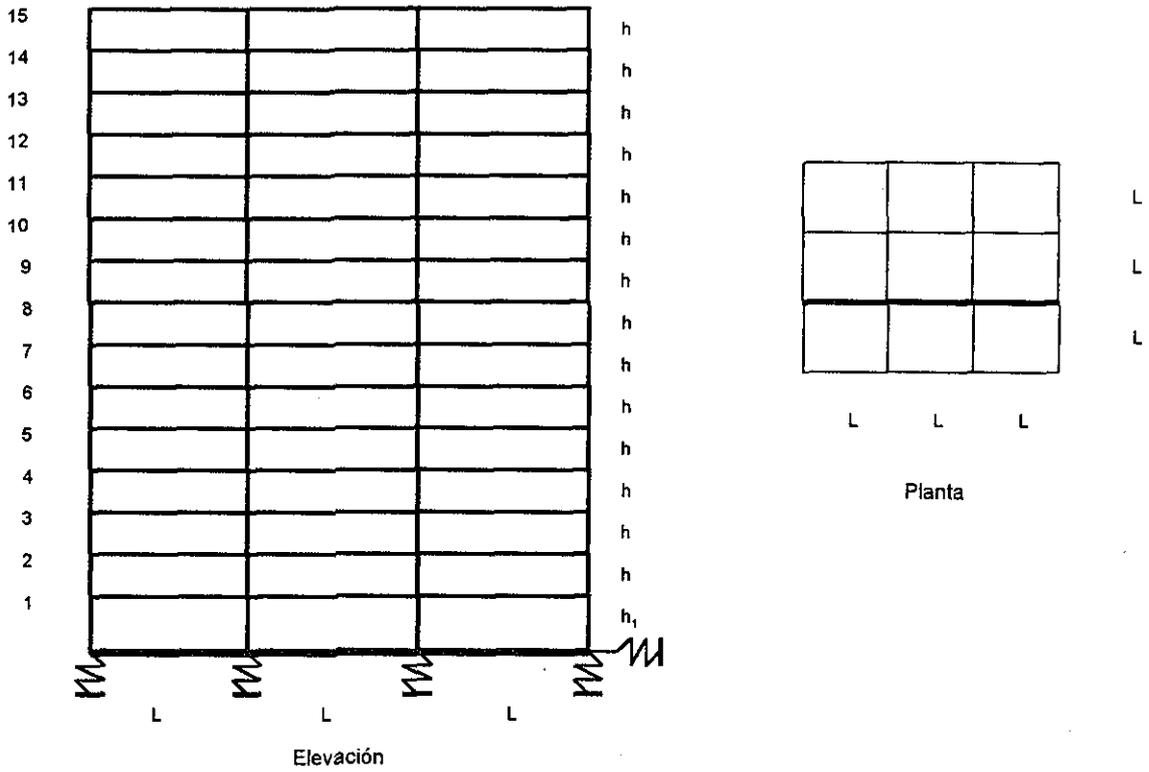


Fig.3.1.e Edificio de 15 niveles con interacción suelo-estructura

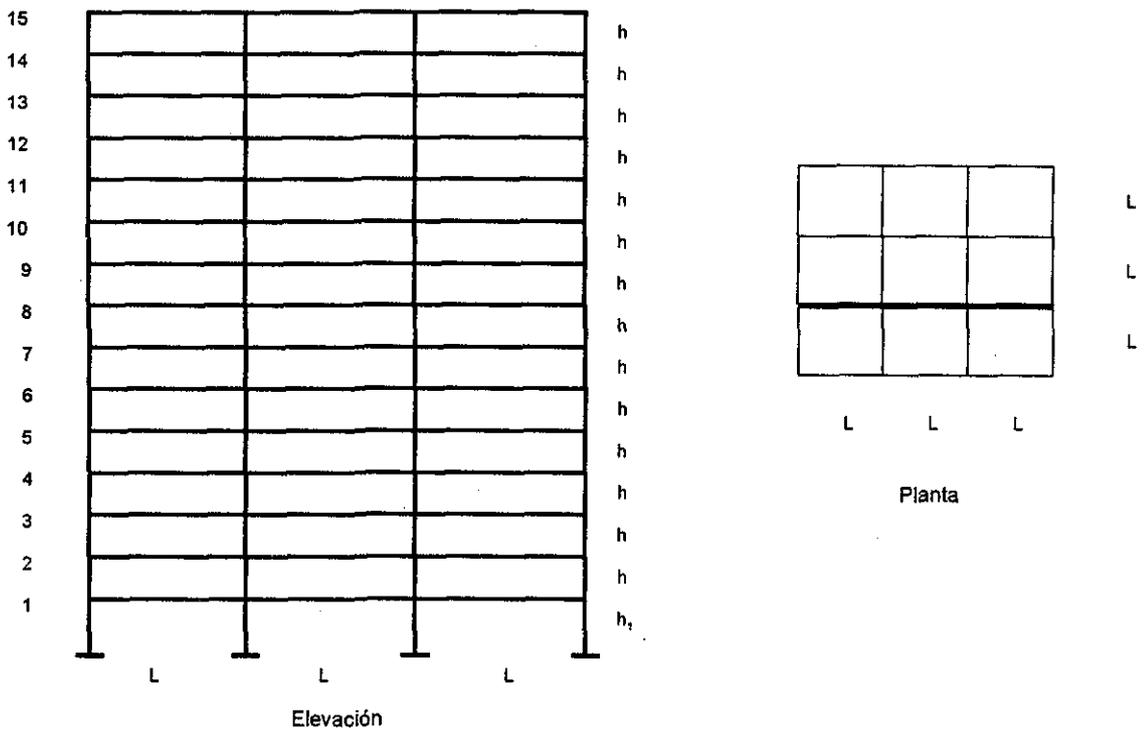
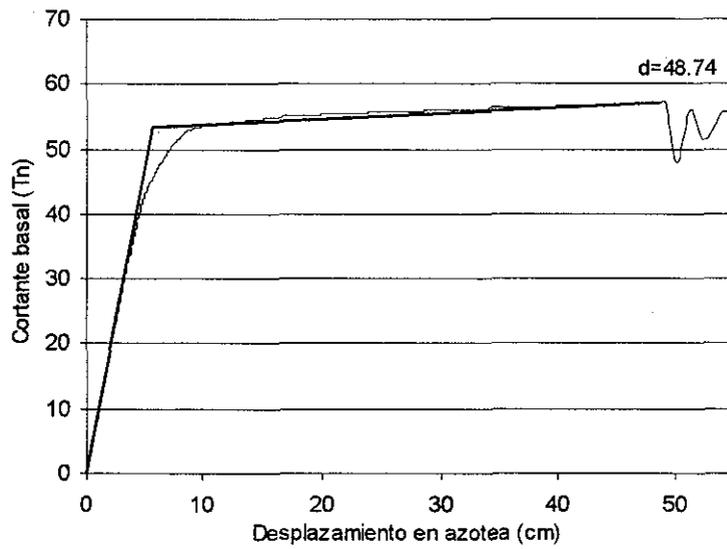
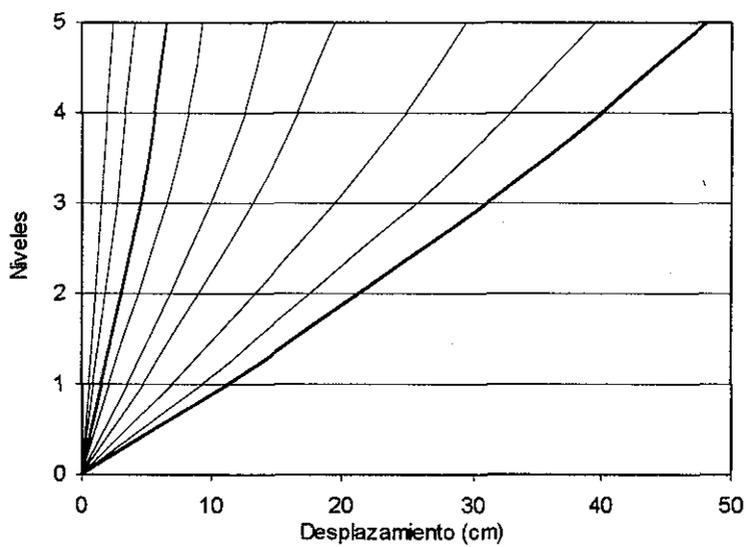


Fig.3.1.f Edificio de 15 niveles sin interacción suelo-estructura

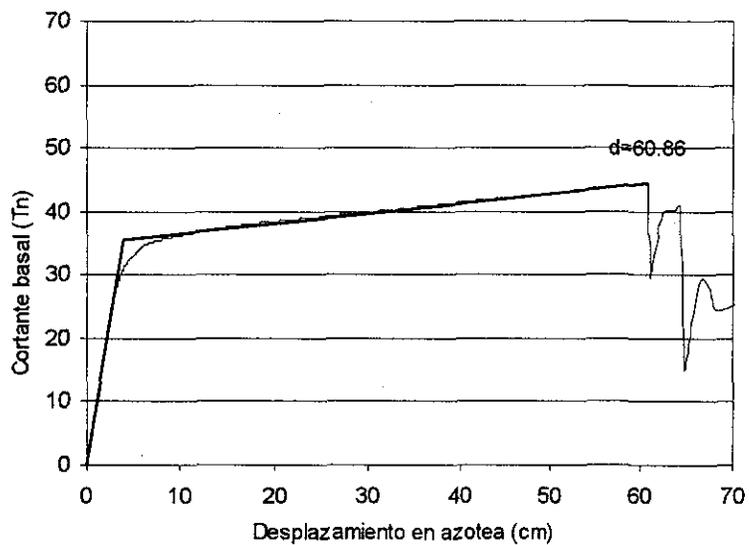


a) Curva cortante-desplazamiento del sistema detallado (push-over) y función bilineal ajustada

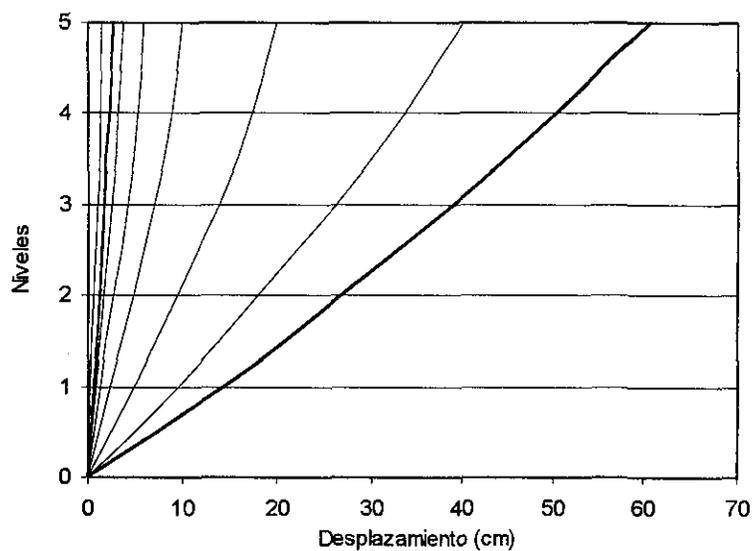


b) Configuraciones para diferentes valores de desplazamiento en la azotea

Fig. 3.2 Edificio de 5 niveles Cl

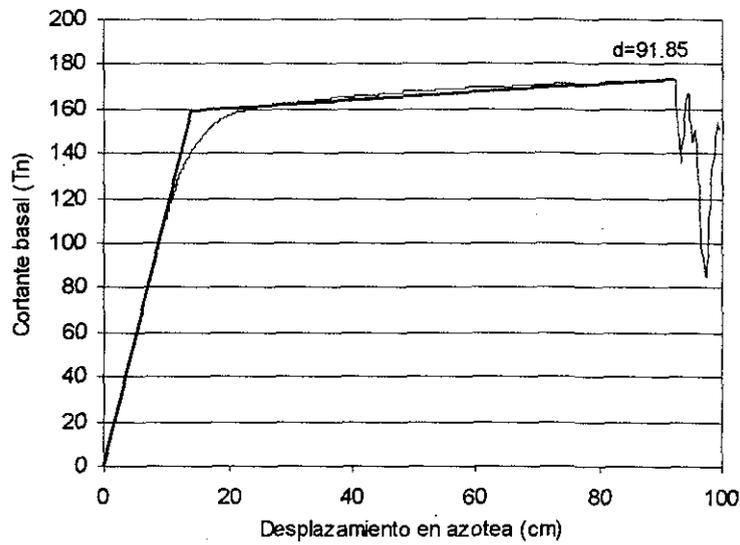


a) Curva cortante-desplazamiento del sistema detallado (push-over) y función bilineal ajustada

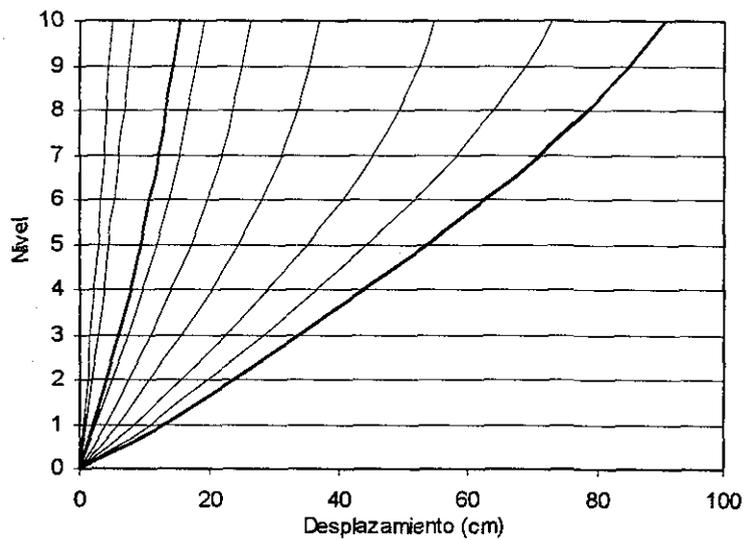


b) Configuraciones para diferentes valores de desplazamiento en la azotea

Fig. 3.3 Edificio de 5 niveles SI



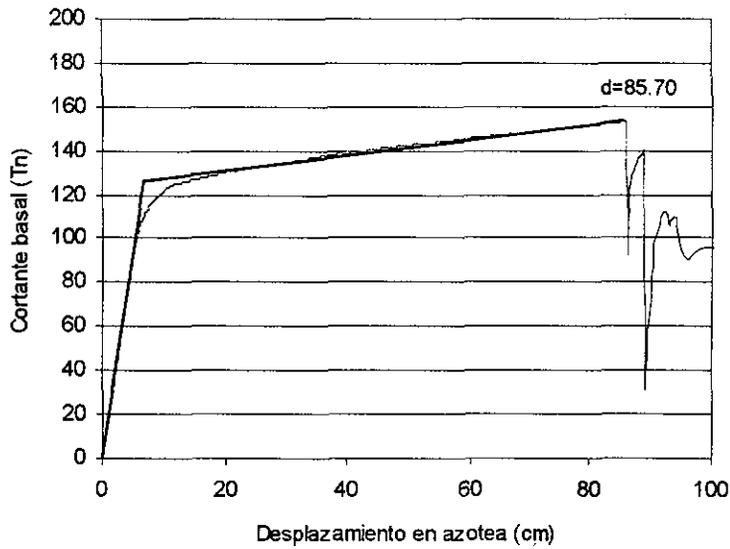
a) Curva cortante-desplazamiento del sistema detallado (push-over) y función bilineal ajustada



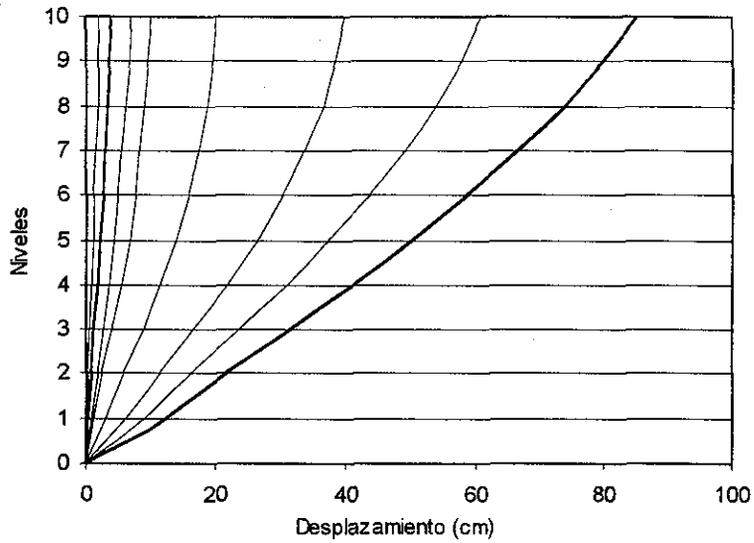
b) Configuraciones para diferentes valores de desplazamiento en la azotea

Fig. 3.4 Edificio de 10 niveles CI

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



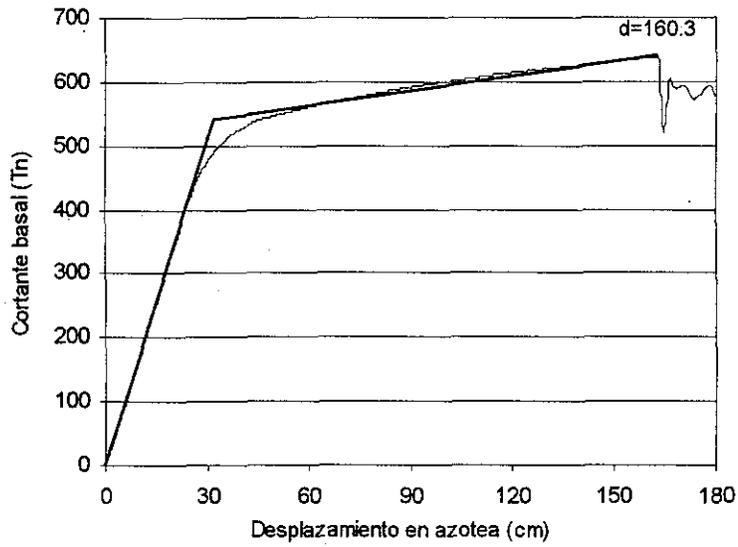
a) Curva cortante-desplazamiento del sistema detallado (push-over) y función bilineal ajustada



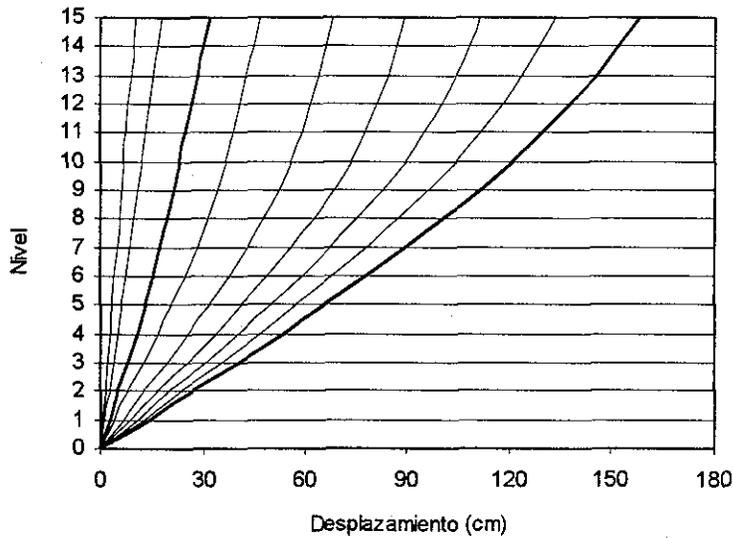
b) Configuraciones para diferentes valores de desplazamiento en la azotea

Fig. 3.5 Edificio de 10 niveles SI

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

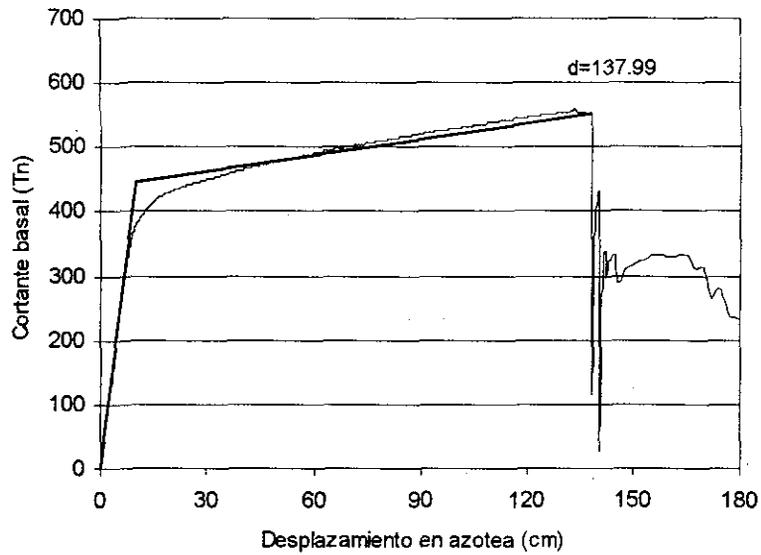


a) Curva cortante-desplazamiento del sistema detallado (push-over) y función bilineal ajustada

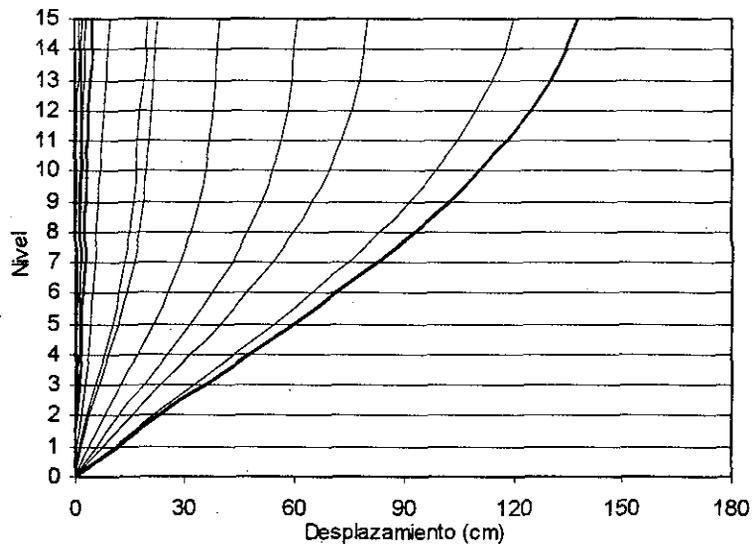


b) Configuraciones para diferentes valores de desplazamiento en la azotea

Fig. 3.6 Edificio de 15 niveles CI



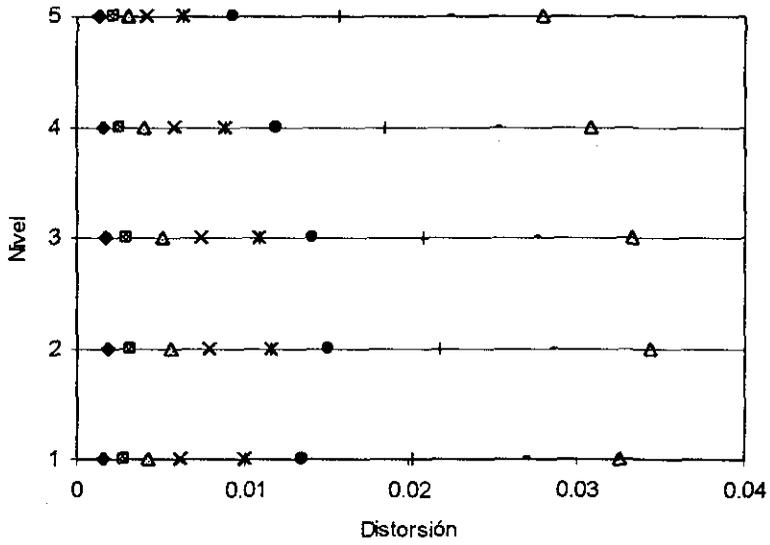
a) Curva cortante-desplazamiento del sistema detallado (push-over) y función bilineal ajustada



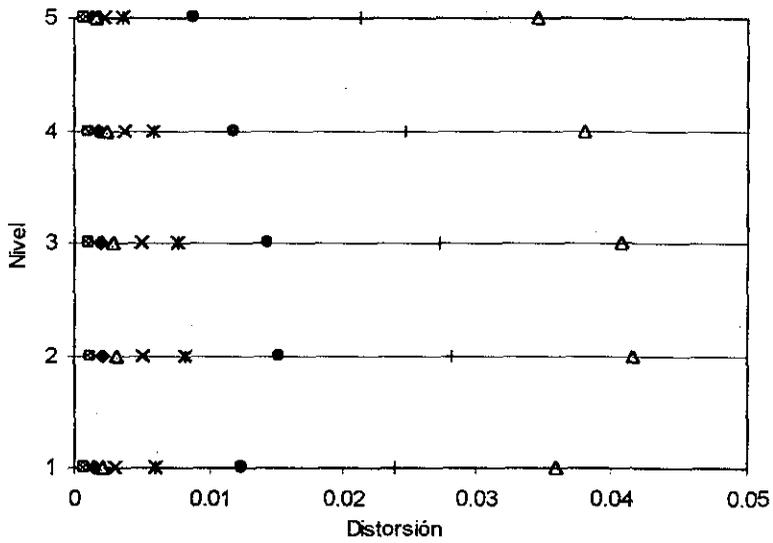
b) Configuraciones para diferentes valores de desplazamiento en la azotea

Fig. 3.7 Edificio de 15 niveles SI

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



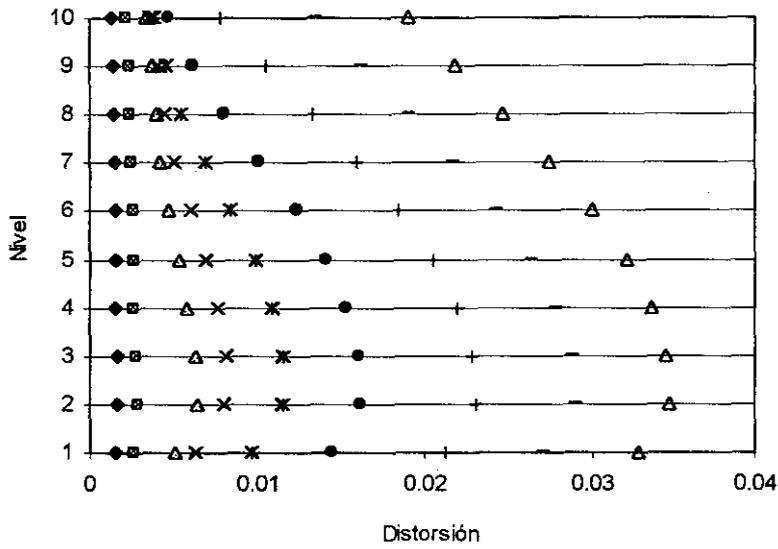
a) Edificio CI



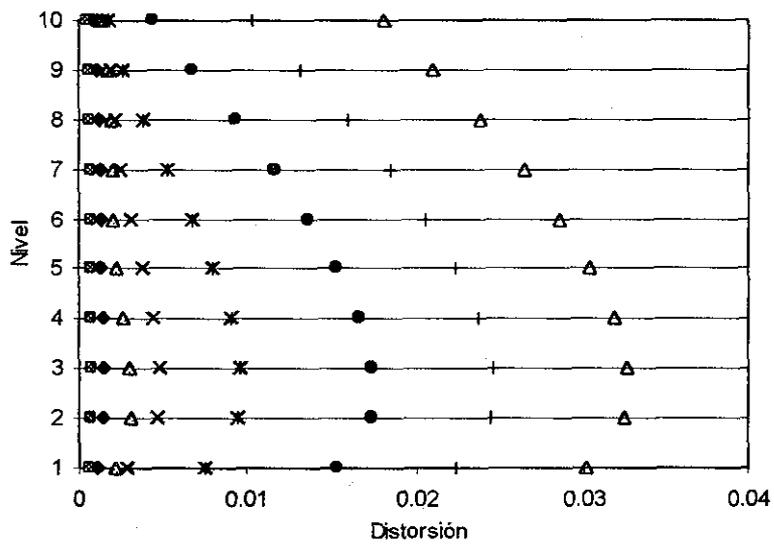
b) Edificio SI

Fig. 3.8 Distorsiones de entrepiso para diferentes valores de desplazamiento en el extremo superior, edificio de 5 niveles

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



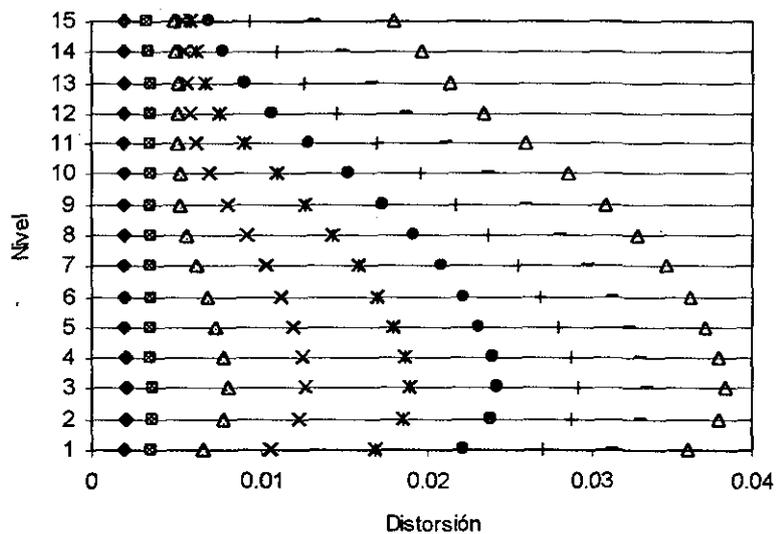
a) Edificio CI



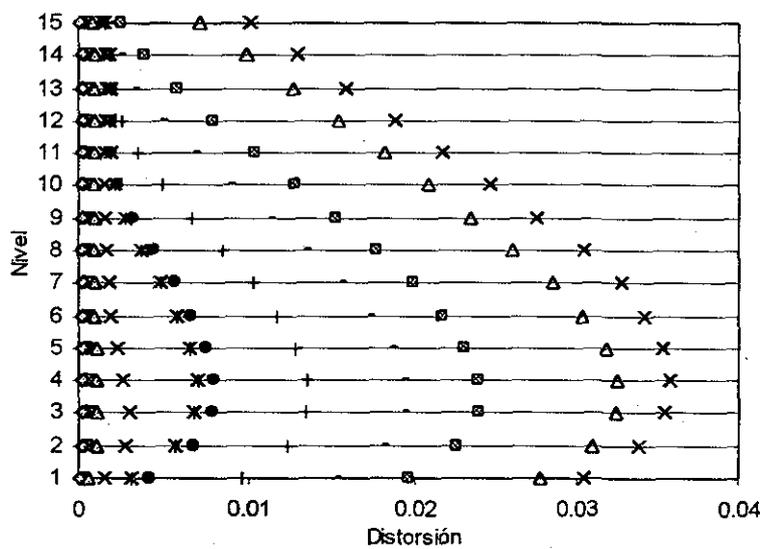
b) Edificio SI

Fig. 3.9 Distorsiones de entrepiso para diferentes valores de desplazamiento en el extremo superior, edificio de 10 niveles

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



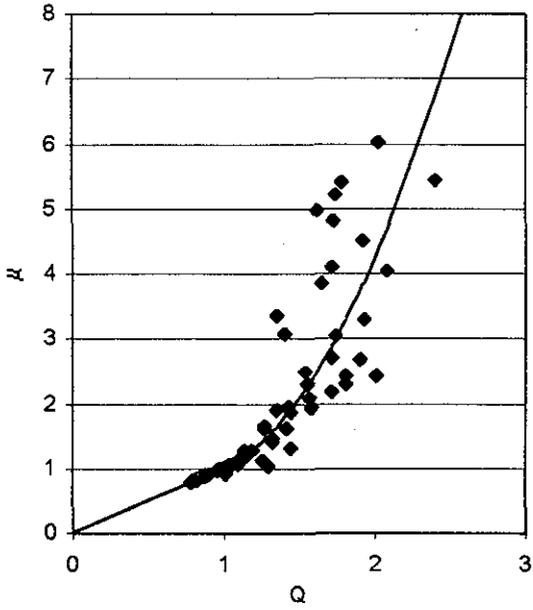
a) Edificio CI



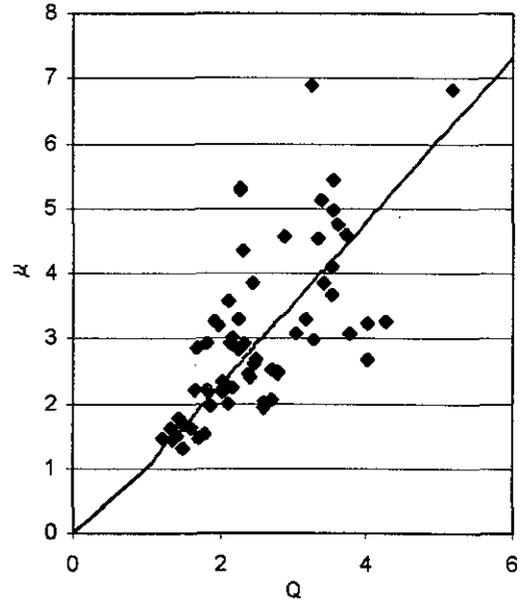
b) Edificio SI

Fig. 3.10 Distorsiones de entrepiso para diferentes valores de desplazamiento en el extremo superior, edificio de 15 niveles

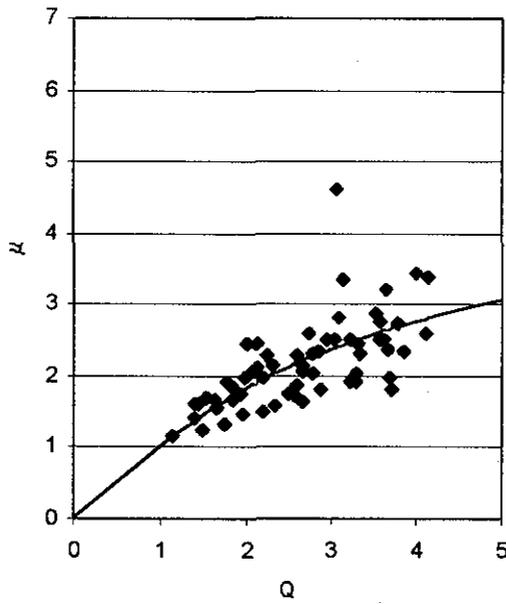
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



a) Edificio de 5 niveles

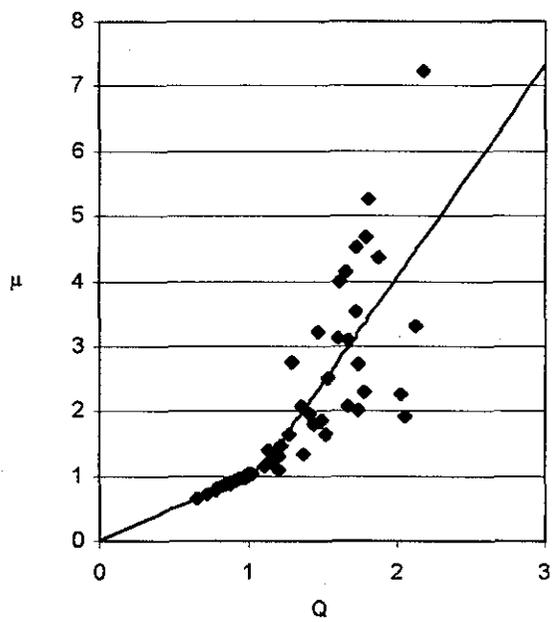


b) Edificio de 10 niveles

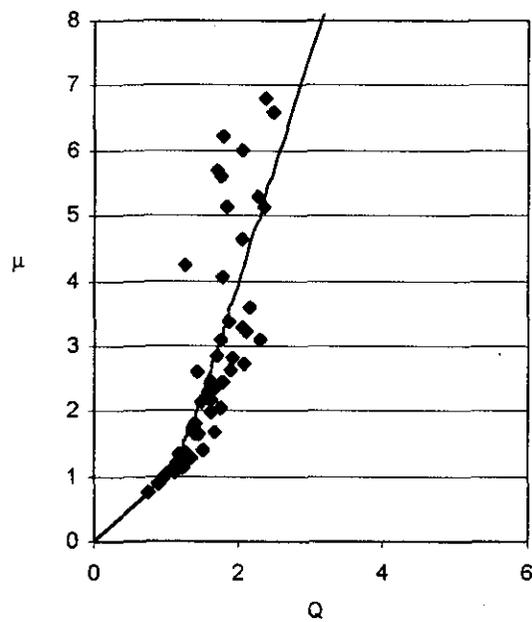


c) Edificio de 15 niveles

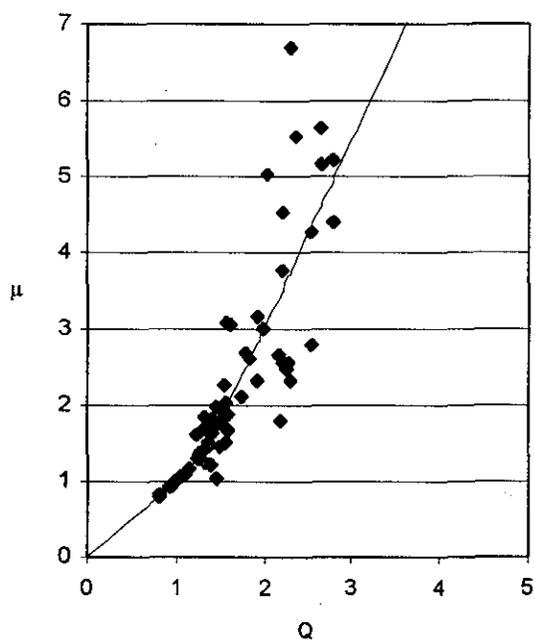
Fig.4.1 Ductilidad  $\mu$  y su valor esperado en función de la relación de fluencia  $Q$ , para los casos CI



a) Edificio de 5 niveles

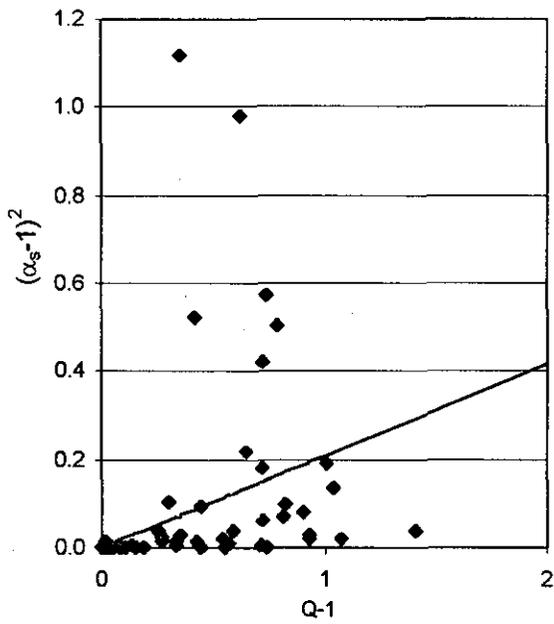


b) Edificio de 10 niveles

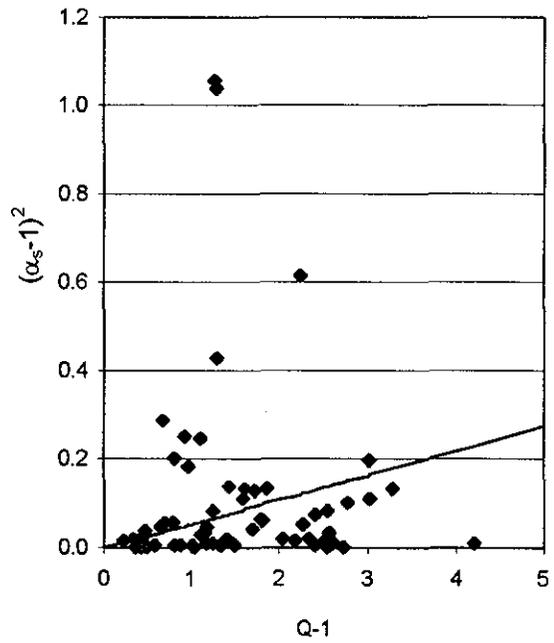


c) Edificio de 15 niveles

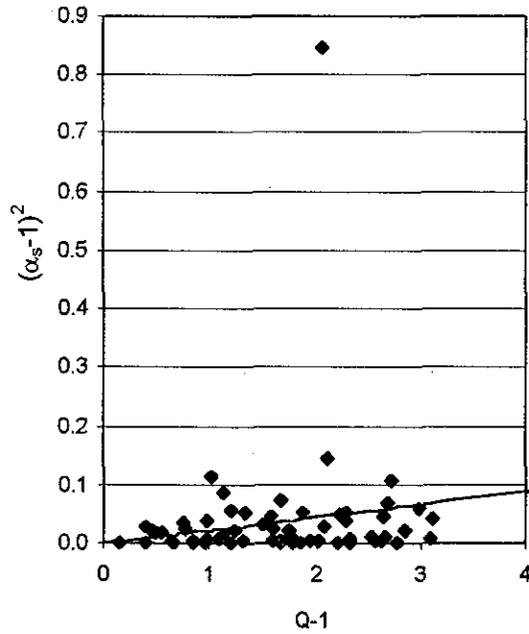
Fig.4.2 Ductilidad  $\mu$  y su valor esperado en función de la relación de fluencia  $Q$ , para los casos SI



a) Edificio de 5 niveles

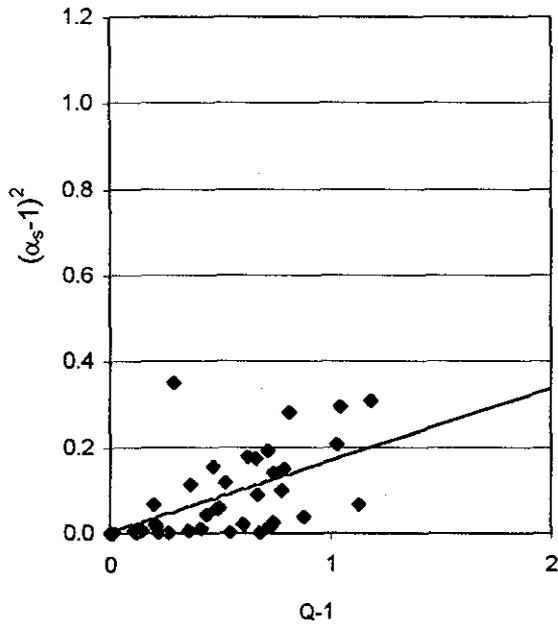


b) Edificio de 10 niveles

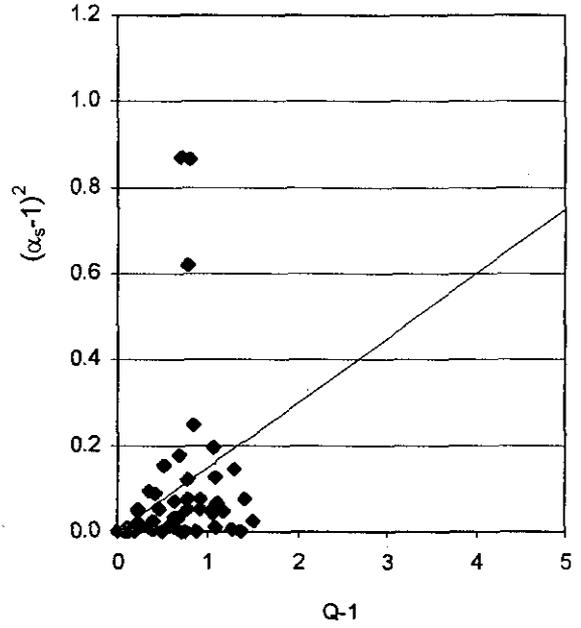


c) Edificio de 15 niveles

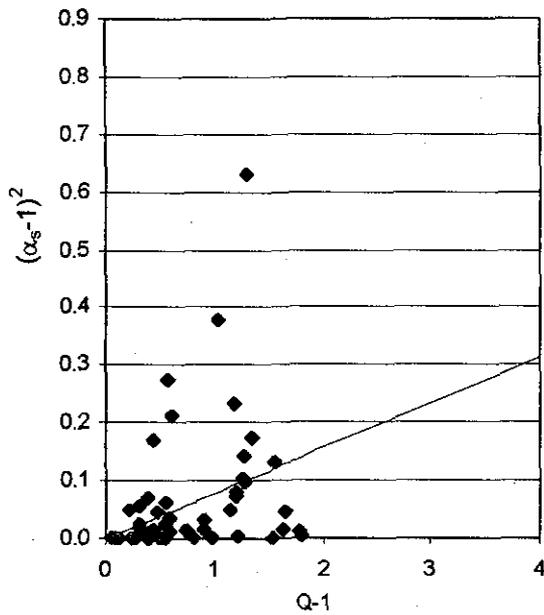
Fig.4.3 Coeficiente de variación de  $\alpha_s$  como función de la relación de fluencia  $Q$ , para los casos CI



a) Edificio de 5 niveles



b) Edificio de 10 niveles



c) Edificio de 15 niveles

Fig.4.4 Coeficiente de variación de  $\alpha_s$  como función de la relación de fluencia  $Q$ , para los casos SI

Edificio de 5 niveles CI

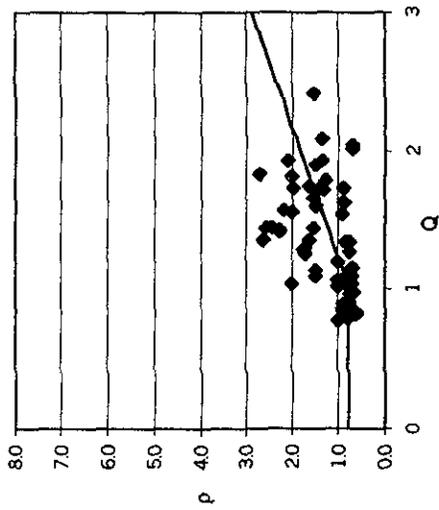


Fig. 4.5 Ajuste de la esperanza de  $p$

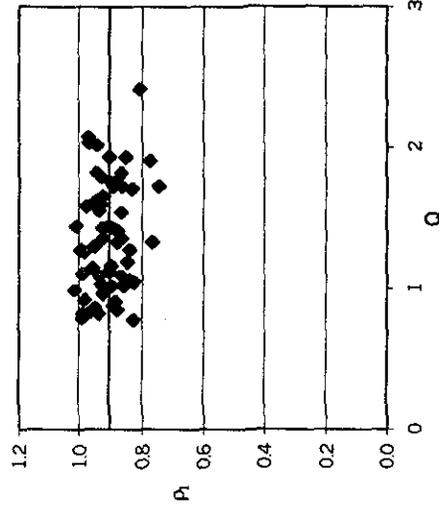


Fig. 4.6.a Ajuste de la esperanza de  $p_1$

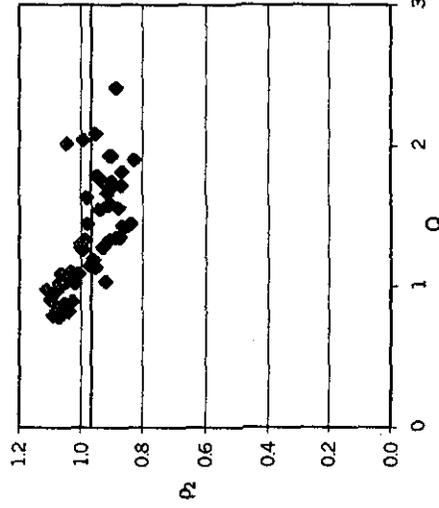


Fig. 4.6.b Ajuste de la esperanza de  $p_2$

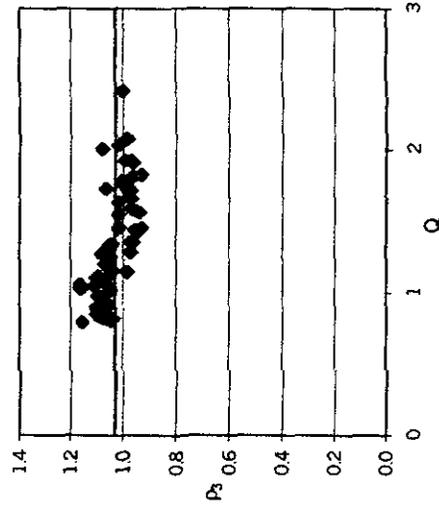


Fig. 4.6.c Ajuste de la esperanza de  $p_3$

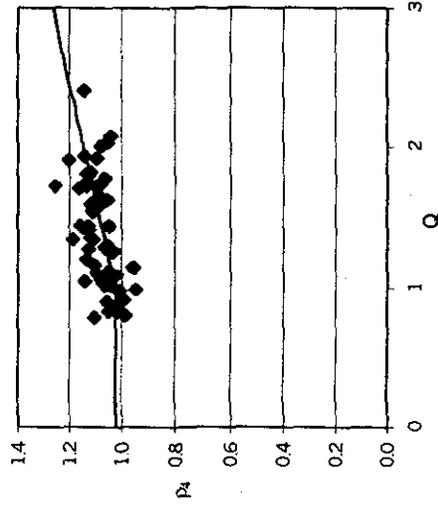


Fig. 4.6.d Ajuste de la esperanza de  $p_4$

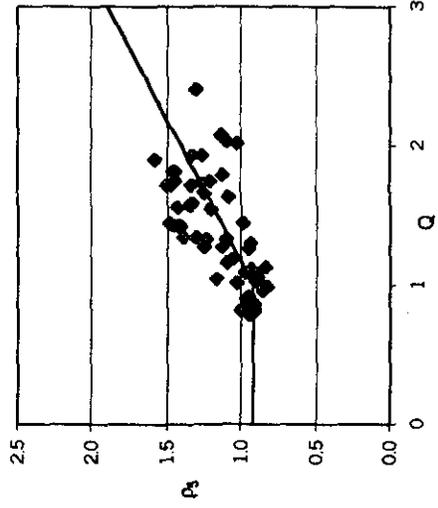


Fig. 4.6.e Ajuste de la esperanza de  $p_5$

Edificio de 5 niveles SI

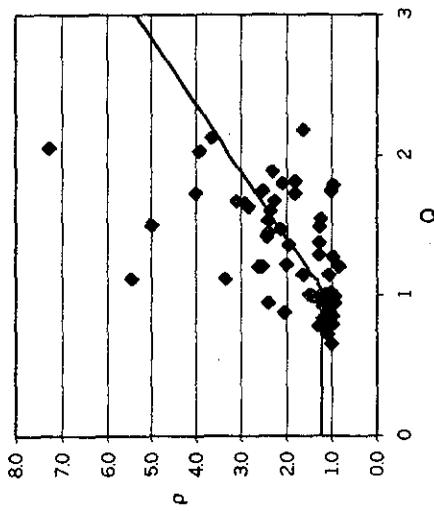


Fig. 4.7 Ajuste de la esperanza de  $p$

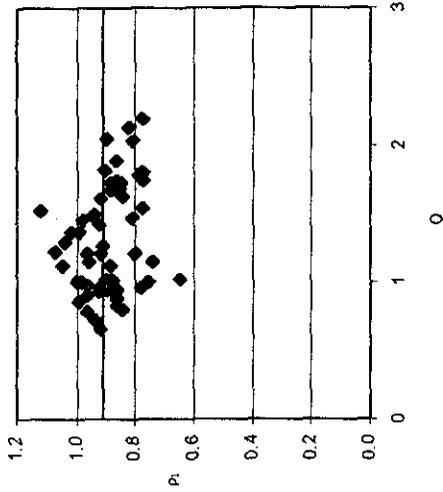


Fig. 4.8.a Ajuste de la esperanza de  $p_1$

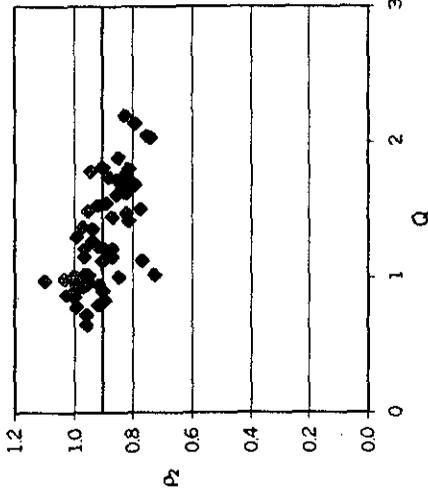


Fig. 4.8.b Ajuste de la esperanza de  $p_2$

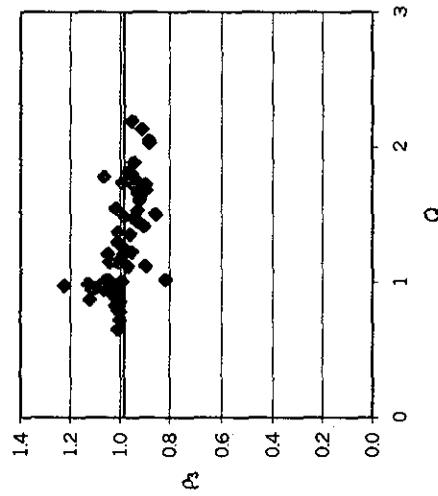


Fig. 4.8.c Ajuste de la esperanza de  $p_3$

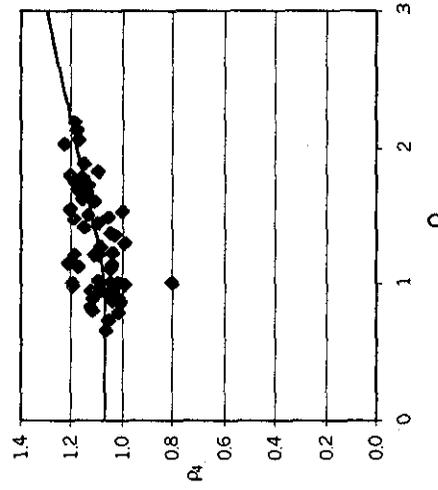


Fig. 4.8.d Ajuste de la esperanza de  $p_4$

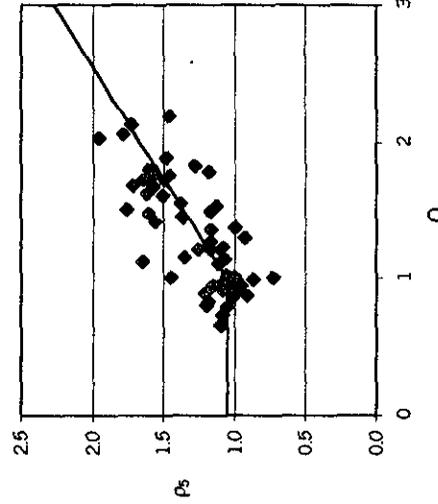


Fig. 4.8.e Ajuste de la esperanza de  $p_5$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 10 niveles CI

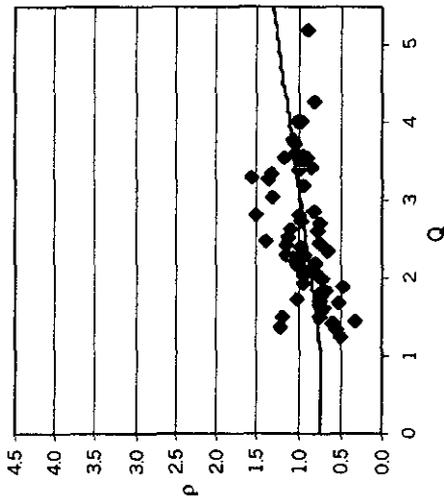


Fig. 4.9 Ajuste de la esperanza de  $p$

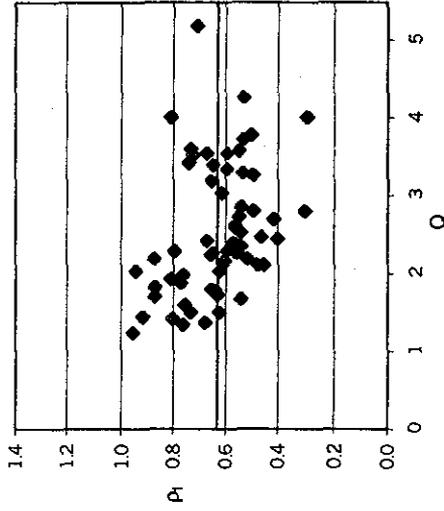


Fig. 4.10.a Ajuste de la esperanza de  $p_1$

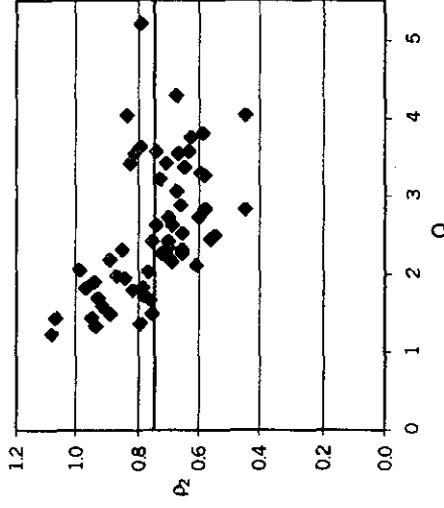


Fig. 4.10.b Ajuste de la esperanza de  $p_2$

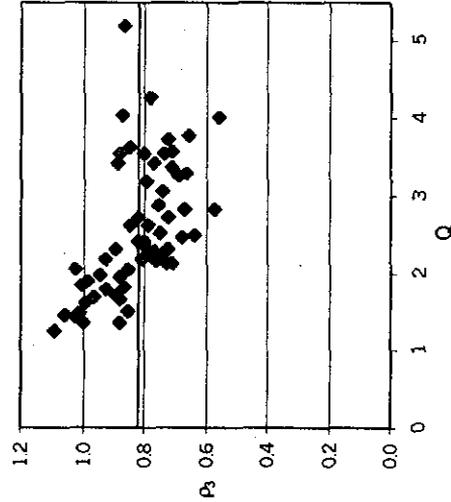


Fig. 4.10.c Ajuste de la esperanza de  $p_3$

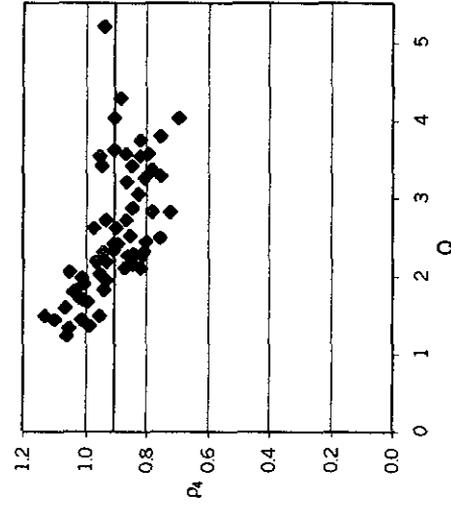


Fig. 4.10.d Ajuste de la esperanza de  $p_4$

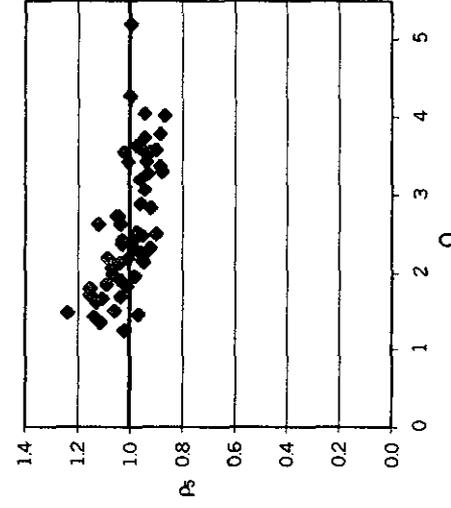


Fig. 4.10.e Ajuste de la esperanza de  $p_5$

Edificio de 10 niveles CI

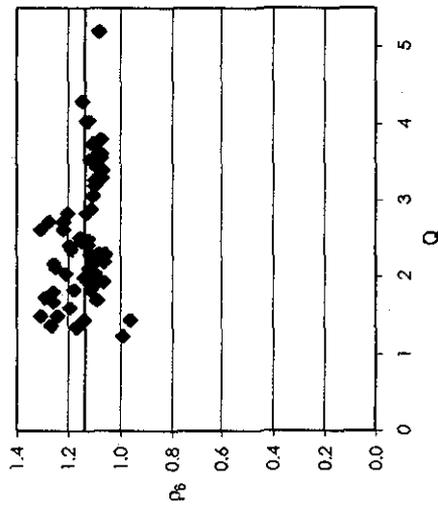


Fig. 4.10.f Ajuste de la esperanza de  $p_6$

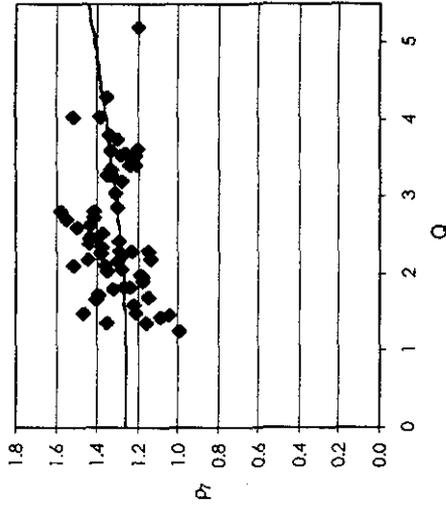


Fig. 4.10.g Ajuste de la esperanza de  $p_7$

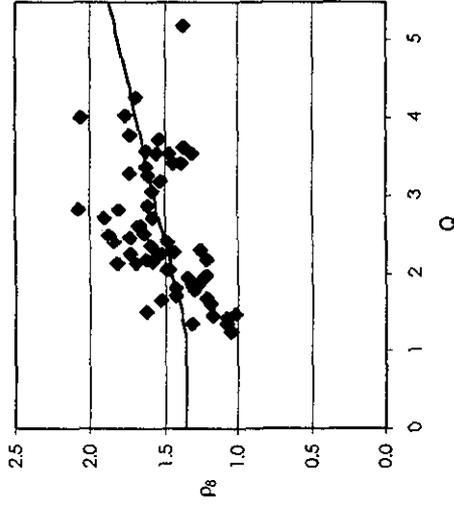


Fig. 4.10.h Ajuste de la esperanza de  $p_8$

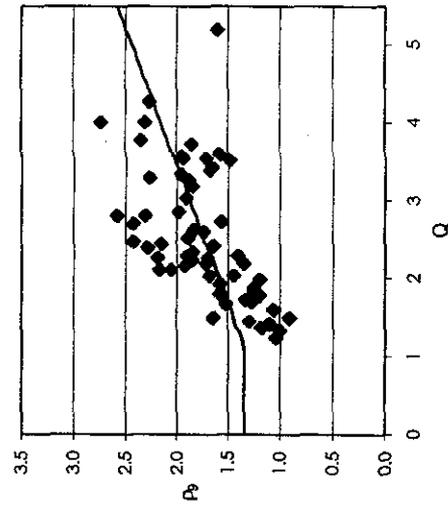


Fig. 4.10.i Ajuste de la esperanza de  $p_9$

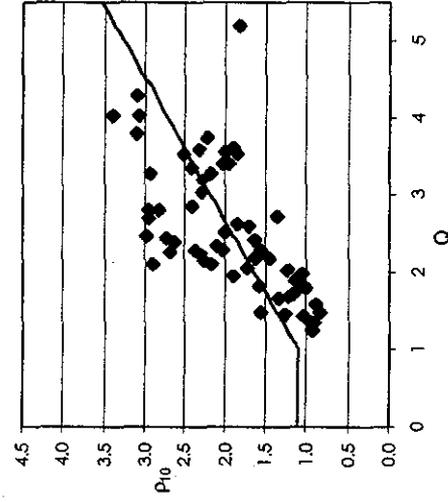


Fig. 4.10.j Ajuste de la esperanza de  $p_{10}$

Edificio de 10 niveles SI

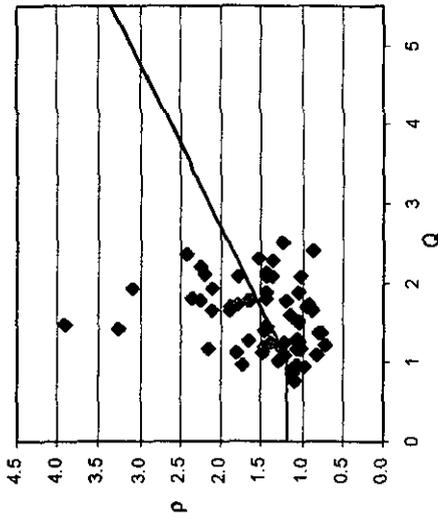


Fig. 4.11 Ajuste de la esperanza de  $p$

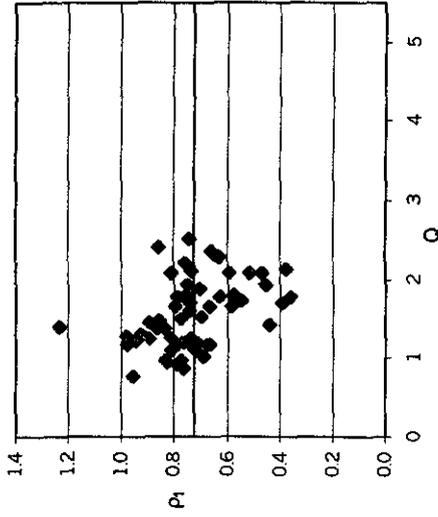


Fig. 4.12.a Ajuste de la esperanza de  $p_1$

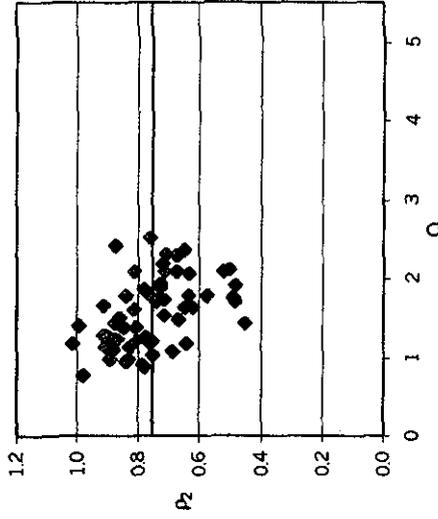


Fig. 4.12.b Ajuste de la esperanza de  $p_2$

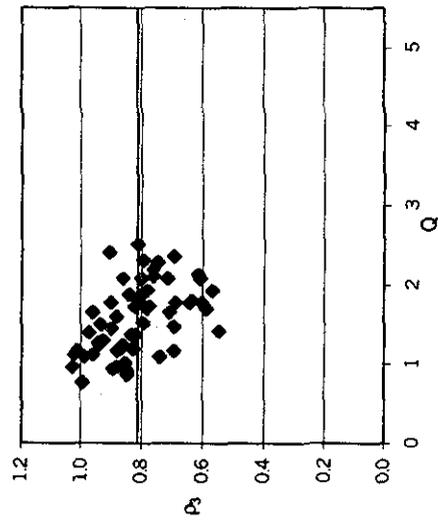


Fig. 4.12.c Ajuste de la esperanza de  $p_3$

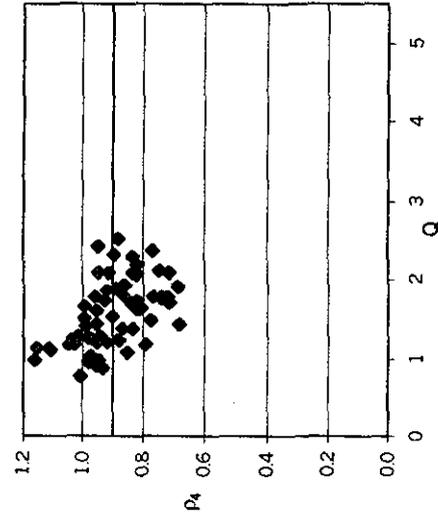


Fig. 4.12.d Ajuste de la esperanza de  $p_4$

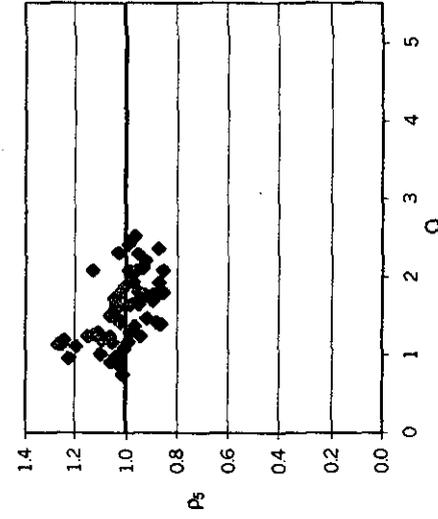


Fig. 4.12.e Ajuste de la esperanza de  $p_5$

Edificio de 10 niveles SI

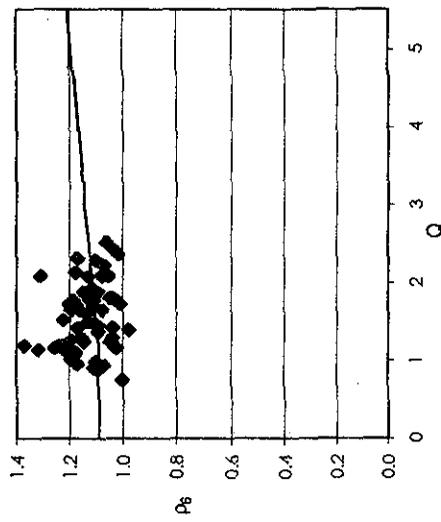


Fig. 4.12.f Ajuste de la esperanza de  $p_6$

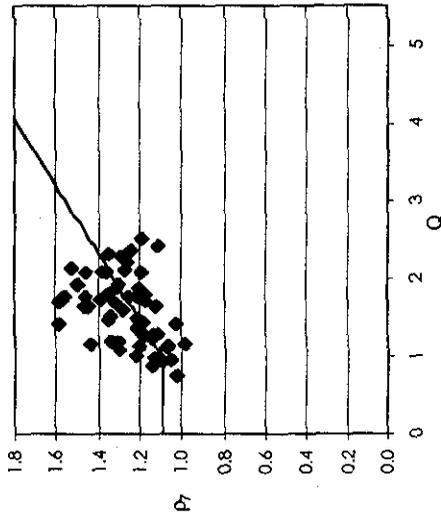


Fig. 4.12.g Ajuste de la esperanza de  $p_7$

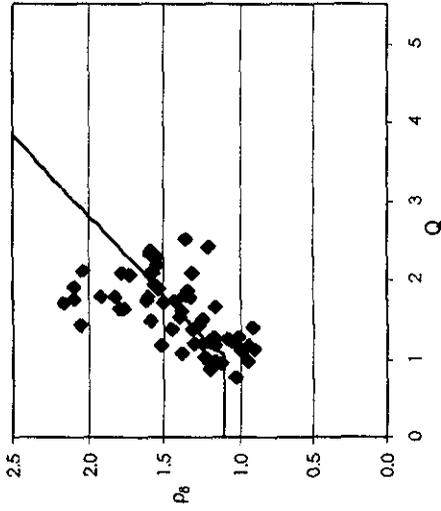


Fig. 4.12.h Ajuste de la esperanza de  $p_8$

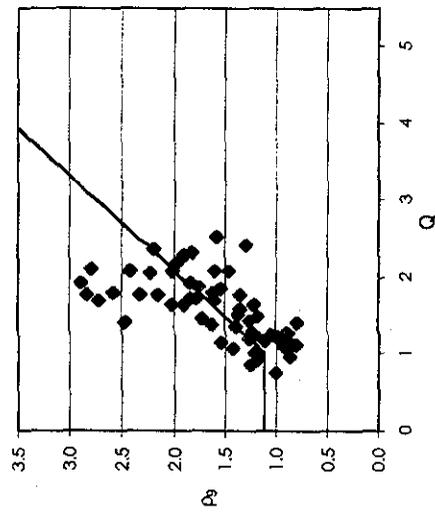


Fig. 4.12.i Ajuste de la esperanza de  $p_9$

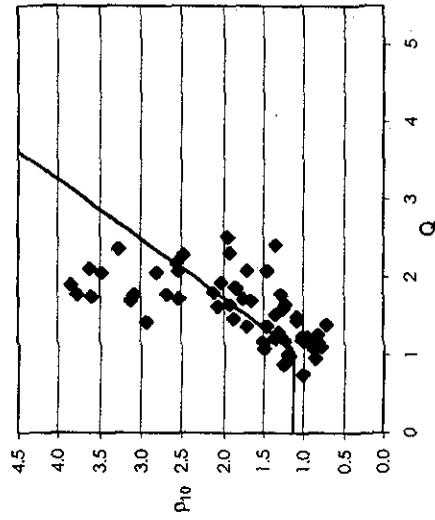


Fig. 4.12.j Ajuste de la esperanza de  $p_{10}$

Edificio de 15 niveles C1

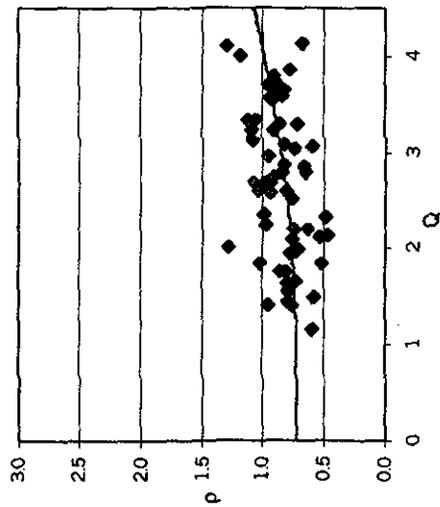


Fig. 4.13 Ajuste de la esperanza de  $\rho$

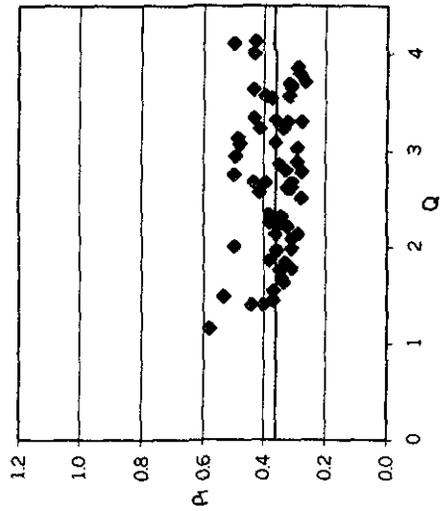


Fig. 4.14.a Ajuste de la esperanza de  $p_1$

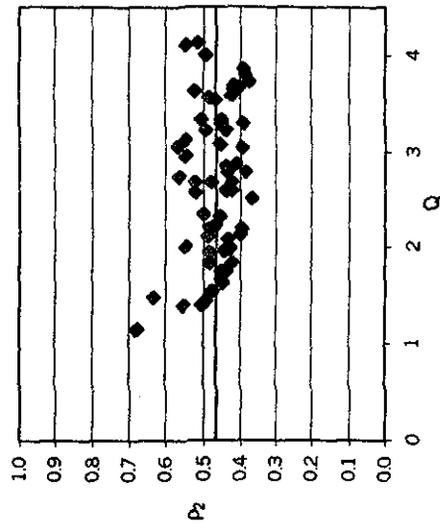


Fig. 4.14.b Ajuste de la esperanza de  $p_2$

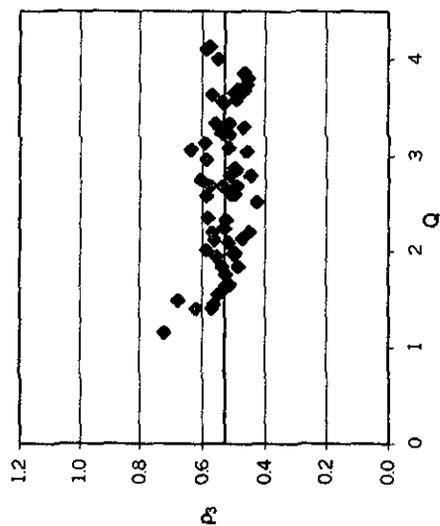


Fig. 4.14.c Ajuste de la esperanza de  $p_3$

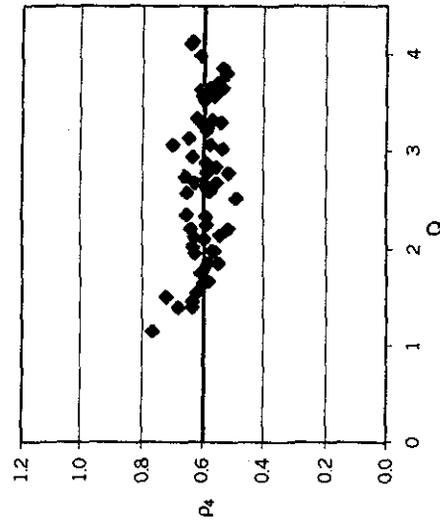


Fig. 4.14.d Ajuste de la esperanza de  $p_4$

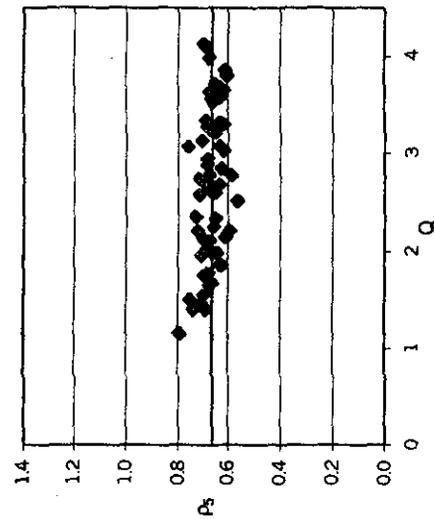


Fig. 4.14.e Ajuste de la esperanza de  $p_5$

Edificio de 15 niveles CI

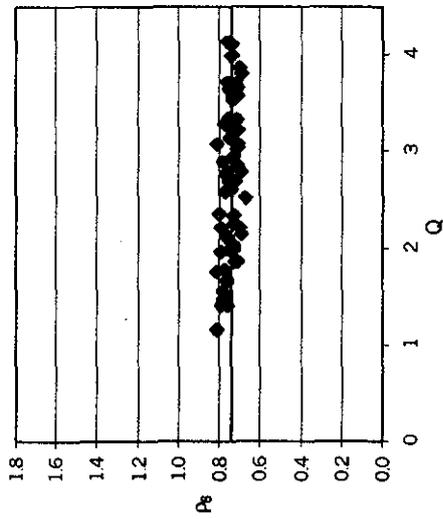


Fig. 4.14.f Ajuste de la esperanza de  $p_6$

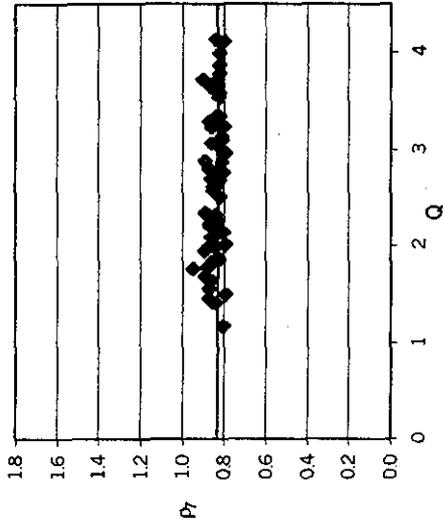


Fig. 4.14.g Ajuste de la esperanza de  $p_7$

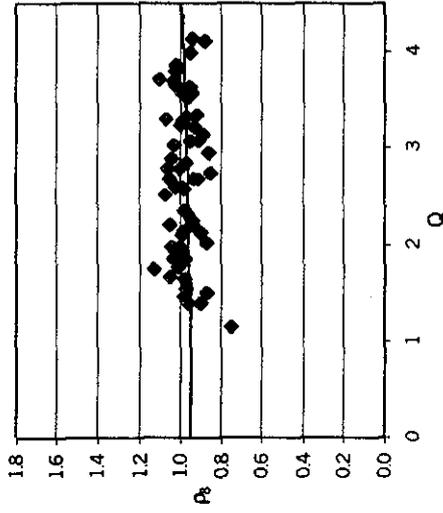


Fig. 4.14.h Ajuste de la esperanza de  $p_8$

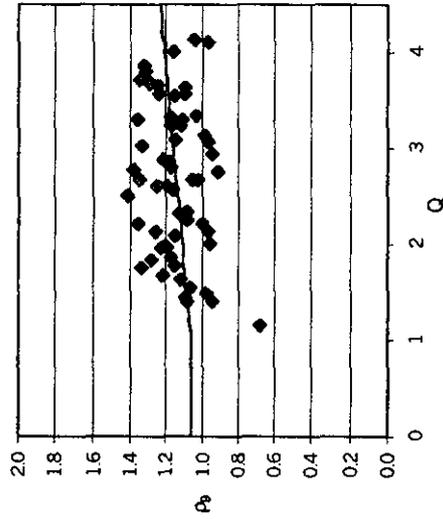


Fig. 4.14.i Ajuste de la esperanza de  $p_9$

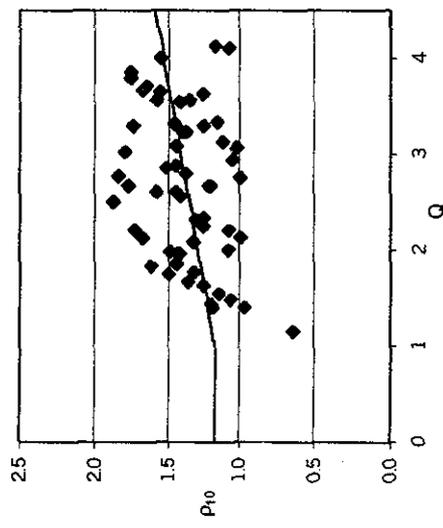


Fig. 4.14.j Ajuste de la esperanza de  $p_{10}$

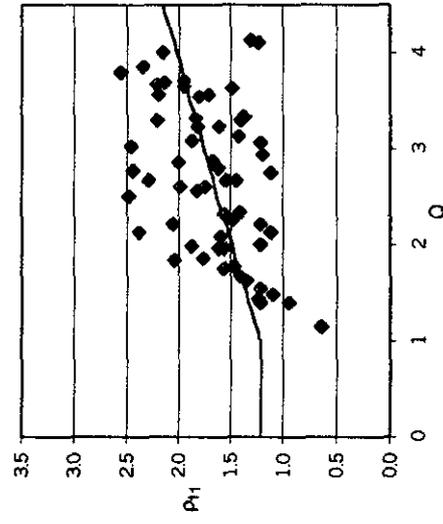


Fig. 4.14.k Ajuste de la esperanza de  $p_{11}$

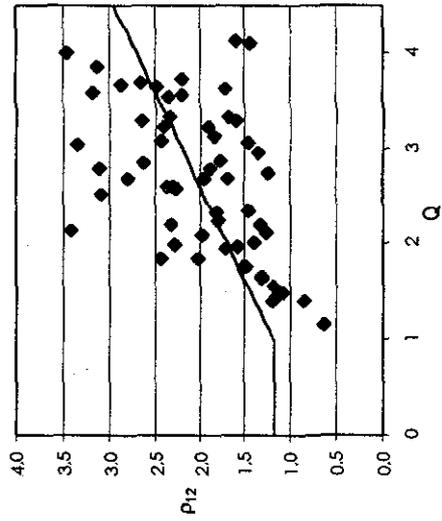


Fig. 4.14.l Ajuste de la esperanza de  $p_{12}$

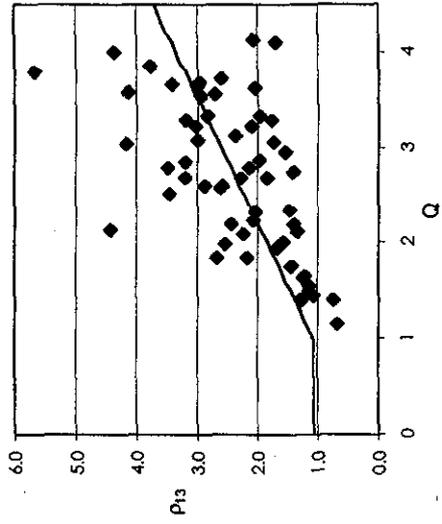


Fig. 4.14.m Ajuste de la esperanza de  $p_{13}$

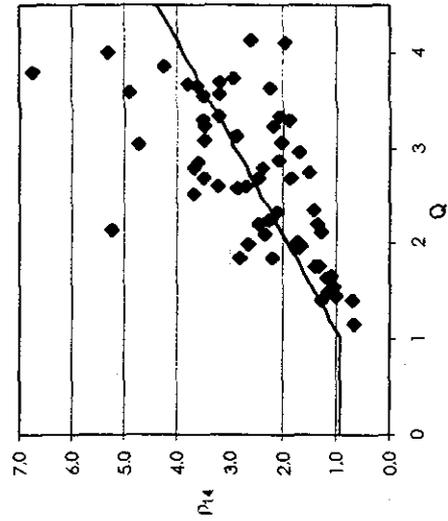


Fig. 4.14.n Ajuste de la esperanza de  $p_{14}$

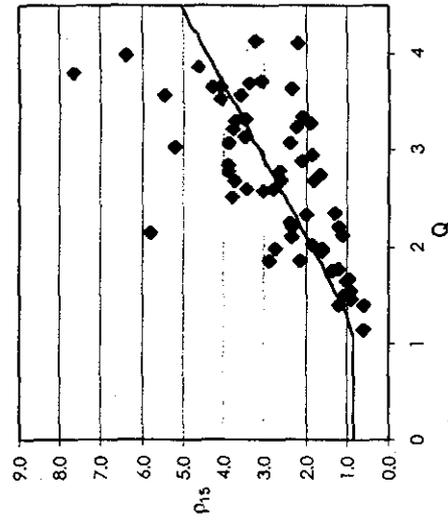


Fig. 4.14.o Ajuste de la esperanza de  $p_{15}$

Edificio de 15 niveles SI

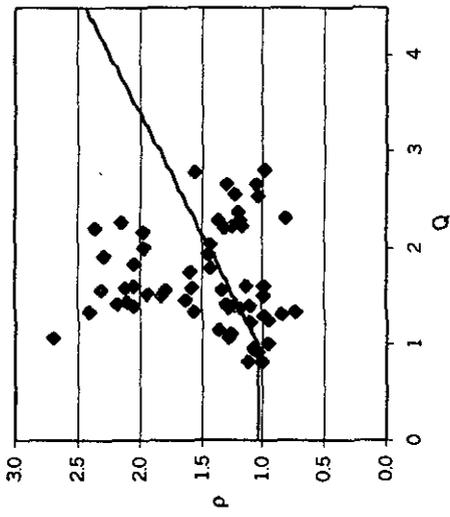


Fig. 4.15 Ajuste de la esperanza de  $p$

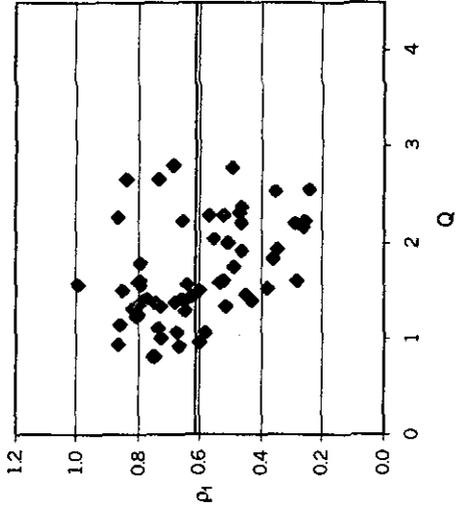


Fig. 4.16.a Ajuste de la esperanza de  $p_1$

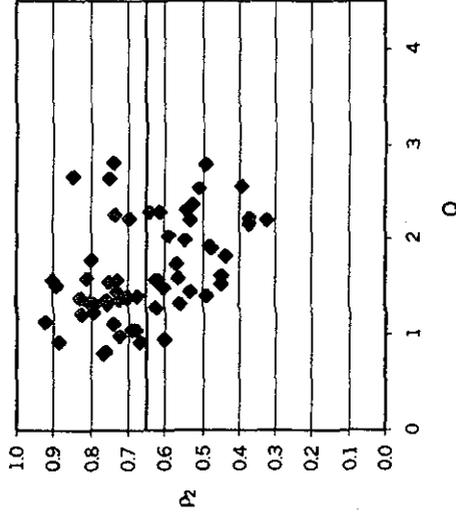


Fig. 4.16.b Ajuste de la esperanza de  $p_2$

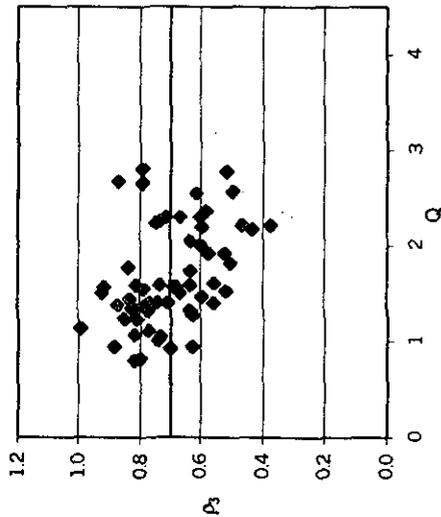


Fig. 4.16.c Ajuste de la esperanza de  $p_3$

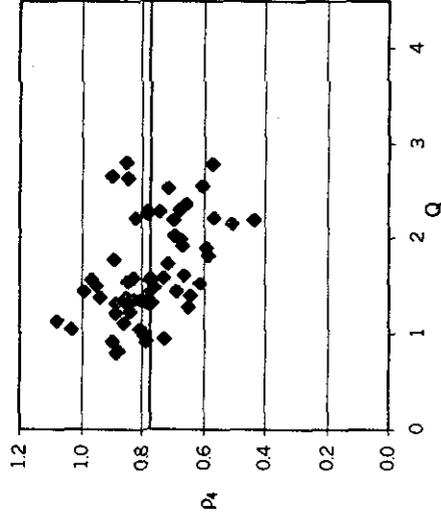


Fig. 4.16.d Ajuste de la esperanza de  $p_4$

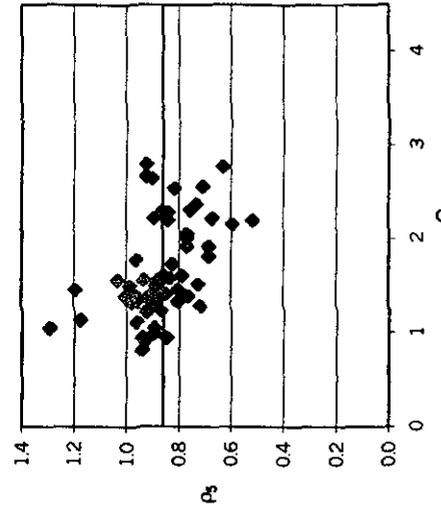


Fig. 4.16.e Ajuste de la esperanza de  $p_5$

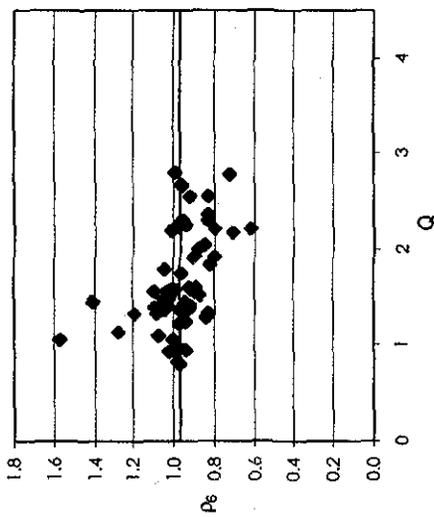


Fig. 4.16.f Ajuste de la esperanza de  $p_6$

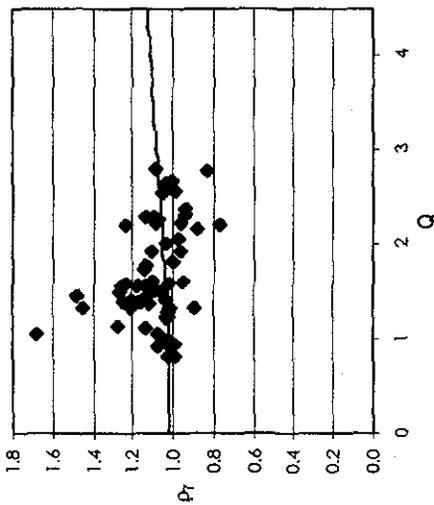


Fig. 4.16.g Ajuste de la esperanza de  $p_7$

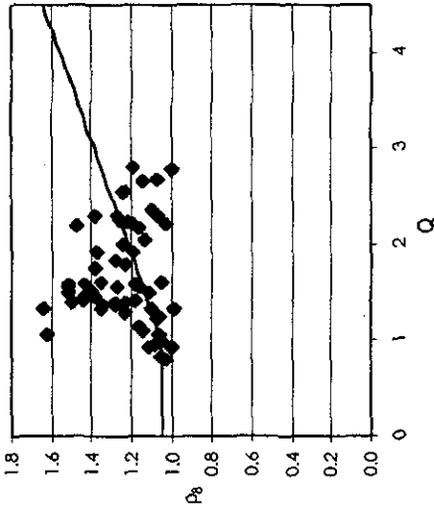


Fig. 4.16.h Ajuste de la esperanza de  $p_8$

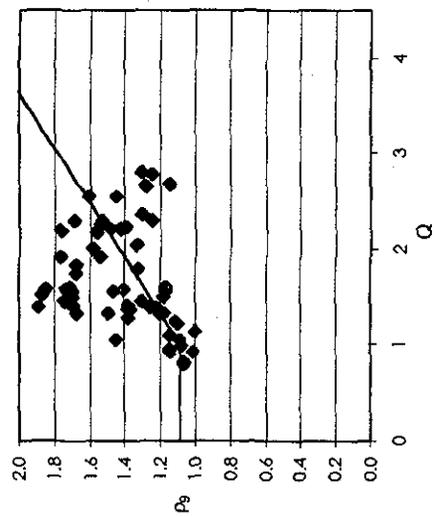


Fig. 4.16.i Ajuste de la esperanza de  $p_9$

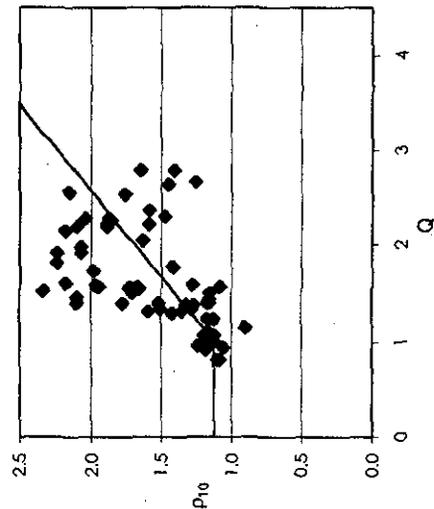


Fig. 4.16.j Ajuste de la esperanza de  $p_{10}$

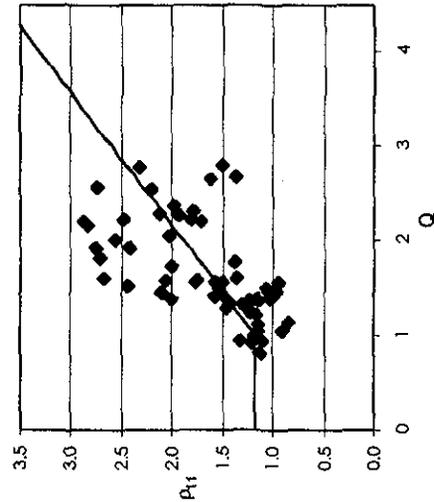


Fig. 4.16.k Ajuste de la esperanza de  $p_{11}$

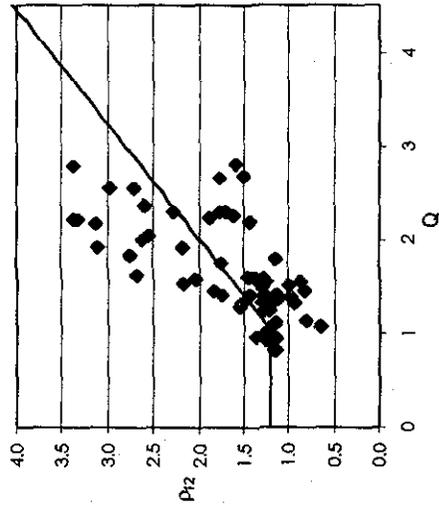


Fig. 4.16.l Ajuste de la esperanza de  $p_{12}$

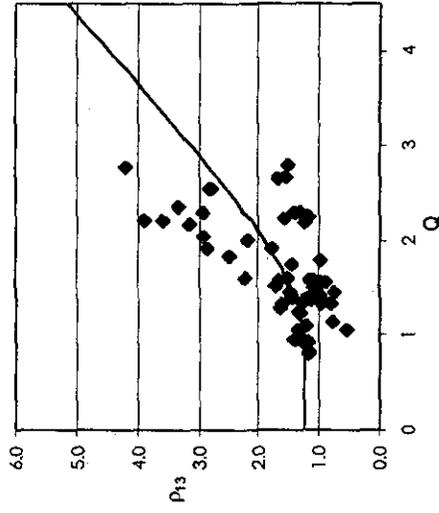


Fig. 4.16.m Ajuste de la esperanza de  $p_{13}$

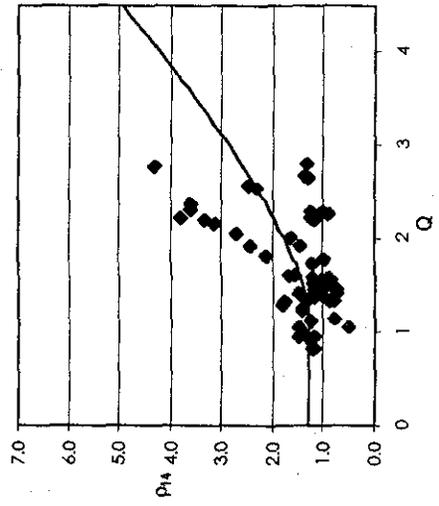


Fig. 4.16.n Ajuste de la esperanza de  $p_{14}$

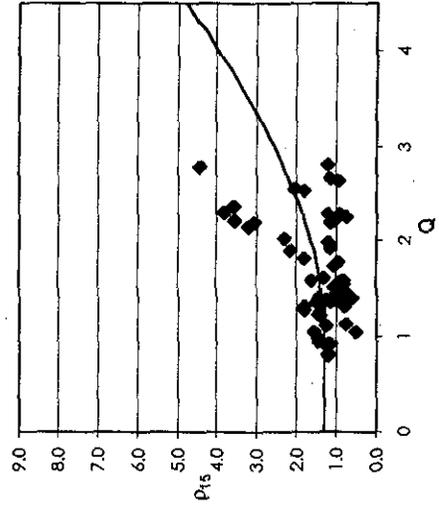


Fig. 4.16.o Ajuste de la esperanza de  $p_{15}$

Edificio de 5 niveles CI

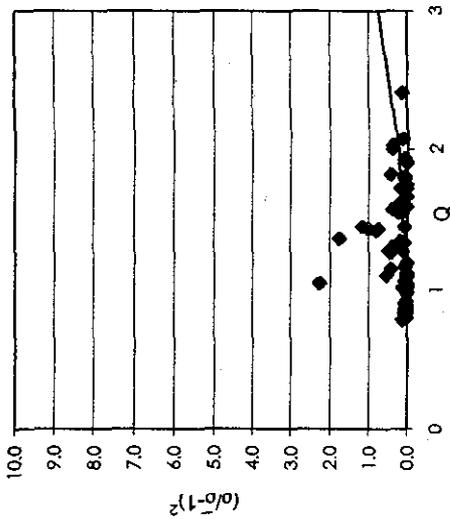


Fig. 4.17 Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho$

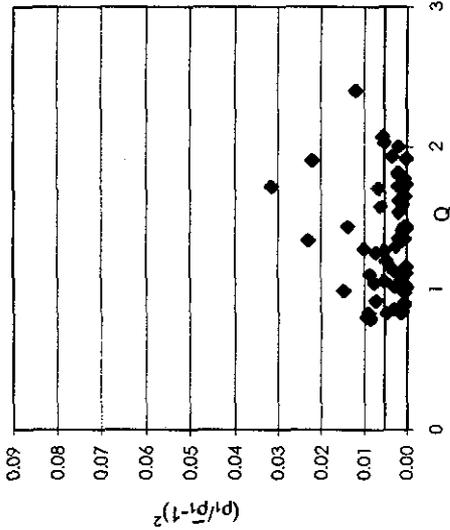


Fig. 4.18.a Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_1$

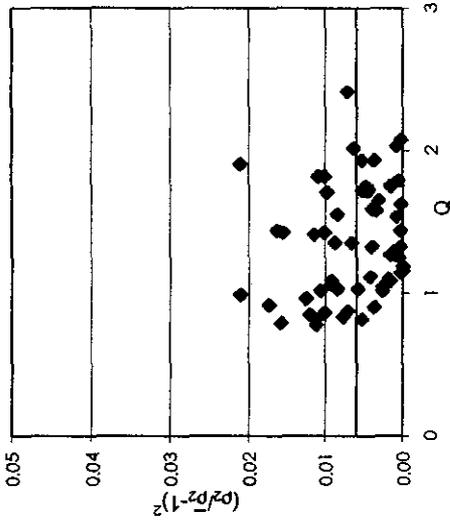


Fig. 4.18.b Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_2$

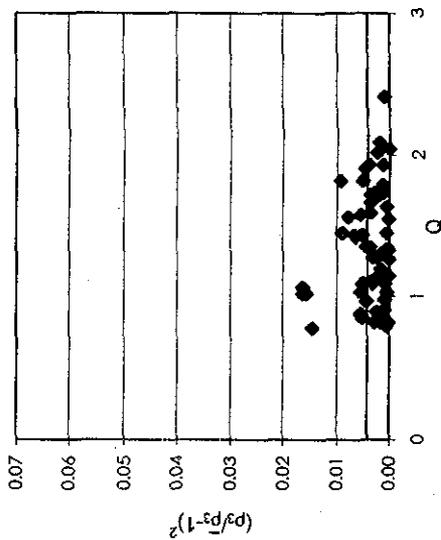


Fig. 4.18.c Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_3$

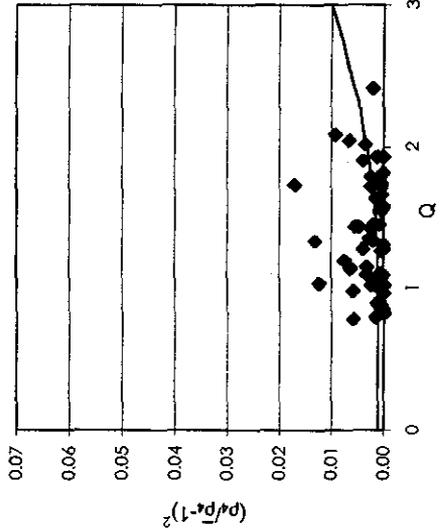


Fig. 4.18.d Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_4$

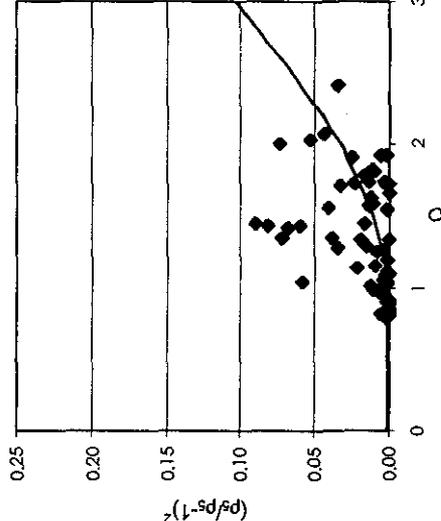


Fig. 4.18.e Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_5$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 5 niveles SI

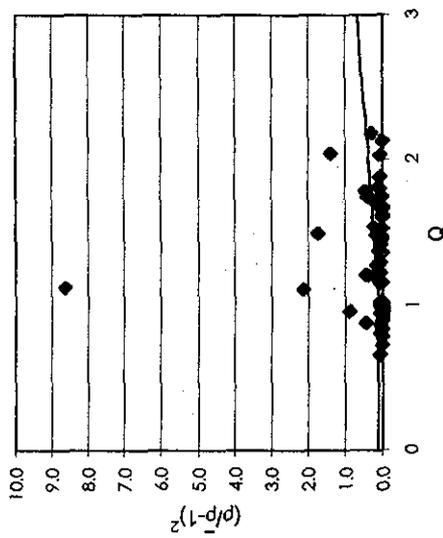


Fig. 4.19 Ajuste del coeficiente de variación de p

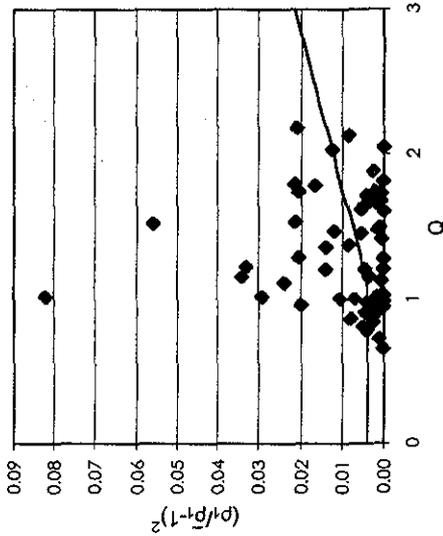


Fig. 4.20.a Ajuste del coeficiente de variación de p1

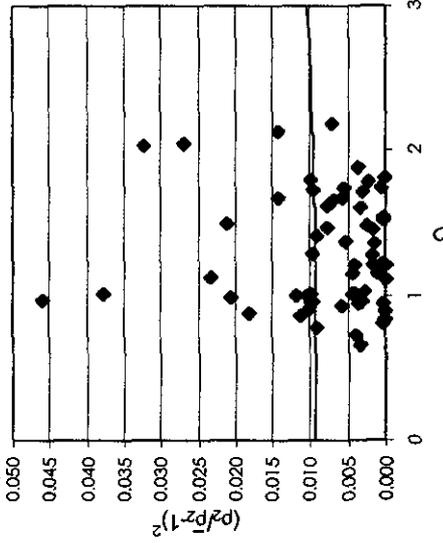


Fig. 4.20.b Ajuste del coeficiente de variación de p2

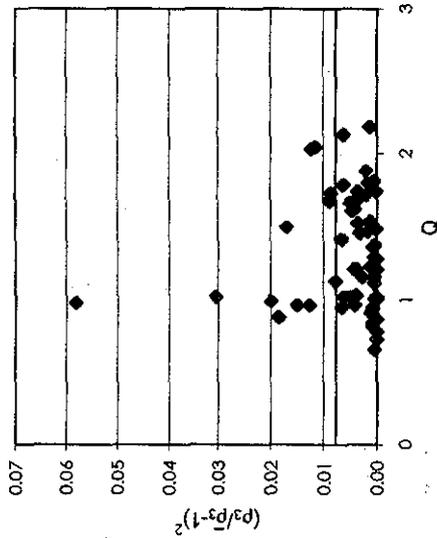


Fig. 4.20.c Ajuste del coeficiente de variación de p3

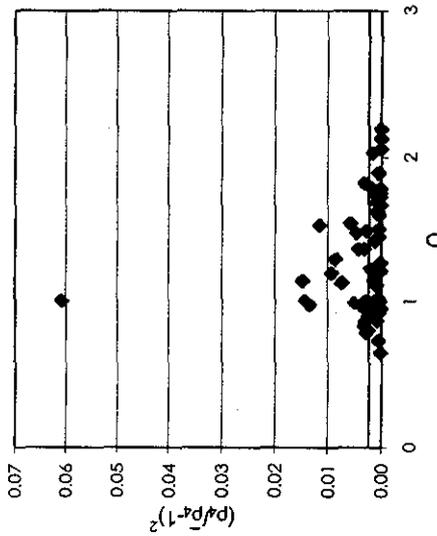


Fig. 4.20.d Ajuste del coeficiente de variación de p4

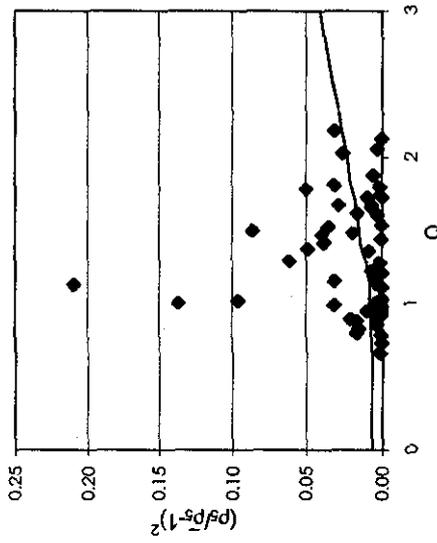


Fig. 4.20.e Ajuste del coeficiente de variación de p5

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 10 niveles CI

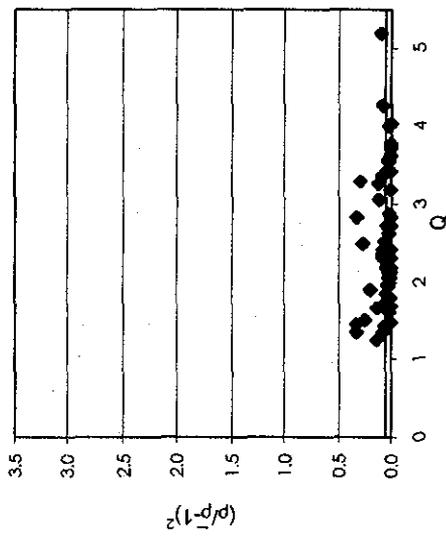


Fig. 4.21 Ajuste del coeficiente de variación de p

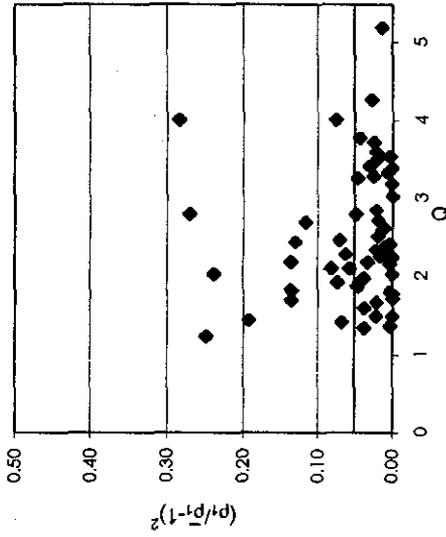


Fig. 4.22.a Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_1$

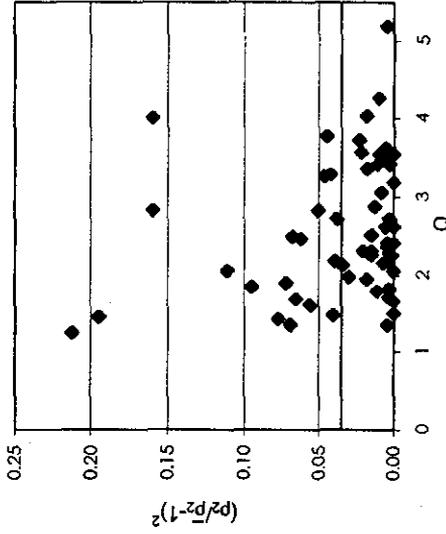


Fig. 4.22.b Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_2$

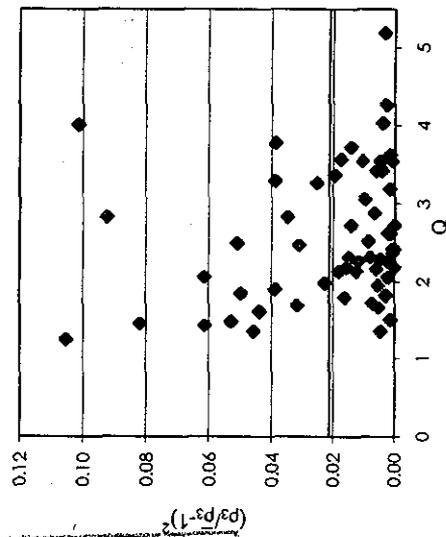


Fig. 4.22.c Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_3$

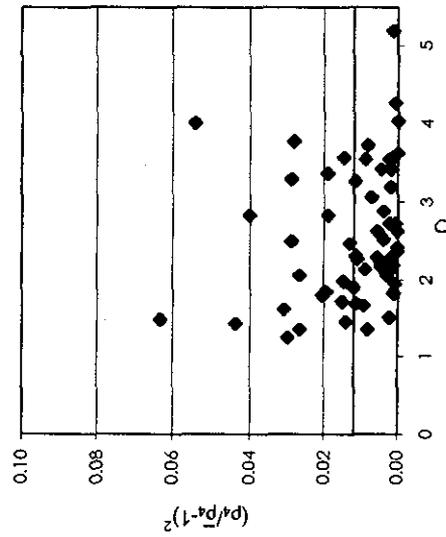


Fig. 4.22.d Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_4$

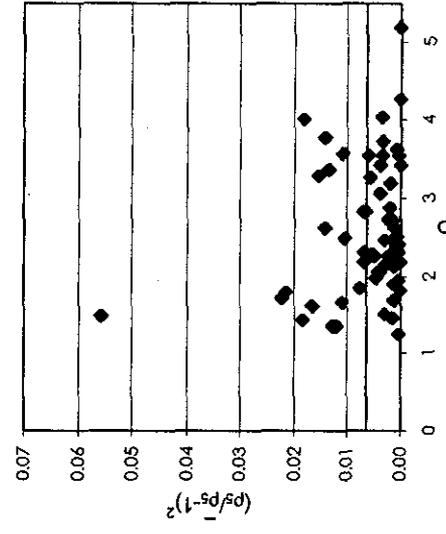


Fig. 4.22.e Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_5$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 10 niveles CI

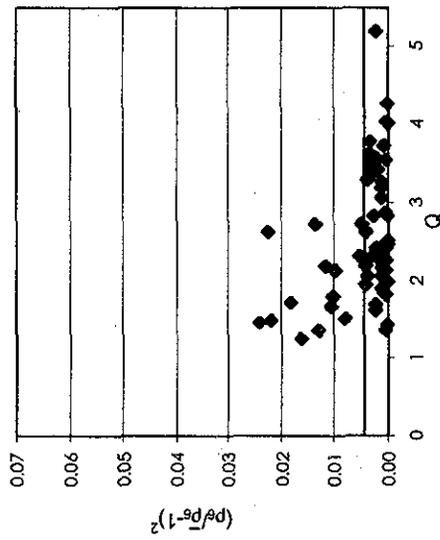


Fig. 4.22.f Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_6$

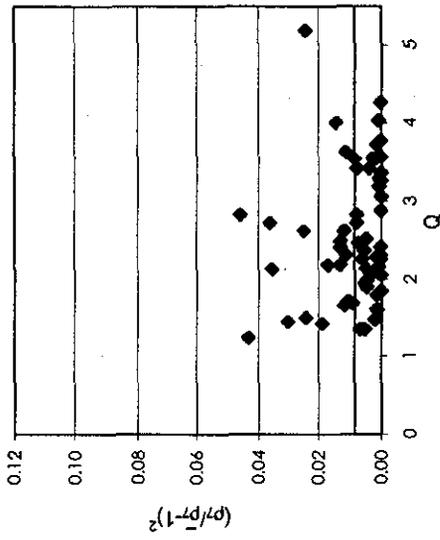


Fig. 4.22.g Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_7$

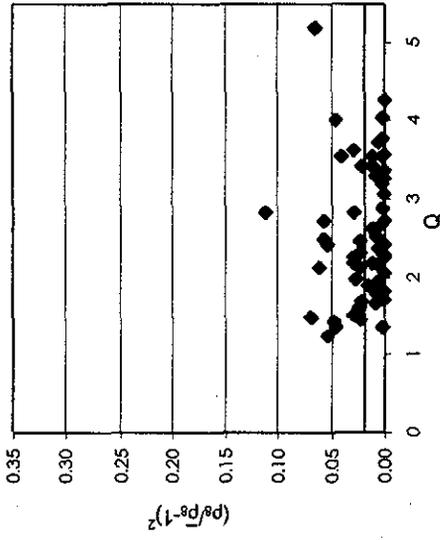


Fig. 4.22.h Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_8$

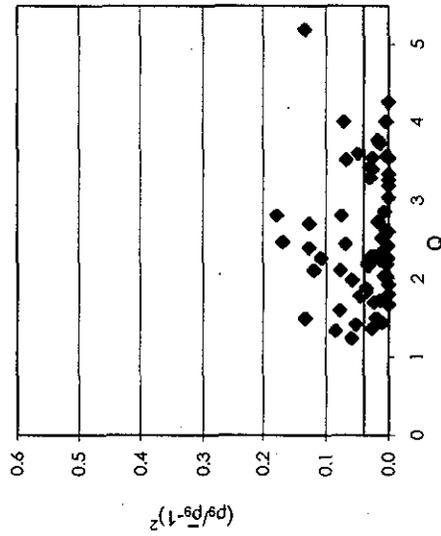


Fig. 4.22.i Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_9$

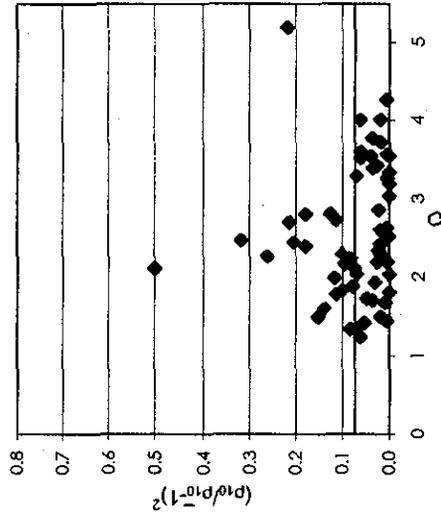


Fig. 4.22.j Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_{10}$

TRISIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 10 niveles SI

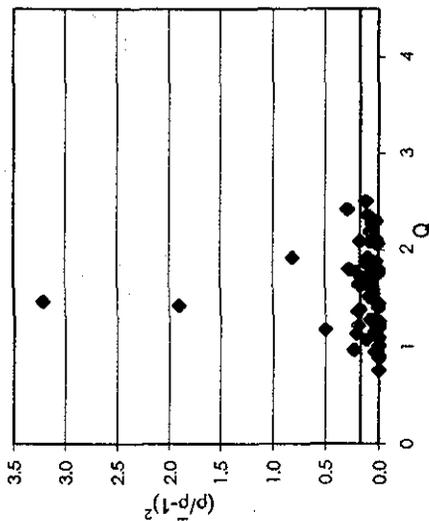


Fig. 4.23 Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho$

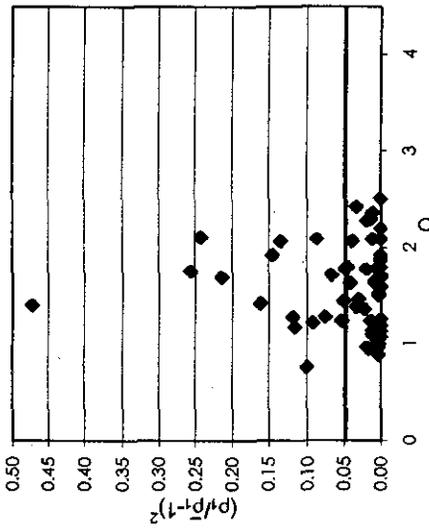


Fig. 4.24.a Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_1$

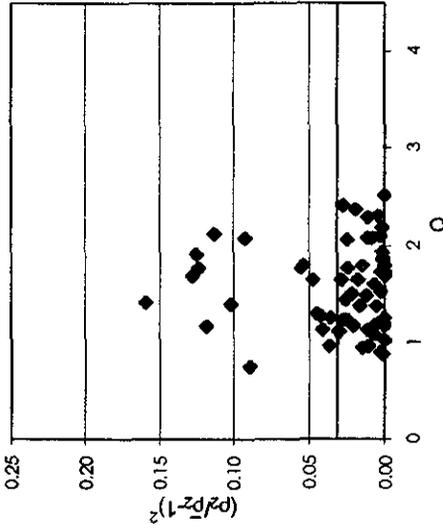


Fig. 4.24.b Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_2$

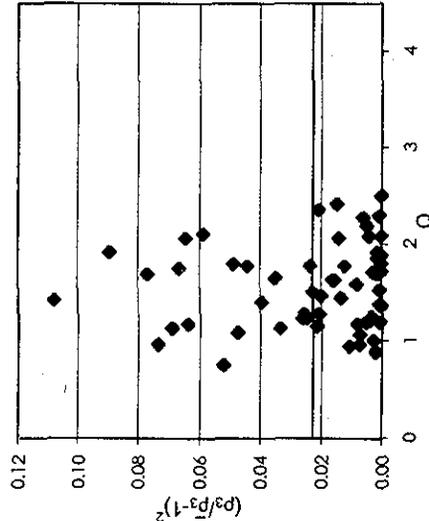


Fig. 4.24.c Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_3$

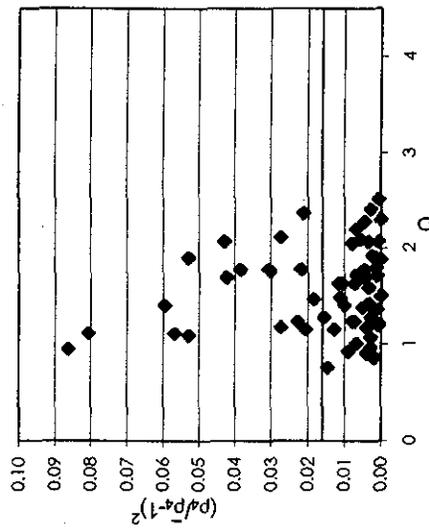


Fig. 4.24.d Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_4$

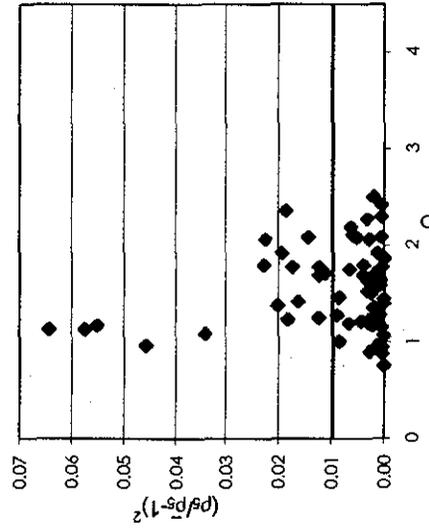


Fig. 4.24.e Ajuste del coeficiente de variación de  $\rho_5$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 10 niveles SI

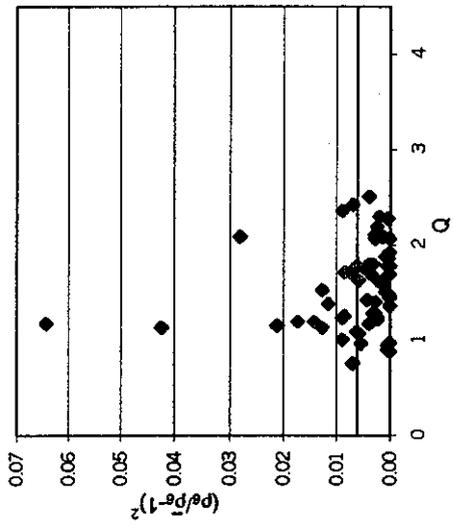


Fig. 4.24.f Ajuste del coeficiente de variación de  $p_6$

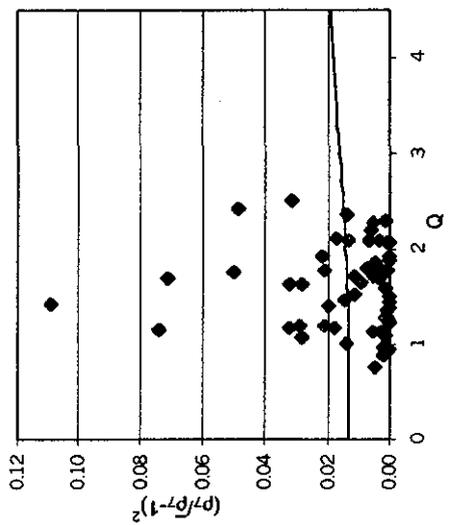


Fig. 4.24.g Ajuste del coeficiente de variación de  $p_7$

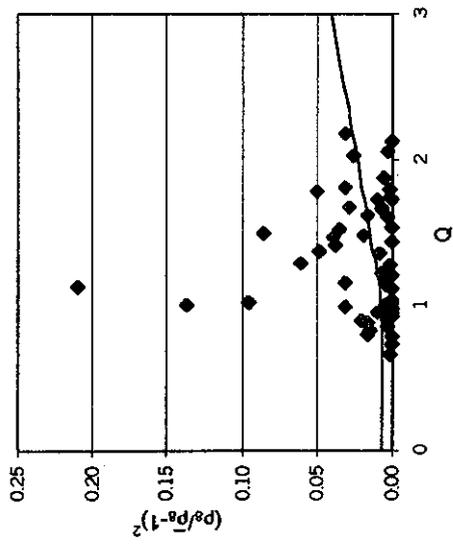


Fig. 4.24.h Ajuste del coeficiente de variación de  $p_8$

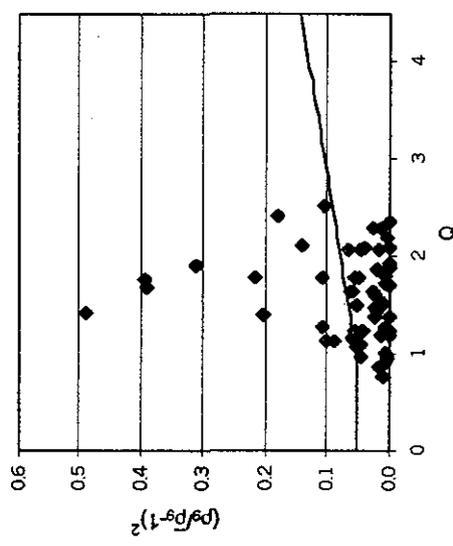


Fig. 4.24.i Ajuste del coeficiente de variación de  $p_9$

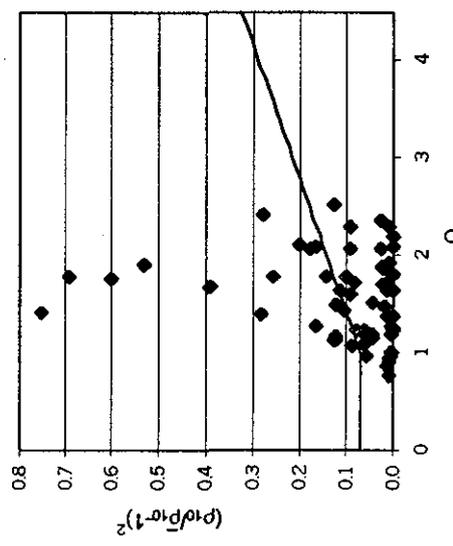


Fig. 4.24.j Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{10}$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 15 niveles CI

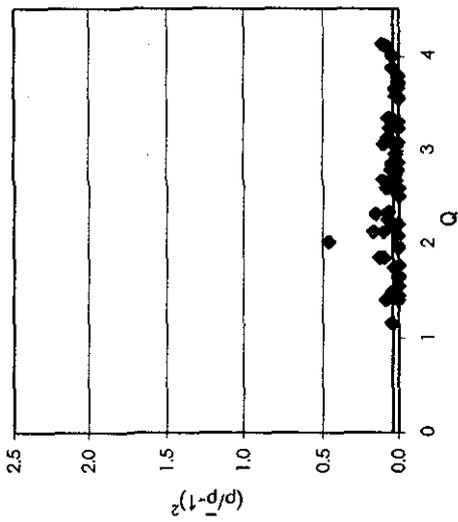


Fig. 4.25 Ajuste del coeficiente de variación de p

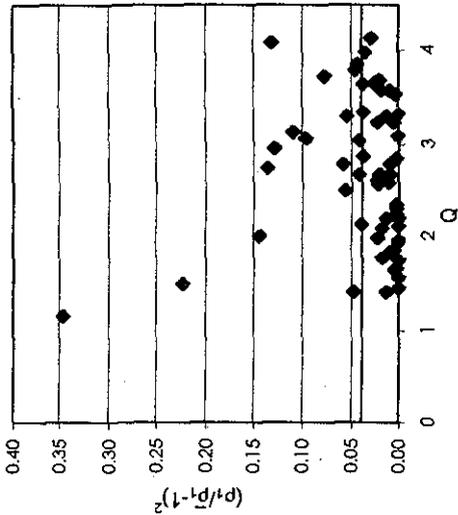


Fig. 4.26.a Ajuste del coeficiente de variación de p1

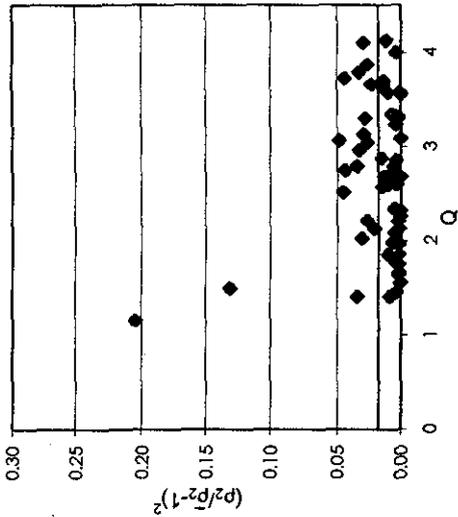


Fig. 4.26.b Ajuste del coeficiente de variación de p2

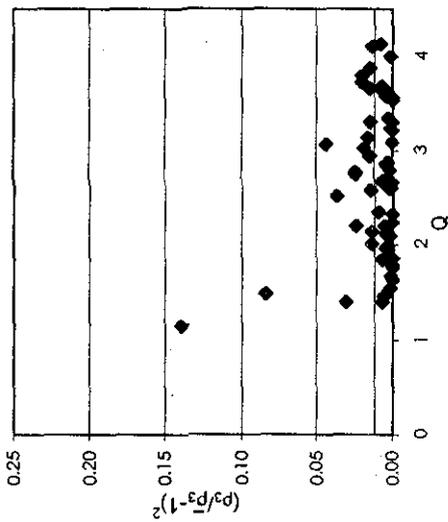


Fig. 4.26.c Ajuste del coeficiente de variación de p3

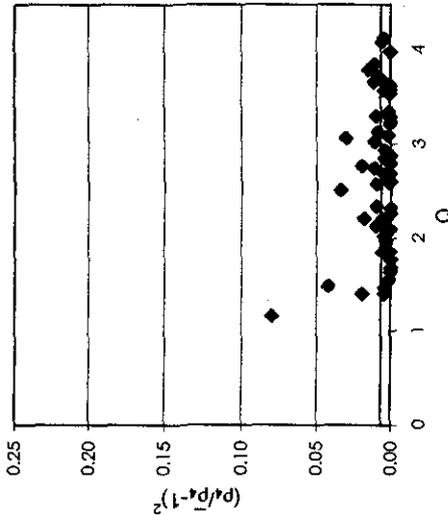


Fig. 4.26.d Ajuste del coeficiente de variación de p4

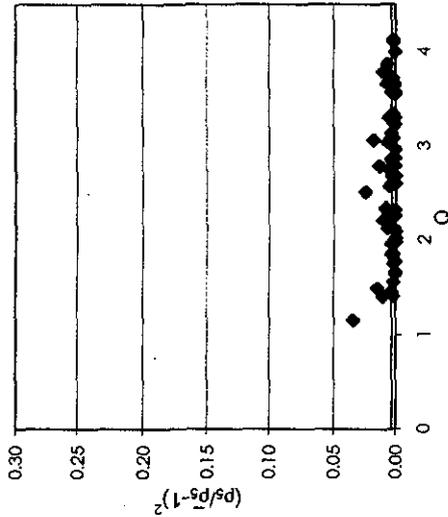


Fig. 4.26.e Ajuste del coeficiente de variación de p5

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 15 niveles CI

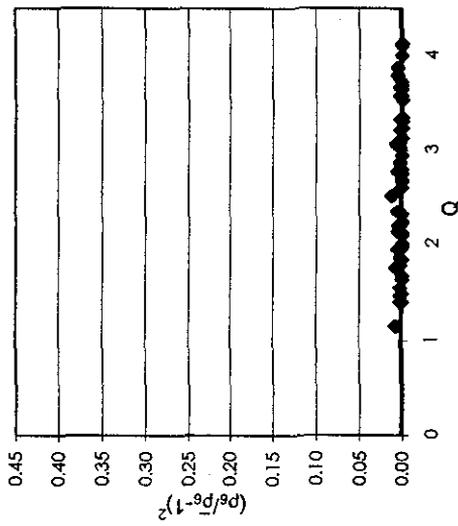


Fig. 4.26.f Ajuste del coeficiente de variación de  $p_6$

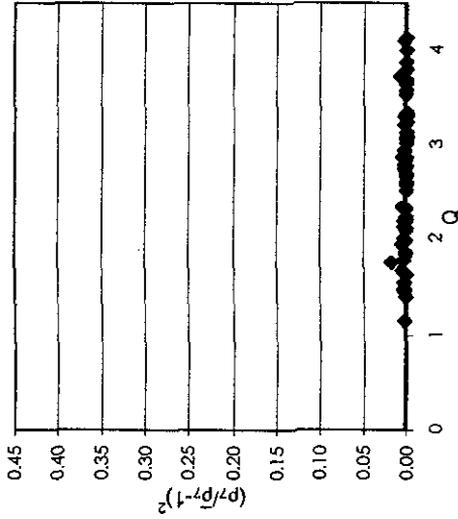


Fig. 4.26.g Ajuste del coeficiente de variación de  $p_7$

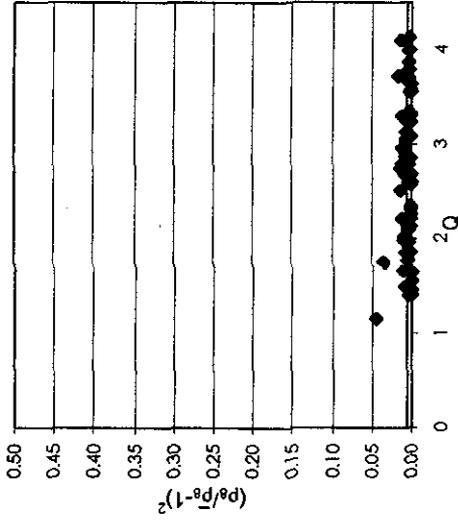


Fig. 4.26.h Ajuste del coeficiente de variación de  $p_8$

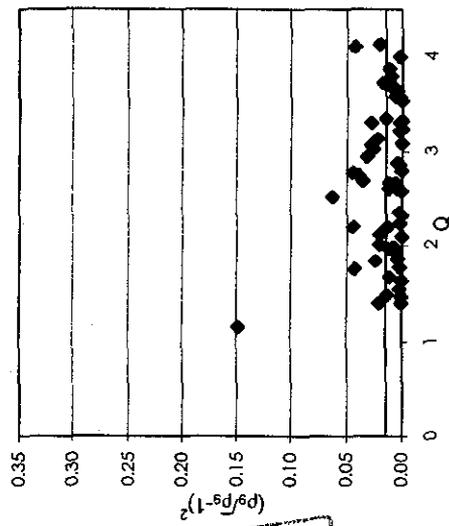


Fig. 4.26.i Ajuste del coeficiente de variación de  $p_9$

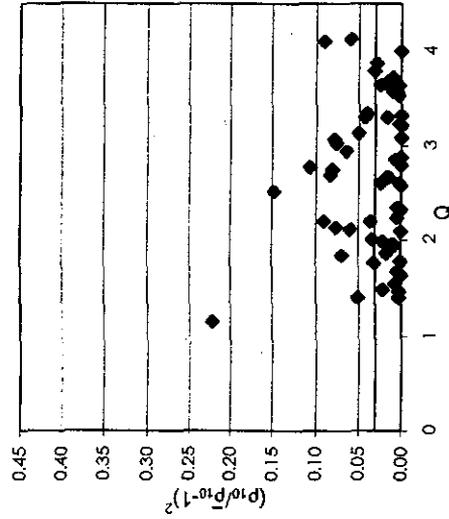


Fig. 4.26.j Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{10}$

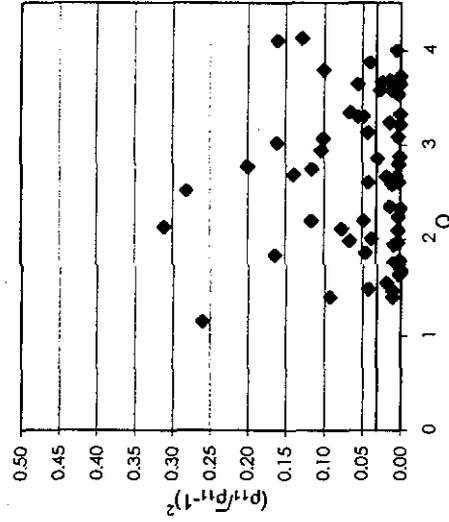


Fig. 4.26.k Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{11}$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

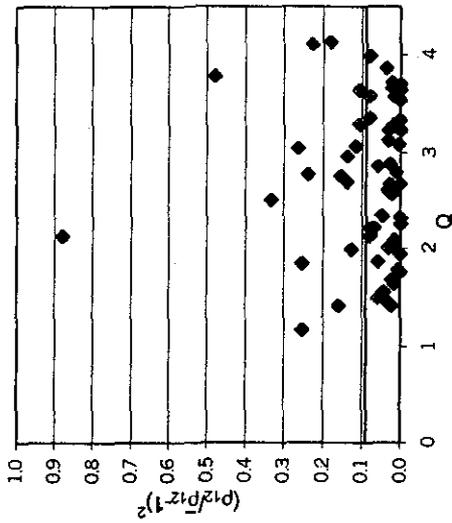


Fig. 4.28.l Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{12}$

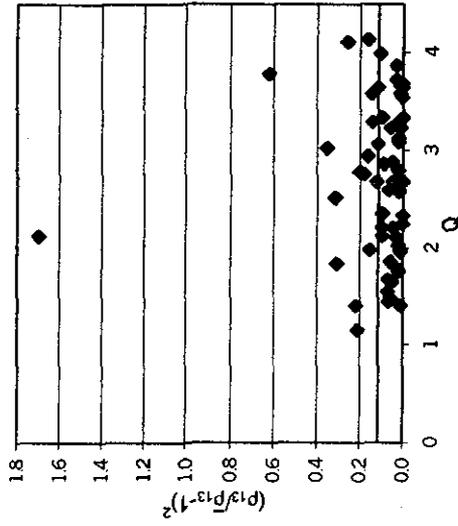


Fig. 4.28.m Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{13}$

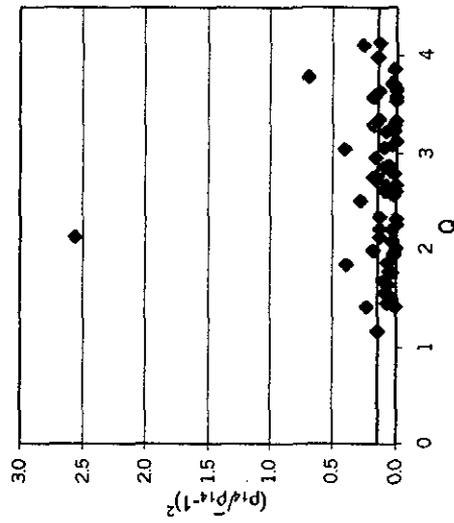


Fig. 4.26.n Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{14}$

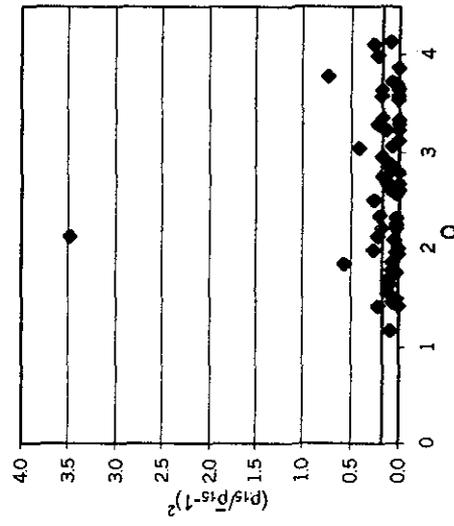


Fig. 4.26.o Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{15}$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 15 niveles SI

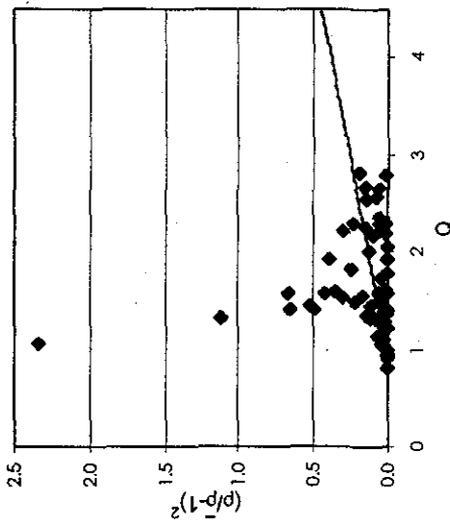


Fig. 4.27 Ajuste del coeficiente de variación de p

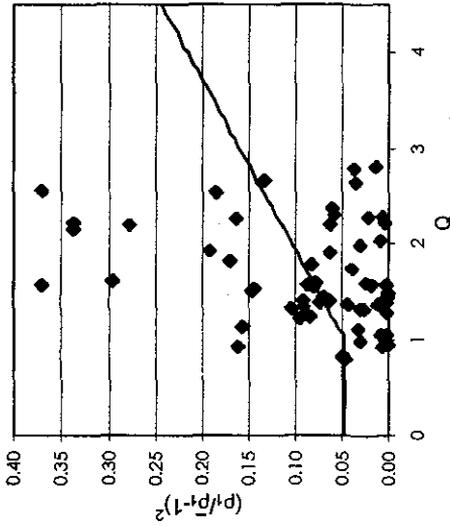


Fig. 4.28.a Ajuste del coeficiente de variación de p1

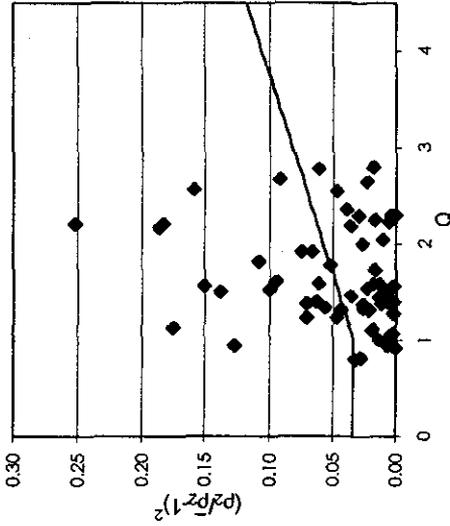


Fig. 4.28.b Ajuste del coeficiente de variación de p2

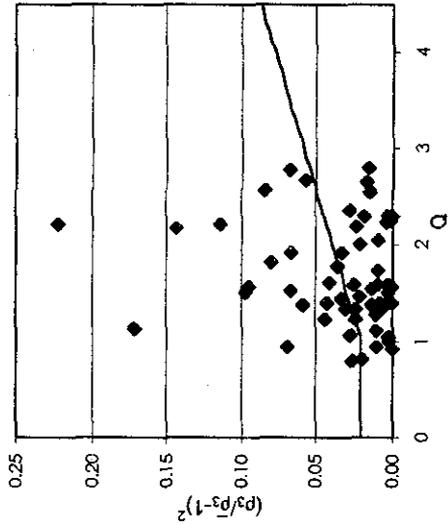


Fig. 4.28.c Ajuste del coeficiente de variación de p3

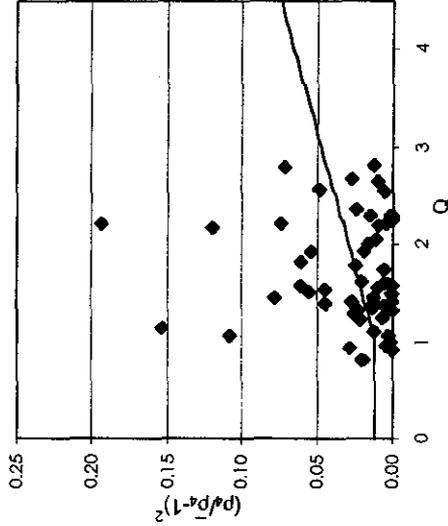


Fig. 4.28.d Ajuste del coeficiente de variación de p4

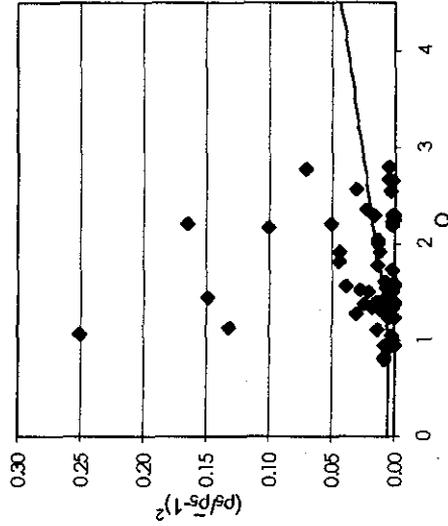


Fig. 4.28.e Ajuste del coeficiente de variación de p5

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Edificio de 15 niveles SI

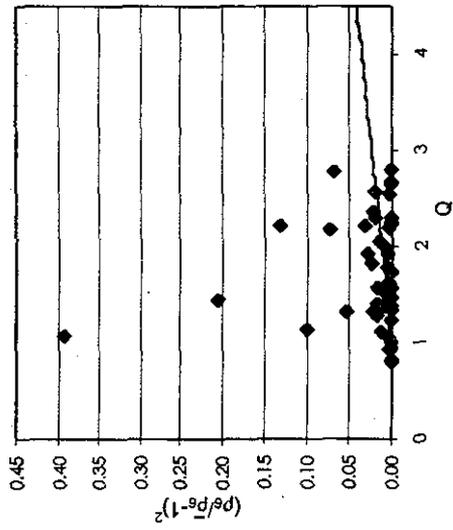


Fig. 4.28.f Ajuste del coeficiente de variación de  $p_6$

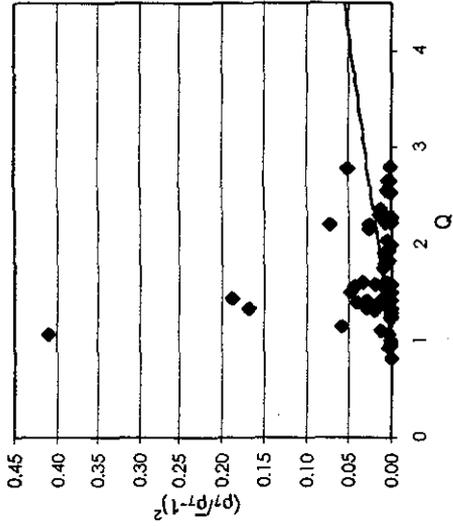


Fig. 4.28.g Ajuste del coeficiente de variación de  $p_7$

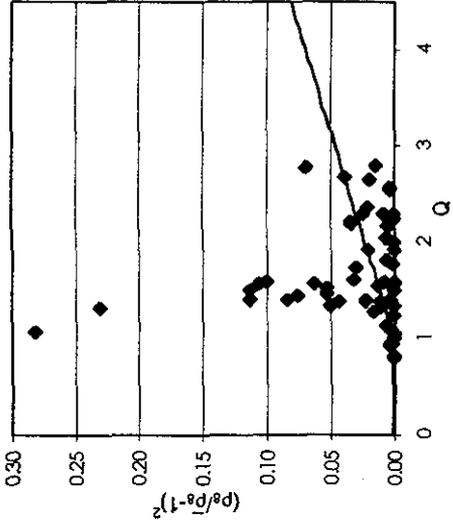


Fig. 4.28.h Ajuste del coeficiente de variación de  $p_8$

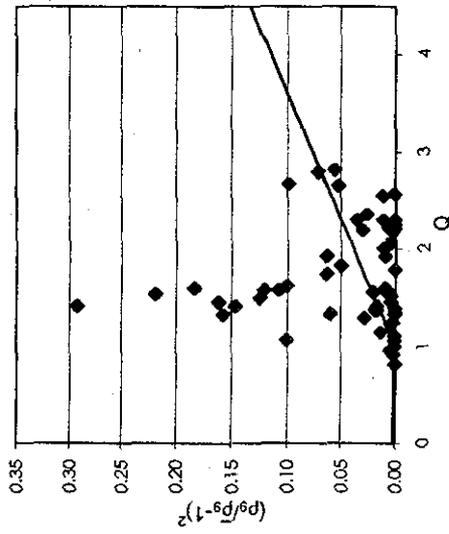


Fig. 4.28.i Ajuste del coeficiente de variación de  $p_9$

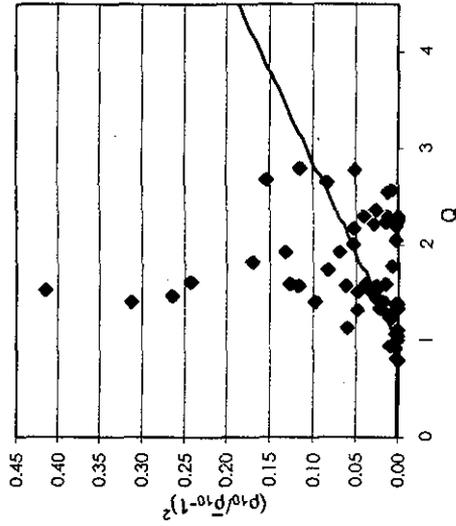


Fig. 4.28.j Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{10}$

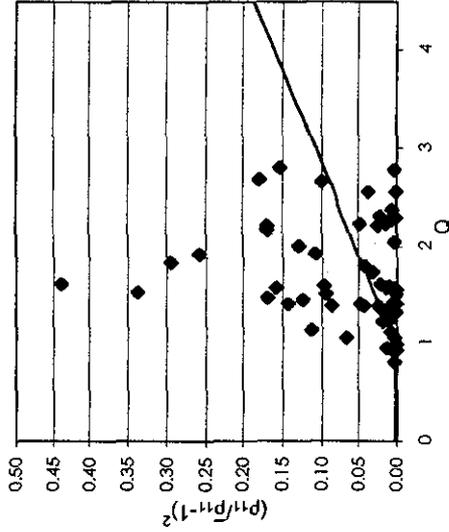


Fig. 4.28.k Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{11}$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

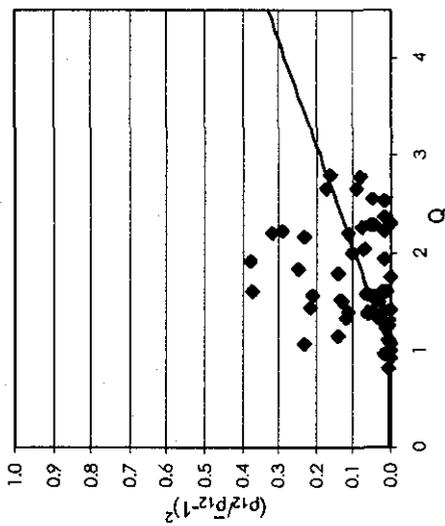


Fig. 4.28.l Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{12}$

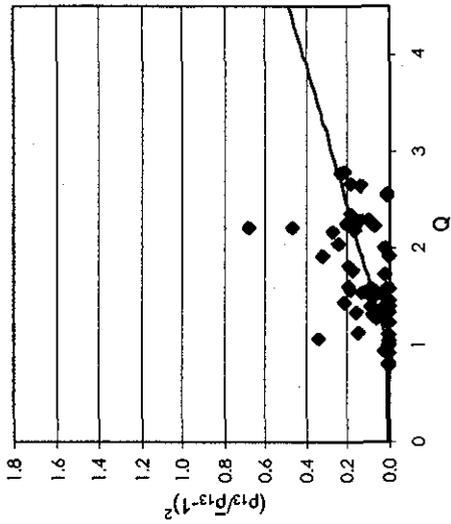


Fig. 4.28.m Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{13}$

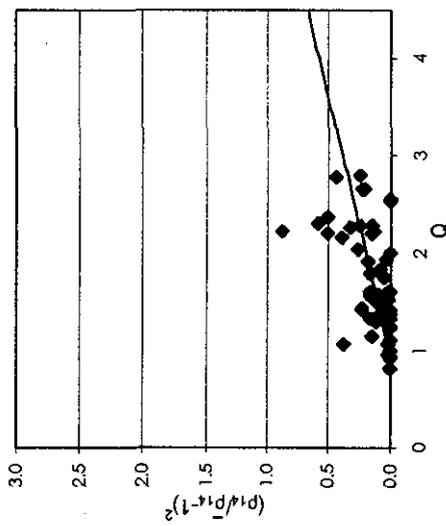


Fig. 4.28.i Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{14}$

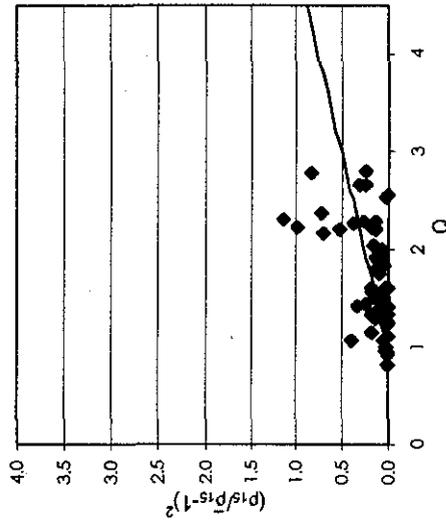


Fig. 4.28.j Ajuste del coeficiente de variación de  $p_{15}$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

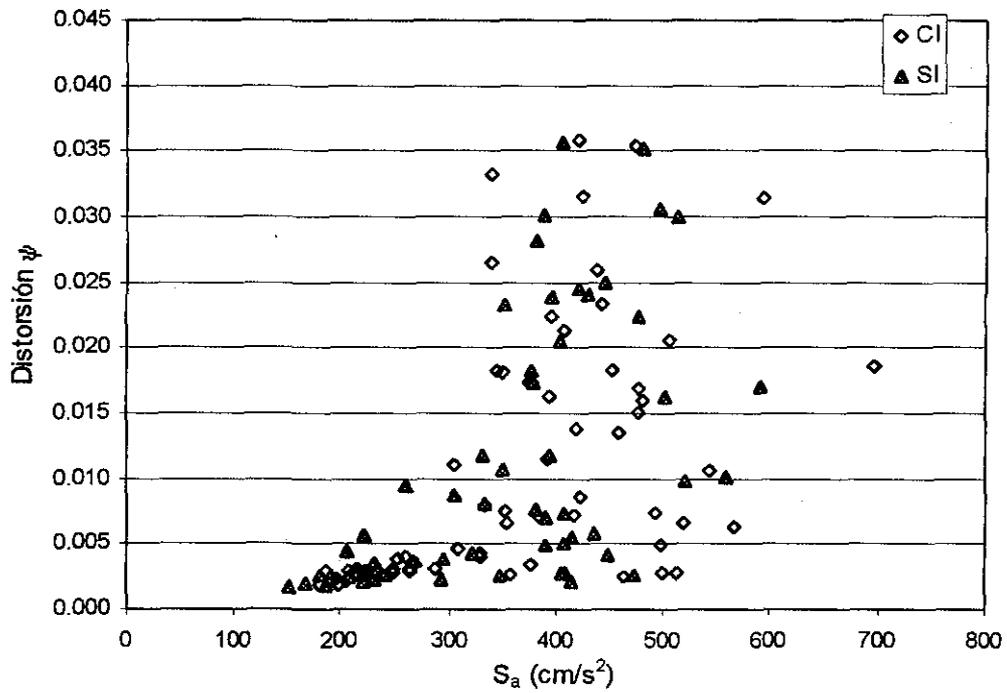


Fig. 4.29 Distorsiones globales de los sistemas detallados de 5 niveles

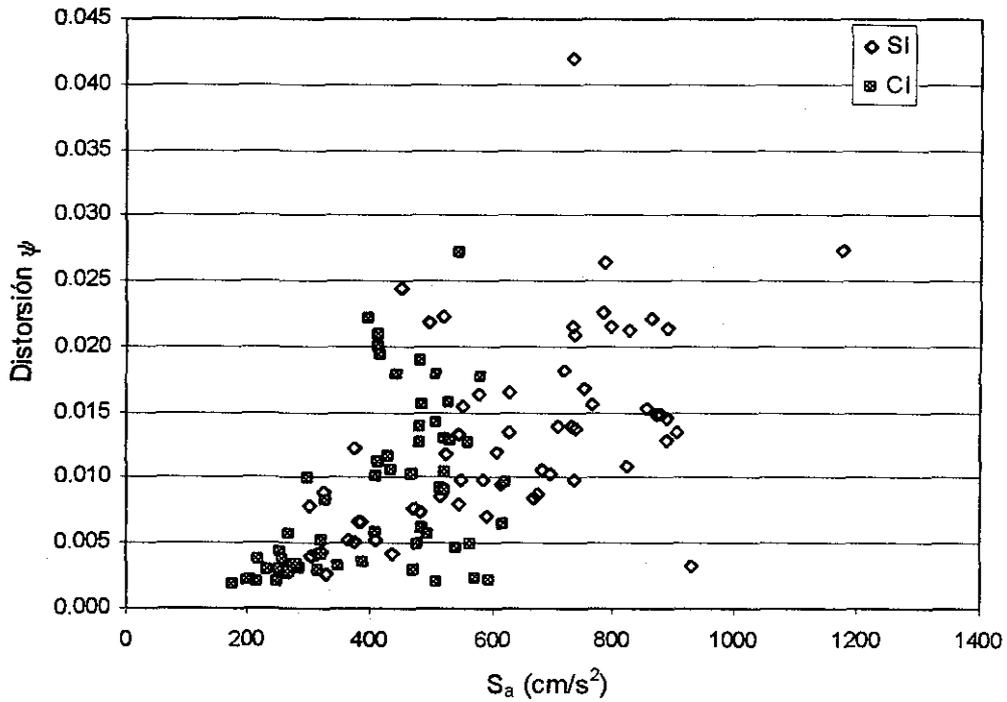


Fig. 4.30 Distorsiones globales de los sistemas detallados de 10 niveles

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

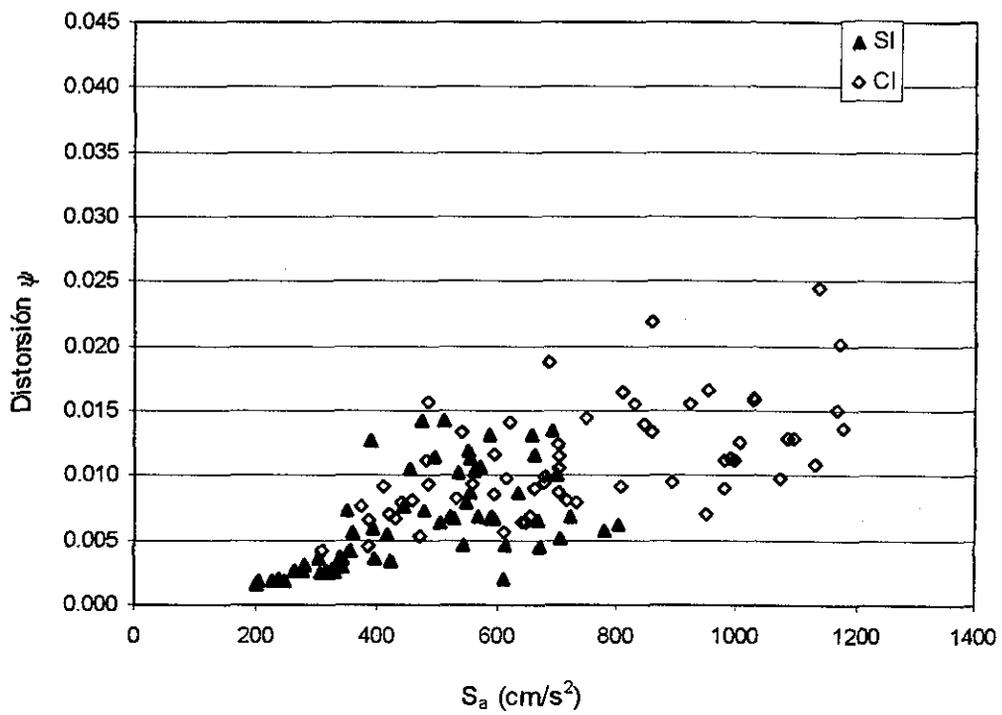
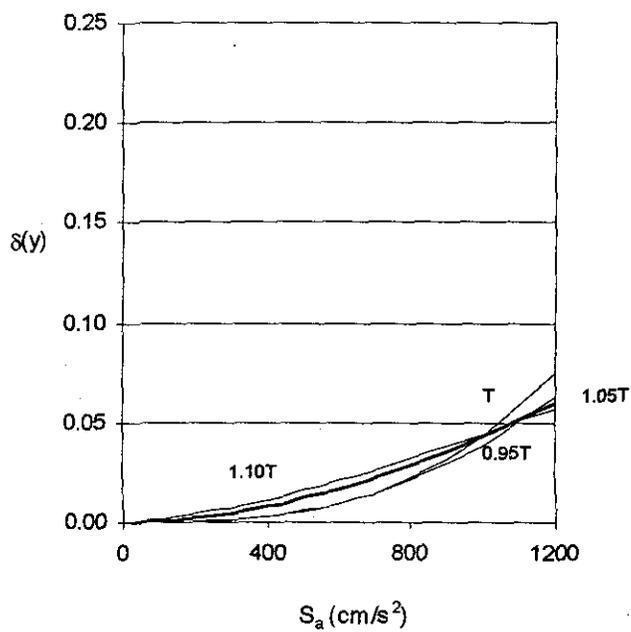
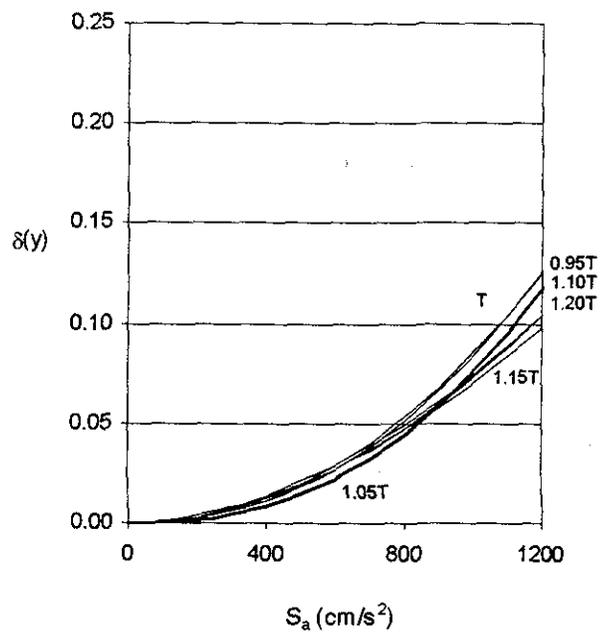


Fig. 4.31 Distorsiones globales de los sistemas detallados de 15 niveles

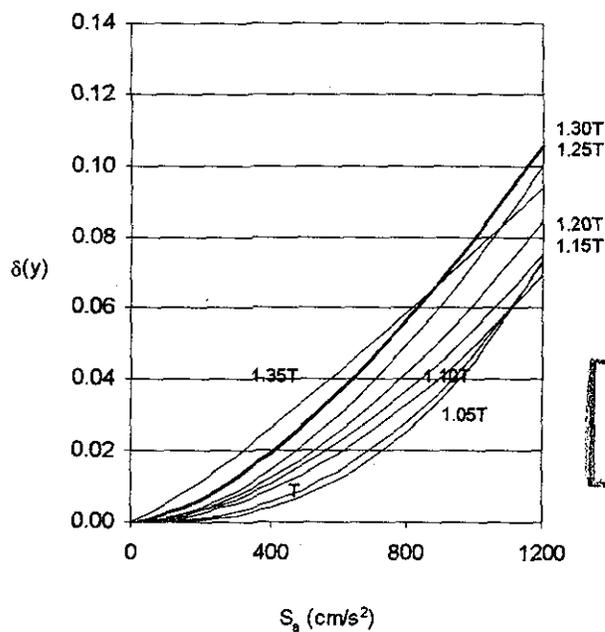
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



a) Edificio de 5 niveles



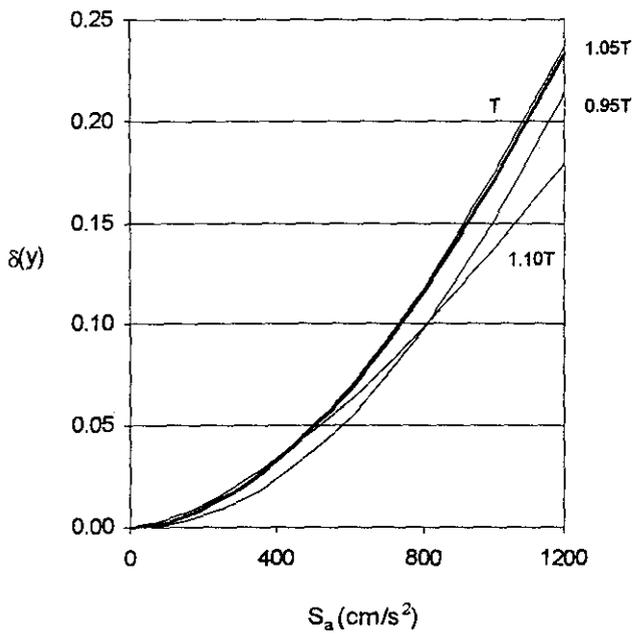
b) Edificio de 10 niveles



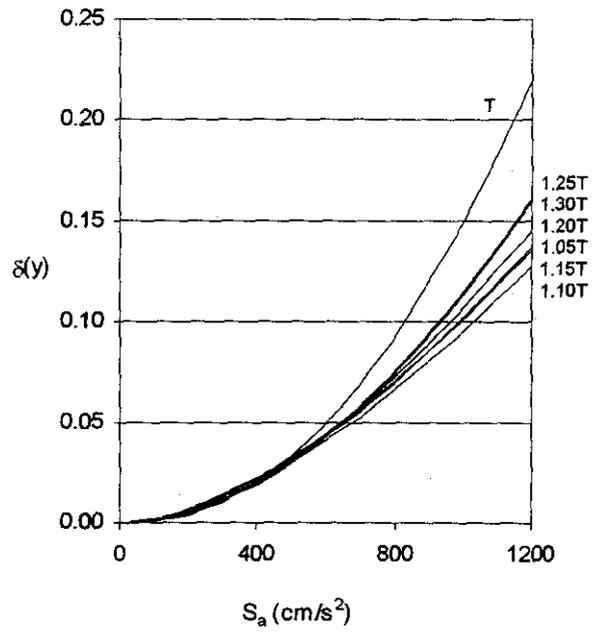
c) Edificio de 15 niveles

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

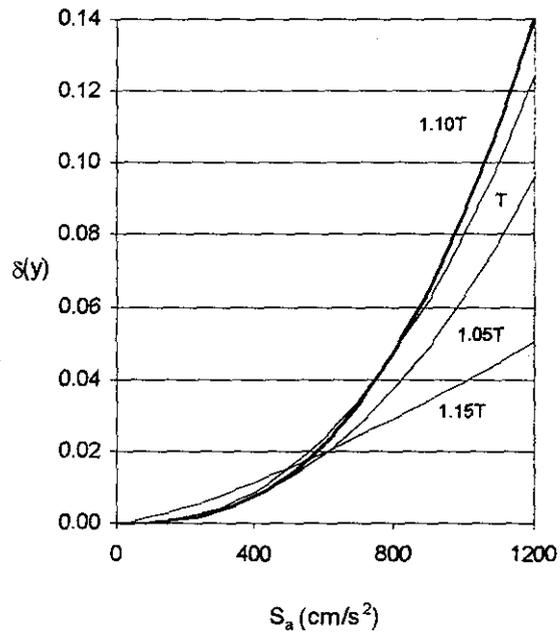
Fig. 4.32 Funciones de daño esperado para diferentes valores de períodos, sistemas CI



a) Edificio de 5 niveles

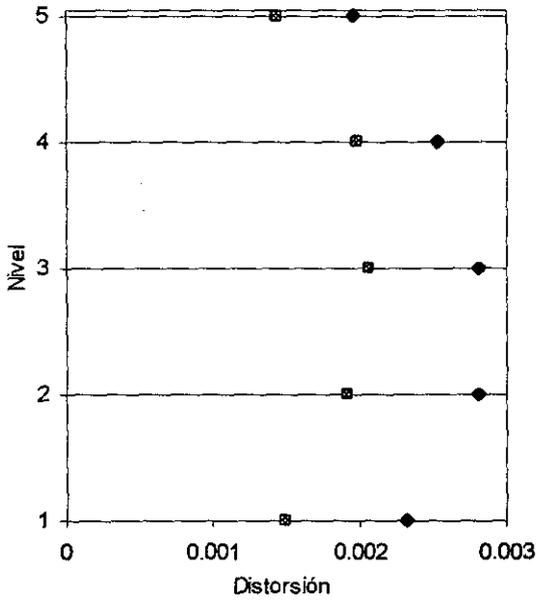


b) Edificio de 10 niveles

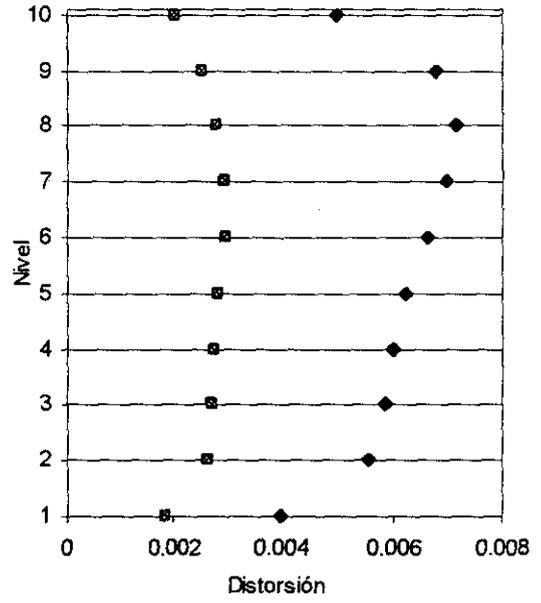


c) Edificio de 15 niveles

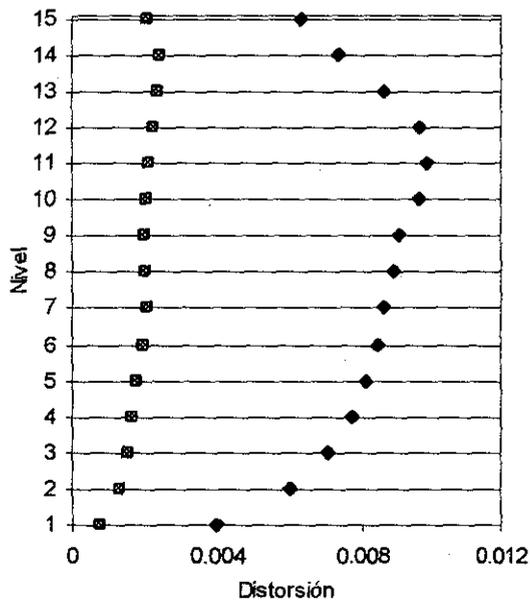
Fig. 4.33 Funciones de daño esperada para diferentes valores de períodos, sistemas SI



a) Edificio de 5 niveles



b) Edificio de 10 niveles



c) Edificio de 15 niveles

Fig. 4.34 Valores calculados de diseño de las distorsiones de entrepiso para el valor óptimo de período natural  
 ■ SI ◆ CI