



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA
Sección Ingeniería Civil

Estudio Experimental de una Técnica de Reforzamiento para Edificaciones Existentes con Problemas de Columna Corta

Por : Angel San Bartolomé(*)
Colaboradores : Alejandro Muñoz(*) y Daniel Quiun(*)
Asistentes : Maricella Durán(**) y César Rivera(**)

PUBLICACION DI-SIC-99-01
Lima, Junio 1999

(*) Profesor del Departamento de Ingeniería - Sección Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú
(**) Alumno Tesista de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA

SECCIÓN INGENIERÍA CIVIL

*ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UNA TÉCNICA
DE REFORZAMIENTO PARA EDIFICACIONES
EXISTENTES CON PROBLEMAS DE COLUMNA CORTA*

-PROYECTO DE INVESTIGACIÓN SENCICO-PUCP-

por: ANGEL SAN BARTOLOMÉ ()*

colaboradores: ALEJANDRO MUÑOZ () y DANIEL QUIUN (*)*

*asistentes: MARICELLA DURÁN (**) y CÉSAR RIVERA (**)*

PUBLICACIÓN DI-SIC-99-01

LIMA, JUNIO 1999

() Profesor del Departamento de Ingeniería -Sección Civil-
de la Pontificia Universidad Católica del Perú*

*(**) Alumno Tesista de la Facultad de Ciencias e Ingeniería
de la Pontificia Universidad Católica del Perú*

ÍNDICE

	Pág.
1.- Introducción	1
2.- Objetivos	1
3.- Características de los Especímenes	1
4.- Análisis Teórico Previo para el Módulo Patrón	9
5.- Reforzamiento del Segundo Módulo	13
6.- Análisis Teórico del Módulo Reforzado	16
7.- Ensayos de Control de Materiales	18
8.- Construcción de los Módulos	21
9.- Instrumentación	22
10.- Planificación del Ensayo de Simulación Sísmica	23
11.- Comportamiento Sísmico del Módulo 1 (Patrón)	24
12.- Comportamiento Sísmico del Módulo 2 (Reforzado)	30
13.- Conclusiones	34
14.- Referencias	35
ANEXO 1. Técnica de Modelaje a Escala 1:2	35
ANEXO 2. Gráficos	37
ANEXO 3. Archivo Fotográfico	

"ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UNA TÉCNICA DE REFORZAMIENTO PARA EDIFICACIONES EXISTENTES CON PROBLEMAS DE COLUMNA CORTA"

1.- INTRODUCCIÓN

Generalmente, los pabellones de aulas de los locales escolares existentes presentan en uno de sus ejes alféizares de ventanas bastante altos (hechos de albañilería), no aislados de la estructura aporcionada principal, o separados de la estructura principal pero con juntas verticales de muy poco espesor, lo que da lugar a la formación del denominado problema de "columna corta" cuando estas edificaciones se encuentran sometidas a terremotos.

Al producirse el sismo, la losa del techo arrastra lateralmente a la columna haciéndola chocar contra la zona superior del alféizar (elemento más rígido que la columna), lo que genera una gran distorsión angular en la zona libre de la columna ("columna corta") causando su falla por fuerza cortante, luego de la cual, al degradarse su rigidez lateral, la columna corta termina aplastándose por el hecho de soportar cargas verticales que se tornan excéntricas por el excesivo desplazamiento lateral (problema P- δ). Adicionalmente, debido a la gran rigidez lateral que inicialmente tienen las columnas cortas en el rango elástico (por su poca altura), absorben un gran porcentaje del cortante de entrepiso, y, asimismo, causan torsión en el edificio.

Los problemas de columnas cortas se han presentado en el Perú en los sismos ocurridos en los últimos años: el 17 de octubre de 1966 en Lima y Huacho, el 31 de mayo de 1970 en Chimbote, el 3 de octubre de 1974 en Lima y Callao, el 16 de febrero de 1979 en Arequipa y Camaná y el 12 de noviembre de 1996 en Nasca y Palpa (Refs. 1, 2, 3, 4 y 5, respectivamente), causando grandes pérdidas económicas así como el retraso de las labores escolares, por lo que resulta imperativo reforzar los colegios existentes para prevenir su colapso ante terremotos futuros. También, este problema se conoce desde hace años en otros países (Ref. 6).

2.- OBJETIVOS

Una manera de atenuar la interacción columna-alféizar en los colegios existentes, consiste en adicionar placas de concreto armado que limiten los desplazamientos laterales para de esta manera descargar el trabajo de las columnas; pero, esta solución resulta costosa y además genera una menor iluminación y ventilación de las aulas.

Por este motivo, en este trabajo se busca alcanzar una solución económica, tratando de peraltar la zona correspondiente a la columna corta, de manera que al incrementarse su área de corte, se reduzca el problema mencionado. Adicionalmente, se tratará que todas las columnas que componen a la edificación absorban en forma significativa fuerza cortante para atenuar, de esta manera, el trabajo de las columnas cortas.

Otro objetivo será tratar de obtener, o de verificar, algún procedimiento teórico que permita contemplar la interacción columna-alféizar.

3.- CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES

Se construirán dos especímenes: uno original (adoptado como patrón de comparación) y el otro similar al original pero reforzado después de haberlo construido, de tal manera de simular el reforzamiento de un colegio existente.

Inicialmente, ambos especímenes tendrán las características geométricas y las cuantías de refuerzo correspondientes a una aula escolar moderna de dos pisos (adoptada como "prototipo") que falló por problemas de columna corta durante el terremoto de Nasca de 1996 (Ref.5, Foto 1), pero, debido a las limitaciones del simulador de sismos de la Universidad Católica (capaz de soportar un peso de hasta 16 ton), se empleará una escala reducida 1:2. Cabe indicar que por la escala empleada, para lograr los mismos esfuerzos y las mismas distorsiones angulares que las que se producen en el "prototipo", la aceleración máxima del sismo de ensayo deberá duplicarse con relación a las que realmente se producen en los terremotos (ver el Anexo 1).

Las características del espécimen adoptado como patrón aparecen en las figuras 1 @ 6.

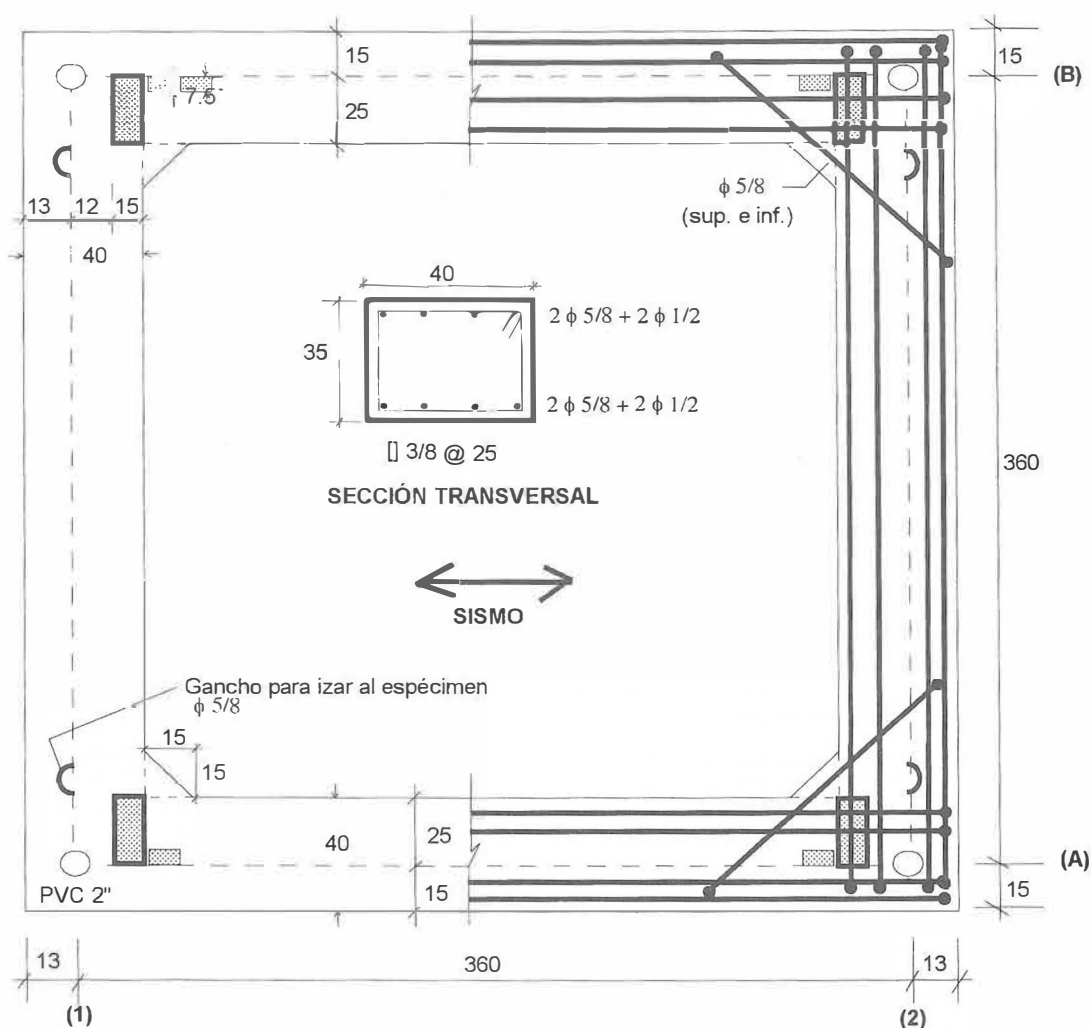


Fig. 1. Anillo de Cimentación (medidas en centímetros)

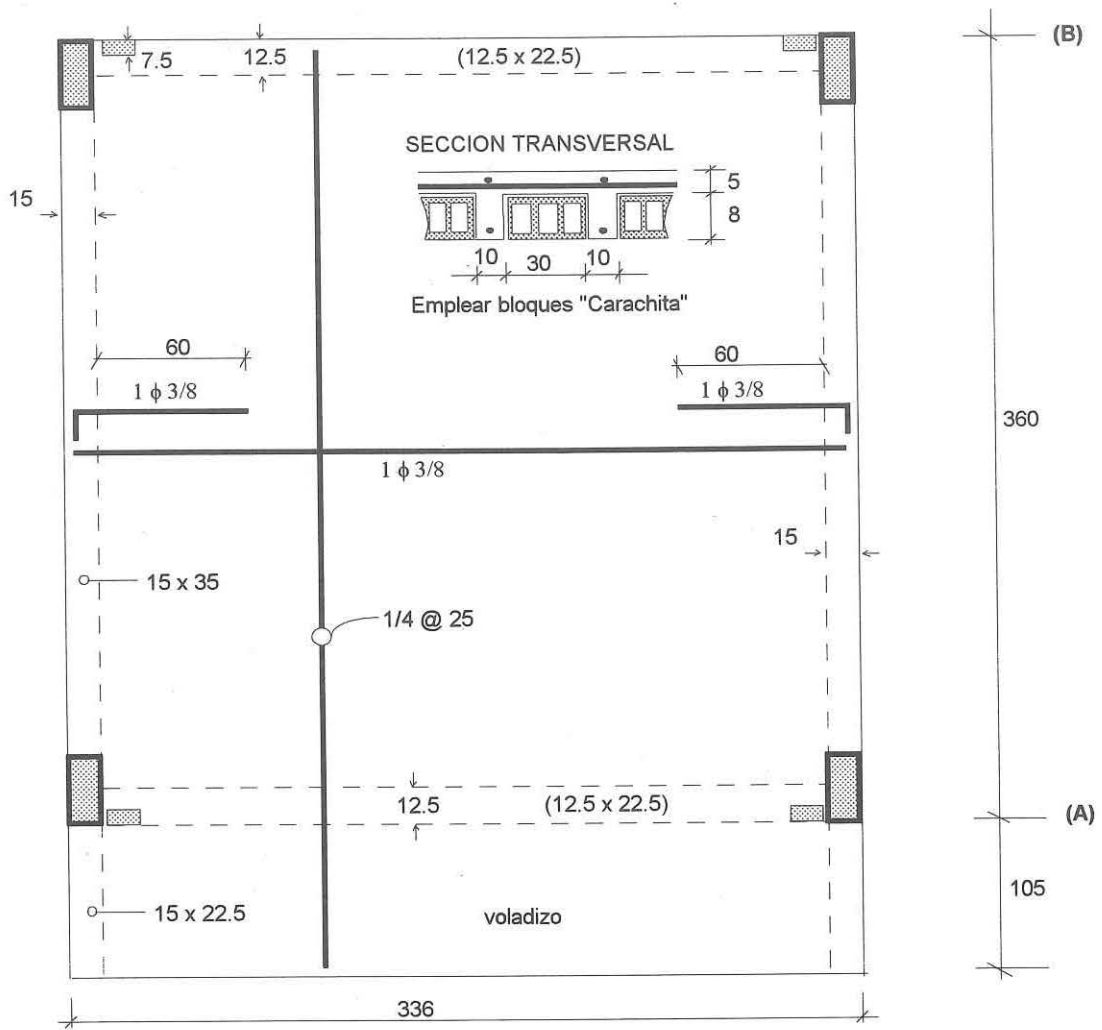


Fig.2 Aligerado del Nivel 1 (medidas en centímetros)

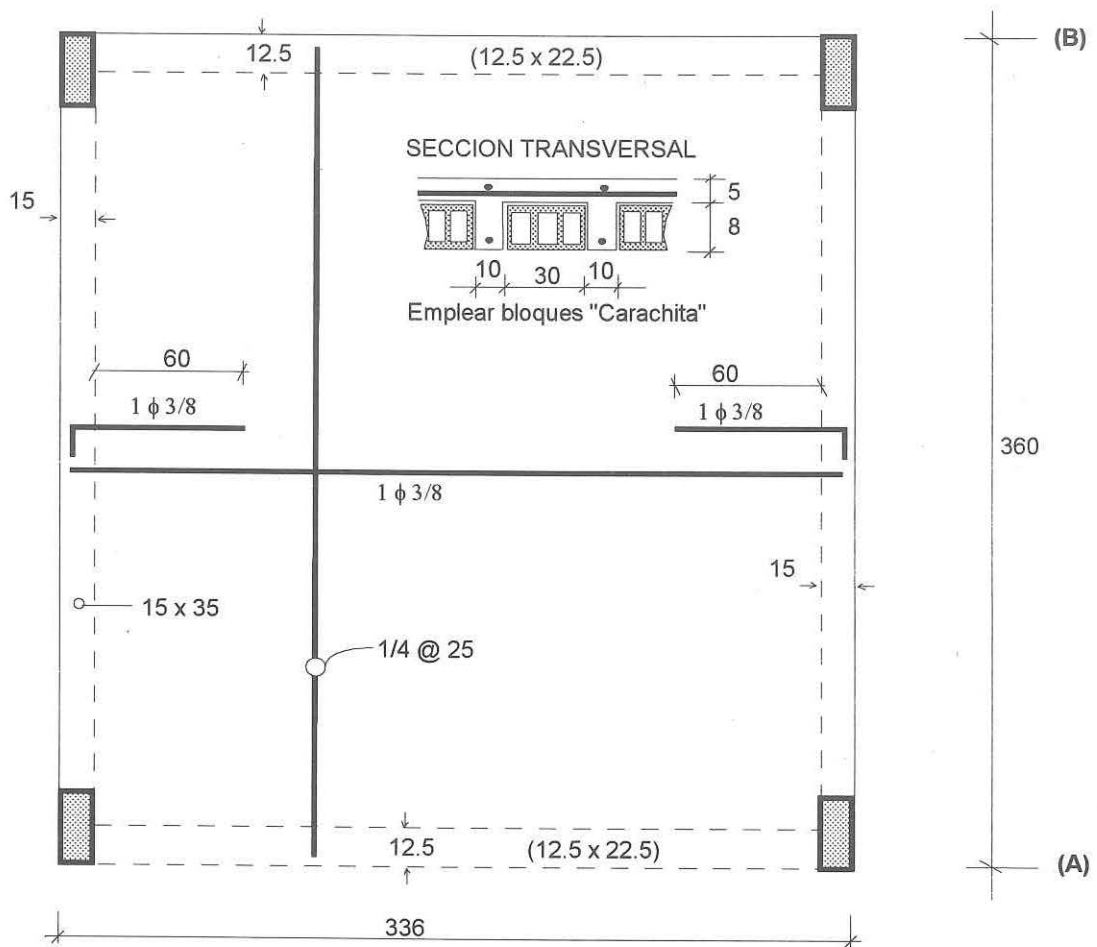


Fig. 3. Aligerado del Nivel 2 (medidas en centímetros)

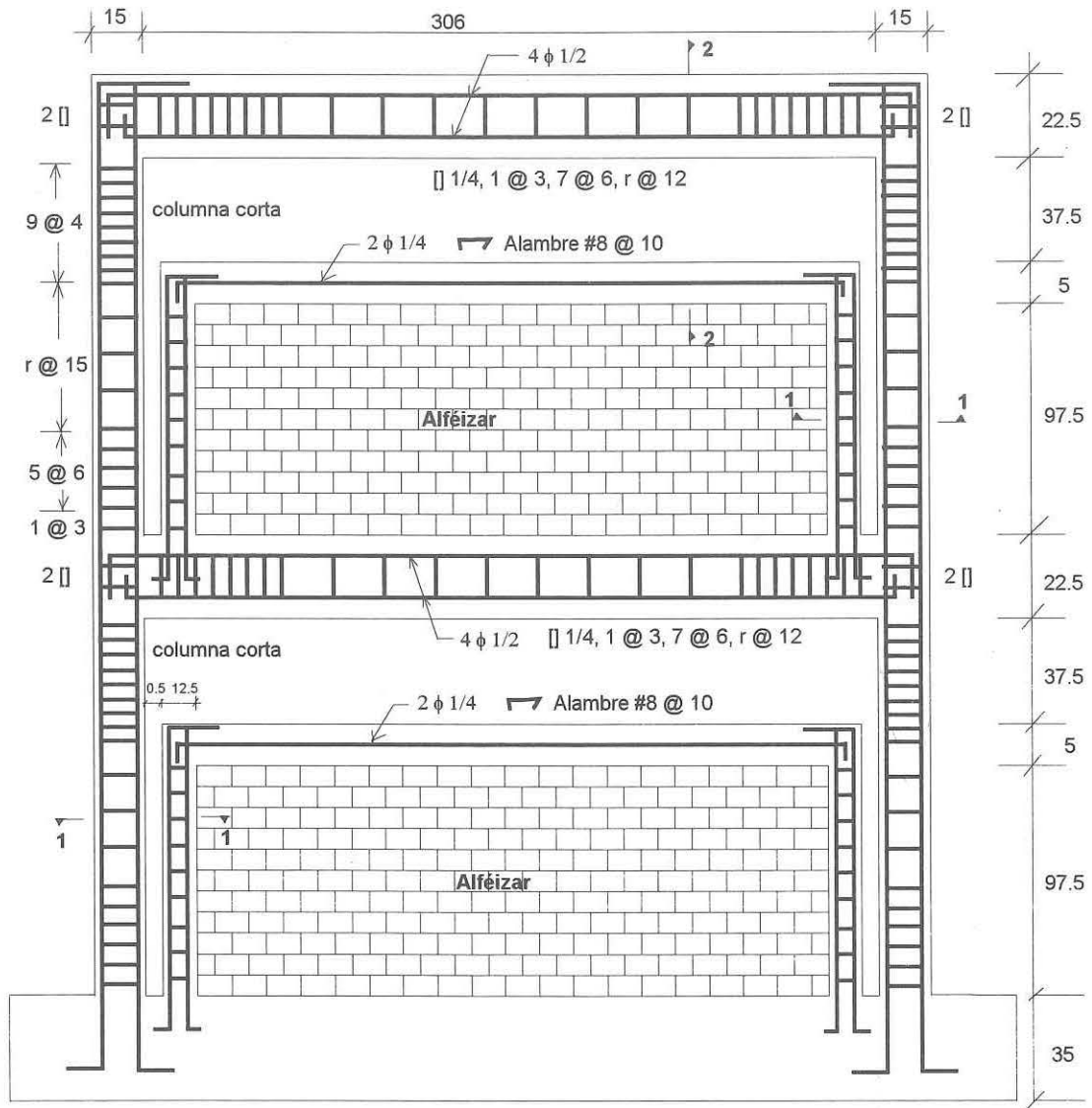
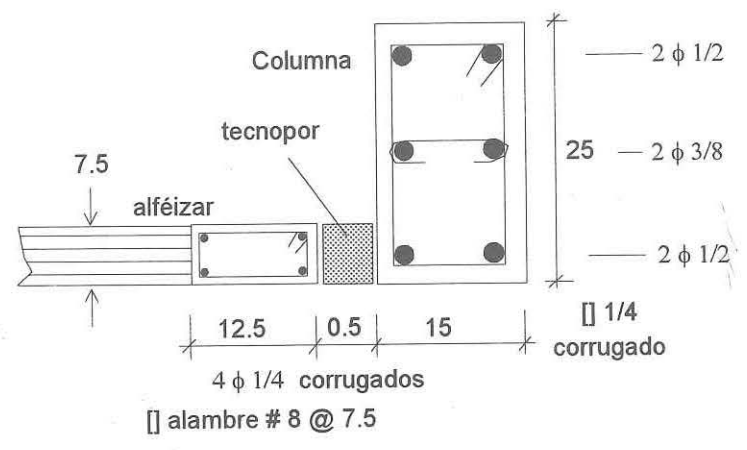


Fig. 4. Eje A (medidas en centímetros)

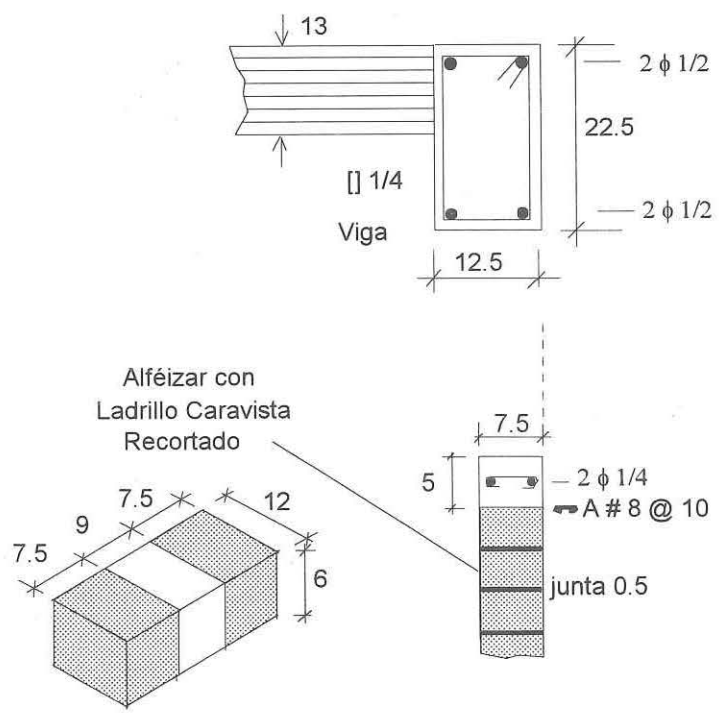
CORTE 1-1

(medidas en centímetros)



CORTE 2-2

(medidas en centímetros)



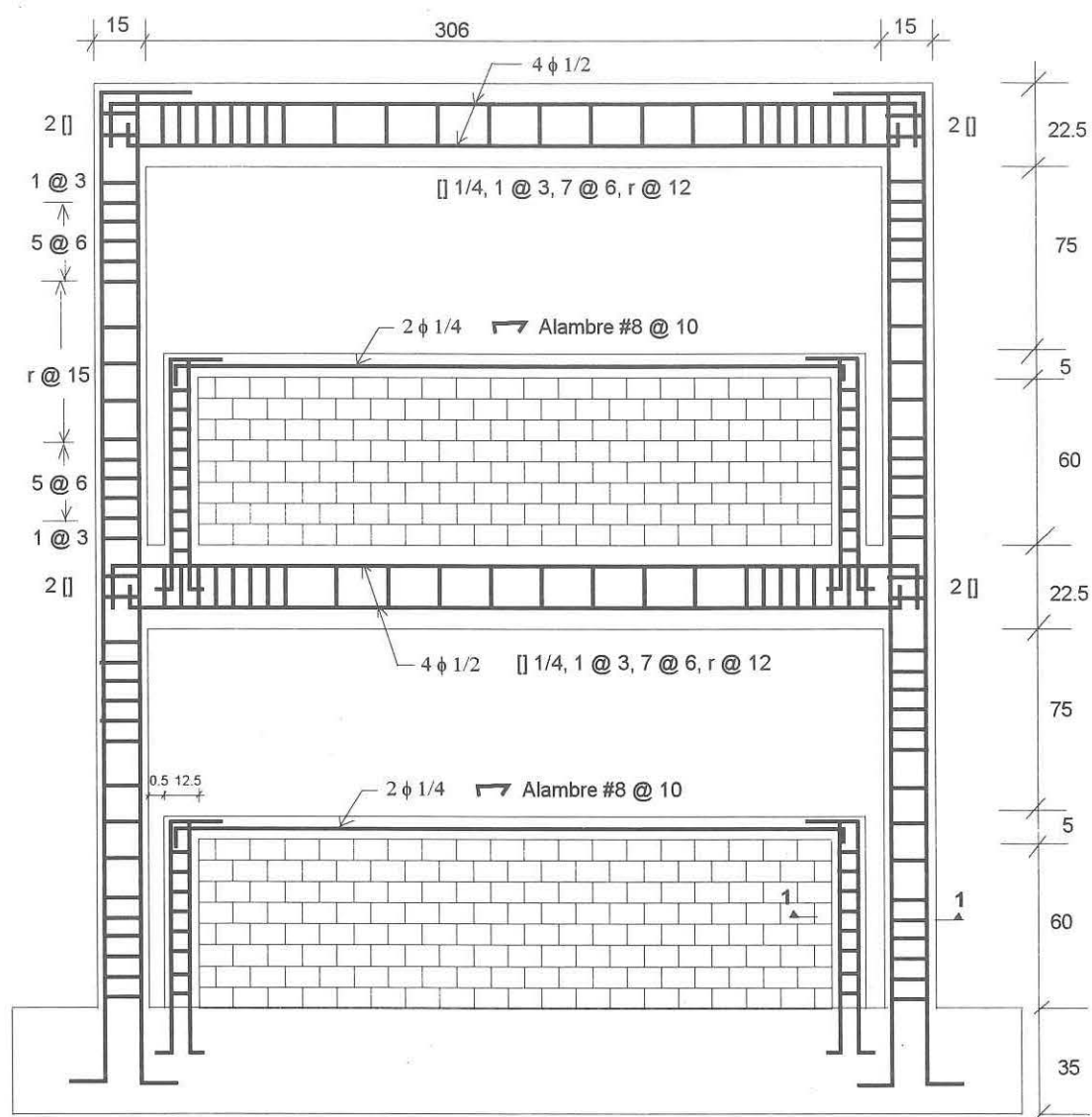


Fig.5. Eje B (medidas en centímetros)

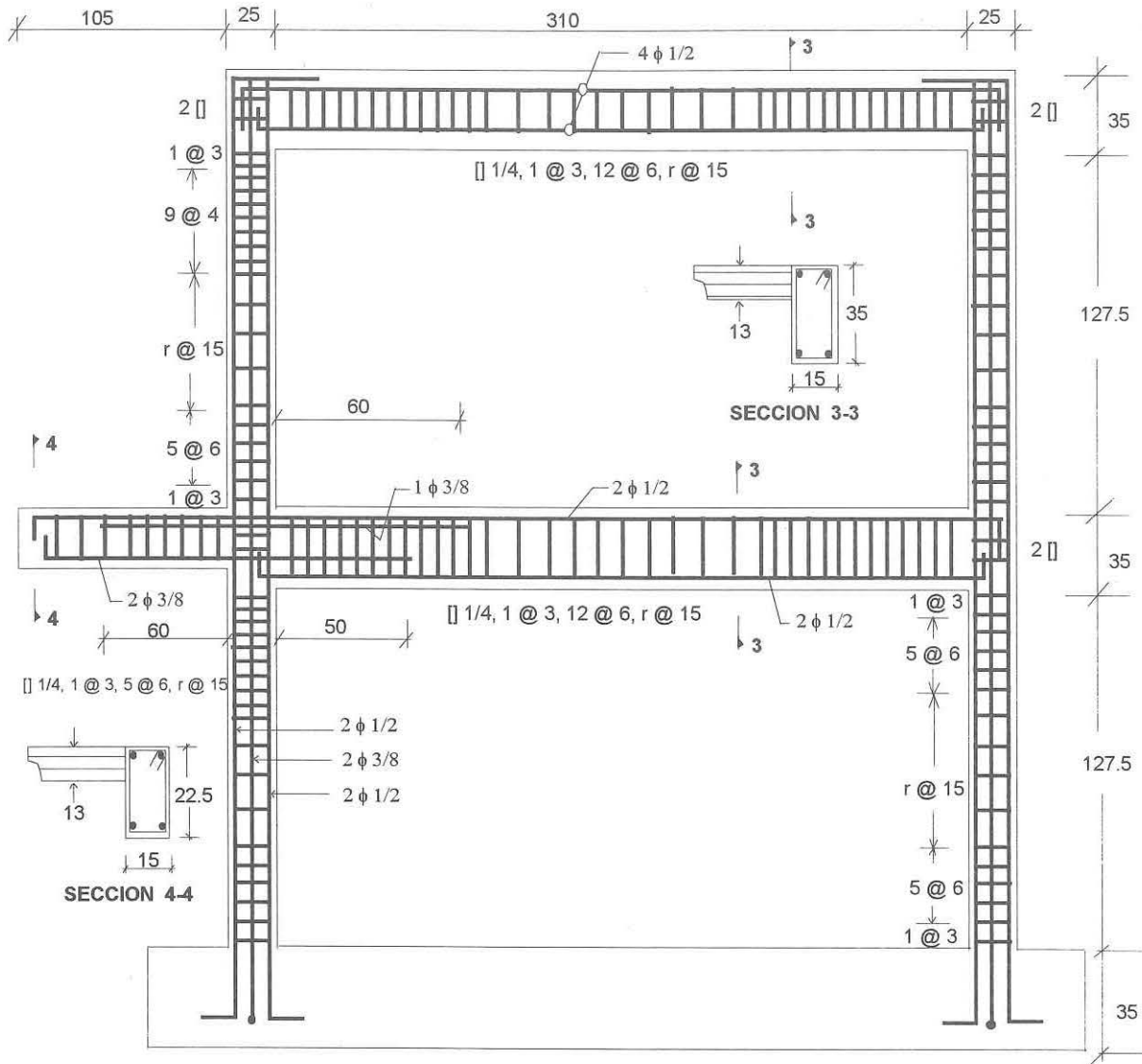


Fig.6. Ejes 1 y 2 (medidas en centímetros)

4.- ANÁLISIS TEÓRICO PREVIO PARA EL MÓDULO PATRÓN

El objetivo de realizar el análisis teórico previo sobre el módulo patrón, fue planificar su ensayo sísmico determinando los niveles de aceleración sísmica para los cuales se producía el choque de las columnas de la estructura aporticada contra los alféizares de albañilería, así como investigar si se producía el colapso del módulo patrón por fallas de las columnas cortas. Otro objetivo fue determinar las características del reforzamiento a emplear en el segundo módulo.

Puesto que la escala del módulo fue 1:2, se comprimió la duración de la señal sísmica a emplear ("mayo70c") en un factor igual a 2, sin que varíe el número de puntos captados originalmente y que correspondieron a la componente L del terremoto ocurrido el 31 de mayo de 1970. El espectro de aceleraciones correspondiente a la señal comprimida, asociado a una aceleración máxima $A_m = 1g$ y a un grado de amortiguamiento de 5%, aparece en la Fig.7.

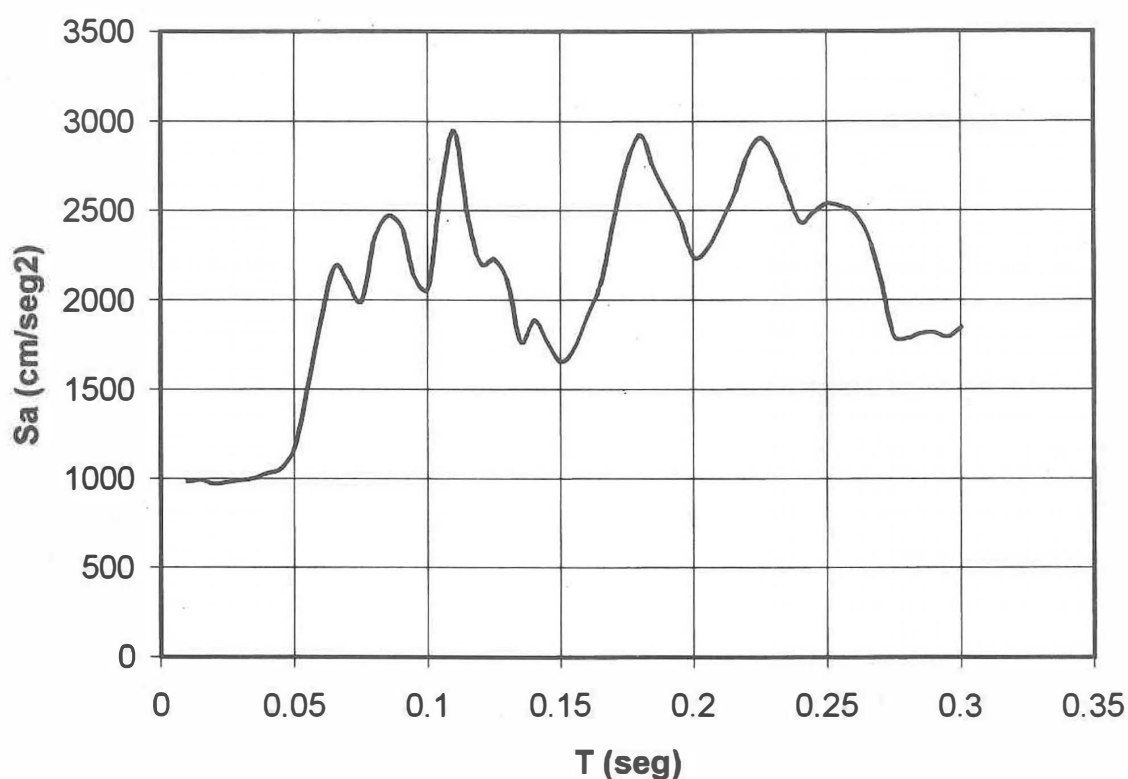


Fig.7. Espectro de aceleraciones (S_a en cm/seg^2) correspondiente a la señal "mayo70c", para una aceleración máxima $A_m = 1g$ y un grado de amortiguamiento de 5%.

Haciendo uso del programa EDIFICIO (Ref.8) se analizaron 3 casos (ver la Fig.8):

- CASO 1: Antes que las columnas de los ejes A y B (Figs. 1, 2, 4 y 5) choquen contra el alféizar de albañilería.
- CASO 2: Cuando las columnas cortas del eje A (Fig.4) choca contra el alféizar, mientras que la columna del eje B no choca aún.
- CASO 3: Cuando las columnas de los ejes A y B (Figs. 4 y 5) chocan contra los alféizares.

Los modelos matemáticos de los ejes A y B, para cada caso, se muestran en la Fig.8. Los parámetros que se adoptaron para el análisis elástico fueron:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto ($f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$) = $2'000,000 \text{ ton/m}^2$

G_c = Módulo de corte del concreto = $E_c / 2.3$

E_a = Módulo de elasticidad de la albañilería = $500,000 \text{ ton/m}^2$

Pesos en cada nivel: $P_1 = 5.42 \text{ ton}$, $P_2 = 3.61 \text{ ton}$ (obtenidos mediante un metrado de cargas)

Columnas: $0.25 \times 0.15 \text{ m}$ (base x peralte, ver corte 1-1 en la Fig.4)

Vigas: $0.125 \times 0.225 \text{ m}$ (ver corte 2-2 en la Fig.4)

Biela que simula al alféizar de albañilería: $0.075 \times 0.85 \text{ m}$ (el ancho efectivo del alféizar, 0.85 m , fue tomado como la cuarta parte de la longitud de su diagonal según se indica en la Ref.7).

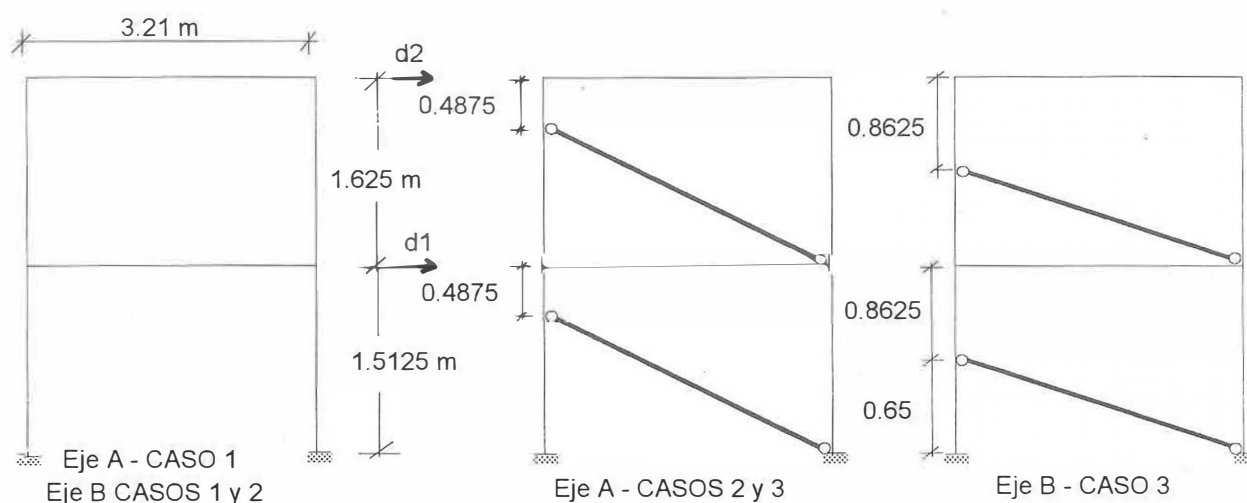


Fig. 8. Modelos matemáticos correspondientes a los ejes A y B en los 3 casos estudiados.

Los principales resultados obtenidos, asociados a la señal "mayo70c" con aceleración máxima $A_m = 1g$, suponiendo que la excentricidad torsional accidental era nula, fueron:

TABLA 1. MÓDULO PATRÓN. PRINCIPALES RESULTADOS TEÓRICOS PARA LA SEÑAL "mayo70c", $A_m = 1g$										
CASO	Modo de Vibrar 1		Modo de Vibrar 2		Módulo		Eje A		Eje B	
	T (seg)	Sa (g)	T (seg)	Sa (g)	Nivel	Fi (ton)	F (ton)	d (mm)	F (ton)	d (mm)
1	0.220	2.965	0.077	2.403	2	13.94	6.96	48.46	6.98	47.20
					1	9.51	5.09	22.58	4.42	21.62
2	0.108	2.855	0.049	1.201	2	13.02	9.72	11.99	3.30	25.30
					1	10.52	7.01	6.66	3.51	12.38
3	0.098	2.107	0.046	1.079	2	9.57	5.63	7.37	3.94	10.99
					1	7.97	5.13	4.28	2.84	5.88

Donde:

T = período de vibrar

Sa = aceleración espectral (Fig.7)

Fi = fuerza de inercia proveniente de la superposición modal

d = desplazamiento lateral

Comentarios del CASO 1:

- a.- Puesto que el alféizar está separado de la columna la cantidad de 5 mm, por proporciones puede obtenerse la aceleración sísmica para la cual se produce el choque entre ambos elementos. En este caso, la columna del segundo entepiso correspondiente al eje A chocará contra el alféizar antes que la columna del primer piso, para una aceleración sísmica máxima $A_m = 0.28g$.
- b.- Para que las columnas del primer y segundo piso correspondientes al eje A choquen contra el alféizar respectivo, deberá aplicarse $A_m = 0.33g$.
- c.- Hasta el instante en que $A_m = 0.33g$, no se producirá fisuras por fuerza cortante (V) en ninguna columna, ya que para ese instante $V = \frac{1}{2} (6.96 + 5.09) \times 0.33 = 1.99$ ton, mientras que la resistencia aportada por el concreto es: $V_c = 0.53 \sqrt{175} \times 25 \times 13 = 2279$ kg (Ref.10). Sin embargo, se producirán fisuras de tracción por flexión en las columnas ya que el momento flector resistente (M_{cr}), asociado a este tipo de falla, es muy pequeño: $M_{cr} = f_{rt} b d^2 / 6 = 2 \sqrt{f'c} (ver la Ref.10)$.
- d.- El desplazamiento lateral en el primer piso del eje B, a la altura de la zona de contacto columna-alféizar, para $A_m = 0.33g$, resulta:

$$d = 21.62 \times 0.33 \times (0.65 / 1.5125) = 3.07 \text{ mm (ver Tabla 1 y Fig.8)}$$

Al resultar "d" menor que 5 mm (junta de separación) se concluiría que las columnas del eje B no chocarían contra los alféizares; sin embargo, en esta etapa del ensayo (teóricamente), al agrietarse por flexión todas las columnas, su rigidez lateral disminuiría, incrementándose los desplazamientos del eje B, por lo que cabe la posibilidad de que también se produzca la interacción columna-alféizar en el eje B (CASO 3).

Comentarios del CASO 2:

Los esfuerzos obtenidos para los ejes A y B, sujetos a las fuerzas sísmicas mostradas en la Tabla 1 (para $A_m = 1g$), se muestran en la Fig.9.

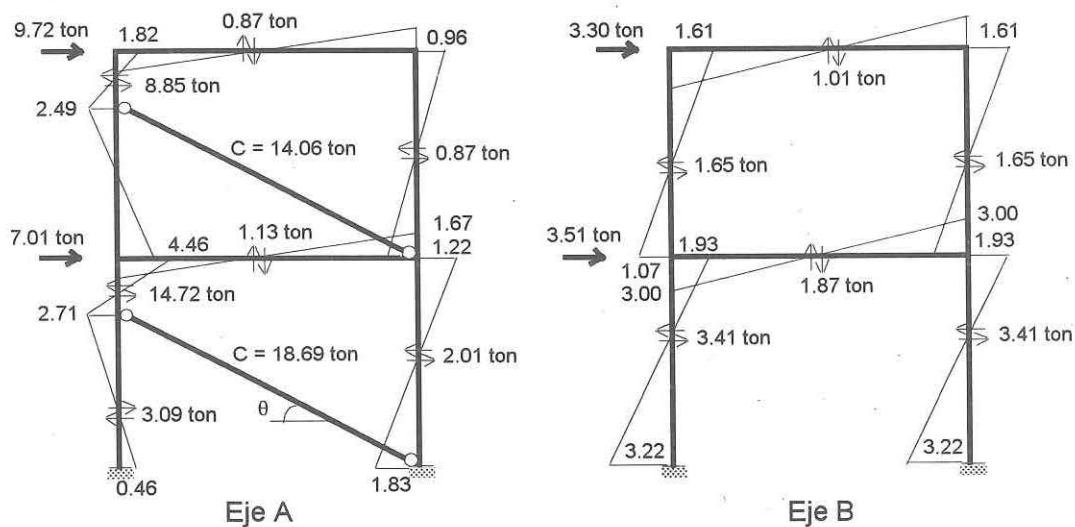


Fig.9. CASO 2 ($A_m = 1g$). Momentos Flectores (ton-m) y Cortantes (ton) en los ejes A y B.

En esta etapa del ensayo se piensa aplicar una aceleración máxima en la mesa vibradora igual a $A_m = 0.6g$; equivalente a $0.3g$ en el "prototipo". Esta aceleración es 50% inferior a la especificada en la norma sísmica (Ref.9) para locales escolares, donde el factor de importancia "U" es 1.5 y el factor de zona "Z" es $0.4g$, con lo cual: $A = 1.5 \times 0.4g = 0.6g$ (equivalente en la mesa vibradora a $A_m = 1.2g$), por lo que se desprende lo siguiente:

- a.- Después de haber chocado las columnas cortas del eje A contra los alféizares, el agrietamiento diagonal se inicia para una aceleración igual a $A_m = (V_c / 14.72) \times 1g = (2.28 / 14.72) \times 1g = 0.16g$.
- b.- La fuerza cortante (V) que se produciría en las columnas cortas del eje A, para una aceleración sísmica $A_m = 0.6g$, sería:

$$\text{Primer Piso: } V = 14.72 \times 0.6 = 8.83 \text{ ton} \quad \text{Segundo Piso: } V = 8.85 \times 0.6 = 5.31 \text{ ton}$$

Según la Ref.10, la resistencia a fuerza cortante que aportan los estribos (V_s , ver el corte 1-1 en la Fig.4), espaciados a $s = 4 \text{ cm}$, está dada por:

$$V_s = A_v f_y d / s = 3 \times 0.32 \times 4200 \times 13 / 4 = 13,104 \text{ kg}$$

Por lo que la resistencia nominal será: $V_n = V_c + V_s = 2.28 + 13.10 = 15.38 \text{ ton}$. Al resultar $V < V_n$, se concluye que la columna corta se agrietará por fuerza cortante, pero estas fisuras serán finas al ser controlada por los estribos, de esta manera, no se producirá el colapso del módulo patrón.

- c.- La fuerza cortante (V) que se desarrollaría en el alféizar de albañilería, cuando $A_m = 0.6g$, y el esfuerzo cortante (v) respectivo son:

$$V = 18.69 \times 0.6 \text{ Cos } \theta = 10.7 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad v = 10700 / (7.5 \times 305) = 4.68 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo la resistencia a compresión diagonal de la albañilería (Ref.7): $0.85 v'm = 0.85 \times 7.24 = 6.15 \text{ kg/cm}^2$ (ver $v'm$ en el acápite 7.f), se concluye que la albañilería del alféizar no se agrietará diagonalmente.

- d.- Los máximos momentos flectores (M) se producen en las vigas y columnas del eje B (Fig.9); para $A_m = 0.6g$, se tendría:

$$M \text{ (viga)} = 0.6 \times 3 = 1.8 \text{ ton-m} \quad M \text{ (columna)} = 0.6 \times 3.22 = 1.93 \text{ ton-m}$$

Asumiendo que las cargas axiales que se desarrollan en las columnas son pequeñas para una edificación de 2 pisos, los momentos plásticos resistentes (M_p) se calcularon empleando las fórmulas mostradas en la Fig.10 (ver el refuerzo y las dimensiones de la sección en los cortes 1-1 y 2-2 de la Fig.4), obteniéndose:

$$M_p \text{ (viga con } 2 \phi \frac{1}{2} \text{", } b = 12.5 \text{ cm, } d = 22 \text{ cm)} = 2.07 \text{ ton-m}$$

$$M_p \text{ (columna con } 2 \phi \frac{1}{2} \text{ + } 1 \phi \frac{3}{8} \text{", } b = 25 \text{ cm, } d = 13 \text{ cm)} = 1.54 \text{ ton-m}$$

De lo cual se concluye que cabe la posibilidad de que se formen rótulas plásticas en las bases de las columnas del primer piso correspondiente al eje B.

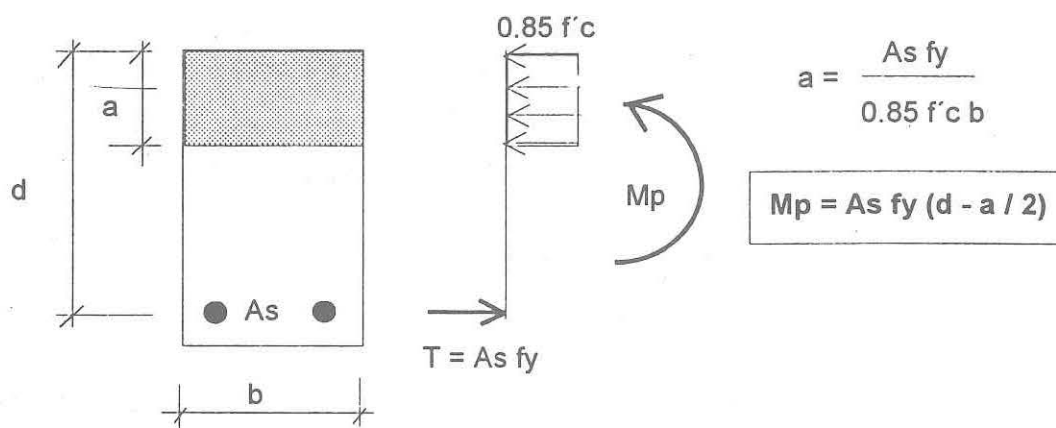


Fig.10. Cálculo del Momento Plástico "Mp" en una Sección Sin Carga Axial.

- e.- En los pórticos transversales a la dirección de ensayo (ejes 1 y 2), los esfuerzos y los desplazamientos laterales producidos por torsión sísmica resultaron pequeños, por lo que se concluye que no necesitan ser arriostrados. Cabe mencionar que en el prototipo (Ref.5, Foto 1) existían muros de albañilería confinada en la dirección transversal a los ejes que contenían las columnas cortas; estos muros absorbieron los efectos torsionales durante el sismo de Nasca de 1996.
- f.- Predicción del tipo de falla de las columnas cortas. La capacidad resistente a fuerza cortante (V_n), incluyendo el aporte del concreto y de los estribos era: $V_n = 15.38$ ton (ver el ítem "b" de este acápite); por otro lado, asumiendo que se van a formar rótulas plásticas en los extremos de la columna corta debido al momento flector ($M_p = 1.54$ ton-m, ver el ítem "d" en este acápite), se tendría que la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión sería $V(M_p) = 2 M_p / h = 2 \times 1.54 / 0.375 = 8.21$ ton. Al resultar $V(M_p) < V_n$, entonces, teóricamente, la columna corte debería fallar por flexión y no por fuerza cortante.

De acuerdo a la bibliografía, ha podido observarse que la falla por corte usualmente se produce cuando la relación altura / peralte = h / d es menor que 2 (ver fotos 2 @ 4); sin embargo, en nuestro módulo (y también en el prototipo), la relación h / d es $37.5 / 15 = 2.5 > 2$, por lo que ésta es otra razón por la que se prevé una falla por flexión. Posiblemente, esto haya sido la intención del ingeniero que diseñó al prototipo.

5.- REFORZAMIENTO DEL SEGUNDO MÓDULO

Tal como se ha mencionado, el segundo módulo presenta las mismas características estructurales que el Módulo Patrón, ya que lo que se pretende es reforzar una edificación existente con problemas de columna corta como una medida preventiva para cuando ocurra un sismo severo.

En la Fig.9, puede apreciarse que en el primer piso una sólo columna corta absorbe el 63% del cortante total de entrepiso, por lo que nuestra intención es que las 4 columnas (de los ejes A y B) trabajen significativamente, con lo cual, disminuiría la fuerza cortante en la columna corta.

De esta manera, en primer lugar, se tratará de integrar el alféizar con las columnas, de tal forma que se evite el impacto entre ambos elementos. Para esto, se retirará el tecnopor, rellenando a

presión manual la junta alféizar-columna con mortero 1:3. En segundo lugar, se ensanchará el peralte de las columnas, pegando mediante resina epóxica el concreto antiguo (del pórtico y del alféizar) con el nuevo a emplear en el ensanche (ver las Figs. 11 y 12), adicionalmente, el refuerzo del ensanche se soldará con el existente en el pórtico y el alféizar, para lo cual, será necesario remover previamente el recubrimiento de concreto en los elementos existentes.

En este caso, desde un inicio, se ha tratado que interactúen las columnas con el alféizar (CASO 3 del acápite 4), con lo cual, el módulo se verá rigidizado disminuyendo las fuerzas sísmicas (ver la Tabla 1). Cabe destacar que si el módulo actuase como un sólido rígido, entonces la aceleración espectral (S_a) tenderá a ser igual a la aceleración del suelo (ver la Fig.7).

Para determinar el peralte del ensanche, se trató de que por lo menos este peralte sea suficiente para anclar a su refuerzo horizontal (ϕ ¼" corrugado): 15 cm a cada lado de la grieta diagonal, lo que conlleva a peraltar 30 cm (peralte efectivo $d = 28$ cm) al ensanche, asimismo, se trató que el concreto sea el elemento que soporte toda la fuerza cortante actuante en la columna corta. Verificando la segunda condición se tiene:

Fuerza cortante actuante en cada columna, para $A_m = 0.6g$ (ver el CASO 3 en la Tabla 1), suponiendo que cada columna absorbe el 25% del cortante total existente en el primer piso:

$$V = 0.6 (7.97 + 9.57) \times 0.25 = 2.63 \text{ ton}$$

$$V (\text{diseño}) = 2.63 / \phi = 2.63 / 0.85 = 3.1 \text{ ton (ver } \phi = 0.85 \text{ en la Ref.10)}$$

Resistencia aportada por el concreto (ver la Ref.10):

$$V_c (\text{columna existente}) = 2279 \text{ kg (ver acápite 4)}$$

$$V_c (\text{ensanche}) = 0.53 \sqrt{175} \times 7.5 \times 28 = 1472 \text{ kg}$$

$$V_c \text{ total} = 2279 + 1472 = 3751 \text{ kg} > V (\text{diseño})$$

De esta manera, bastará con colocar refuerzo horizontal mínimo en el ensanche, de tal manera que sea capaz de soportar la carga que produce su agrietamiento diagonal ($V_c = 1472$ kg):

$$s = A_v f_y d / V_c = 0.32 \times 4200 \times 28 / 1472 = 25 \text{ cm} \leq d / 2 = 28 / 2 = 14 \text{ cm}$$

De esta manera, en los ejes A y B, se utilizará ensanches con ϕ ¼" corrugado @ 14 cm; este refuerzo penetrará en la columna existente soldándolo con el refuerzo vertical de dicha columna, para lo cual, previamente se abrirán unas ranuras (@ 14 cm) en el recubrimiento de la columna existente para posteriormente taponarlas con mortero 1:3 a presión manual (ver la Fig.12 y las fotos 29 @ 42), este mortero se pegará al concreto existente mediante resina epóxica.

Cabe destacar que los valores encontrados para el ensanche en el módulo a escala 1:2, se verían duplicados en el prototipo, obteniéndose ensanches con 60 cm de longitud reforzados horizontalmente con ϕ ⅜" @ 15 cm a fin de mantener la misma cuantía de refuerzo horizontal en las edificaciones reales de hasta 2 pisos. Estos resultados son razonables desde el punto de vista económico.

En cuanto al refuerzo vertical a colocar en el ensanche, este será mínimo y servirá tan solo para conectar al ensanche con los elementos existentes de concreto armado, así como para anclar con un gancho a 180° al refuerzo horizontal.

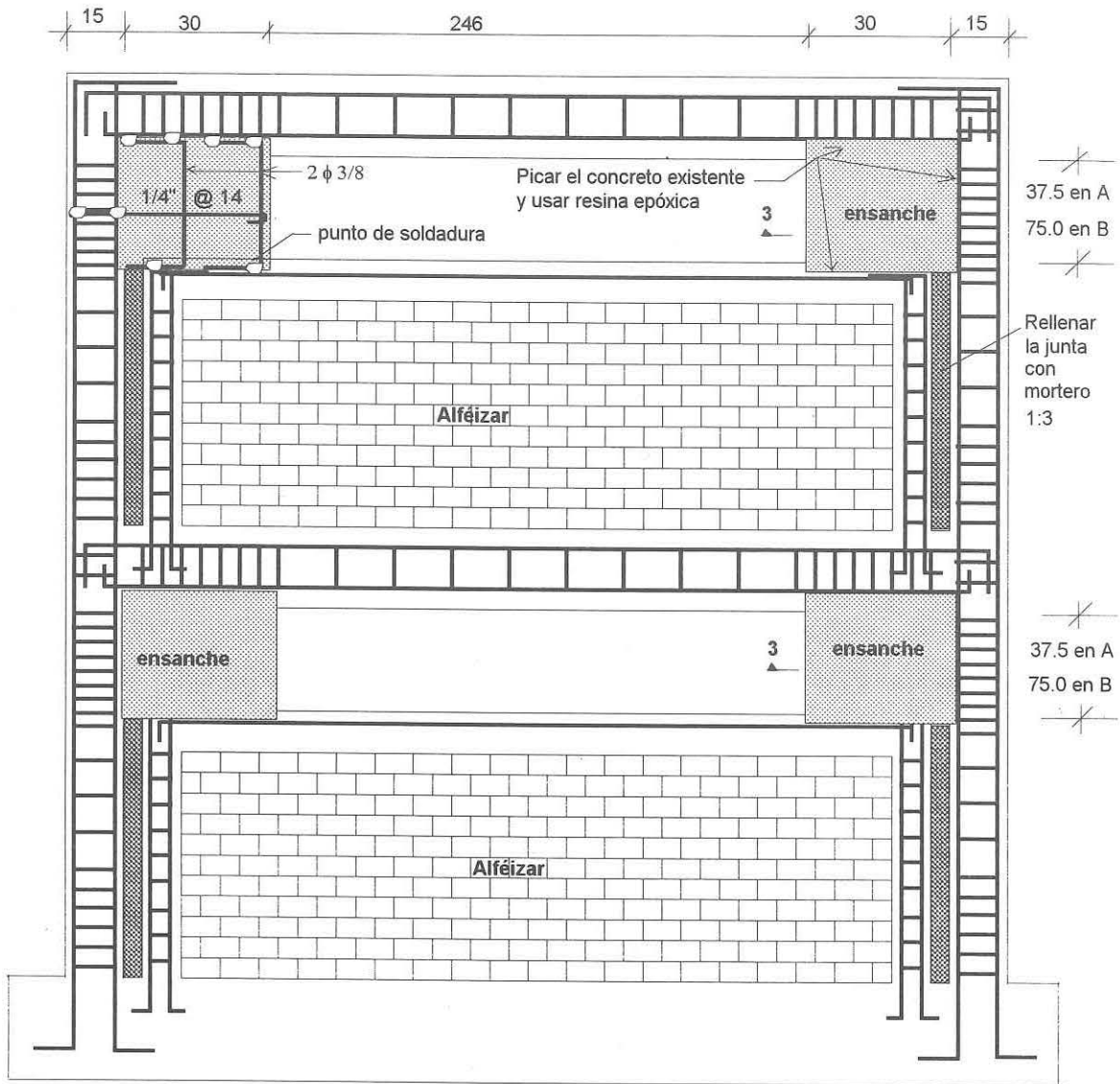
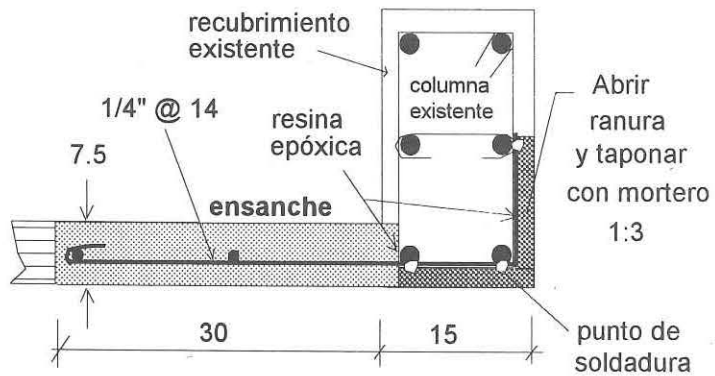


Fig.11. Ensanches en los Ejes A y B del Segundo Módulo (medidas en centímetros).

Fig. 12
Corte 3-3
(medidas en centímetros)



6.- ANÁLISIS TEÓRICO DEL MÓDULO REFORZADO

El análisis teórico de los ejes A y B reforzados, en realidad, debería realizarse recurriendo a teorías sofisticadas como la de Elementos Finitos, sin embargo, se ha considerado conveniente modelar a estos ejes mediante un sistema de barras deformables por flexión, corte y axial, para así emplear programas sencillos de análisis estructural.

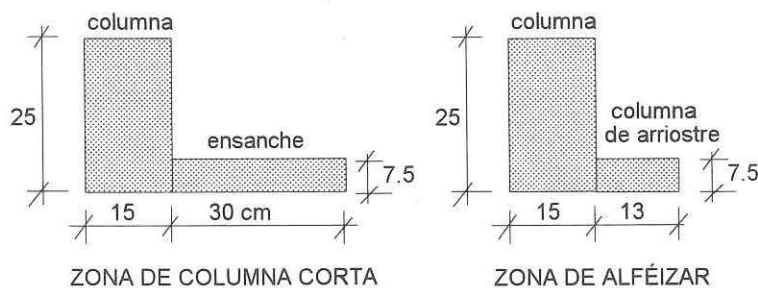
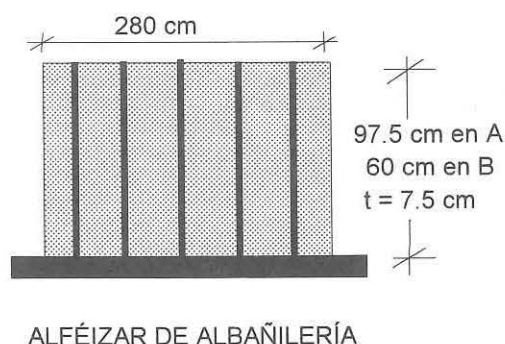
De esta manera, los ensanches se consideraron adheridos a las columnas (ver la Fig.13), asimismo, las columnas de arriostre de los alféizares se adosaron a las columnas del pórtico, mientras que el alféizar fue reemplazado por 5 barras de albañilería equidistantes, cada una con una sección transversal de 7.5 x 56 cm.

Fig. 13

Características de los elementos verticales.

E = módulo elástico

G = módulo de corte



Puesto que en este caso se ha tratado de integrar a todos los elementos, en el modelo matemático de los ejes A y B (Fig.14) aparecen también las soleras que confinan al alféizar.

Los trazos gruesos que se muestran en la Fig.14 corresponden a los elementos de concreto armado ($E = 2'000,000 \text{ ton/m}^2$, $E/G = 2.3$), mientras que los trazos finos corresponden a los elementos de albañilería ($E = 500,000 \text{ ton/m}^2$, $E/G = 2.5$).

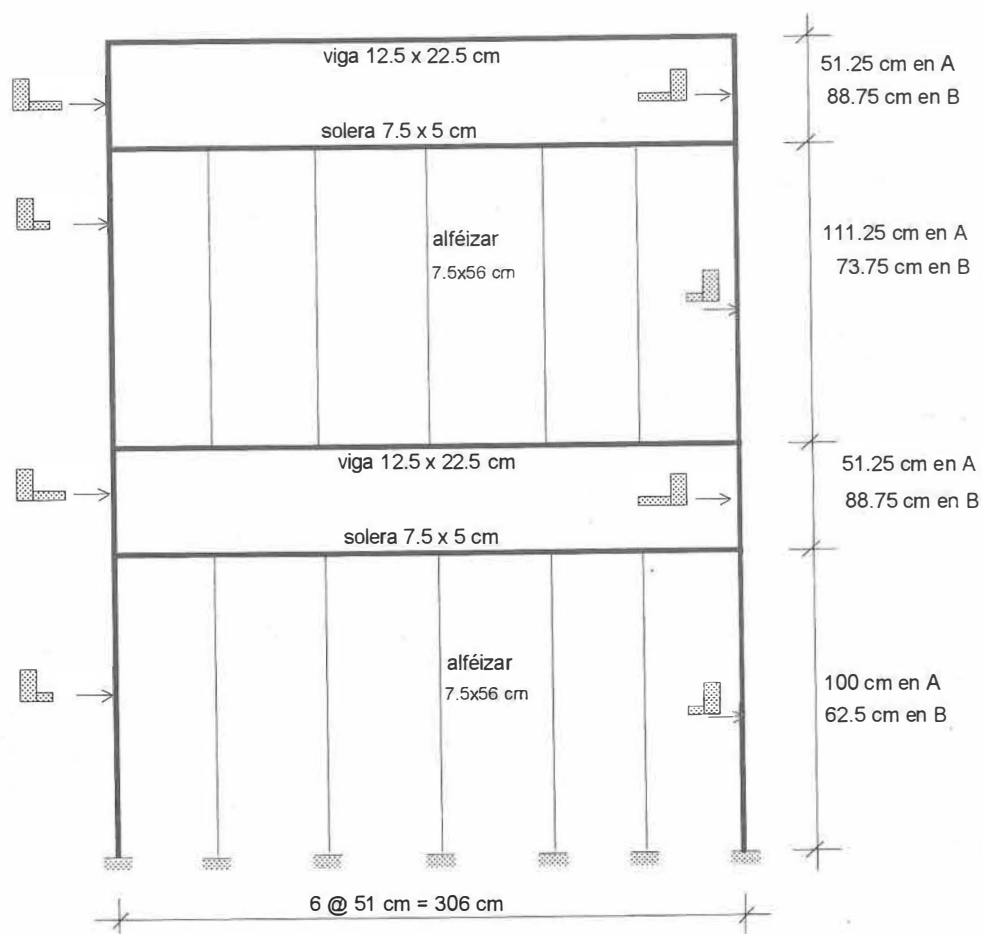


Fig. 14. Módulo Reforzado. Modelo Matemático de los ejes A y B. Los trazos gruesos son barras de concreto armado y los trazos finos son barras de albañilería.

Al igual que el módulo patrón, el módulo reforzado fue analizado mediante el programa EDIFICIO, sometiéndolo al sismo de ensayo "mayo70c" (Gráfico 14), con una aceleración máxima $A_m = 1g$, cuyo espectro de aceleraciones aparece en la Fig.7. Los principales resultados obtenidos aparecen en la Tabla 2.

TABLA 2. MÓDULO REFORZADO. PRINCIPALES RESULTADOS TEÓRICOS PARA LA SEÑAL "mayo70c", $A_m = 1g$										
NOTA: Ver parámetros en la Tabla 1	Modo de Vibrar 1		Modo de Vibrar 2		Módulo Reforzado		Eje A		Eje B	
	T (seg)	Sa (g)	T (seg)	Sa (g)	Nivel	Fi (ton)	F (ton)	d (mm)	F (ton)	d (mm)
	0.083	2.46	0.034	1.02	2	11.75	6.02	5.39	5.48	5.48
				1	7.48	4.35	2.38	3.49	2.33	

Comparando los resultados teóricos obtenidos en el Módulo Reforzado (para el mismo sismo, con $A_m = 1g$) contra los resultados del Módulo Patrón (Tabla 1) cuando se produce el problema de columna corta (CASO 2), puede observarse las siguientes mejoras:

- a.- El módulo reforzado se rigidizó, disminuyendo el período natural de vibrar (T) correspondiente al primer modo de $T_{1(\text{patrón})} = 0.108 \text{ seg}$ a $T_{1(\text{reforzado})} = 0.083 \text{ seg}$.
- b.- Al rigidizarse el módulo reforzado, la distorsión angular (que es la que produce la falla por corte de la columna corta) decreció notoriamente. Así por ejemplo, en el primer piso del eje A, el desplazamiento relativo (δ) que tuvo la columna corta disminuyó de $\delta_{(\text{patrón})} = 5.15 \text{ mm}$ a $\delta_{(\text{reforzado})} = 1.12 \text{ mm}$
- c.- Al decrecer el período natural de vibrar, la respuesta estructural disminuyó considerablemente (ver la Fig.7). Así por ejemplo, en el eje A (con problema de columna corta), la fuerza cortante (V) en el primer piso disminuyó de $V_{1A(\text{patrón})} = 9.72 + 7.01 = 16.73 \text{ ton}$ a $V_{1A(\text{reforzado})} = 6.02 + 4.35 = 10.37 \text{ ton}$.
- d.- Los problemas de torsión que se presentaban en el módulo patrón, disminuyeron sustancialmente. Así por ejemplo, el desplazamiento relativo (Δ) entre los ejes A y B en el segundo nivel disminuyó de $\Delta_{AB2(\text{patrón})} = 25.30 - 11.99 = 13.31 \text{ mm}$ a $\Delta_{AB2(\text{reforzado})} = 5.48 - 5.39 = 0.09 \text{ mm}$.
- e.- En el primer piso del eje A del Módulo Patrón, la columna corta absorbía 14.72 ton (Fig.9), que era el 63% del cortante total actuante en dicho módulo, mientras que en el mismo eje del Módulo Reforzado la columna corta más el ensanche absorben 5.19 ton que representa el 27% del cortante total; estos porcentajes nos indican que en el Módulo Reforzado el cortante total se distribuye de una mejor manera en las cuatro columnas que conforman al módulo, aliviándose el trabajo de las columnas cortas.

7.- ENSAYOS DE CONTROL DE MATERIALES

a.- Unidades de Albañilería

Tal como se indica en el Corte 2-2 de la Fig.4, los alféizares fueron construidos empleando ladrillos recortados en vista que el Módulo era a escala reducida 1:2. Los ladrillos seleccionados provinieron de la fábrica Rex y eran del tipo "Caravista" con dimensiones 24 x 12 x 6 cm, luego del recorte se obtuvieron unidades de 12 x 7.5 x 6 cm.

Para clasificar a estas unidades, se realizaron pruebas de Variación Dimensional, Alabeo, Resistencia a Compresión y Densidad sobre 10 ladrillos. Empleando las Normas ITINTEC, se obtuvieron los siguientes resultados promedios:

Variación Dimensional:	Largo $\pm 2\%$	Ancho $\pm 2\%$	Alto $\pm 2\%$
Resistencia a Compresión ($f'c$):	Unidades enteras	195 kg/cm ²	
	Unidades recortadas	198 kg/cm ²	
Alabeo	$\pm 1 \text{ mm}$		
Densidad:	Unidades enteras	1.902 gr/cm ³	
	Unidades recortadas	1.963 gr/cm ³	

En base a los resultados mostrados, el ladrillo clasificó como tipo V según la Norma ITINTEC.

Adicionalmente, se realizó la prueba de succión, concluyéndose que era necesario regar a las unidades durante 25 minutos un día antes de asentarlas (Ref.7) para de esta manera disminuir la elevada succión que presentaban en su estado natural:

Succión:	Estado natural	42 gr/200 cm ² -min (mayor que 20 gr/200 cm ² -min)
	Regadas	14 gr/200 cm ² -min

b.- Agregados

Cabe señalar que el concreto de los elementos a escala reducida (vigas, columnas y losa aligerada) fue preparado con piedra de ¼" (confitillo), mientras que el concreto del anillo de cimentación (a escala natural) fue preparado con piedra de ½".

Empleando las mallas estándar ASTM, se realizaron ensayos de granulometría a la piedra de ¼", ½" y a la arena gruesa, obteniéndose los siguientes resultados:

PROPIEDAD	Piedra de 1/4"	Piedra de 1/2"	Arena Gruesa
Tamaño Máximo	9.53 mm	25.4 mm	---
Módulo de Fineza	---	---	2.99
Peso Uni. Compac.	1.59 gr/cm ³	1.57 gr/cm ³	1.81 gr/cm ³
Peso Uni. Seco	1.38 gr/cm ³	1.37 gr/cm ³	1.61 gr/cm ³
Peso Esp. Seco	2.69 gr/cm ³	2.77 gr/cm ³	2.66 gr/cm ³
Humedad de Absor.	1.6 %	0.58 %	1.2 %
Humedad Natural	0.8 %	0.37 %	0.61 %

c.- Concreto

El concreto empleado en los elementos a escala reducida (vigas, columnas, ensanches y losa aligerada, elaborado con confitillo de ¼") tuvo una relación agua/cemento = 0.67, con un slump de 3.5 pulgadas. El ensayo de compresión axial sobre 5 probetas cilíndricas estándar, con 28 días de edad, proporcionó una resistencia promedio igual a $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$.

El concreto empleado en el anillo de cimentación tuvo una resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

d.- Acero de Refuerzo

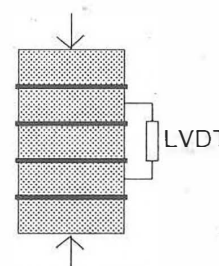
El acero empleado como refuerzo fue corrugado (incluso el de ¼") y provino de la planta Aceros Arequipa. Los ensayos de tracción, según las Normas ASTM, proporcionaron los siguientes resultados promedios (sobre 3 varillas de cada tipo):

Diámetro Nominal (pulg)	¼ (corru)	¾	½	⅝
Area (mm ²)	31	71	129	200
Carga de Fluencia (KN)	16.27	31.90	51.95	95.03
Carga Máxima (KN)	21.68	49.94	76.80	146.14
Carga de Rotura (KN)	18.88	41.93	57.56	125.09
Esfuerzo de Fluencia (MPa)	524.93	449.36	402.68	475.17
Esfuerzo Máximo (MPa)	699.48	703.40	595.32	730.69
Esfuerzo de Rotura (MPa)	608.97	590.49	446.18	625.47
Alargamiento en 20 cm (mm)	22	29	35	32
Alargamiento (%)	11.0	14.5	17.5	16.0
Tipo de Falla	dúctil	dúctil	dúctil	dúctil

e.- Pilas de Albañilería

Empleando las unidades recortadas y un mortero en proporción volumétrica cemento-cal-arena de 1:1:5, con juntas de 5 mm, se construyeron 4 pilas de 5 hiladas (a escala reducida), las que después de cumplir 28 días de edad fueron ensayadas a compresión axial.

En el ensayo de compresión axial se utilizó un LVDT vertical que conectaba los puntos medios de las 3 hiladas centrales, lo que permitió determinar la deformación axial y con ello se determinó el módulo de elasticidad de la albañilería (E). Los resultados fueron:



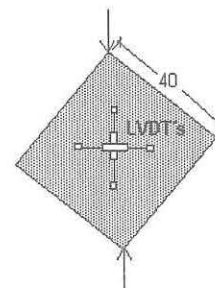
PILA	fm (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
1	96	68,452
2	101	75,940
3	106	69,511
4	84	90,891
Promedio (dispersión)	97 (9.7%)	76,200 (13.6%)

Restando una desviación estándar a la resistencia promedio, se obtiene la resistencia característica de la albañilería a compresión axial: $f'm = 90 \text{ kg/cm}^2$.

Según la Norma E-070, la relación $E / f'm$ debió ser 500; sin embargo, en este caso se está obteniendo $E / f'm = 847$. Esta gran diferencia puede deberse a la escala reducida que tienen las pilas (juntas de 5 mm), por lo que es preferible emplear como módulo de elasticidad el valor especificado por la Norma E-070: $E = 500 f'm = 45,000 \text{ kg/cm}^2$ (ver además la Ref.7).

f.- Muretes de Albañilería

Empleando las unidades recortadas y un mortero en proporción volumétrica cemento-cal-arena de 1:1:5, con juntas de 5 mm, se construyeron 4 muretes de 40 x 40 x 7.5 cm (a escala reducida), los que después de cumplir 28 días de edad fueron ensayadas a compresión diagonal.



En el ensayo de compresión diagonal se utilizaron dos LVDT que conectaba los puntos ubicados en el tercio central de cada diagonal, lo que permitió determinar la distorsión angular y con ello se determinó el módulo de corte de la albañilería (G). Los resultados fueron:

MURETE	vm (kg/cm ²)	G (kg/cm ²)
1	8.92	25,710
2	8.05	20,040
3	7.64	19,920
4	7.24	26,310
Promedio (dispersión)	7.96 (9%)	23,000 (15.2%)

Restando una desviación estándar a la resistencia promedio, se obtiene la resistencia característica de la albañilería a compresión diagonal: $v'm = 7.24 \text{ kg/cm}^2$.

Según la Norma E-070, la relación E/G es igual a 2.5, en este caso, empleando los valores experimentales, se obtiene $E/G = 76,200/23,000 = 3.31$. Nuevamente, esta diferencia se atribuye a la escala de los especímenes, por lo que se recomienda emplear el valor especificado por la Norma E-070: $E = 500 f'm = 45,000 \text{ kg/cm}^2$ y $G = 0.4 E = 18,000 \text{ kg/cm}^2$. Estos últimos valores son muy parecidos a los que se utilizaron en el análisis teórico de ambos módulos (ver los acápite 4 y 6).

8.- CONSTRUCCIÓN DE LOS MÓDULOS

En el Anexo 3 (archivo fotográfico, fotos 5 @ 42) se presenta la secuencia constructiva seguida en ambos módulos. El único problema que se presentó en el primer módulo fue la presencia de numerosas cangrejeras en las columnas del primer piso, debido a:

- Las pequeñas dimensiones que tenían las columnas a escala reducida.
- El estorbo que producían los estribos del segundo piso al vibrar el concreto.
- El bajo revenimiento del concreto.

Estas columnas fueron demolidas y el problema se superó empleando un concreto de mayor revenimiento (con la misma resistencia $f'c$), subiendo los estribos del segundo piso para poder vibrar con comodidad al concreto del primer piso, y vibrando también al encofrado.

En cuanto al reforzamiento del segundo módulo, se siguió las especificaciones indicadas en las Figs. 11 y 12 y no se detectaron mayores problemas. La resina epóxica empleada (Chema Polyepox "O") provino de la fábrica Chem-Masters del Perú S.A.

Después de 15 días de haberse construido totalmente el Módulo Patrón, éste se pesó obteniéndose 14.78 ton (excluyendo el peso del anillo de cimentación, 4.93 ton, el peso del Módulo Patrón resulta $14.78 - 4.93 = 9.85$ ton), añadiendo el peso del dispositivo de izaje (2.7 ton), se obtiene un peso total de 17.48 ton, valor que supera en 0.98 ton la capacidad del puente grúa (16.5 ton). Por lo que se ordenó remover todos los ladrillos de arcilla de los dos techos aligerados de ambos módulos, así como reducir al máximo el peso del dispositivo de izaje.

Una vez removido los bloques de arcilla de los dos aligerados (Foto 28), y reducido el peso de los dispositivos de izaje (de 2.7 a 1.5 ton) el peso de cada módulo (excluyendo el peso del anillo de cimentación) fue: 9.37 ton para el módulo patrón y 9.57 ton para el módulo reforzado.

9.- INSTRUMENTACIÓN

Los dispositivos empleados fueron: 10 LVDT's (para medir los desplazamientos absolutos y relativos) y 6 acelerómetros (para medir las aceleraciones absolutas). Estos instrumentos se muestran en la Fig.15.

Fig. 15. Instrumentación

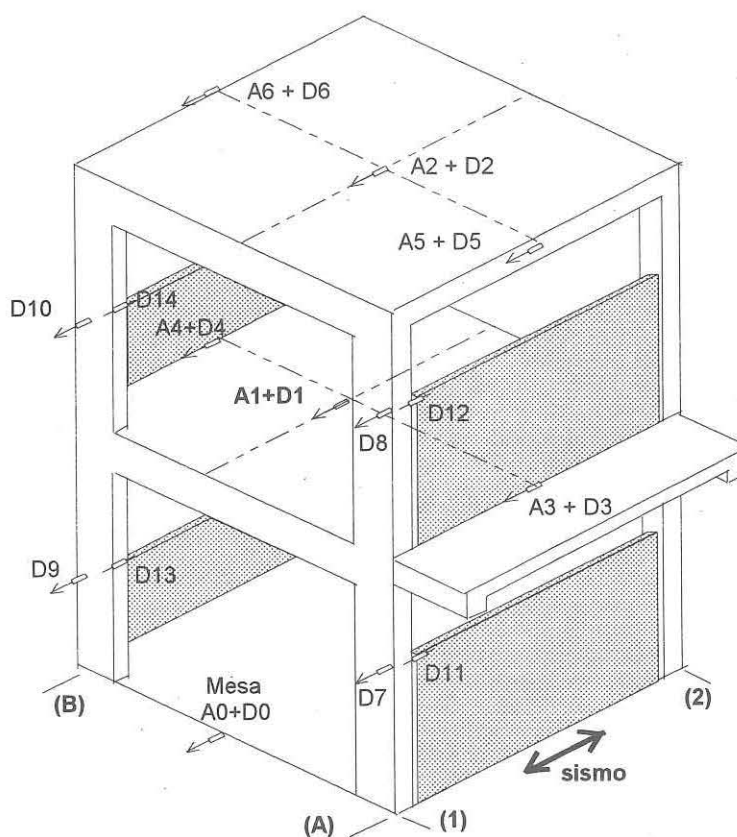
D = LVDT
A = Acelerómetro

D1 @ D6 = LVDT de 200 mm

D7 @ D10 = LVDT de 100 mm

D11 @ D12 = LVDT de 20 mm

D13 @ D14 = LVDT de 10 mm



Cabe mencionar que los LVDT 11 @ 14 miden el desplazamiento relativo que existe entre las columnas y el borde superior de los alféizares (zona de interacción columna-alféizar).

10.- PLANIFICACIÓN DEL ENSAYO DE SIMULACIÓN SÍSMICA

Antes de dar inicio a cada fase del ensayo sísmico simulado, se hizo un ensayo de vibración libre, para lo cual se aplicó una onda compuesta por 4 pulsos rectangulares, con una amplitud de 1.5 mm. El objetivo de esta prueba fue determinar el período natural de vibrar (T) y el grado de amortiguamiento (ζ); cabe destacar que cuanto mas daño se produzca en el espécimen, tanto el período de vibrar como el grado de amortiguamiento se incrementan.

Las aceleraciones de la mesa vibradora "Am" planificadas para el Módulo Patrón (acápite 4) correspondiente al sismo de ensayo "mayo70c" (ver los Gráficos 14 y 15) eran:

- Sismo muy leve, asociado a un comportamiento elástico antes de que se produzca la interacción pórtico-alféizar: $A_m < 0.28g$.
- Sismo leve, instante en que se produce la interacción pórtico-alféizar: $A_m = 0.33g$.
- Sismo moderado: $A_m = 0.6g$.

Cabe mencionar que las aceleraciones reales (A_r), actuantes en el prototipo, están afectadas por dos factores: el factor de escala (Anexo 1) y el menor peso que tenía el módulo ensayado carente de bloques del aligerado (acápite 8), de acabados (100 kg/m^2) y de sobrecarga (300 kg/m^2 en el primer piso y 100 kg/m^2 en la azotea); este último factor es 1.66 según se demuestra a continuación:

Peso del módulo incluyendo bloques del aligerado (sin cimentación) =	9,850 kg
Acabados + 50% de Sobrecarga en la azotea $(100 + 0.5 \times 100) \times 3.6 \times 3.36 =$	1814 kg
Acabados + 50% de Sobrecarga en el nivel 1 $(100 + 0.5 \times 300) \times 4.65 \times 3.36 =$	3906 kg
Peso real con acabados y 50% de sobrecargas = $9850 + 1814 + 3906 =$	15,570 kg

Mientras que el peso del módulo ensayado (sin bloques del aligerado) fue 9,370 kg; con lo cual: peso real / peso del módulo = $15,570 / 9370 = 1.66$

De esta manera, la aceleración real en el prototipo es: $A_r = A_m / (2 \times 1.66) = 0.3 A_m$

- | | | | |
|--------------------------|---------------|-------------------------|---------------|
| - FASE 1 Sismo muy leve: | $A_m = 0.20g$ | $D_m = 11.5 \text{ mm}$ | $A_r = 0.06g$ |
| - FASE 2 Sismo leve: | $A_m = 0.33g$ | $D_m = 19.5 \text{ mm}$ | $A_r = 0.11g$ |
| - FASE 3 Sismo moderado: | $A_m = 0.69g$ | $D_m = 34.5 \text{ mm}$ | $A_r = 0.21g$ |

Donde "Dm" es el desplazamiento máximo de la plataforma del simulador de sismos.

Adicionalmente, debido a que las fisuras formadas en el Módulo Patrón hasta la Fase 3 eran finas (ver el acápite 11), hubo que añadir dos fases:

- | | | | |
|-----------------------|---------------|-------------------------|---------------|
| - FASE 4 Sismo fuerte | $A_m = 0.93g$ | $D_m = 44.5 \text{ mm}$ | $A_r = 0.28g$ |
| - FASE 5 Sismo severo | $A_m = 1.40g$ | $D_m = 65.0 \text{ mm}$ | $A_r = 0.42g$ |

De esta manera, se concluye que la Fase 2 equivale al terremoto de 1970 captado en Lima, la Fase 3 equivale al terremoto de 1974 sentido en Lima, y que la aceleración de la Fase 5 equivale al 70% del sismo reglamentario (0.6g) para el caso de un colegio ubicado en la costa sobre suelo duro, con la probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años (Ref.9).

11.- COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MÓDULO 1 (PATRÓN)

En la prueba de vibración libre (ver el Gráfico 1 en el Anexo 2) se obtuvo un período inicial igual a 0.21 seg, similar al valor teórico obtenido en el acápite 4 ($T = 0.22$ seg, ver el Caso 1 en la Tabla 1), por lo que se concluye que el modelaje estructural antes de producirse la interacción columna-alféizar, es adecuado. En esta etapa se obtuvo un grado de amortiguamiento $\zeta = 4.25\%$ el cual es un valor bastante parecido al que se asume en las estructuras de concreto armado (5%) y que fue empleado para elaborar el espectro de respuesta sísmica (Fig.7),

Cabe señalar que los pulsos generados en la mesa vibradora, antes de aplicar la señal sísmica en cada fase, eran de poca amplitud (1.5 mm), por lo que en los ensayos de vibración libre no se produjo la interacción columna-alféizar, de esta manera, estas pruebas miden solo la respuesta de los pórticos de concreto armado (ejes A y B).

En la tabla 3 se observa que conforme se incrementa la severidad del sismo, tanto el período natural de vibrar (T) como el amortiguamiento (ζ) se incrementan debido al mayor deterioro de los pórticos; además, como la masa del módulo es constante, puede concluirse que la rigidez final de los pórticos fue el 21% de su valor inicial: $K_f / K_i = (T_i / T_f)^2 = (0.21 / 0.46)^2 = 0.21$.

TABLA 3. Resultados del Ensayo de Vibración Libre en los Pórticos del Módulo Patrón		
Fase	T (seg)	ζ (%)
0 (inicial)	0.21	4.25
post 1	0.28	5.10
post 2	0.30	5.42
post 3	0.36	6.08
post 4	0.43	7.95
post 5	0.46	7.13

En la Fig.16, se muestra las fallas ocurridas en las 5 fases del ensayo (ver además las Fotos 47 @ 68 en el Anexo 3). La secuencia de las fallas fue la siguiente:

- FASE 1.- Se forman fisuras muy finas de tracción por flexión en todas las columnas. No se observó la interacción columna-alféizar.
- FASE 2.- Se forman fisuras finas de tracción por flexión, adicionales a las de la fase anterior, en todas las columnas; en las columnas del segundo piso correspondientes al eje B, estas fisuras se producen en sus dos extremos. Se inicia el choque entre las columnas de los ejes A y B contra los alféizares respectivos.
- FASE 3.- Se forman fisuras diagonales (por corte, Foto 53) en las columnas cortas del eje A, las cuales son muy finas, adicionalmente, se forman otras fisuras de tracción por flexión en todas las columnas. Se inicia la falla por anclaje del refuerzo longitudinal de vigas y columnas en todos los nudos, formándose fisuras muy finas (Foto 56). En esta fase se desarrollaron la mayor cantidad de fisuras.
- FASE 4.- Se forma una grieta de tracción por flexión en la parte inferior de una columna corta

del segundo piso (a la altura del borde superior del alféizar). Se forman fisuras de tracción diagonal en las columnas del eje B, sobre el alféizar del segundo piso, así como en las columnas del eje A del primer y segundo piso.

FASE 5.- Todos los nudos del segundo nivel, así como los nudos del primer nivel del eje B, fallan por anclaje del refuerzo longitudinal existente en las vigas y columnas (Foto 65). Las fisuras diagonales formadas en la Fase 4, se extienden en longitud y grosor (Foto 61). Las columnas de los dos ejes quedan fuera de plomo.

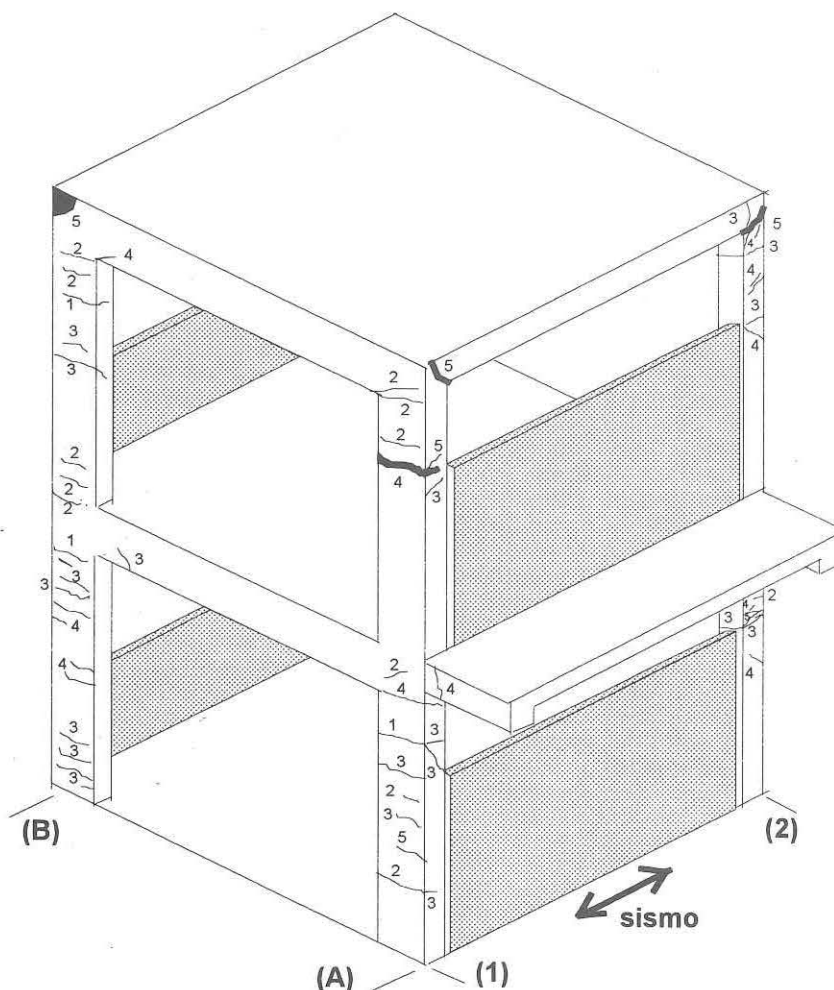


Fig.16.

Secuencia de fallas en el Módulo Patrón, los números indican la fase del ensayo.

Para cada fase del ensayo, en la Tabla 4 se presenta la fuerza cortante máxima (Q) registrada en el primer piso del módulo patrón, así como los desplazamientos máximos (relativos a la mesa vibradora) registrados por cada LVDT (ver la Fig.15).

La fuerza cortante en el primer piso (Q1) fue obtenida mediante la expresión:

$$Q1 = F - (Mm + Mc) Am$$

Donde: F = fuerza producida por el actuador dinámico sobre la mesa vibradora
Mm = masa de la mesa vibradora
Mc = masa del anillo de cimentación (anclado a la mesa)
Am = aceleración de la mesa vibradora.

Fase	Am (g)	Q1 (ton)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)	D10 (mm)
1	0.20	6.48	8.55	15.07	7.58	8.59	13.89	15.84	6.10	14.25	5.66	15.3
2	0.33	8.74	11.61	25.75	8.83	12.10	22.26	29.35	8.39	21.06	8.75	23.7
3	0.69	12.27	18.23	43.13	14.04	20.51	35.71	49.95	12.43	36.43	14.43	44.8
4	0.93	14.17	20.83	56.13	16.42	22.76	45.65	63.49	12.95	46.03	18.06	58.4
5	1.40	15.32	27.40	82.33	19.02	28.99	68.02	99.50	17.45	55.33	22.38	69.6

En la Tabla 5, se presenta los desplazamientos relativos máximos entre dos LVDT's, así como el relativo entre las columnas y los alféizares (D11 @ D14, ver la Fig.15).

Fase	D2-D1	D3-D7	D4-D9	D5-D8	D6-D10	D8-D3	D10-D4	D11	D12	D13	D14
1	7.32	2.45	7.65	10.67	3.61	6.67	7.80	6.16	5.41	3.62	3.73
2	14.43	3.84	11.57	15.17	7.72	12.23	13.81	7.59	8.58	4.73	6.63
3	25.59	7.99	19.26	25.22	16.73	22.39	27.86	10.00	16.04	7.74	14.03
4	36.32	10.80	21.64	31.92	26.52	29.61	37.56	9.75	19.24	9.27	19.49
5	62.45	13.10	23.73	42.53	60.21	36.31	42.69	9.61	17.43	9.62	17.57

En la Tabla 6, se presenta las aceleraciones máximas (A1 @ A6), así como las distorsiones angulares en los dos niveles de los ejes A y B: $\gamma = \Delta / h$, donde "h" es la altura que existe entre el extremo superior del parapeto y el borde inferior de la viga para las fases 2 @ 5, mientras que para la Fase 1, donde no se produce la interacción columna-alféizar, "h" es la altura medida desde el piso hasta el borde inferior de la viga (ver la Fig.17).

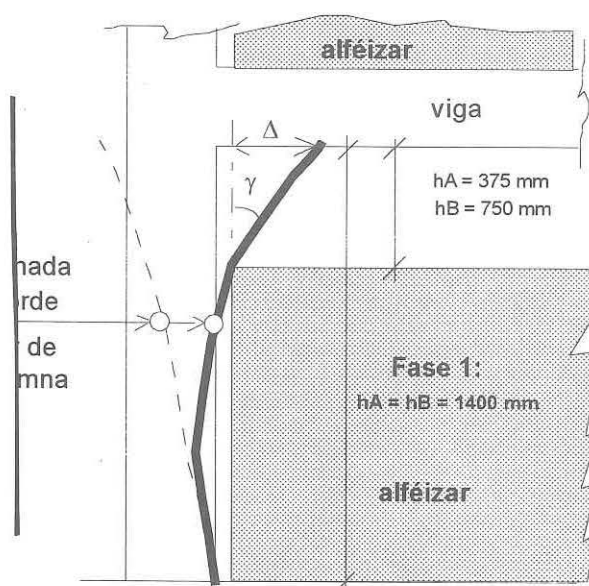
Fase	Q2 ton	A1 (g)	A2 (g)	A3 (g)	A4 (g)	A5 (g)	A6 (g)	$\gamma A1$	$\gamma A2$	$\gamma B1$	$\gamma B2$
1	3.68	0.83	1.07	0.97	0.87	1.15	1.07	0.006	0.005	0.006	0.005
2	7.46	1.18	2.17	1.53	1.36	2.57	2.49	0.010	0.041	0.015	0.010
3	12.80	1.69	3.72	2.46	2.46	4.00	4.00	0.021	0.067	0.026	0.022
4	13.76	2.17	4.01	2.59	2.89	(*)	(*)	0.029	0.085	0.029	0.035
5	(*)	2.34	(*)	2.95	2.91	(*)	(*)	0.035	0.113	0.032	0.080

(*) El acelerómetro se había calibrado hasta un valor máximo de 4g; se salió del límite.

Nota: La fuerza cortante del segundo entrepiso (Q2) que aparece en la Tabla 6 se obtuvo como: $Q2 = M2 A2$, donde M2 es la masa del segundo nivel ($M2 = P2/g$, con $P2 = 3.44$ ton descontando los bloques removidos del aligerado).

Fig. 17

Configuración deformada del borde interior de una columna en el Módulo Patrón.



Observaciones:

- La gran cantidad de fisuras de tracción por flexión existentes en las columnas, se debe al poco peso que tenía el módulo (sin acabados ni sobrecargas) y a que el momento flector resistente (M_{cr}), asociado a este tipo de falla, era muy pequeño ($M_{cr} = 0.25$ ton-m, ver el ítem "c", Caso 1, del acápite 4).
- La falla final que por anclaje del refuerzo longitudinal de vigas y columnas se presentó en los nudos superiores, se debe a la escala reducida del módulo (el refuerzo de las vigas necesita una mayor longitud de desarrollo en su zona recta de anclaje que los 15 cm de peralte que tenía la columna). Para futuros especímenes a escala reducida se recomienda prolongar la longitud tanto de las vigas como de las columnas (mochetas) a fin de que su refuerzo longitudinal pueda anclar convenientemente.

Según la Ref.10, la longitud de desarrollo de la parte recta de una varilla de $\frac{1}{2}$ " (empleada en vigas y columnas) está dado por la expresión: $L_{dg} = 318 \text{ db} / \sqrt{f'c} = 318 \times 1.25 / \sqrt{175} = 30$ cm; este valor supera al peralte de la columna en la dirección del ensayo (15 cm).
- El comportamiento del Módulo Patrón estuvo dentro de lo esperado teóricamente (acápite 4). Así, la interacción columna-alféizar en los ejes A y B se inició durante la Fase 2 del ensayo (veáse en la Tabla 4 que D7 y D9 son mayores que el huelgo existente entre la columna y el alféizar: 5 mm) y la fisura diagonal por corte se presentó durante la Fase 3; asimismo, la falla final fue principalmente por flexión.
- Los pórticos resultaron ser muy flexibles y a partir de la Fase 2 (en que se produce la interacción pórtico-alféizar), la distorsión angular superó al valor permitido por el reglamento (según la Ref.9, $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.007$). Nótese en la Tabla 6 que incluso ante la acción de un sismo muy leve (Fase 1), $\gamma = 0.006$ es aproximadamente similar a $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.007$.
- En los Gráficos 3 @ 6 (correspondientes a las curvas Q1 vs D1 en las fases 2 @ 5 del ensayo sísmico) que se presentan en el Anexo 2, puede observarse una pendiente inicial (rigidez lateral) pequeña debido al huelgo existente entre las columnas y los alféizares, pero, después de producirse la interacción columna-alféizar, la rigidez lateral se incrementa notoriamente;

esta acción dificulta tremendamente el análisis estructural, donde debería tenerse en cuenta diversas situaciones, a no ser que los huelgos sean de un gran espesor. En cambio, en el Gráfico 2 (Fase 1) se observa que la pendiente es prácticamente única debido a que en esta fase no se presentó la interacción columna-alféizar.

- f.- En la Tabla 8 aparecen los desplazamientos laterales de los dos niveles del eje A para la Fase 1 del ensayo ("elástica"), asimismo, aparecen los desplazamientos teóricos elásticos del mismo eje, obtenidos multiplicando por " $A_m = 0.2g$ " a los valores de la Tabla 1 para el Caso 1 cuando aún no se produce la interacción columna-alféizar.

FASE - CASO	NIVEL 1		NIVEL 2	
	Experimental	Teórico	Experimental	Teórico
1 ($A_m = 0.20g$) - CASO 1 (tabla 1)	7.58	$22.58 \times 0.20 = 4.52$	13.89	$48.46 \times 0.20 = 9.69$

Puede observarse en la Tabla 8 que los desplazamientos teóricos son, aproximadamente, el 65% de los valores experimentales, esto se debe a que en esta fase se formaron fisuras de tracción por flexión en las columnas las cuales disminuyeron el momento de inercia de su sección transversal; este efecto no fue contemplado en el análisis teórico. También, el efecto producido por estas fisuras se observó en la prueba de vibración libre (Tabla 3), donde antes de la Fase 1 se tenía un período $T_i = 0.21$ seg y después de la Fase 1, el período se incrementó a $T_f = 0.28$ seg, lo cual significa que hubo una pérdida de rigidez lateral igual a 56%: $K_f / K_i = (0.21 / 0.28)^2 = 0.56$.

- g.- Predicción de la Resistencia Máxima del Módulo. Asumiendo que el mecanismo de falla final es por flexión, formándose rótulas plásticas en los extremos de las columnas, con unos momentos plásticos asociados iguales a $M_p = 1.54$ ton-m (ver acápite 4), y que se va a producir la interacción columna-alféizar en las columnas A1 y B1 (columnas cortas), despegándose las columnas opuesta A2 y B2 (columnas largas), el cortante en el primer entrepiso (Q) se puede calcular por equilibrio como la suma de las fuerzas cortantes que se desarrollan en cada columna ($V = 2 M_p / h$, ver "h" en la Fig. 17).

$$\begin{aligned} \text{Eje A:} \quad & \text{Columna A1: } V = 2 \times 1.54 / 0.375 = 8.21 \text{ ton} \\ & \text{Columna A2: } V = 2 \times 1.54 / 1.4 = 2.20 \text{ ton} \\ \text{Eje B:} \quad & \text{Columna B1: } V = 2 \times 1.54 / 0.75 = 4.11 \text{ ton} \\ & \text{Columna B2: } V = 2 \times 1.54 / 1.4 = 2.20 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Módulo Patrón: } Q_{\text{teórico}} = 16.72 \text{ ton}$$

Este resultado es 9% superior al registrado experimentalmente en la Fase 5 del ensayo sísmico ($Q = 15.32$ ton, ver la Tabla 4), la diferencia se atribuye a que las distancias reales en que se formaron las rótulas plásticas en las columnas A1 y B1 (cortas) eran mayores que la altura supuesta.

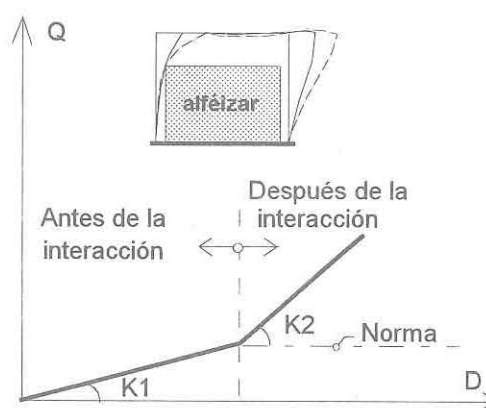
- h.- Según la Ref.9 la manera de predecir los desplazamientos inelásticos en las estructuras es multiplicando por "R" a los desplazamientos obtenidos mediante el análisis elástico. En este caso, el factor $R = 10$ para edificaciones aporricadas no es aplicable, ya que el desplazamiento de los pórticos estuvo controlado por los alféizares de albañilería, al producirse la interacción columna-alféizar desde la Fase 2 hasta la 5.

Para este tipo de comportamiento complejo, en la Norma Sismorresistente (Ref.9) no se especifican valores de R ; sin embargo, puede mencionarse que la ductilidad de desplazamientos (μ) para el primer piso y segundo piso, entre las fases 2 y 5 (en las que se produce la interacción), es bastante pequeña: $\mu_1 = 27.4 \text{ mm} / 11.61 \text{ mm} = 2.36$; $\mu_2 = 82.33 \text{ mm} / 25.75 \text{ mm} = 3.2$, ver la Tabla 4.

Asimismo, debe mencionarse que el antiguo coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad (R_d) que empleaba el reglamento nacional de construcciones de 1977 (RNC-77) y que era $R_d = 4$ para edificios aporticados, tiende a ser 2.5 (para estructuras de albañilería) según se demuestra a continuación (ver adicionalmente la Tabla 4):

Fuerza cortante en la Fase 2 ($A_m = 0.33g$):	$Q = 8.74 \text{ ton}$
Fuerza cortante equivalente en Fase 5 ($A_m = 1.4g$):	$Q_E = 8.74 \times (1.4g/0.33g) = 37.08 \text{ ton}$
Fuerza cortante experimental en la Fase 5:	$Q_i = 15.32 \text{ ton}$
$R_d = Q_E / Q_i = 37.08 / 15.32 = 2.42$	

De esta manera, se concluye que los desplazamientos inelásticos no pueden predecirse mediante el criterio de la Norma (Ref.9), ya que estamos ante un sistema que se incrementa en rigidez lateral (K) después de producirse el choque entre la columna y el alféizar, mientras que en la Norma se acepta un comportamiento elastoplástico perfecto. Además, puede afirmarse que la ductilidad de aquellos sistemas donde se produce la interacción columna-alféizar es pequeña, por lo que es preferible que la interacción no se produzca.



- i.- En el caso del prototipo (Ref.5, Foto 1), el tecnopor existente en la junta columna-alféizar se encontraba endurecido, posiblemente por haberse utilizado como elemento de encofrado del concreto de la columna que arriostraba al alféizar, asimismo, en los bordes de las juntas se habían hecho bruñas con mortero de cemento, con lo cual, desde el inicio del sismo se produjo la interacción columna-alféizar, a diferencia del módulo ensayado, donde incluso el tecnopor se salió de la junta durante el ensayo.
- j.- Observando la Foto 1 correspondiente al prototipo, puede notarse que la única columna que falla por corte es aquella ubicada en el primer piso y que se encuentra confinada por dos alféizares, lo que produce una acción de empotramiento en la base de la columna corta, a diferencia de nuestro módulo donde la columna corta tiene la opción de girar en su base (ver la Fig.17); esta rotación disminuye la rigidez lateral de la columna corta y por consiguiente, se decreta la magnitud de la fuerza cortante que ella absorbe. Sin embargo, en las Fotos 2 y 3, correspondientes al sismo chileno de 1985, se demuestra que la falla por corte en las columnas cortas también puede ocurrir cuando ellas presentan un sólo alféizar a su costado y cuando tienen una baja relación altura libre - peralte.
- k.- En síntesis, el procedimiento de aislar los alféizares de la estructura principal no es una mala solución, siempre y cuando: 1) se deje una junta blanda con un huelgo suficiente para tratar de evitar la interacción columna-alféizar en el rango inelástico del pórtico; y, 2) se prevenga la posible formación de la columna corta ante sismos muy severos, para lo cual, ésta deberá diseñarse de tal modo que falle por flexión empleando una relación altura libre-peralte mayor que 2.

12.- COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MÓDULO 2 (REFORZADO)

El módulo reforzado se comportó en el rango elástico en todas las fases del ensayo sísmico simulado (ver los gráficos 8 @ 13 en el Anexo 2 y las fotos 69 @ 73 en el Anexo 3).

No se formaron fisuras de tracción por flexión en las columnas, debido a que al haberse conectado el pórtico contra el alféizar de albañilería (a través del ensanche y la junta columna-alféizar llena de mortero compactado), el momento de inercia de la sección transversal correspondiente a las columnas se incrementó notablemente. Solamente en la fase 5 del ensayo se produjeron fisuras muy finas en la conexión ensanche-viga del primer piso (Fig.18 y Foto 71), esta zona de debilidad estaba prevista debido a que el concreto del ensanche tiende a contraerse tratándose de separar del elemento existente superior (viga).

Fig. 18

Módulo Reforzado.
Fase 5. Fisuras en el ensanche.



En la Tabla 9 se presenta la variación del período natural de vibrar (T) y del grado de amortiguamiento (ζ) durante las fases del ensayo; como la masa del módulo es constante, puede concluirse que su rigidez final fue el 87% de su valor inicial ($K_f / K_i = (T_i / T_f)^2 = (0.109/0.117)^2 = 0.87$), mientras que para los pórticos del Módulo Patrón este porcentaje fue 21%.

TABLA 9. Resultados del Ensayo de Vibración Libre del Módulo Reforzado		
Fase	T (seg)	ζ (%)
0 (inicial)	0.109	5.87
post 1	0.102	6.03
post 2	0.110	-
post 3	0.110	6.91
post 4	0.115	-
post 5	0.117	-

Debe mencionarse que el período natural de vibrar teórico ($T = 0.083$ seg, ver la Tabla 2) es menor que el registrado experimentalmente ($T = 0.109$ seg), lo cual quiere decir que el modelo adoptado teóricamente (Fig.14) es 72% más rígido y debe refinarse.

Para cada fase del ensayo, en la Tabla 10 se presenta la fuerza cortante máxima (Q1) registrada en el primer piso del módulo patrón, así como los desplazamientos máximos (relativos a la mesa vibradora) registrados por cada LVDT (ver la Fig.15).

La fuerza cortante en el primer piso (Q1) fue obtenida mediante la expresión:

$$Q1 = F - (Mm + Mc) Am$$

Donde: F = fuerza producida por el actuador dinámico sobre la mesa vibradora
Mm = masa de la mesa vibradora
Mc = masa del anillo de cimentación (anclado a la mesa)
Am = aceleración de la mesa vibradora.

Fase	Am (g)	Q1 (ton)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)	D10 (mm)
1	0.21	2.31	0.90	1.07	1.02				0.93		0.93	1.01
2	0.36	4.09	1.60	1.89	1.72				1.59	1.76	1.57	1.66
3	0.71	7.51	2.91	3.27	2.96				2.76	3.07	2.73	3.03
4	0.97	10.41	3.28	3.76	3.65					4.12	3.54	4.02
5	1.56	14.20	5.83	6.03	5.50				5.22	5.77	5.09	6.24

En la Tabla 5, se presenta los desplazamientos máximos relativos entre dos LVDT's, así como el relativo entre las columnas y los alféizares (D11 @ D14, ver la Fig.15).

Fase	D2-D1	D3-D7	D4-D9	D5-D8	D6-D10	D8-D3	D10-D4	D11	D12	D13	D14
1	0.79	0.33						0.007	0.005	0.007	0.008
2	1.34	0.49				0.47		0.016	0.006	0.030	0.018
3	2.42	0.63				0.56		0.061	0.007	0.102	0.030
4	2.99					0.64		0.084	0.023	0.127	0.066
5	4.21	0.96						0.124	0.070	0.270	0.082

Nota: Los casilleros en blanco de las tablas 10, 11 y 12 se deben a fallas en los LVDT's.

En la Tabla 12, se presenta las aceleraciones máximas (A1 @ A6), así como las distorsiones angulares en el primer piso del eje A: $\gamma = \Delta / h$, donde "h" es la altura que existe entre el extremo superior del parapeto y el borde inferior de la viga (ver la Fig.18).

TABLA 12. MÓDULO REFORZADO. ACELERACIONES Y DISTORSIONES ANGULARES MÁXIMAS											
Fase	Q2 ton	A1 (g)	A2 (g)	A3 (g)	A4 (g)	A5 (g)	A6 (g)	γ A1	γ A2	γ B1	γ B2
1	0.96	0.24	0.28	0.24	0.25	0.25	0.27	0.001			
2	1.71	0.43	0.50	0.42	0.43	0.47	0.48	0.001			
3	3.18	0.77	0.92	0.74	0.81	0.85	0.93	0.002			
4	4.37	1.02	1.27	1.16	1.06	1.26	1.23				
5	6.45	1.71	1.87	1.56	1.86	1.71	2.02	0.003			

Nota: La fuerza cortante del segundo entrepiso (Q2) que aparece en la Tabla 12 se obtuvo como: $Q2 = M2 A2$, donde M2 es la masa del segundo nivel ($M2 = P2/g$, con $P2 = 3.44$ ton descontando los bloques removidos del aligerado).

Observaciones:

a.- A diferencia del Módulo Patrón, en el Módulo Reforzado no se presentaron fisuras de tracción por flexión en las columnas, esto se debe a que con el ensanche, el momento de inercia (I) de la sección transversal se elevó considerablemente; por ejemplo, en la columna corta existente $I = 25 \times 15^3 / 12 = 7031 \text{ cm}^4$, mientras que agregando el ensanche se obtiene $I = 95,100 \text{ cm}^4$ (14 veces más), con lo cual, el momento resistente contra esta falla (Mcr) se elevó de 0.25 ton-m a 1.57 ton-m (6.3 veces más).

b.- A diferencia del Módulo Patrón, en el Módulo Reforzado no se presentó la falla por anclaje que tuvo el refuerzo longitudinal de las vigas en los nudos de los pórticos (ver las fotos 73 y 74); esto se debe a que los ensanches redujeron la longitud efectiva de la viga e incrementaron la longitud de anclaje de la parte recta correspondiente al refuerzo longitudinal.

Cabe mencionar que en el prototipo (Foto 1), el refuerzo longitudinal de las vigas tenía por diámetro 5/8", requiriendo una longitud de anclaje en su parte recta: $L_{dg} = 318 \times 1.56 / \sqrt{175} = 37.5 \text{ cm}$; si este refuerzo hubiese anclado dentro del núcleo confinado de la columna, entonces, según la Ref.10, $L_{dg} = 0.8 \times 37.5 = 30 \text{ cm}$, añadiendo 4 cm de recubrimiento, entonces la columna debería tener por lo menos 34 cm de peralte, sin embargo, ella tiene 30 cm de peralte, por lo que ante sismos más severos que el ocurrido en Nasca (Ref.5), también se produciría fallas en los nudos similares a las ocurridas en el Módulo Patrón.

c.- El comportamiento del Módulo Reforzado estuvo dentro de lo esperado teóricamente (acápites 5). Así por ejemplo, al disminuir el período de vibrar, las fuerzas sísmicas decrecieron significativamente en comparación contra las existentes en el Módulo Patrón: 2.8 veces en la Fase 1, 2.1 veces en la Fase 2, etc. (ver Q en las Tablas 4 y 10).

d.- A diferencia del Módulo Patrón, en el Módulo Reforzado las distorsiones angulares de todas las columnas en todas las fases del ensayo estuvieron debajo del valor permitido por la Norma Sismorresistente: $\gamma_{\text{máx}} = 0.007$; ver la Tabla 12.

e.- En los Gráficos 8 @ 12 (correspondientes a las curvas Q1 vs D1 en las fases 1 @ 5 del ensayo sísmico) que se presentan en el Anexo 2, puede observarse un comportamiento elástico del Módulo Reforzado, incluso ante el sismo severo de la Fase 5.

- f.- El efecto de torsión en el primer piso, correspondiente al instante en que se produce la máxima fuerza cortante basal "Q1", puede medirse a través de la relación D1/D3 (desplazamiento del punto central de la losa, PCL, con respecto al eje A; no se ha utilizado el desplazamiento del eje B por haber fallado el LVDT que medía a "D4" en el Módulo Reforzado). En la Tabla 13 puede notarse que para el Módulo Reforzado los valores D1/D3 no pasan de 1.4, en tanto que en el Módulo Patrón se llega hasta un valor de 2.38, lo cual quiere decir que el Módulo Reforzado tuvo mejor comportamiento torsional que el Patrón.

TABLA 13. EFECTOS DE TORSIÓN EN EL PRIMER NIVEL. desp. del PCL / desp. del eje A								
FASE	MÓDULO PATRÓN				MÓDULO REFORZADO			
	Q1 (ton)	D1 (mm)	D3 (mm)	D1 / D3	Q1 (ton)	D1 (mm)	D3 (mm)	D1 / D3
1	6.48	7.79	5.67	1.37	2.31	0.41	0.30	1.37
2	8.74	10.82	6.72	1.61	4.09	0.78	0.59	1.32
3	12.27	16.33	10.69	1.53	7.51	1.39	1.01	1.37
4	14.17	20.59	8.64	2.38	10.41	2.08	2.85	0.73
5	15.32	27.40	12.30	2.23	14.20	2.94	2.10	1.40

- g.- En la Tabla 14 aparecen los desplazamientos laterales de los dos niveles del eje A para la Fase 1 del ensayo ("elástica"), asimismo, aparecen los desplazamientos teóricos elásticos del mismo eje, obtenidos multiplicando por "Am = 0.21g" a los valores de la Tabla 2.

TABLA 14. MÓDULO REFORZADO. Desplazamientos Laterales Elásticos del eje A (mm).				
FASE	NIVEL 1		NIVEL 2	
	Experimental	Teórico (Tabla 2)	Experimental	Teórico (Tabla 2)
1 (Am = 0.21g)	0.90	$2.38 \times 0.21 = 0.50$	1.07	$5.39 \times 0.21 = 1.13$

Puede observarse en la Tabla 14 que los desplazamientos teóricos difieren de los valores experimentales en 44% para el primer nivel y 6% en el segundo nivel, por lo que es necesario refinar el modelo matemático (Fig. 14), tal vez, articulando las barras de albañilería en lugar de empotrarlas, de esta manera, se flexibilizaría el primer piso y se incrementaría el período natural de vibrar teórico del Módulo Reforzado.

- h.- En el Gráfico 13, se ha planteado la curva Q1 vs. D1 del primer entrepiso para los dos módulos, donde los valores D1 son los desplazamientos laterales correspondientes al instante en que se produce la máxima fuerza cortante Q1 (obtenidos de la Tabla 13). En este Gráfico puede apreciarse la mejora en la rigidez lateral (pendiente de la gráfica) introducida por los ensanches, así como los pequeños desplazamientos laterales que tuvo el Módulo Reforzado en relación con los registrados en el Módulo Patrón. Cabe remarcar que los daños producidos por los terremotos se deben principalmente a los desplazamientos laterales, por lo que es necesario controlar estos desplazamientos, objetivo que se logró mediante el reforzamiento propuesto en este proyecto.

13.- CONCLUSIONES

- a.- La técnica de reforzar las columnas cortas existentes en la zona alféizar-viga mediante un ensanche de concreto armado, adherido contra el concreto existente mediante resina epóxica, con sus varillas soldadas contra aquellas existentes en vigas y columnas, así como rellenando a presión manual con mortero 1:3 la junta existente entre la columna y el alféizar, es una técnica sencilla y rápida de ejecutar así como muy económica; por ejemplo, para el caso de un local escolar existente de dos pisos, bastaría con agregar ensanches de 60 cm a un lado de las columnas, con un espesor igual al del alféizar, reforzándolos horizontalmente con $1 \phi \frac{3}{8}'' @ 15 \text{ cm}$.
- b.- El procedimiento de aislar los alféizares de la estructura principal no es una mala solución, siempre y cuando se cumpla con las siguientes condiciones: 1) se deje una junta blanda con un huelgo suficiente para tratar de evitar la interacción columna-alféizar en el rango inelástico del pórtico; y, 2) se prevenga la posible formación de la columna corta ante sismos muy severos, para lo cual, ésta deberá diseñarse de tal modo que falle por flexión empleando una relación altura libre - peralte mayor que 2. De esta manera, si se observase que las edificaciones existentes con problemas de columna corta no cumplieren con las condiciones indicadas, podrá aplicarse la técnica de reforzamiento estudiada en este proyecto.
- c.- De no cumplirse con las condiciones indicadas en el párrafo anterior, se producirá la interacción columna-alféizar y el análisis estructural se complicará tremendamente al tener que analizarse una serie de combinaciones de choques entre las columnas y los alféizares. Cabe mencionar que ante esta situación, el método simplificado de la Norma E-030 para predecir los desplazamientos inelásticos, no se cumple al producirse un incremento significativo de la rigidez lateral después de haber chocado la columna contra el alféizar; además, en estos estados, puede afirmarse que la ductilidad disminuye drásticamente.
- d.- El Módulo Patrón (prototipo de un colegio existente con columnas cortas), quedó al término del ensayo sísmico seriamente dañado y con sus columnas fuera de plomo, a diferencia del Módulo Reforzado que se comportó elásticamente (ver el Gráfico 13 y las Fotos 73 y 74). Incluso ante un sismo muy leve (Fase 1), en el Módulo Patrón se formaron fisuras de tracción por flexión que flexibilizaron a los pórticos generando distorsiones angulares muy próximas al valor máximo permitido por la Norma Sismorresistente.
- e.- Las mejoras impuestas por la técnica de reforzamiento planteada en este proyecto con relación al comportamiento sísmico del Módulo Patrón fueron muy significativas: 1) los desplazamientos laterales disminuyeron hasta 5 veces en el primer nivel y 14 veces en el segundo nivel; 2) todas las columnas trabajaron en forma equitativa; 3) los efectos de torsión en planta decrecieron; 4) se mejoró el anclaje del refuerzo longitudinal existente en las vigas evitándose daños en los nudos; 5) no se presentaron fisuras de tracción por flexión; 6) ante el mismo terremoto las fuerzas sísmicas actuantes disminuyeron; y, 7) las distorsiones angulares estuvieron por debajo del valor máximo permitido por la Norma Sismorresistente, incluso ante la acción de un sismo severo.

Finalmente, debe remarcarse que los locales escolares albergan una gran cantidad de personas y son considerados zonas de refugio en caso ocurra sismos severos, asimismo, su falla ocasionaría el retraso de las labores escolares, la posible muerte de sus ocupantes y fuertes pérdidas económicas en su infraestructura, por lo que resulta imperativo reforzarlos en caso estos locales presenten problemas de columna corta.

14.- REFERENCIAS

- 1) L. Esteva y J.A. Nieto, "El temblor de Lima, Perú, octubre 17, 1966". Revista Ingeniería, México, Enero 1967.
- 2) G. Berg y R. Husid, "Aspectos Ingenieriles del Terremoto del 31 de mayo de 1970- Perú". Informe Preliminar para UNESCO, Lima, Julio 1970.
- 3) P. Repetto y L. Zegarra, "Evaluación de Edificaciones Dañadas en Lima Metropolitana en el Sismo de Octubre de 1974". Publicación DI-80-03, Departamento de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Diciembre 1980.
- 4) J. Bariola y A. San Bartolomé, "El Sismo del 16 de Febrero de 1979 en Arequipa", Anales del III Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Colegio de Ingenieros del Perú, Cuzco, 1980.
- 5) D. Quiun, A. San Bartolomé, D. Torrealva y L. Zegarra, "El Terremoto de Nasca del 12 de Noviembre de 1996". Publicación DI-97-01, Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- 6) N. Nielsen, K. Nakagawa, "The Tokachi-Oki Earthquake, Japan, May 16, 1968. A Preliminary Report on Damage to Structures". International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, June 1968.
- 7) San Bartolomé, "Construcciones de Albañilería. Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural". Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial 1994.
- 8) San Bartolomé, "Análisis de Edificios". Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial 1998.
- 9) Norma Técnica de Edificación E-030. Diseño Sismorresistente. SENCICO, 1997.
- 10) Norma Técnica de Edificación E-060. Concreto Armado. ININVI, 1989.

ANEXO I

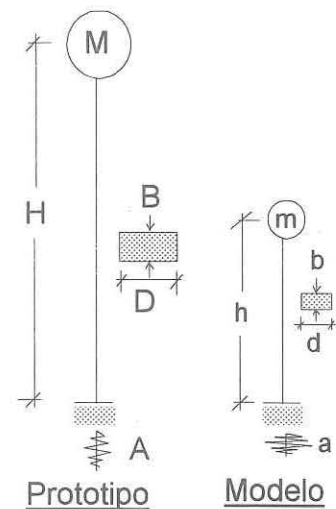
TÉCNICA DE MODELAJE A ESCALA 1:2

La técnica de modelaje a escala 1:2, empleada en este proyecto, consiste en reducir las dimensiones del prototipo en un factor igual a dos, sin agregar pesos adicionales en el modelo a escala y empleando los mismos materiales de construcción de tal manera que el grado de amortiguamiento, el módulo de elasticidad (E) y el peso volumétrico (γ) no se vean afectados.

En este anexo, se tratará de observar las relaciones que existen entre la señal sísmica y las características vibratorias modelo-prototipo, de tal manera que el esfuerzo cortante y la distorsión angular sean de la misma magnitud entre ambos sistemas. Para esto se utiliza un sistema de un grado de libertad, cuya sección transversal es rectangular, donde las letras mayúsculas corresponden al prototipo, mientras que las minúsculas corresponden al modelo a escala 1:2.

Nomenclatura:

	PROTOTIPO	MODELO
altura:	H	$h = H / 2$
base:	B	$b = B / 2$
peralte:	D	$d = D / 2$
momento de inercia:	$I = B D^3 / 12$	$i = b d^3 / 12$
masa:	M	m
peso:	$P = M g$	$p = m g$
fuerza lateral:	F	f
desplazamiento lateral:	Δ	δ
aceleración sísmica:	A	a
rigidez lateral:	K	k
período de vibrar:	T	t
duración del sismo:	TIEMPO	tiempo

Rigidez Lateral:

Asumiendo que el sistema está biempotrado, se tiene:

$$K = 12 E I / H^3 = 12 E (1/12 B D^3) / H^3 = 12 E (1/12 (2b) (2d)^3 / (2h)^3) = 2 (12 E i / h^3) = 2 k$$

Peso y Masa:

$$P = \gamma B D H = \gamma (2b) (2d) (2h) = 8 \gamma b d h = 8 p \rightarrow M = 8 m$$

Período de Vibrar:

$$T = 2 \pi \sqrt{M / K} = 2 \pi \sqrt{8m / (2k)} = 2 (2 \pi \sqrt{m / k}) = 2 t$$

Al obtenerse $T = 2 t$, la duración de la señal sísmica real deberá reducirse a la mitad, manteniendo el número total de puntos digitizados, de tal manera que la relación período predominante de la señal vs. período de vibrar sea la misma en ambos sistemas:

$$\text{tiempo} = \text{TIEMPO} / 2$$

Aceleración Sísmica:

Se pretende determinar la aceleración sísmica máxima de tal manera que se genere en el rango elástico los mismos esfuerzos cortantes (τ) y las mismas distorsiones angulares (λ) tanto en el modelo a escala como en el prototipo:

$$\begin{aligned} \tau &= F / (B D) = M A / (B D) = 8m A / ((2b) (2d)) = 2 m A / (b d) \\ \tau &= f / (b d) = m a / (b d) \end{aligned}$$

[1]...Prototipo

[2]...Modelo

igualando [1] y [2], se deduce que $a = 2 A$

$$\begin{aligned} \lambda &= \Delta / H = (F / K) / H = (M A / K) / H = (8 m A / (2 k)) / (2 h) = 2 m A / (k h) \\ \lambda &= \delta / h = (f / k) / h = m a / (k h) \end{aligned}$$

[3]...Prototipo

[4]...Modelo

igualando [3] y [4], se deduce que $a = 2 A$

De esta manera se llega a la conclusión que la aceleración sísmica por aplicar en el modelo a escala reducida equivale al doble de la aceleración actuante en el prototipo.

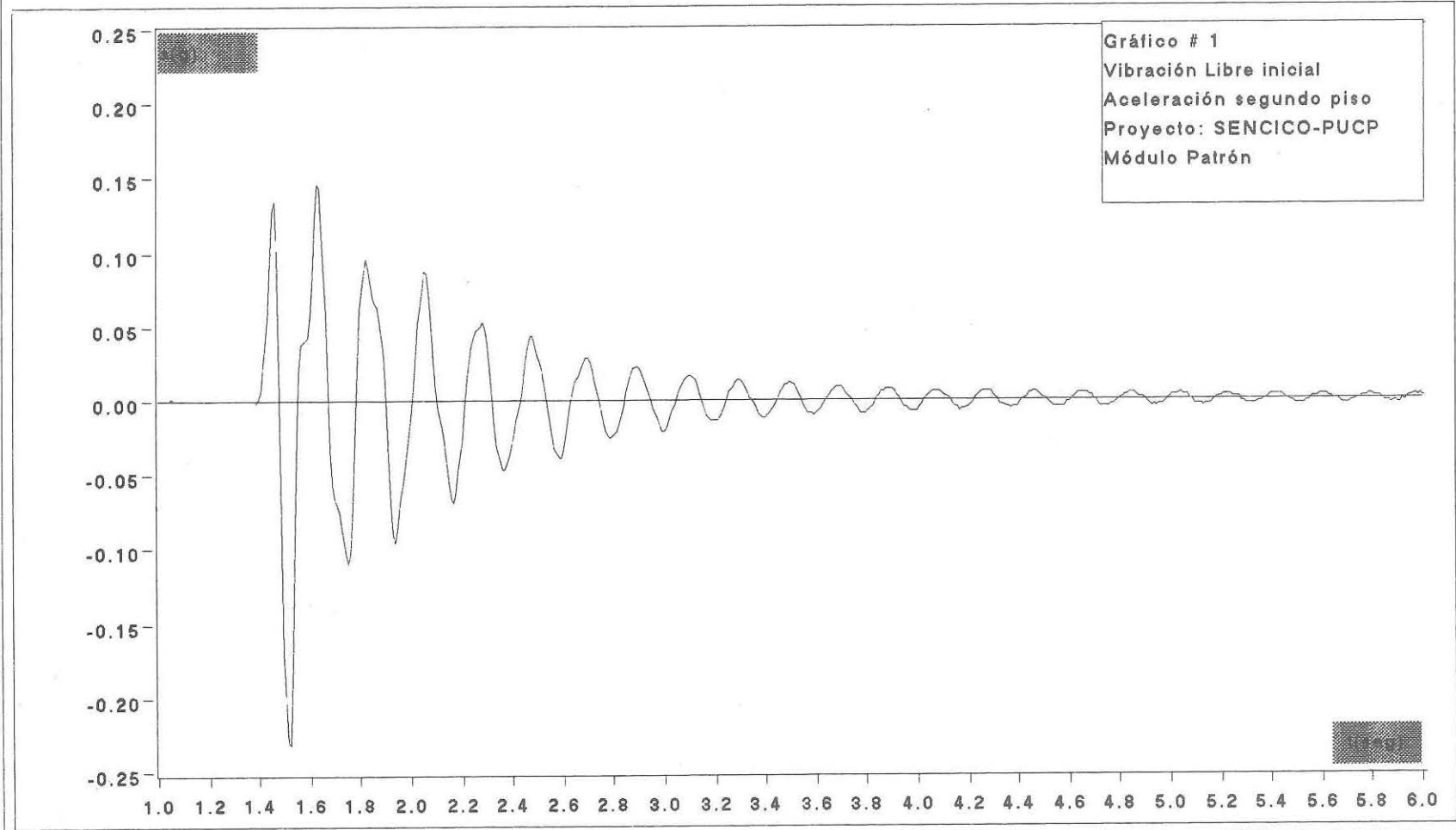
ANEXO 2

-GRÁFICOS-

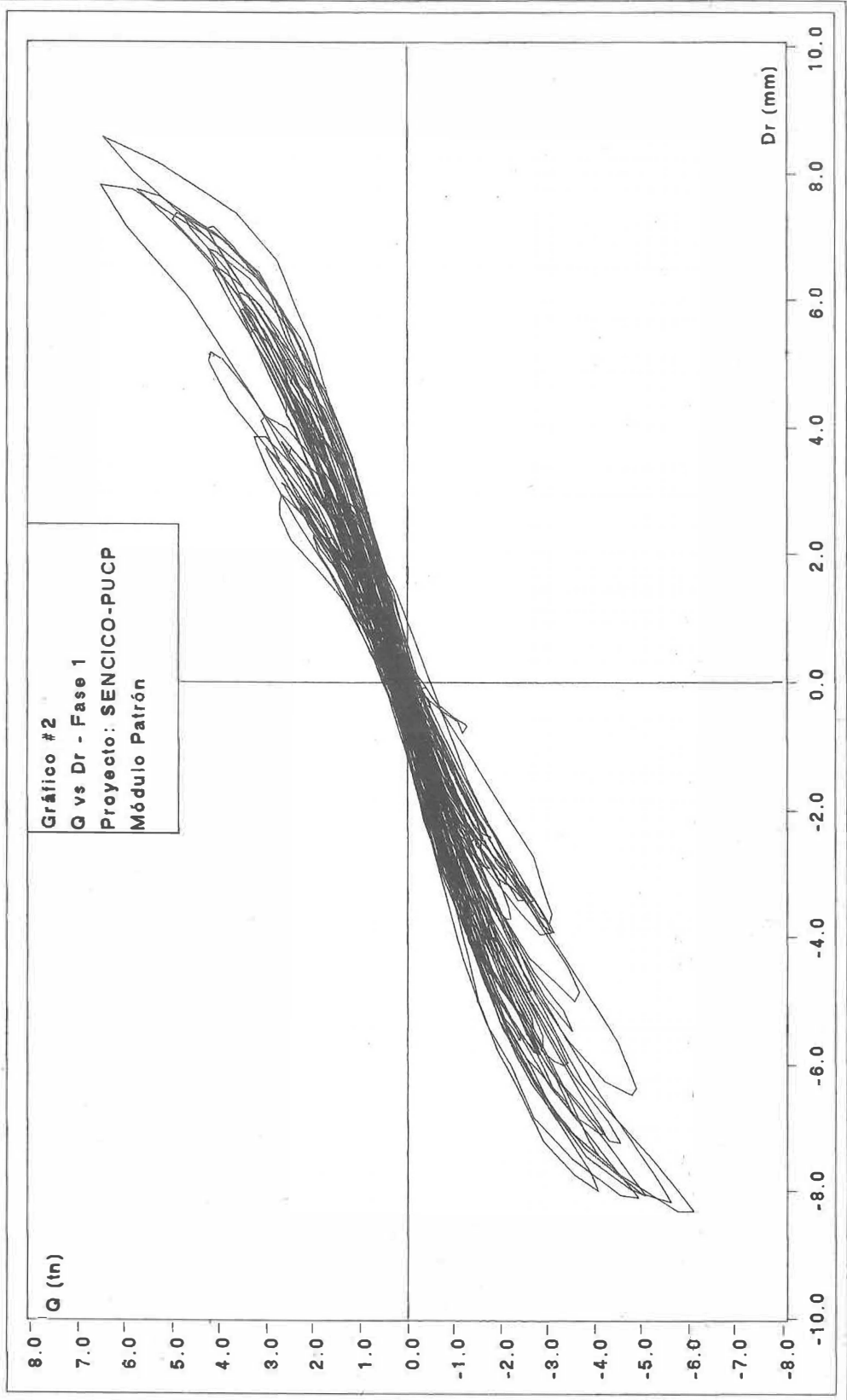
- GRÁFICOS 1 @ 6: MÓDULO PATRÓN
- GRÁFICOS 7 @ 12: MÓDULO REFORZADO
- GRÁFICO 13: MÓDULO REFORZADO vs. PATRÓN
- GRÁFICO 14: ACELERACIÓN DE LA MESA VIBRADORA. FASE 1
- GRÁFICO 15: CONTENIDO DE FRECUENCIAS DEL SISMO SIMULADO

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

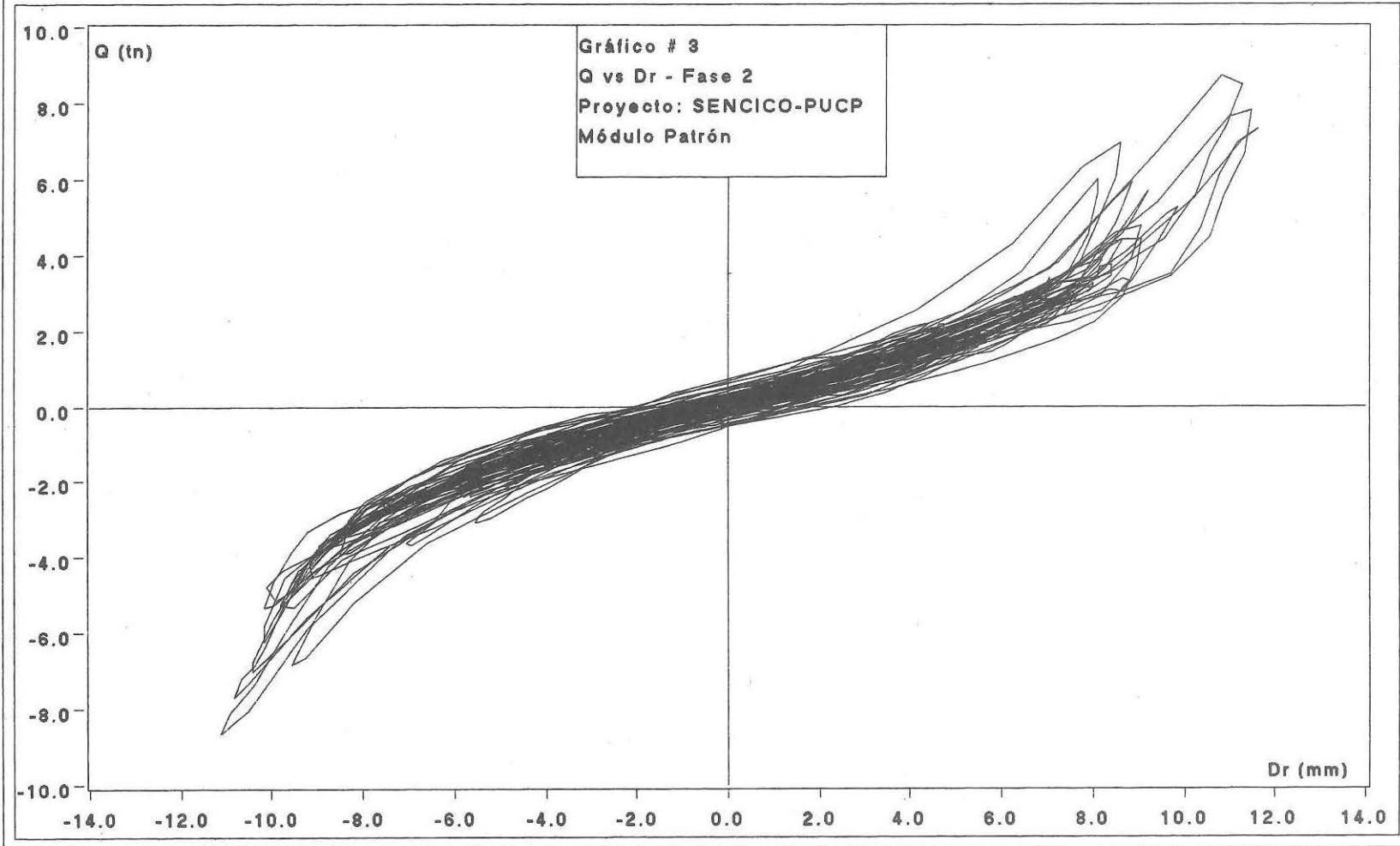
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



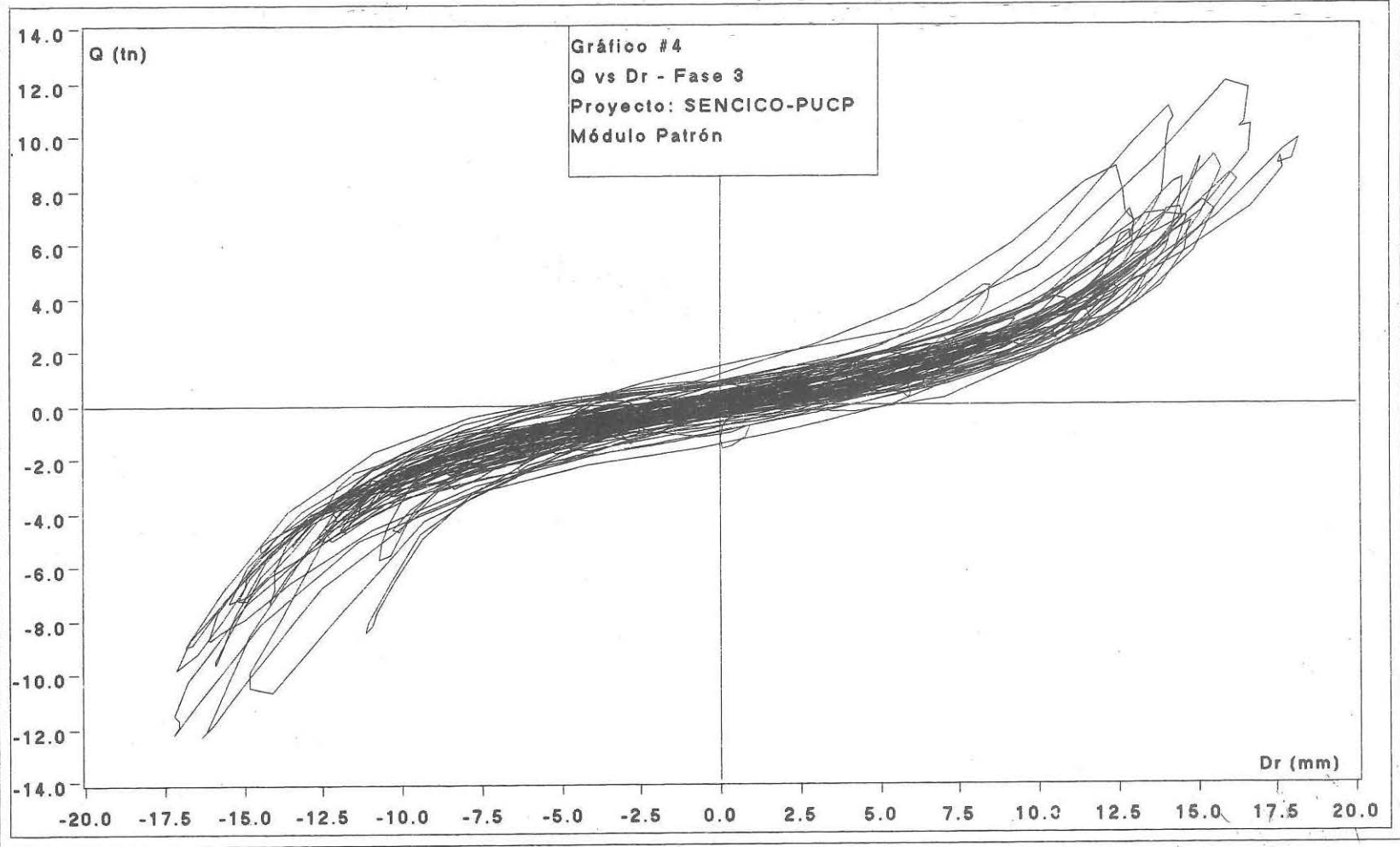
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



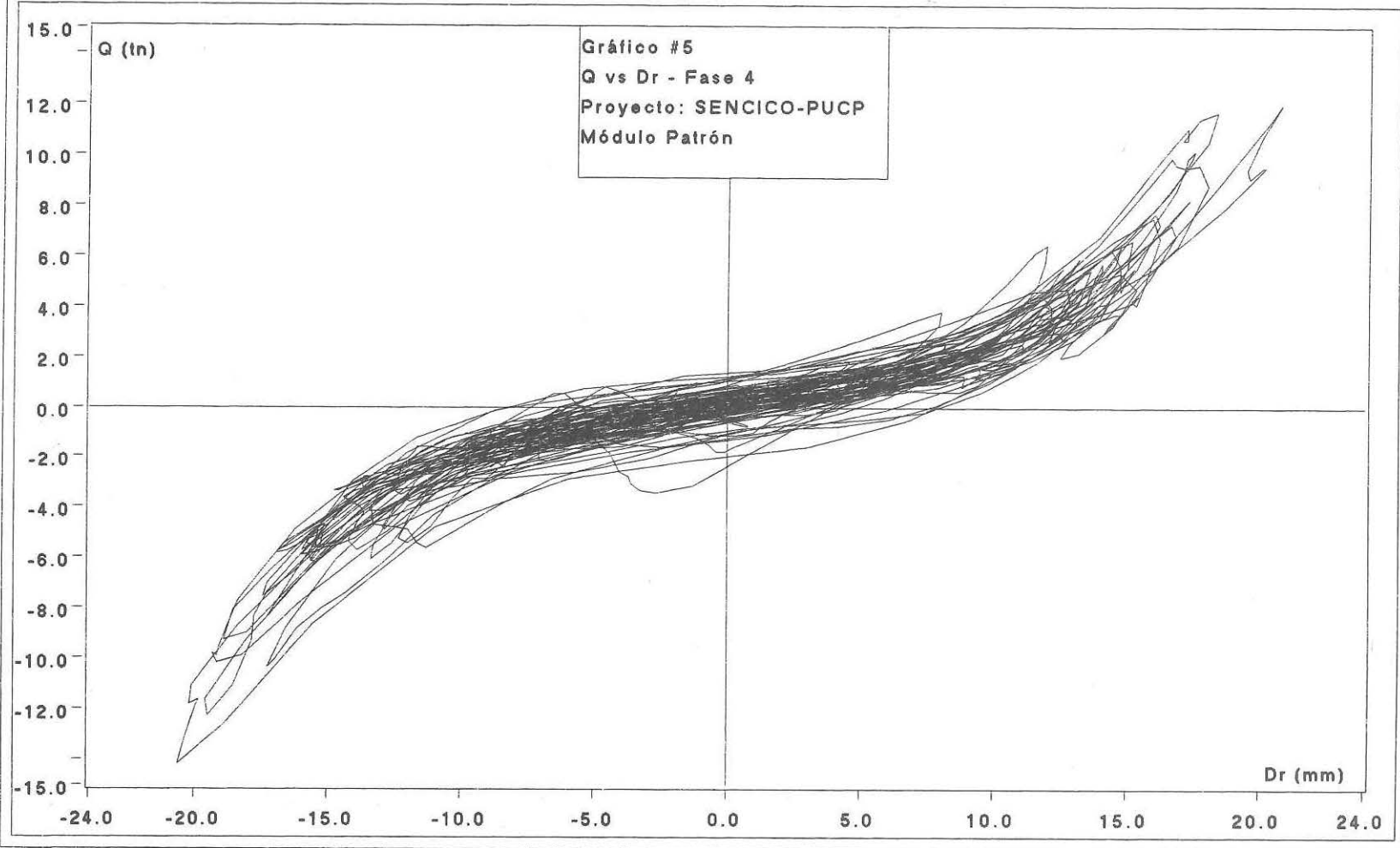
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



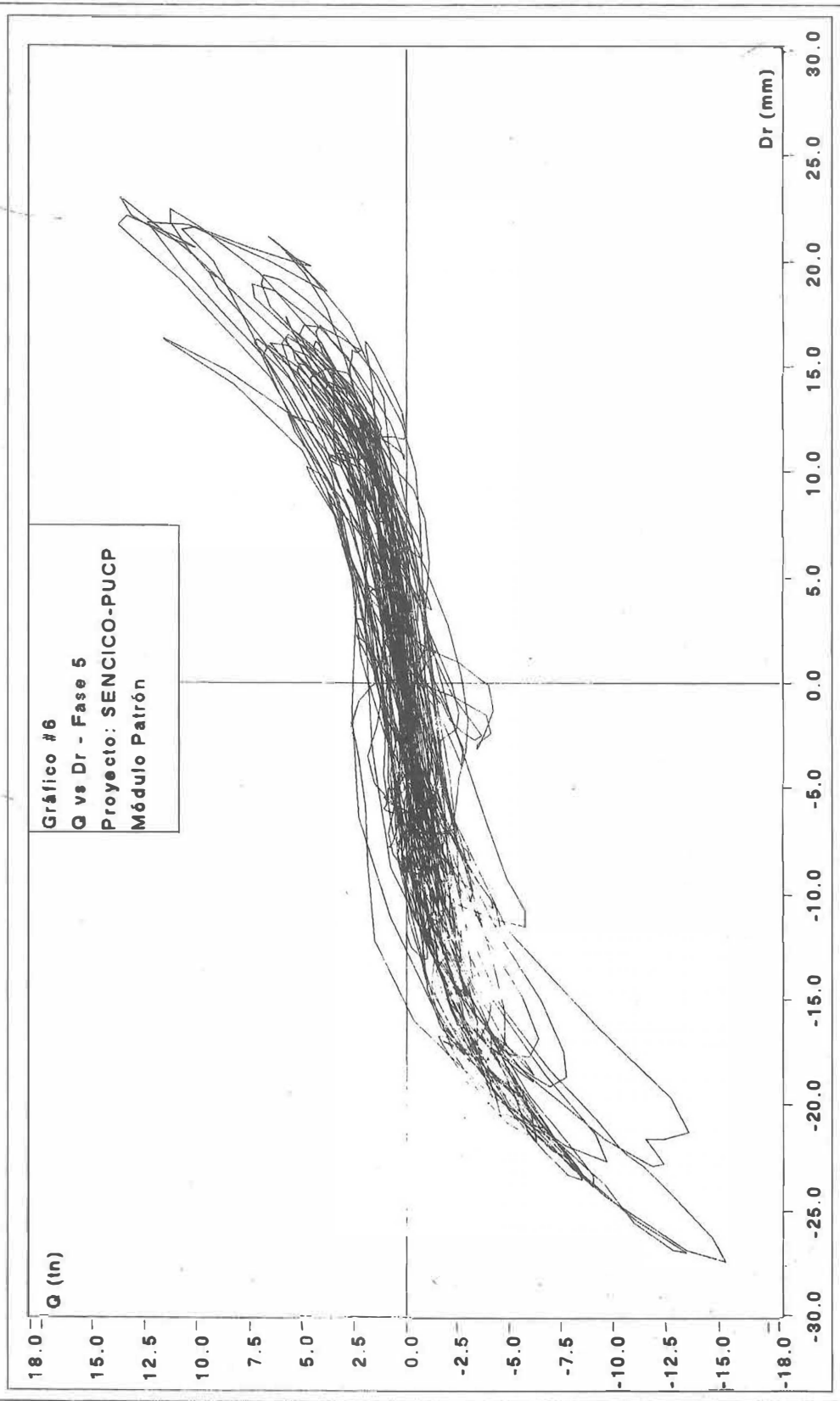
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI

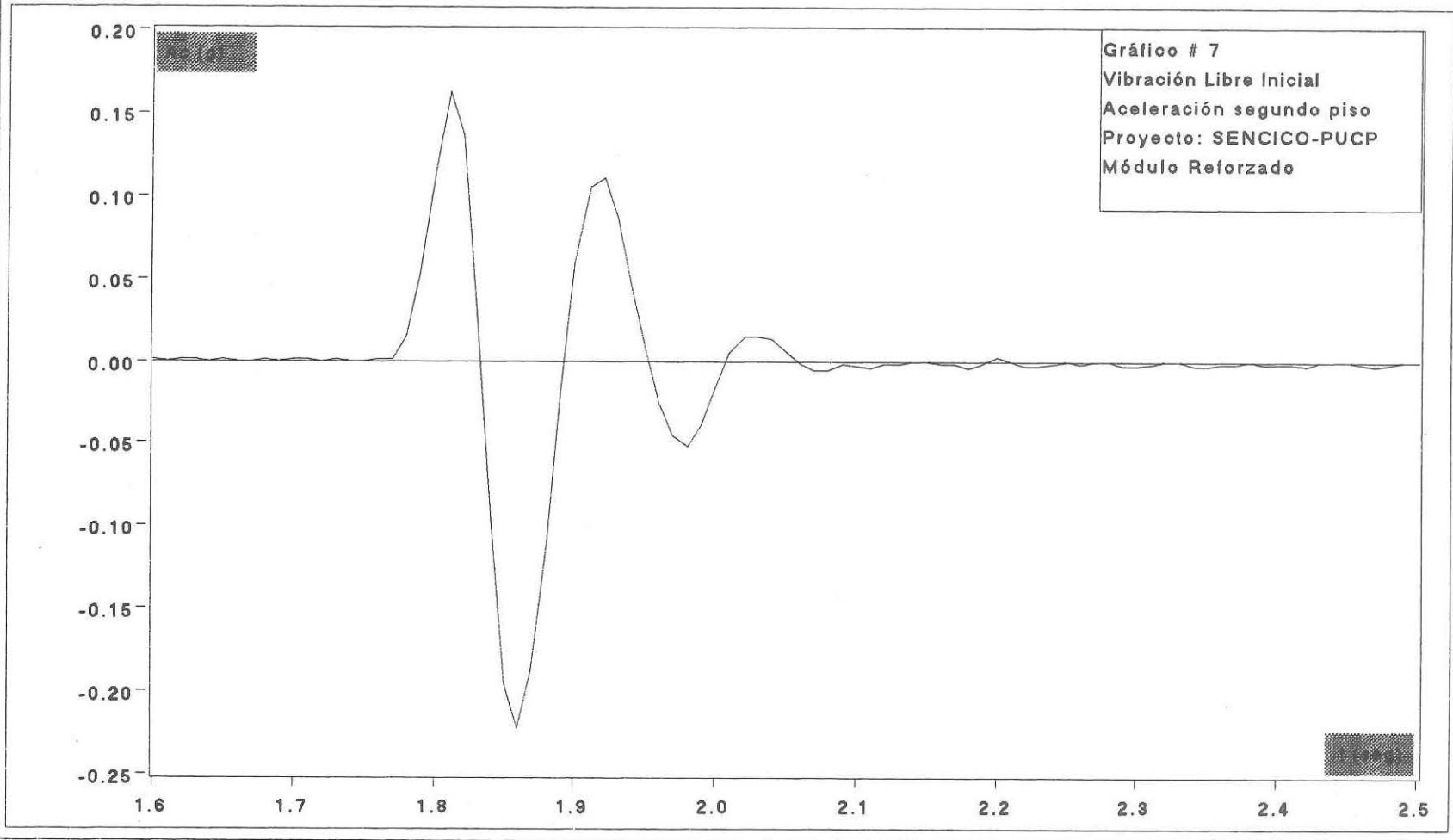


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI

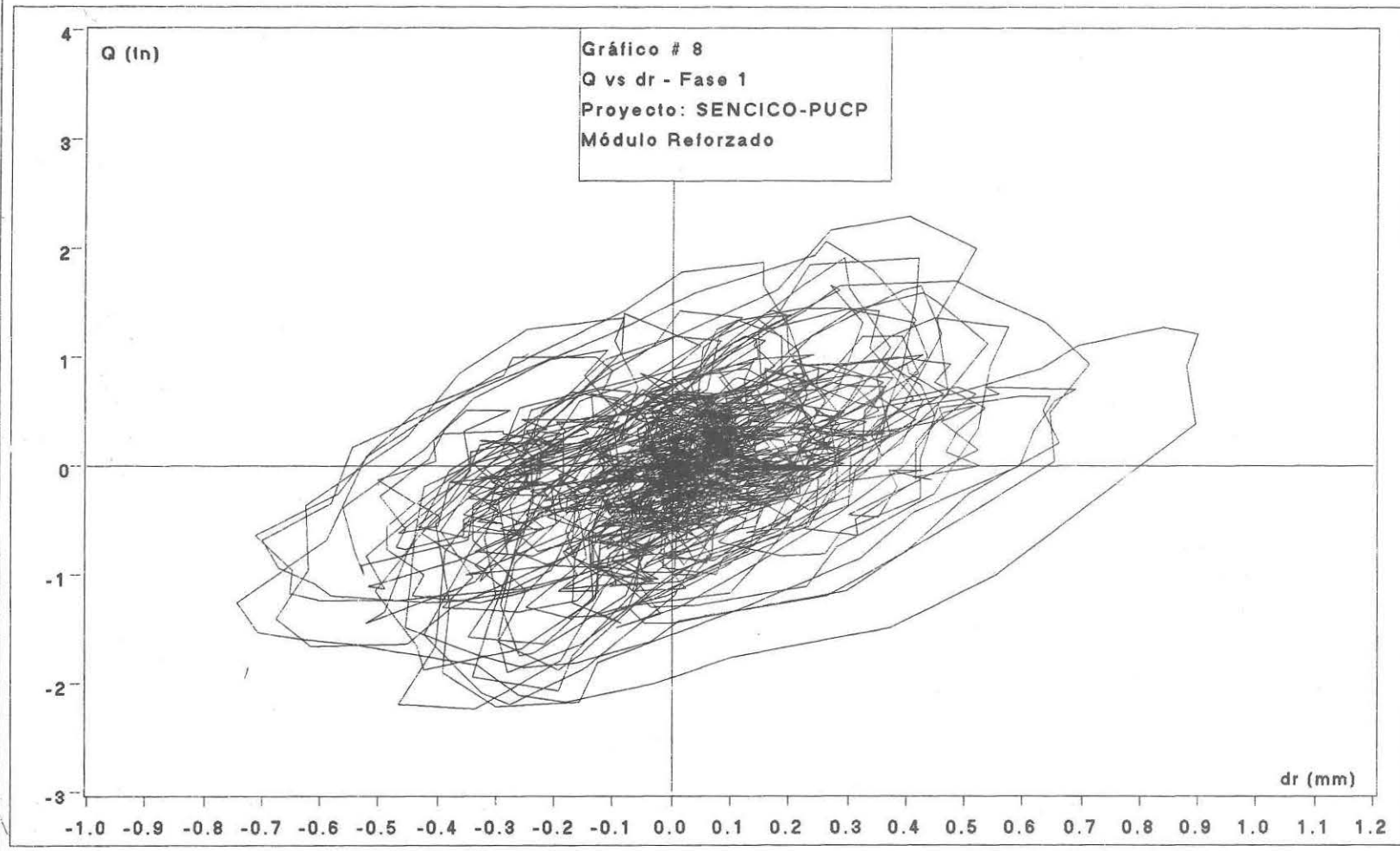


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

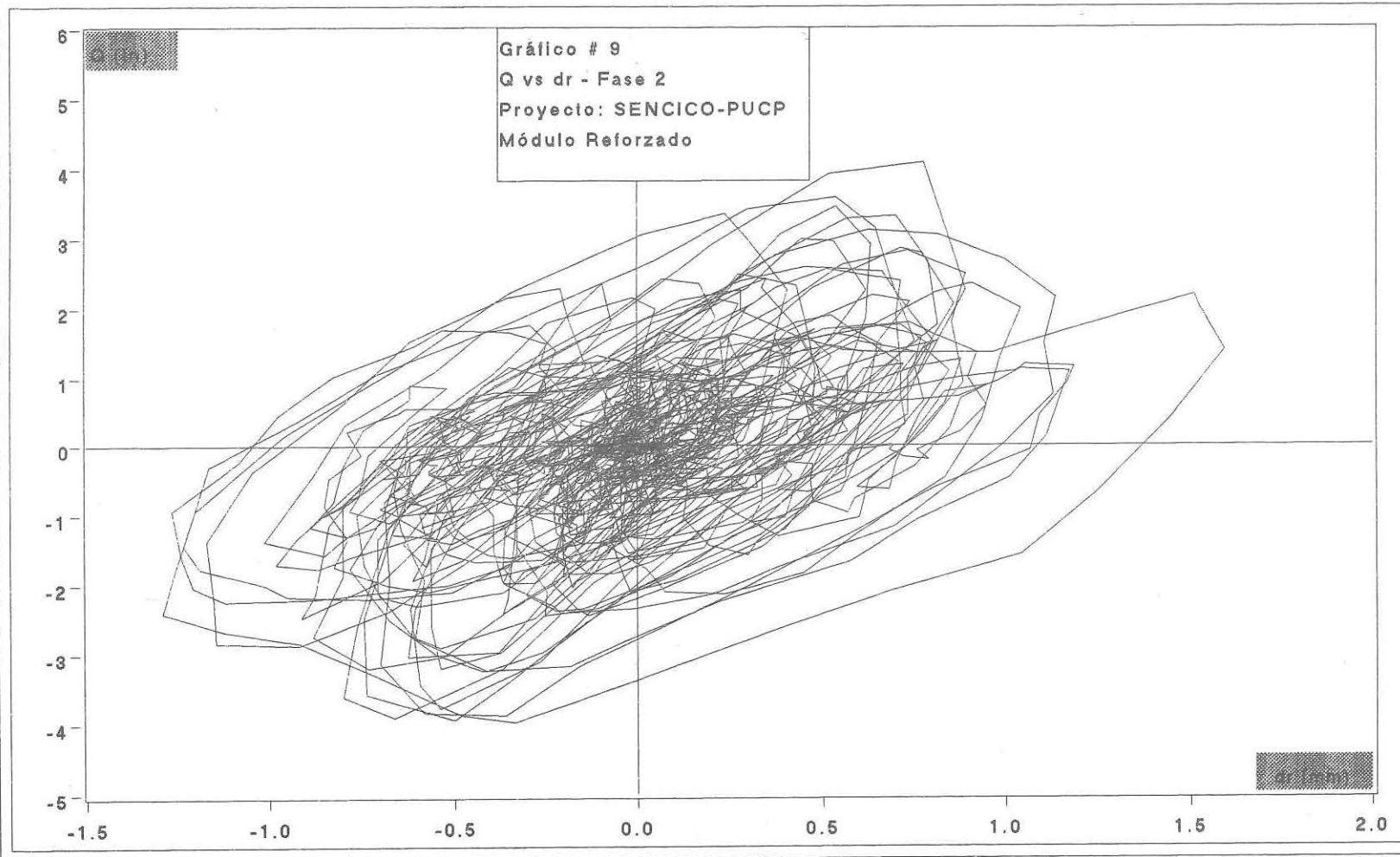
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



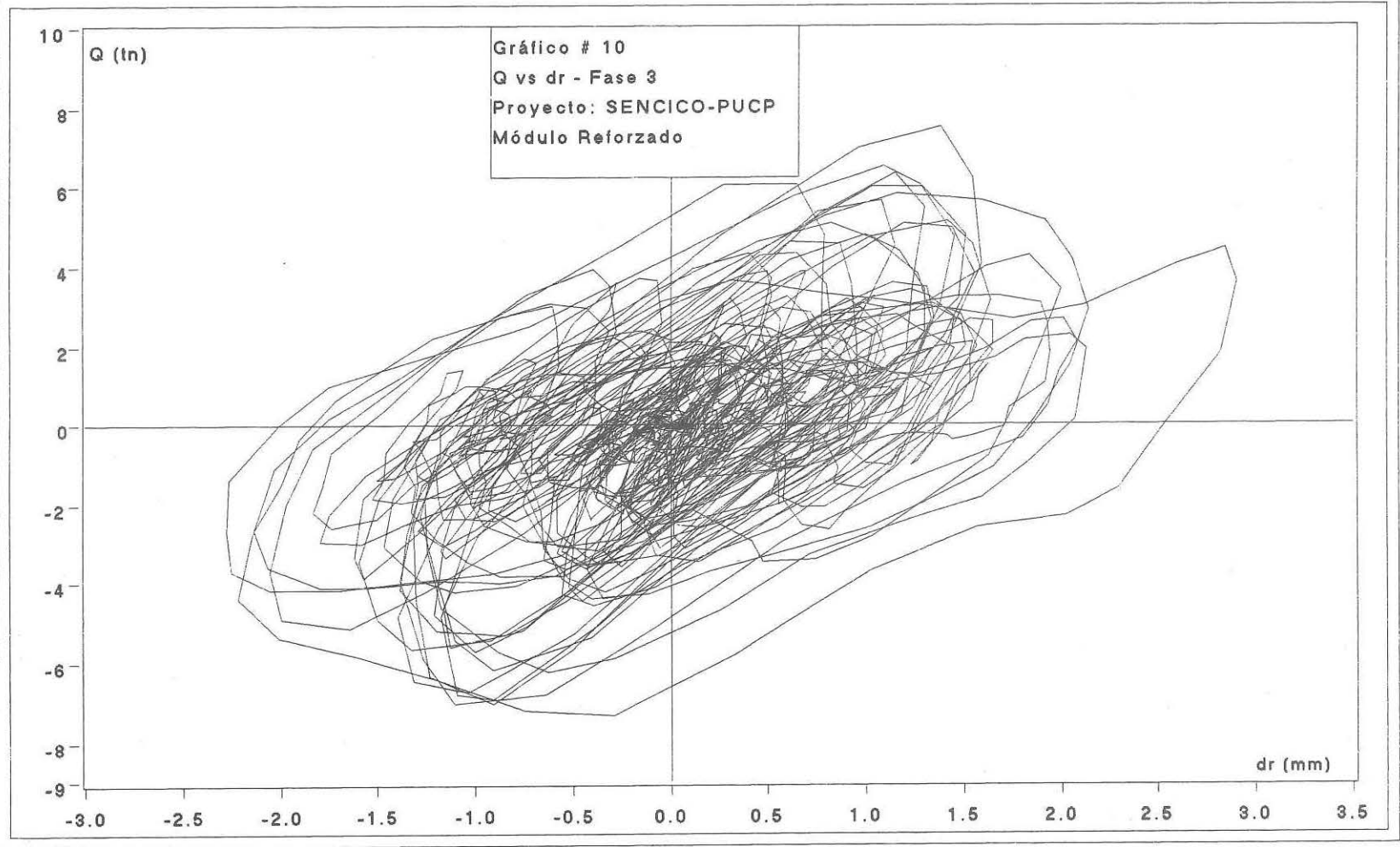
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI

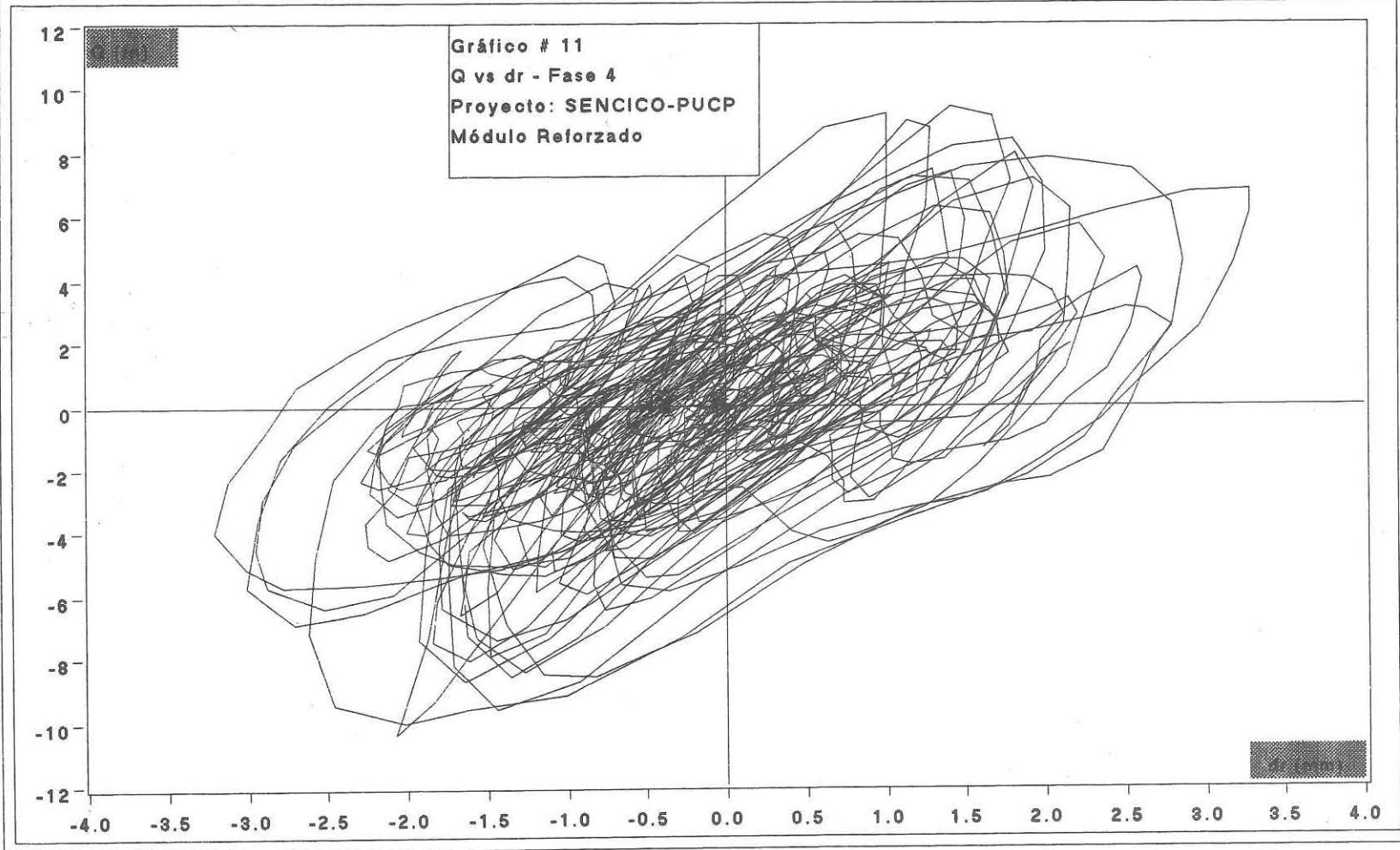


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI

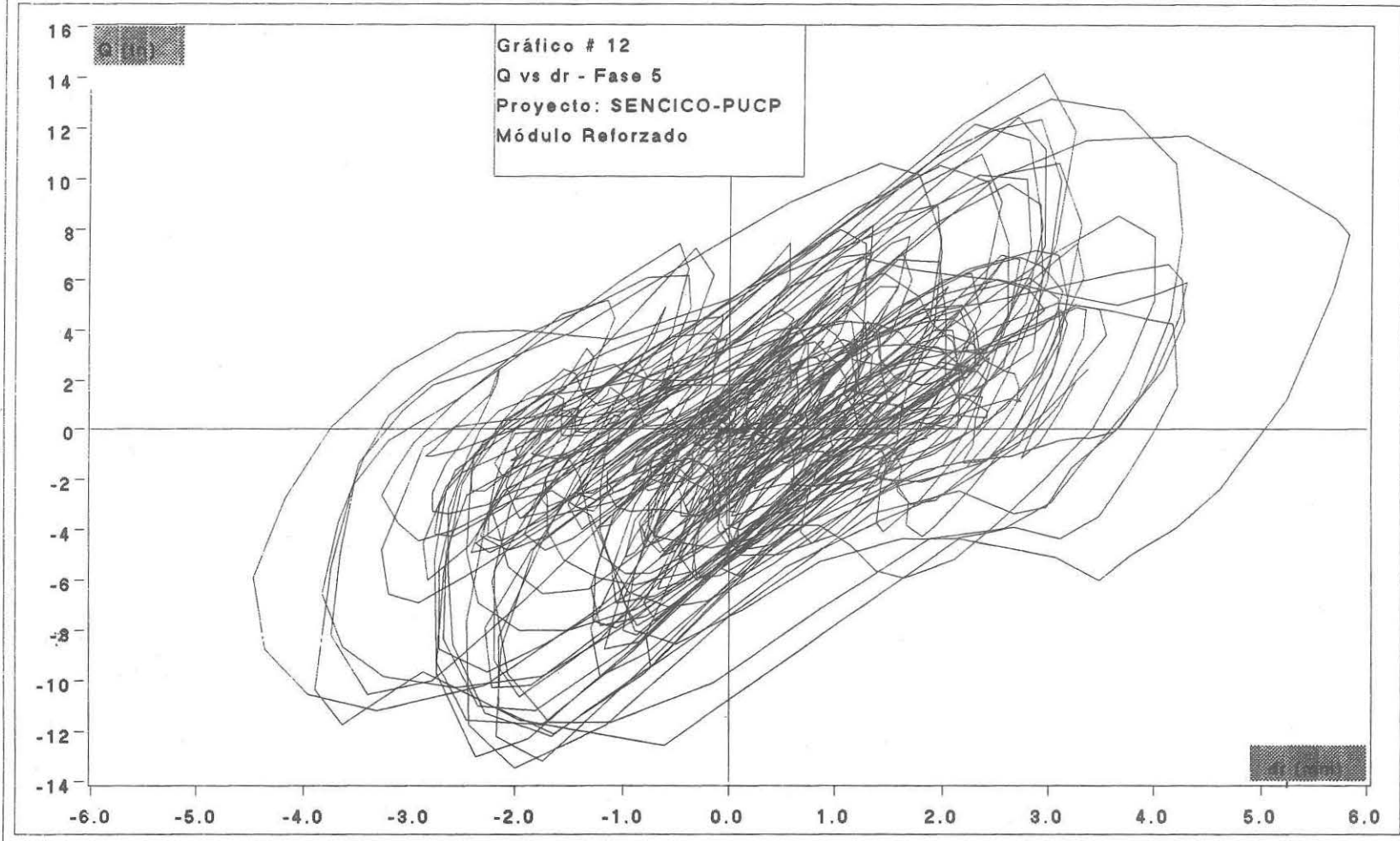


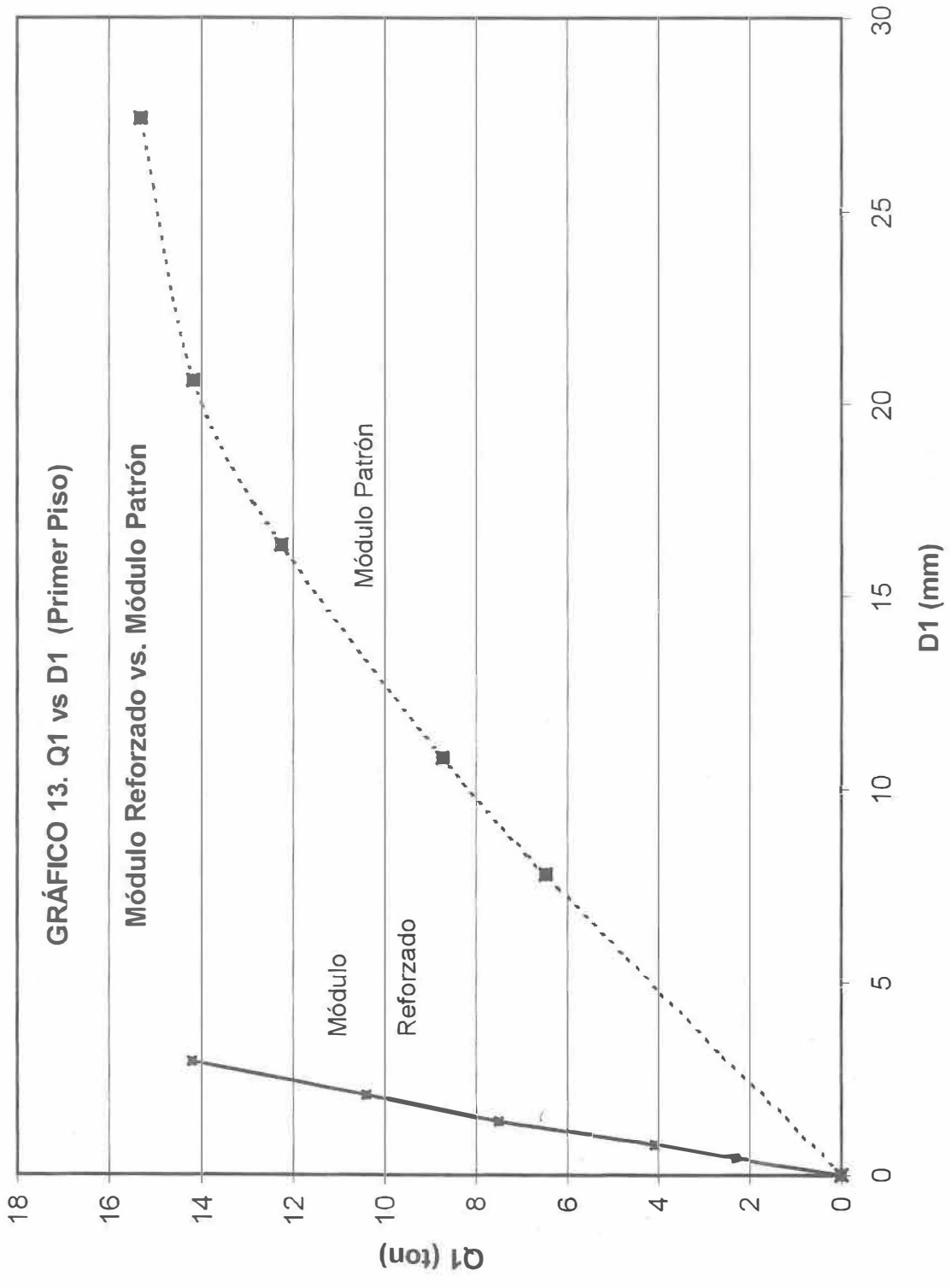
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



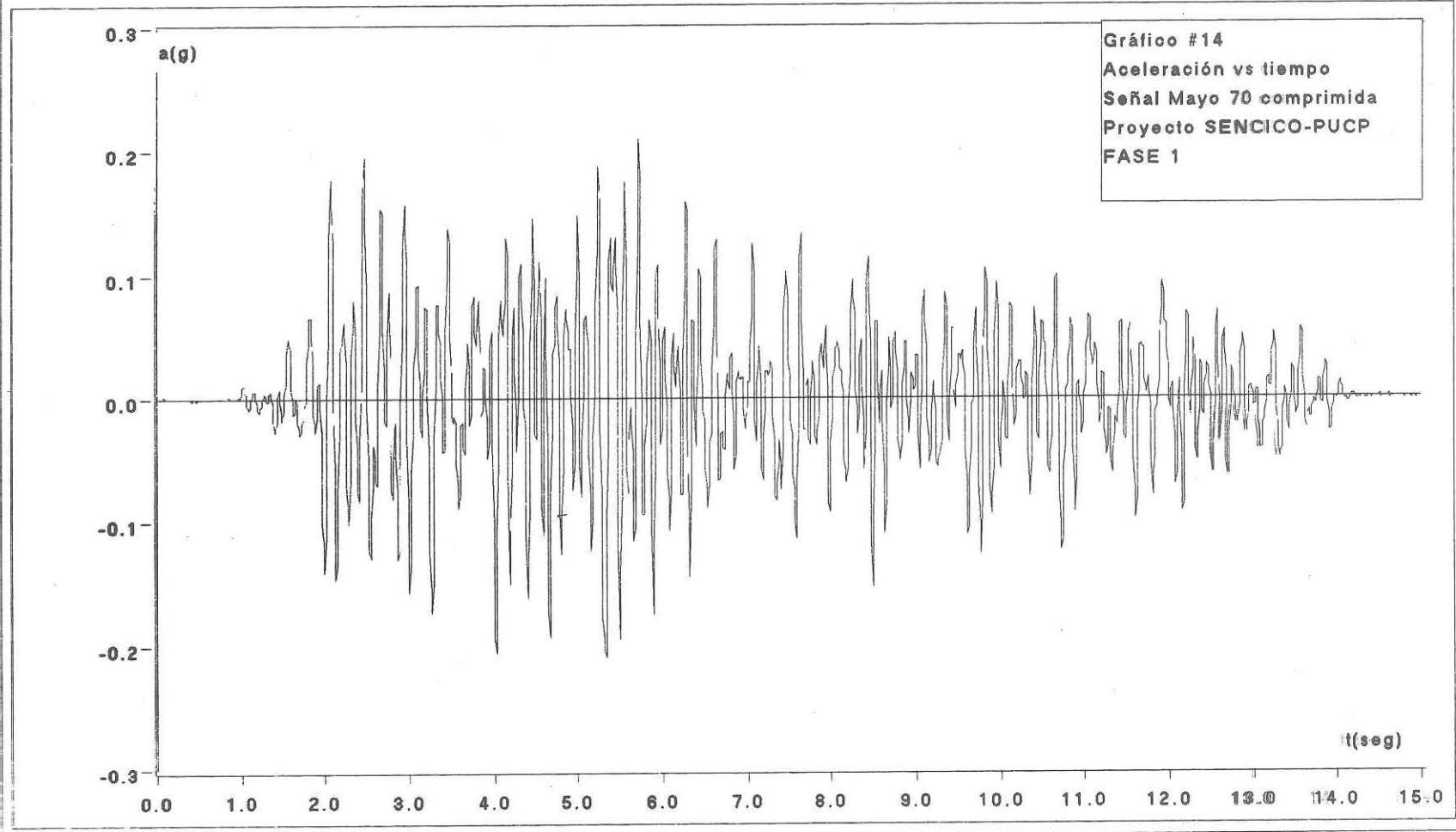
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



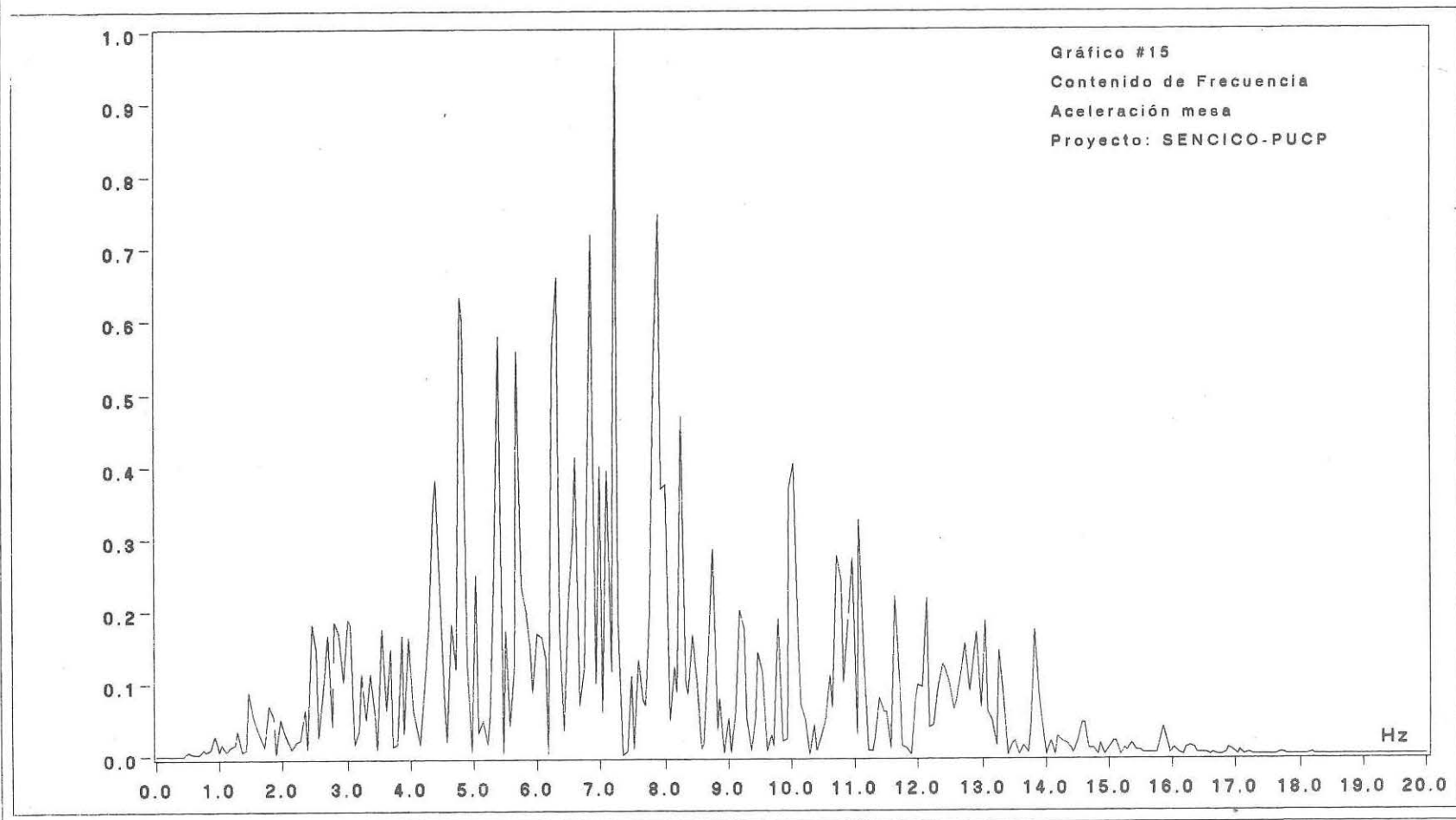


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS - LEDI



ANEXO 3

-ARCHIVO FOTOGRÁFICO-

- FALLAS DE COLUMNAS CORTAS	Fotos 1 @ 4
- CONSTRUCCIÓN DE LOS MÓDULOS	Fotos 5 @ 28
- REFORZAMIENTO DEL MÓDULO 2	Fotos 29 @ 42
- TRANSPORTE DE LOS MÓDULOS	Fotos 43 @ 46
- ENSAYO SÍSMICO DEL MÓDULO 1 (Patrón)	Fotos 47 @ 68
- ENSAYO SÍSMICO DEL MÓDULO 2 (Reforzado)	Fotos 69 @ 72
- ESTADO FINAL DE LOS MÓDULOS 1 y 2	Fotos 73 @ 74

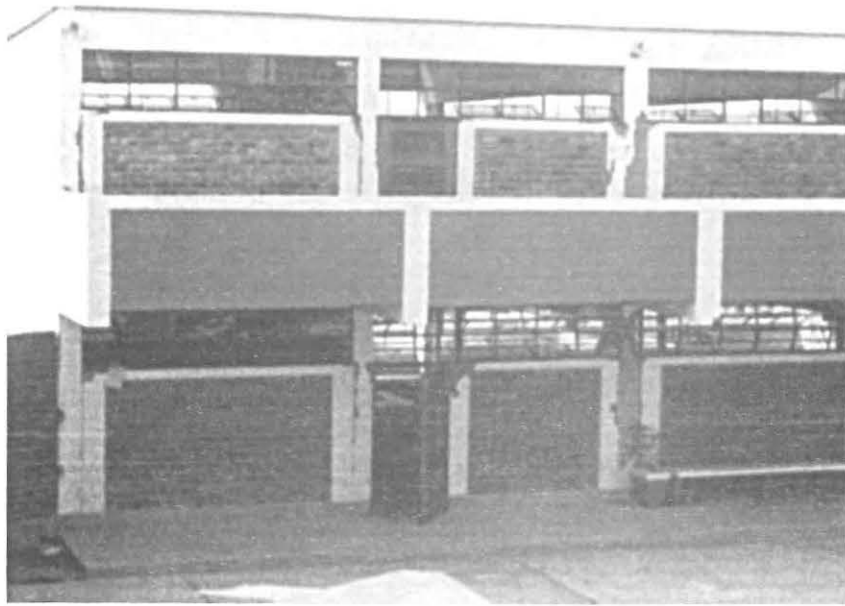


Foto 1. Daños producidos por el terremoto de 1996 en un colegio en Nazca

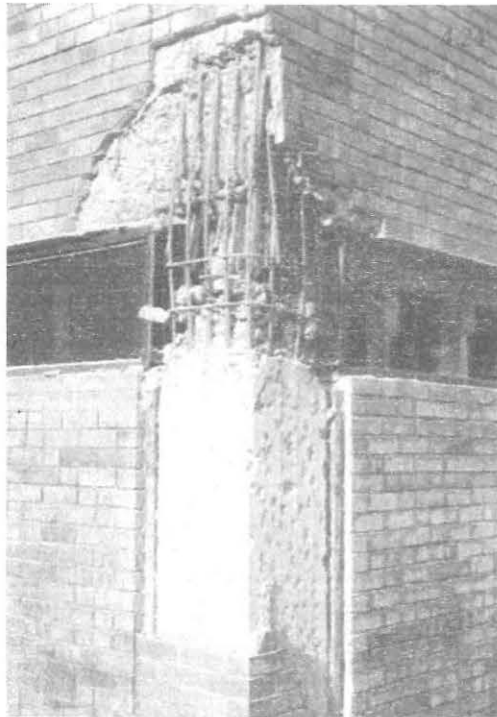


Foto 2. Terremoto de Chile en 1985. Problema de columna corta en las dos direcciones

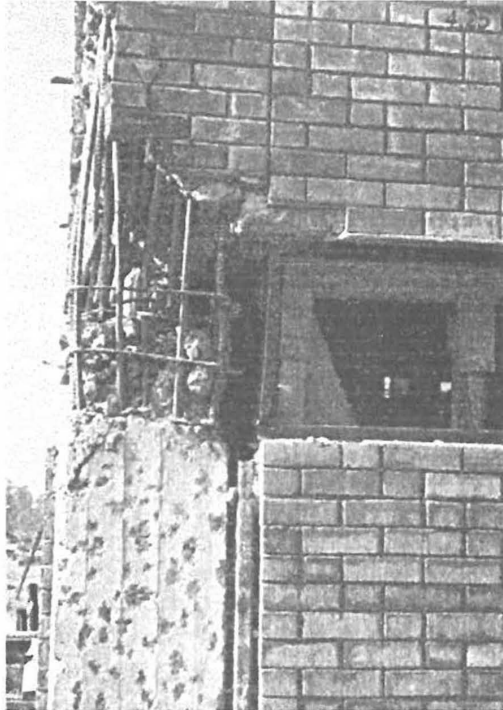


Foto 3. Terremoto de Chile en 1985. Columna corta extrema

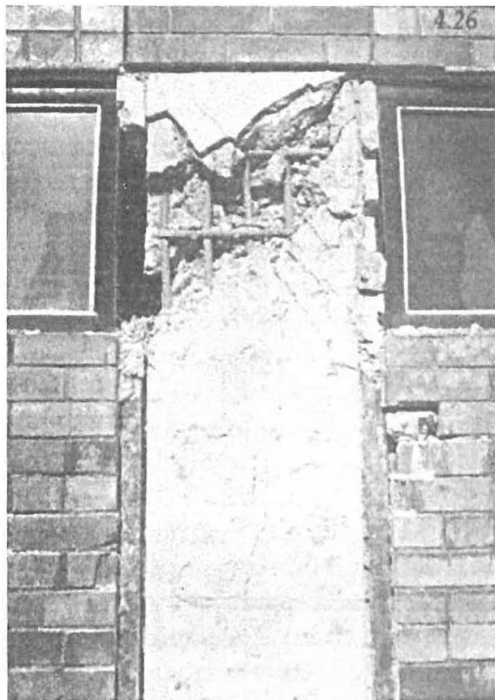
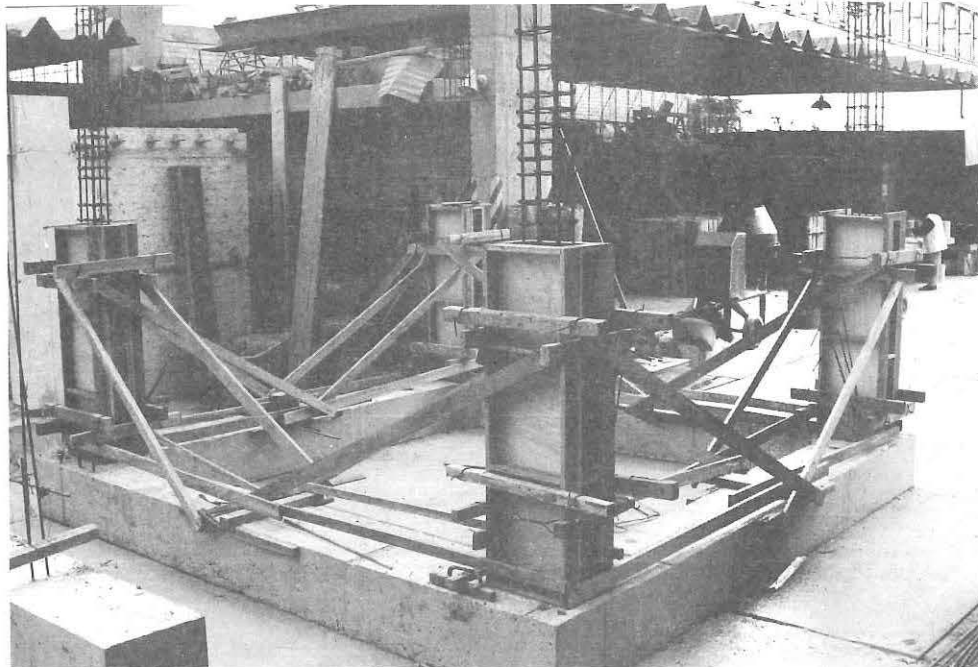
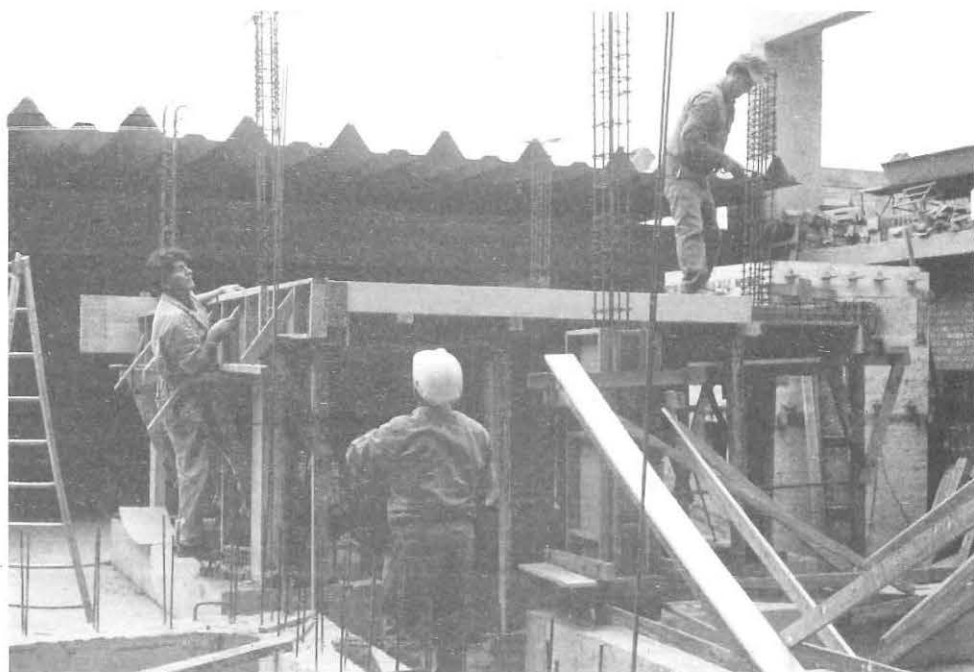


Foto 4. Terremoto de Chile en 1985. Columna corta central



Fotos 5 (superior) y 6 (inferior)

Refuerzo y encofrado del anillo de cimentación (foto 5) y encofrado de las columnas del primer piso (Foto 6).

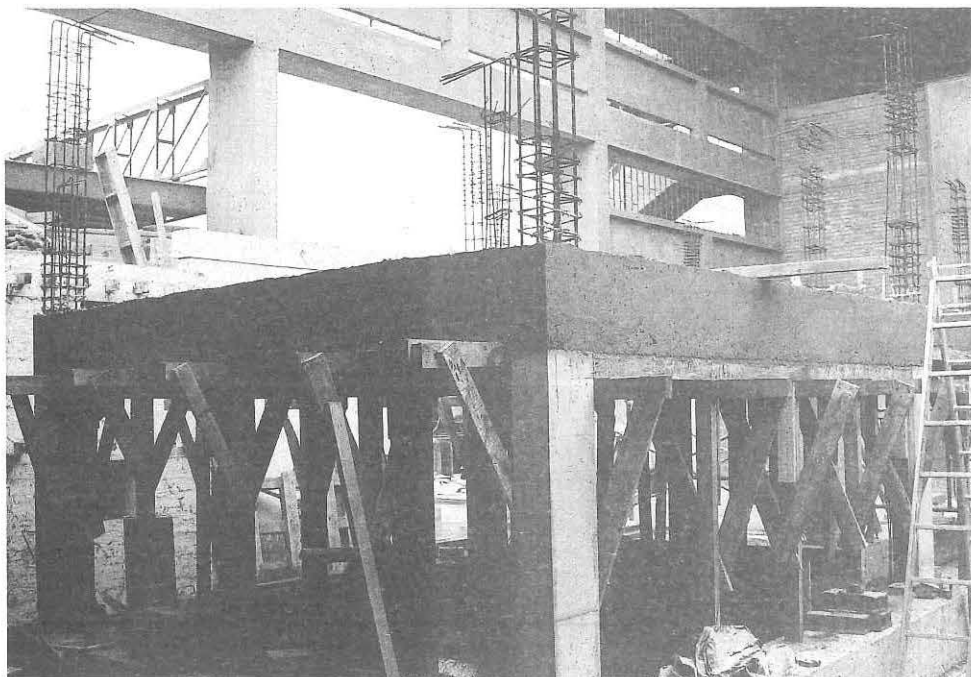


Fotos 7 (superior) y 8 (inferior)

Desencofrado de las columnas del primer piso (Foto 7) y encofrado de los elementos del primer nivel (Foto 8).

Fotos 9 (sup.) y 10 (inf.)

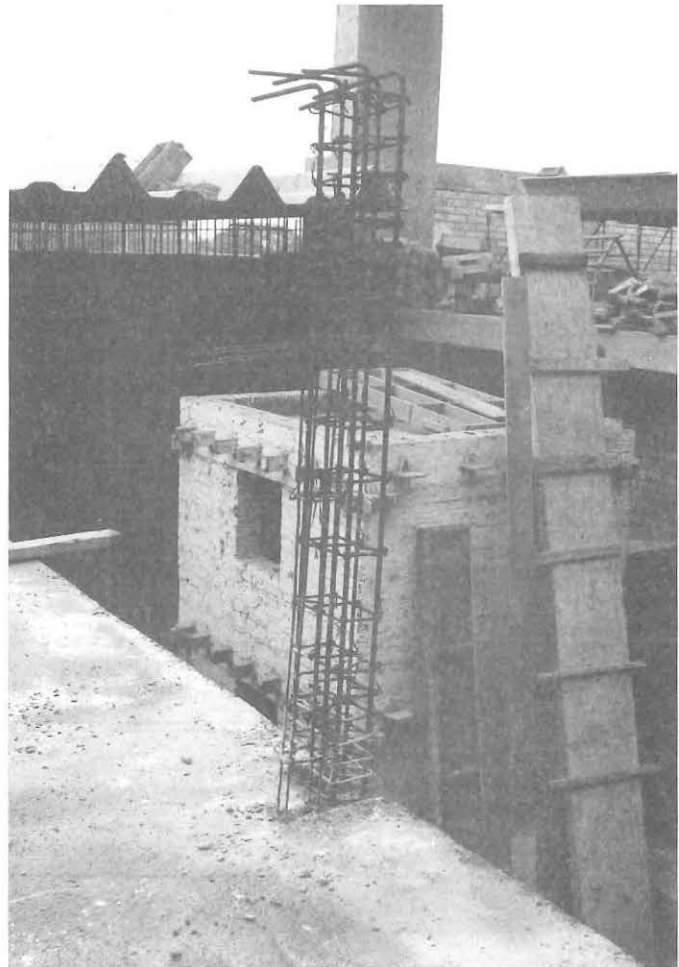
Vaciado de la losa aligerada y vigas del primer nivel (Foto 9) y desencofrado de los elementos del primer nivel (Foto 10).

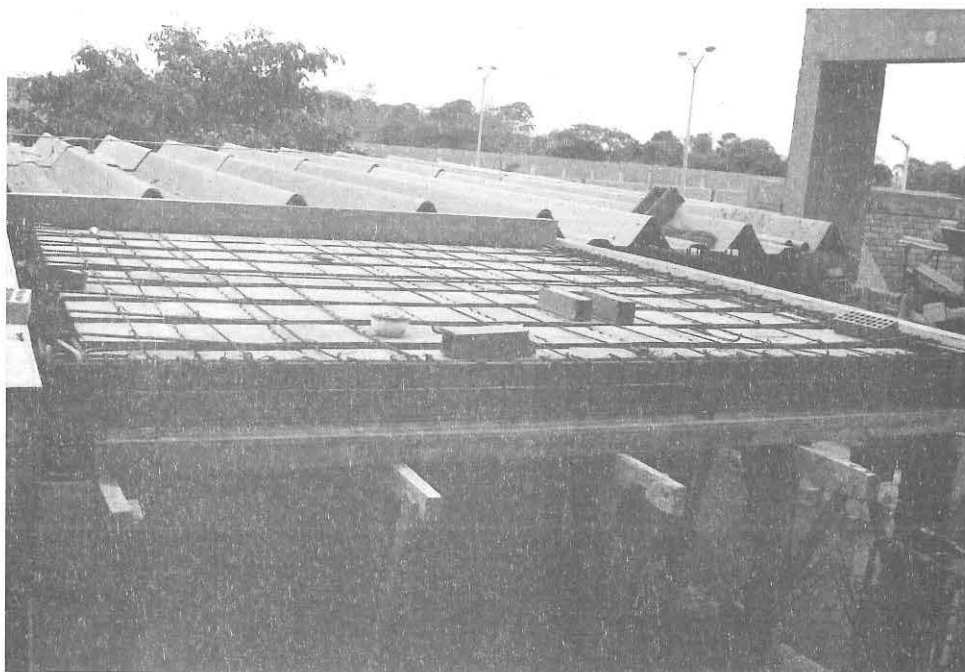
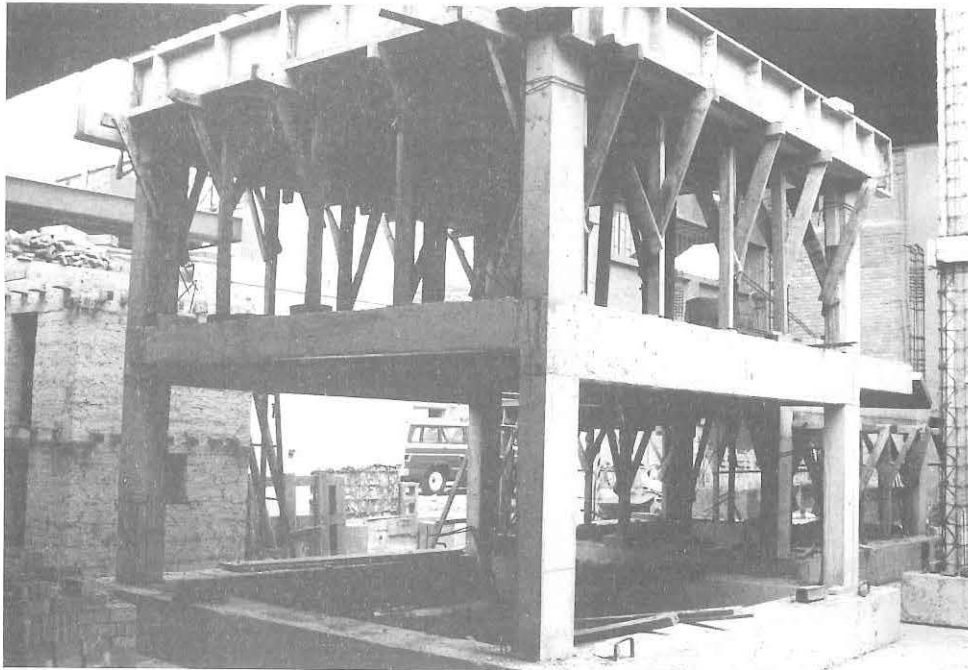




Fotos 11 (sup.) y 12 (inf.)

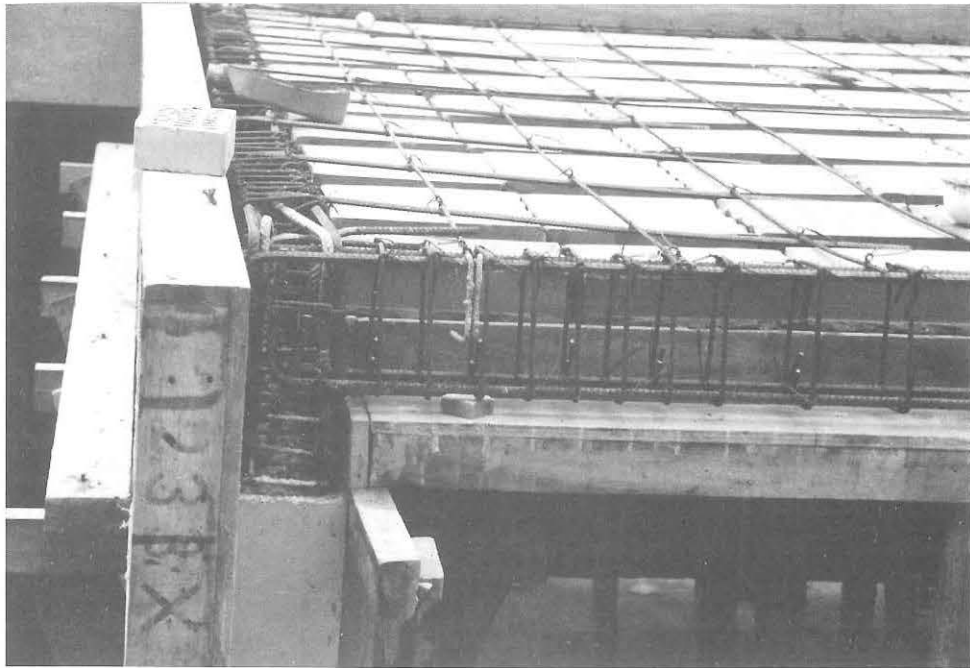
Conexión voladizo-vigas-
columnas-aligerado (Foto 11)
y refuerzo de una de las
columnas del segundo piso
(Foto 12).





Fotos 13 (superior) y 14 (inferior)

Encofrado de la losa aligerada y de las vigas del segundo nivel (Foto 13) y ladrillos "carachita" en la losa aligerada del segundo nivel (Foto 14).



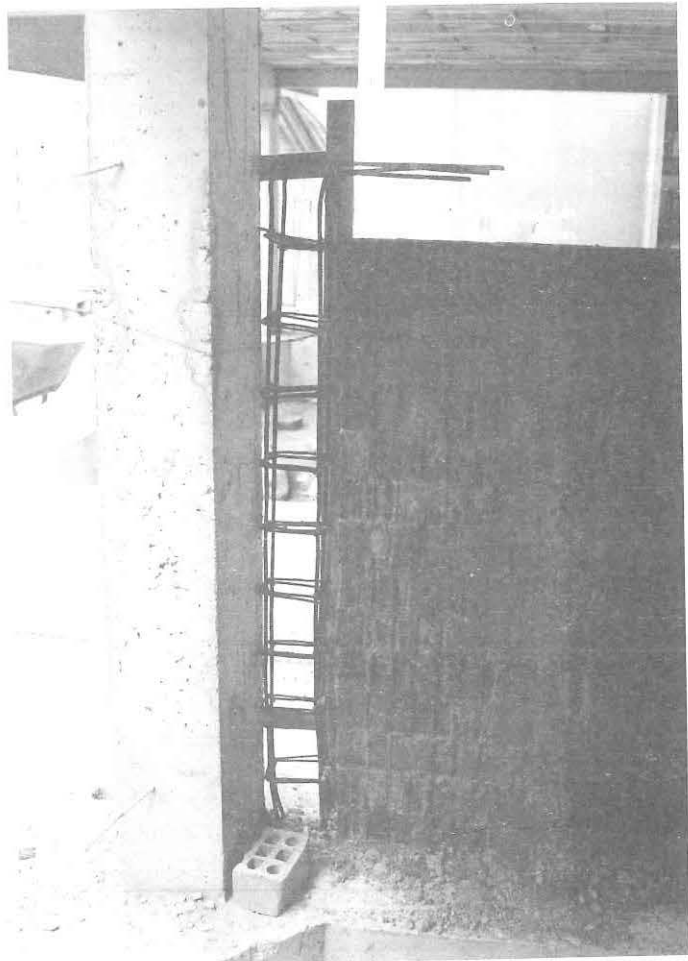
Fotos 15 (superior) y 16 (inferior)

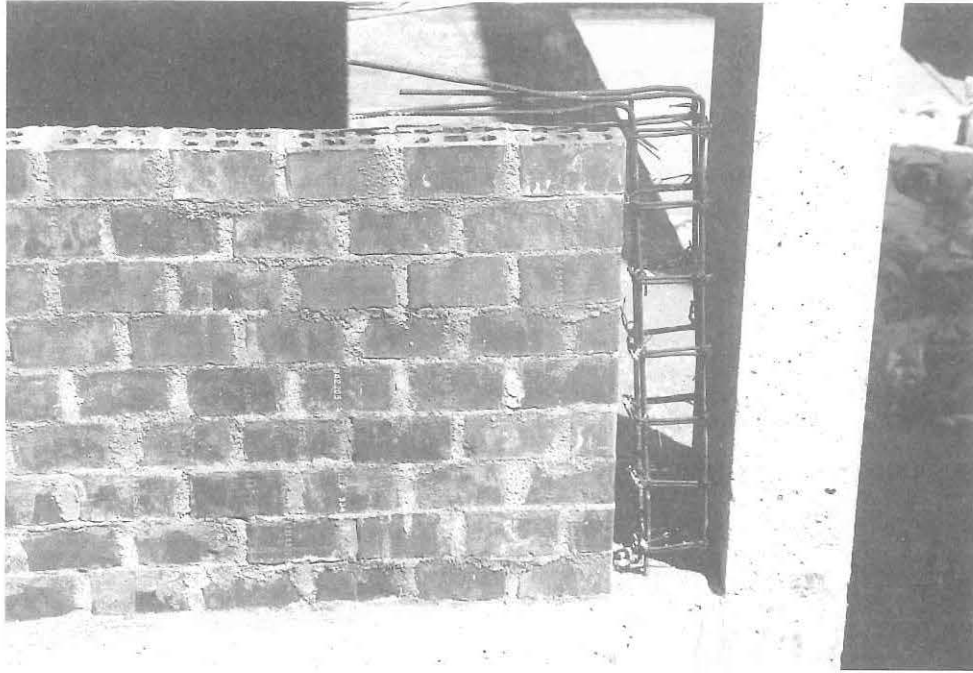
Conexión del refuerzo viga-columna en un nudo del segundo nivel (Foto 15) y vibrado del concreto en la losa aligerada del primer nivel (Foto 16).



Fotos 17 (sup.) y 18 (inf.)

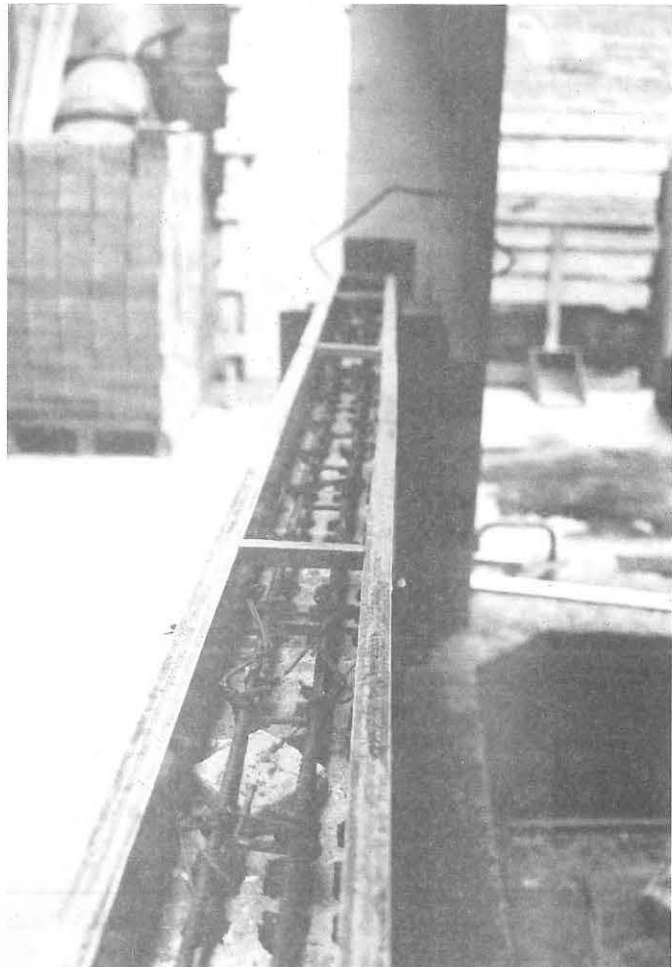
Asentado del ladrillo recortado en uno de los alféizares (Foto 17) y refuerzo de una columna de arriostre del alféizar (Foto 18).





Fotos 19 (sup.) y 20 (inf.)

Alféizar de albañilería
(Foto 19) y refuerzo
empleado en la solera
del alféizar (Foto 20).

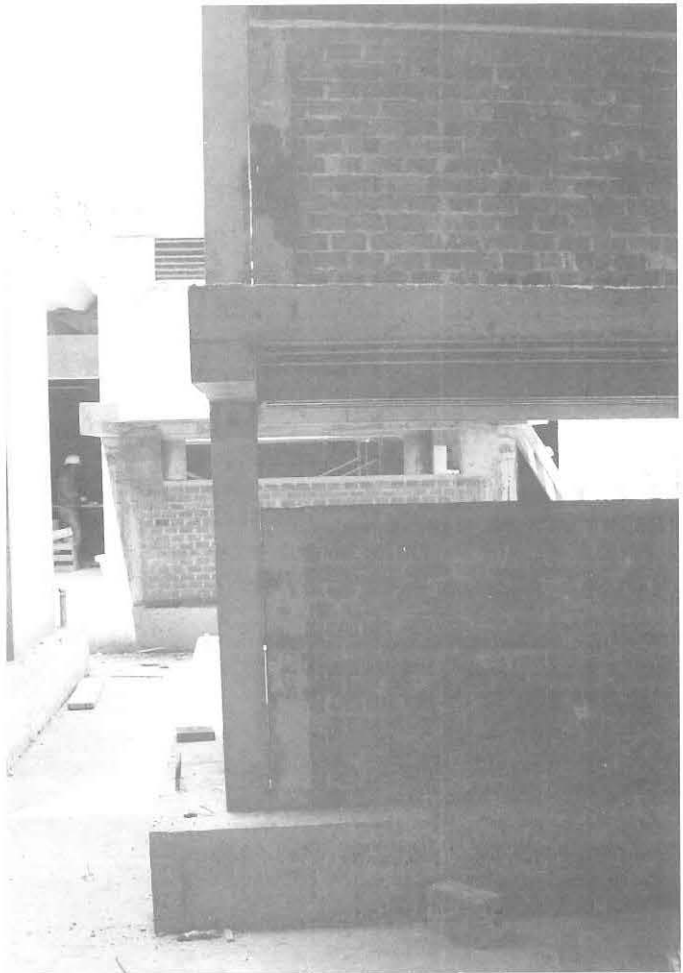




Fotos 21 (sup.) y 22 (inf.)

Encofrado de las columnas y solera del alféizar del primer piso (Foto 21) y alféizar del segundo piso (Foto 22).





Fotos 23 (sup.) y 24 (inf.)

Huelgo de 5 mm dejado
entre las columnas del
alféizar y las columnas
del pórtico principal.





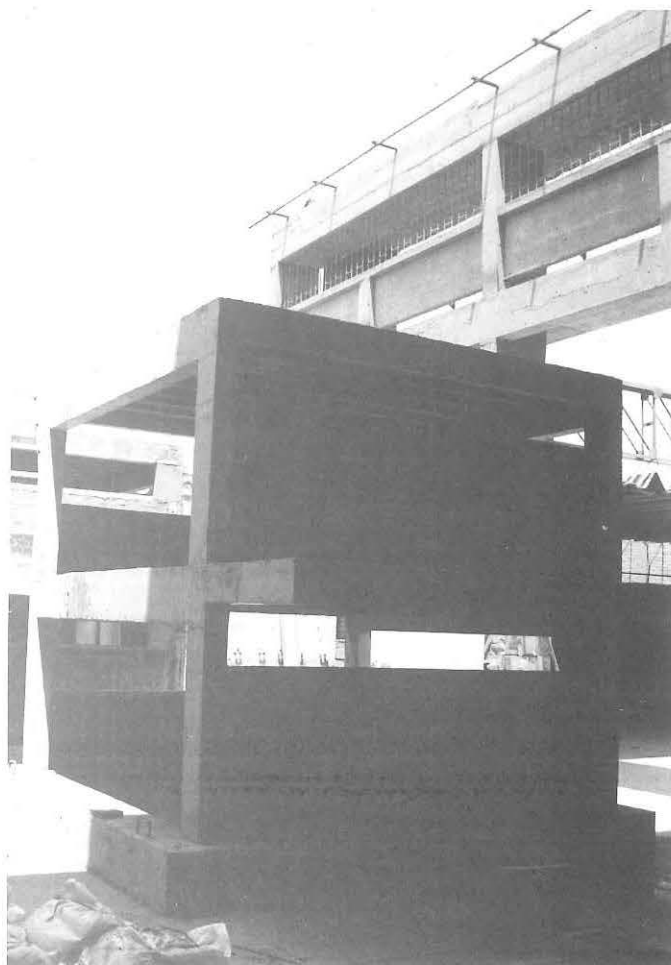
Fotos 25 (sup.) y 26 (inf.)

Tecnopor en la junta
entre el alféizar y la
estructura principal,
se nota además las
bases de un LVDT.



Fotos 27 (sup.) y 28 (inf.)

Módulo terminado de construir (Foto 27) y bloques del aligerado removidos para disminuir el peso (Foto 28).





Fotos 29 (sup.) y 30 (inf.)

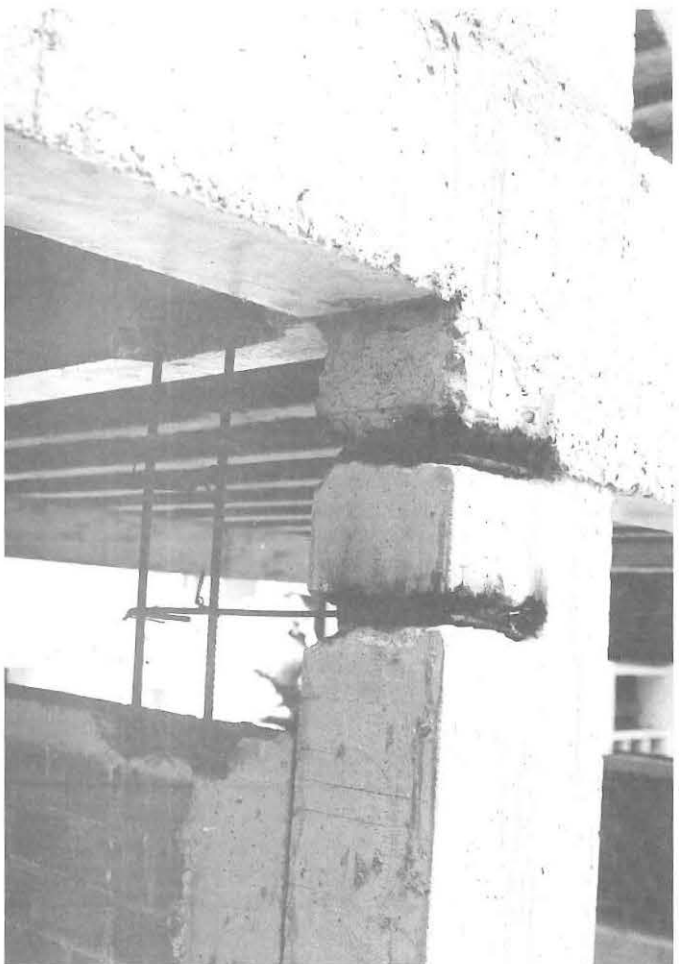
Módulo 2. Ranuras en una columna existente, hechas con comba y cincel (Foto 29) e instalación del refuerzo en la zona de ensanche. (Foto 30).

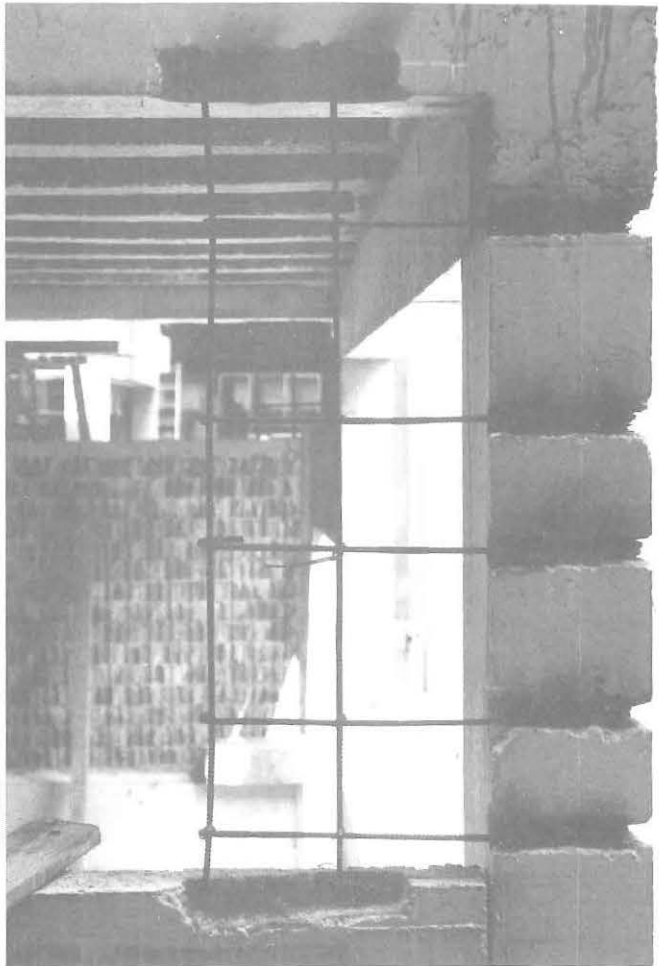




Fotos 31 (sup.) y 32 (inf.)

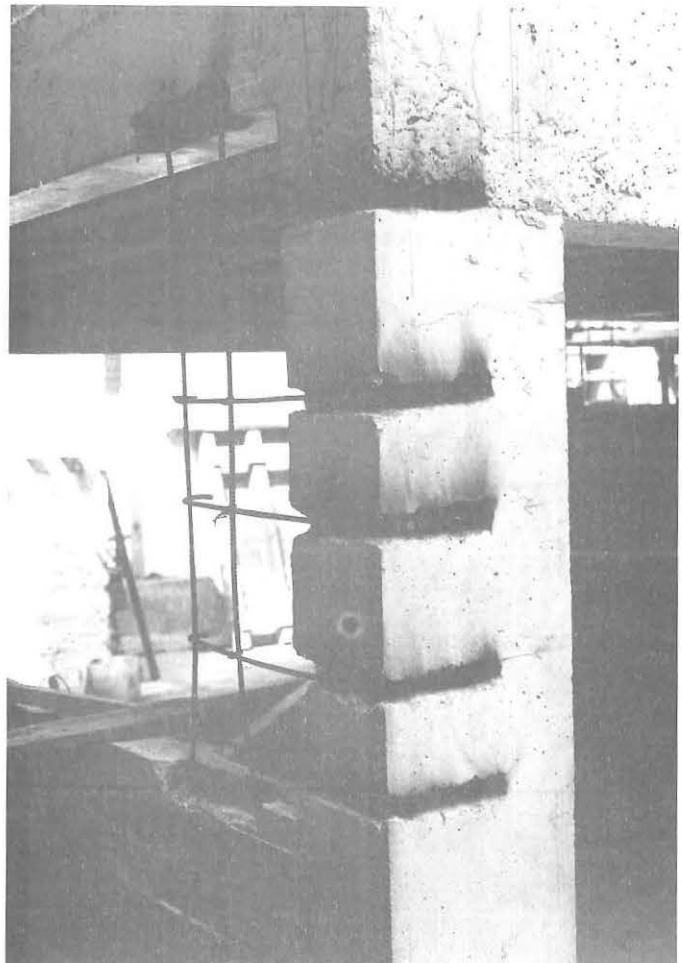
Puntos de soldadura entre las varillas existentes y el refuerzo del ensanche, vista frontal (Foto 31) y lateral (Foto 32) de una columna corta del eje A.





Fotos 33 (sup.) y 34 (inf.)

Puntos de soldadura entre las varillas existentes y el refuerzo del ensanche, vista frontal (Foto 33) y lateral (Foto 34) de una columna del eje B.





Fotos 35 (sup.) y 36 (inf.)

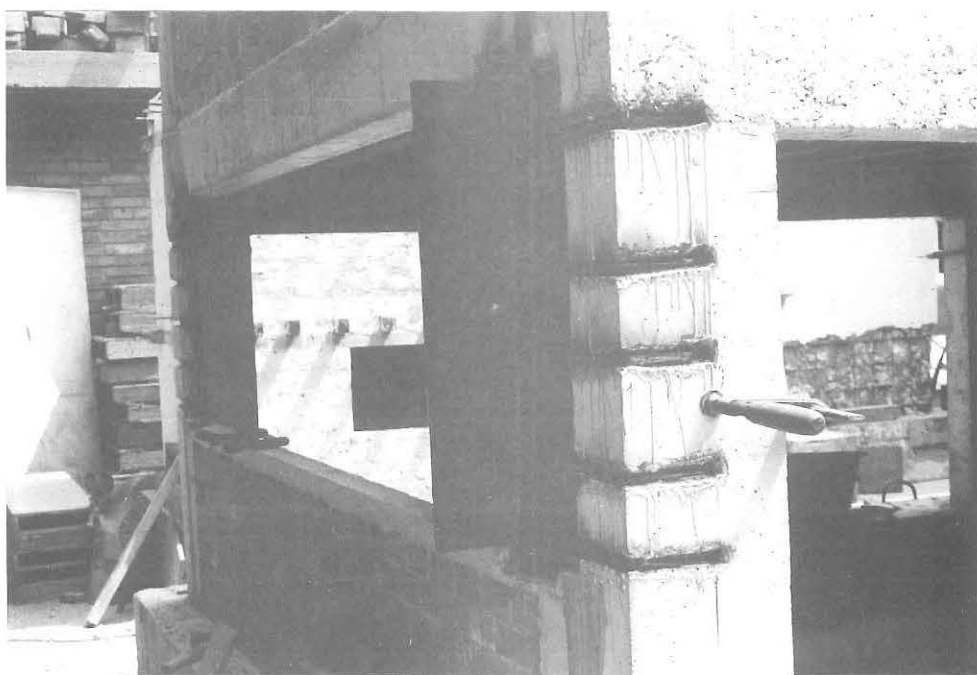
Aplicación de la resina epóxica en una columna corta del eje A, antes de vaciar el concreto del ensanche.





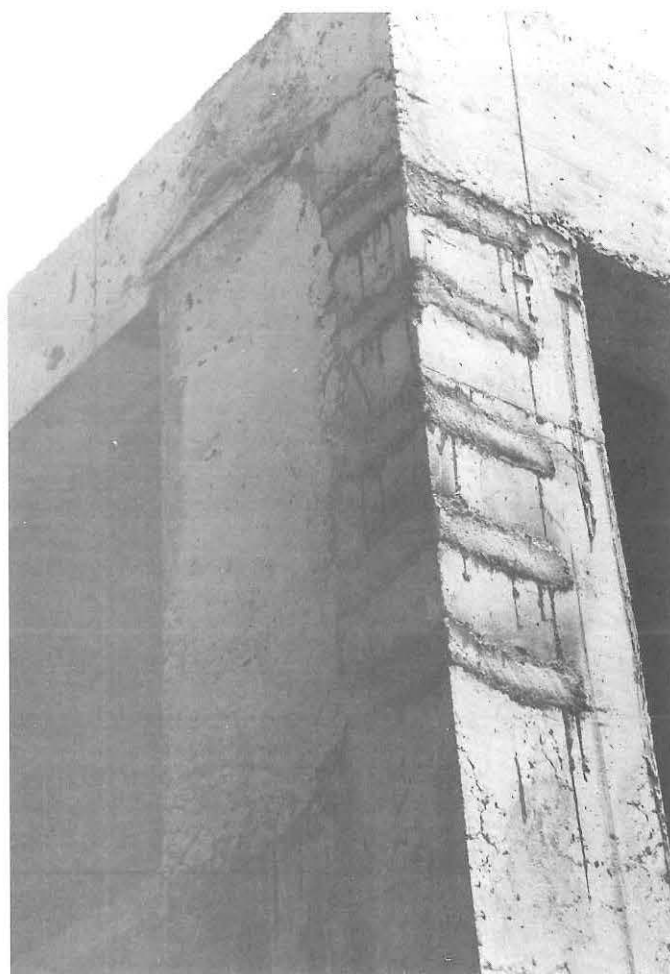
Fotos 37 (superior) y 38 (inferior)

Taponado a presión manual de las ranuras con mortero 1:3 (Foto 37) y sellado a presión manual con mortero 1:3 de la junta columna-alféizar (Foto 38).



Fotos 39 (sup.) y 40 (inf.)

Encofrado del ensanche
en una columna del eje B
(Foto 39) y ranuras
taponadas con mortero
1:3 (Foto 40).



Fotos 41 (sup.) y 42 (inf.)

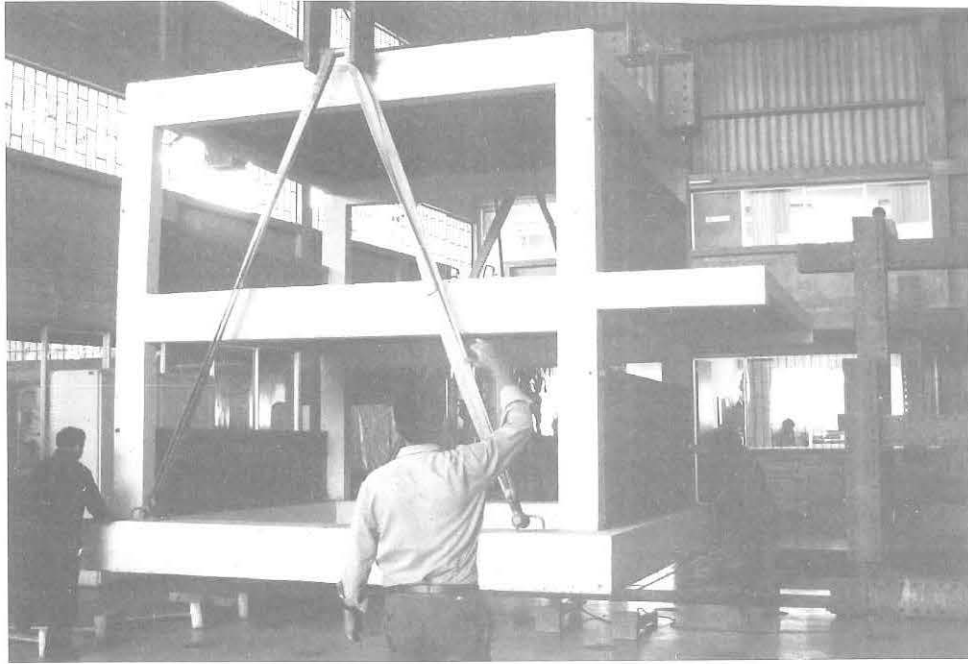
Finalización del reforzamiento del Módulo 2. Columna del eje B reforzada (Foto 41) y columna del eje A reforzada (Foto 42).



Fotos 43 (sup.) y 44 (inf.)

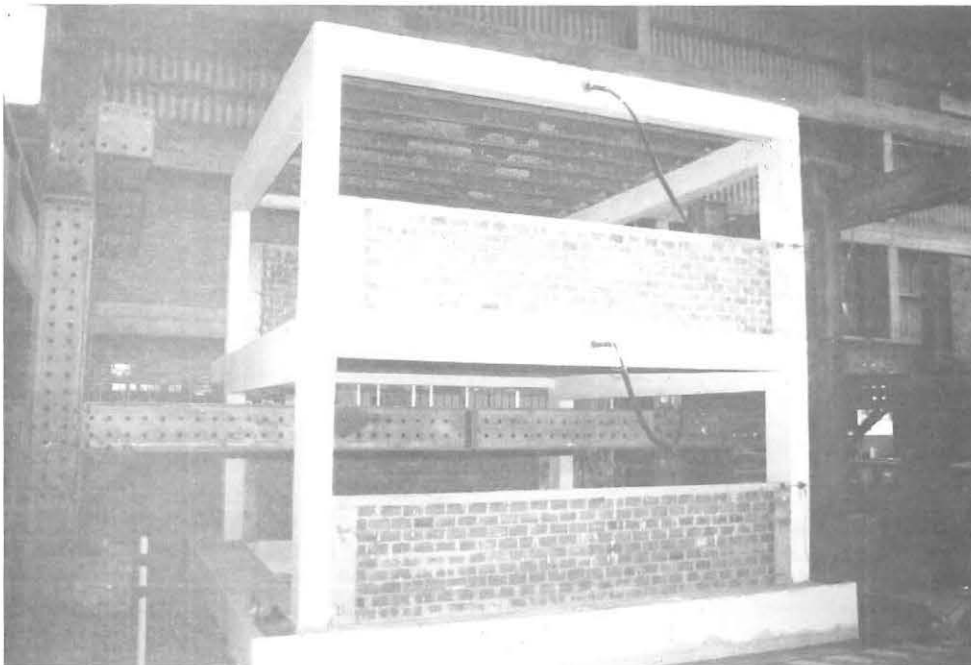
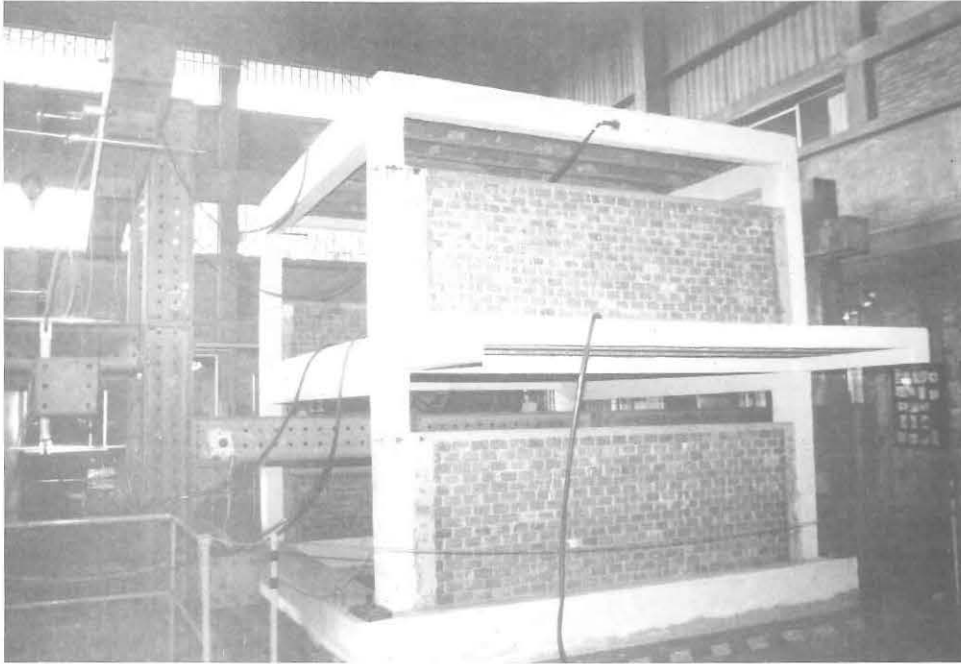
Pesaje del Módulo Patrón
empleando el puente
grúa y una celda de
carga (Foto 43) y
transporte del módulo
hacia la nave de ensayos
(Foto 44).





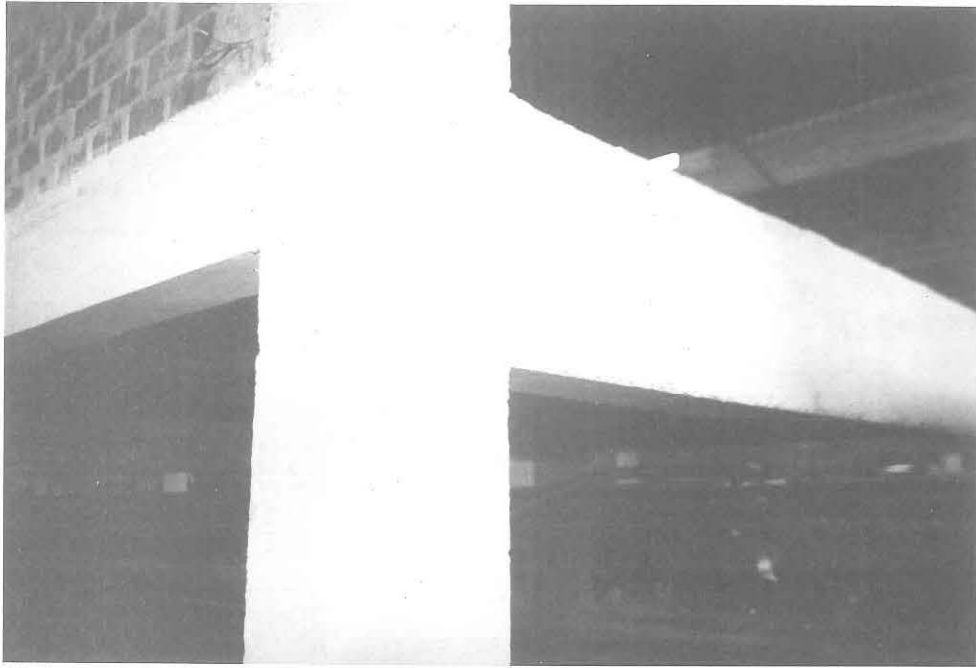
Fotos 45 (sup.) y 46 (inf.)
Instalación del módulo en
la mesa vibradora.





Fotos 47 (superior) y 48 (inferior)

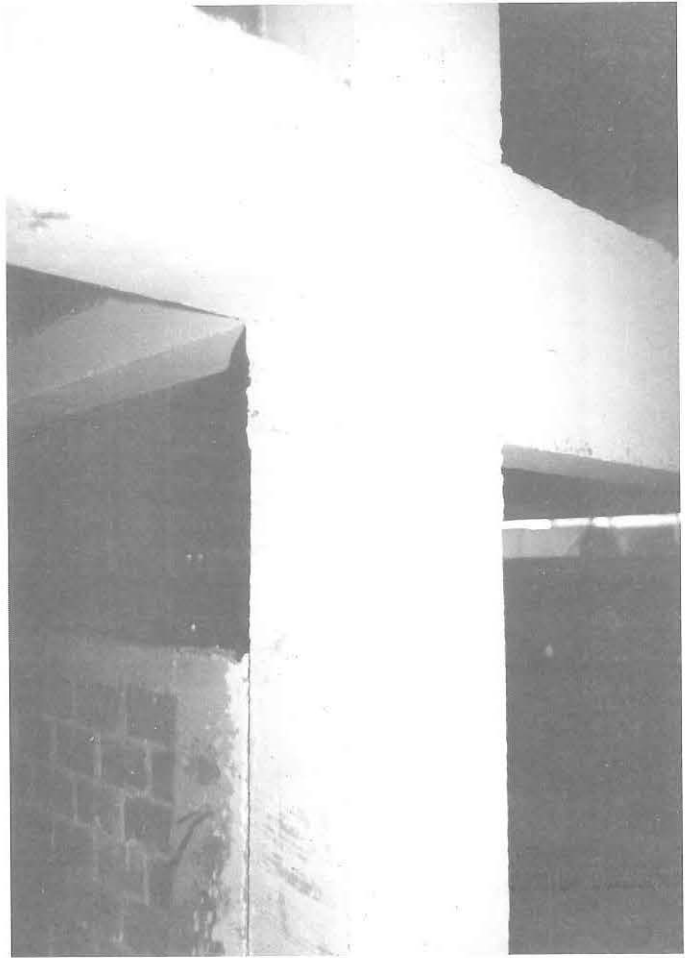
Módulo 1 (Patrón) antes del ensayo de simulación sísmica. Vistas del eje A (Foto 47) y del eje B (Foto 48). Las mangueras protegen a los acelerómetros.



Fotos 49 (sup.) y 50 (inf.)

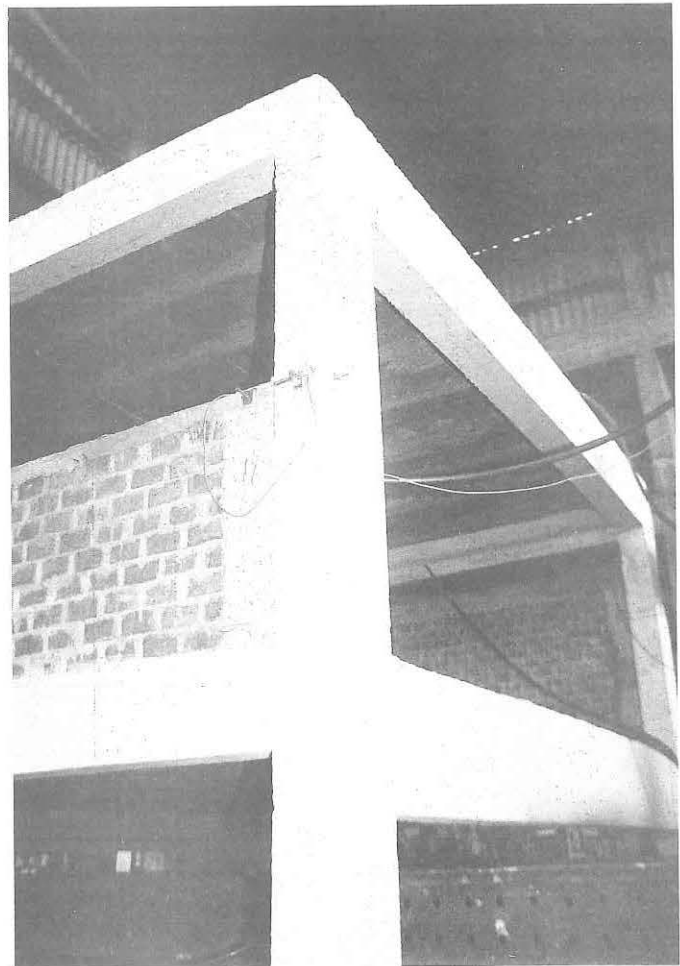
Módulo Patrón. Fisuras de tracción por flexión en la Fase 1.

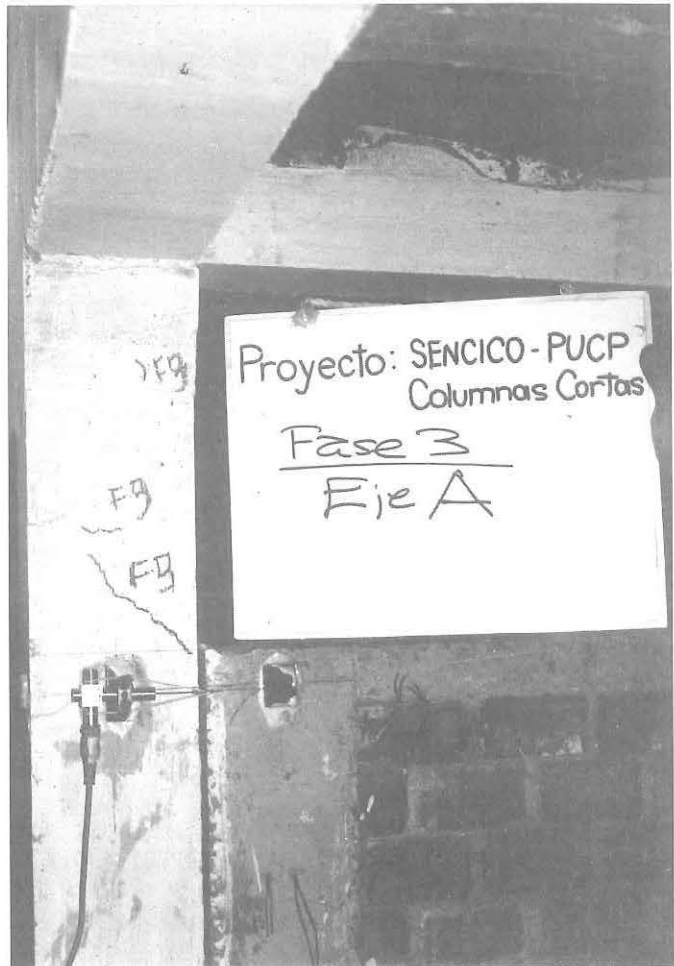




Fotos 51 (sup.) y 52 (inf.)

Módulo Patrón: Fisuras de tracción por flexión en la Fase 2.





Fotos 53 (sup.) y 54 (inf.)

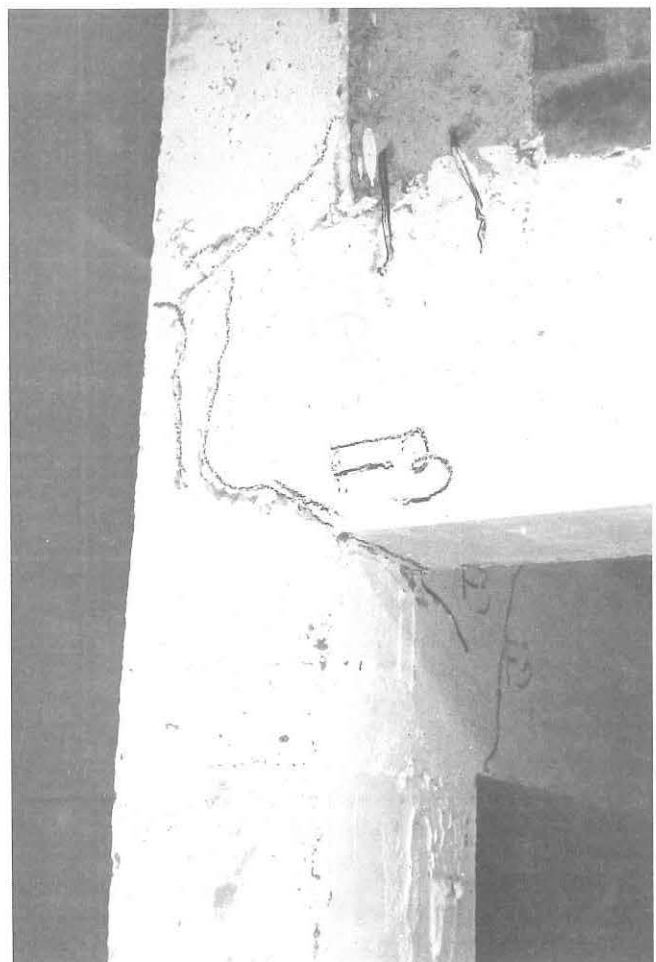
Módulo Patrón. Fisura diagonal en la Fase 3 ubicada en la columna corta del eje A (Foto 53) y fisura en el nudo del primer nivel (Foto 54).

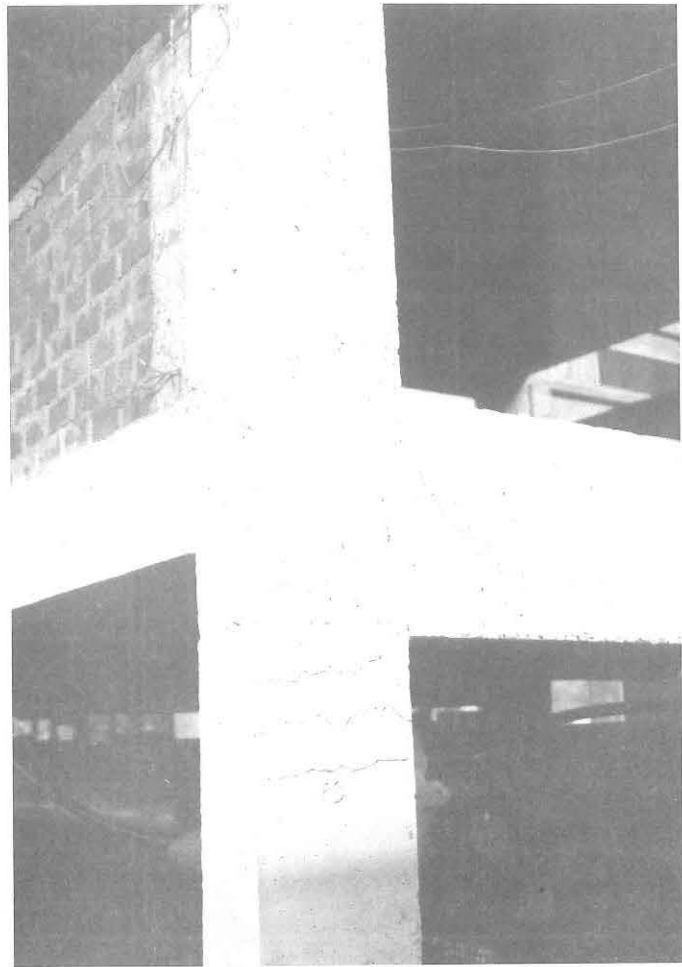




Fotos 55 (sup.) y 56 (inf.)

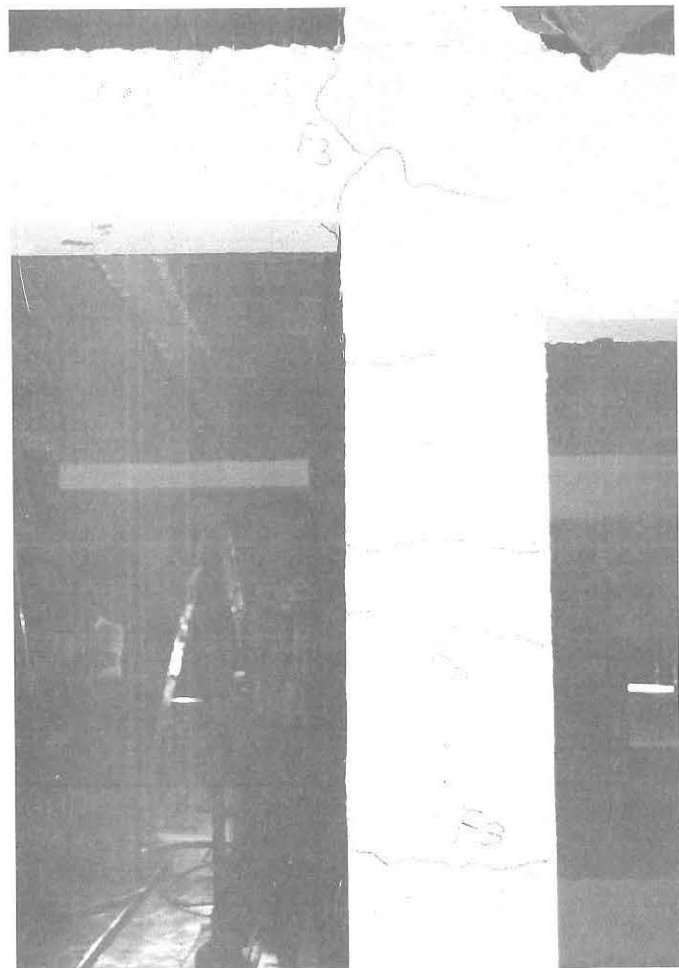
Módulo Patrón. Fisuras en el nudo del segundo nivel del eje A (Foto 55) y fisuras en el nudo del primer nivel del eje B (Foto 56).





Fotos 57 (sup.) y 58 (inf.)

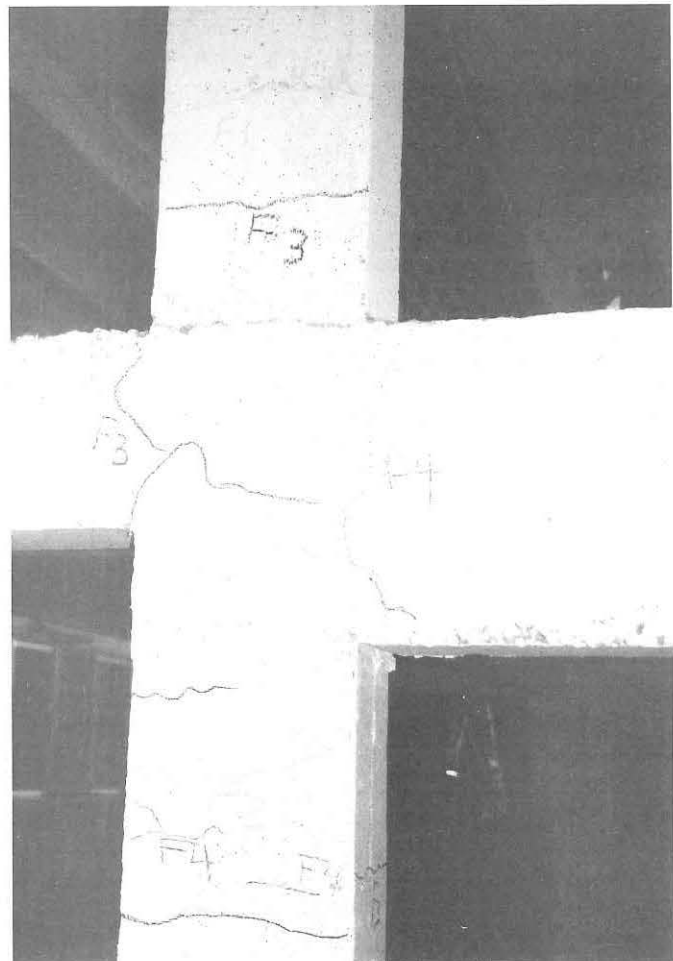
Módulo Patrón. Fisuras de tracción por flexión en la Fase 3.





Fotos 59 (sup.) y 60 (inf.)

Módulo Patrón. Fisuras de tracción por flexión en la Fase 4.

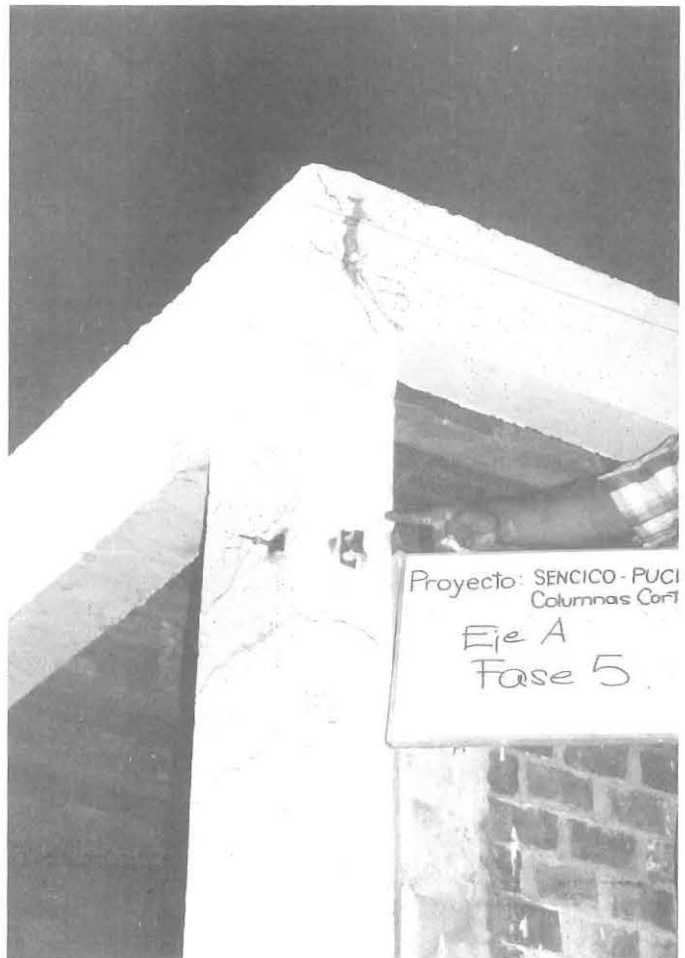




Fotos 61 (sup.) y 62 (inf.)

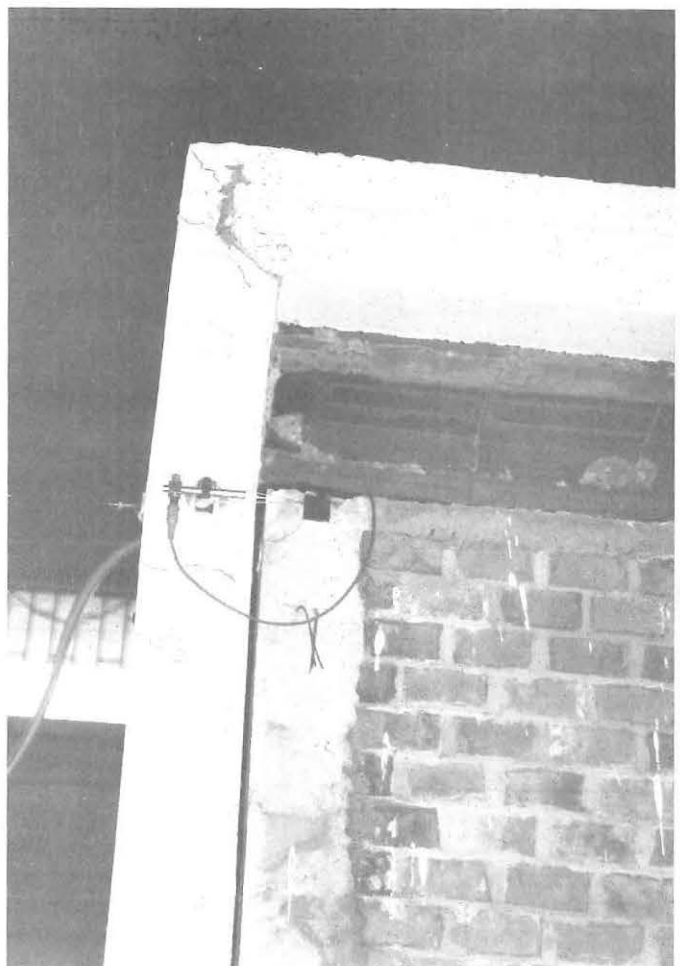
Módulo Patrón. Fisura diagonal en la Fase 5 en una columna corta del eje A (Foto 61) y falla por anclaje en el nudo del segundo nivel del eje A (Foto 62).





Fotos 63 (sup.) y 64 (inf.)

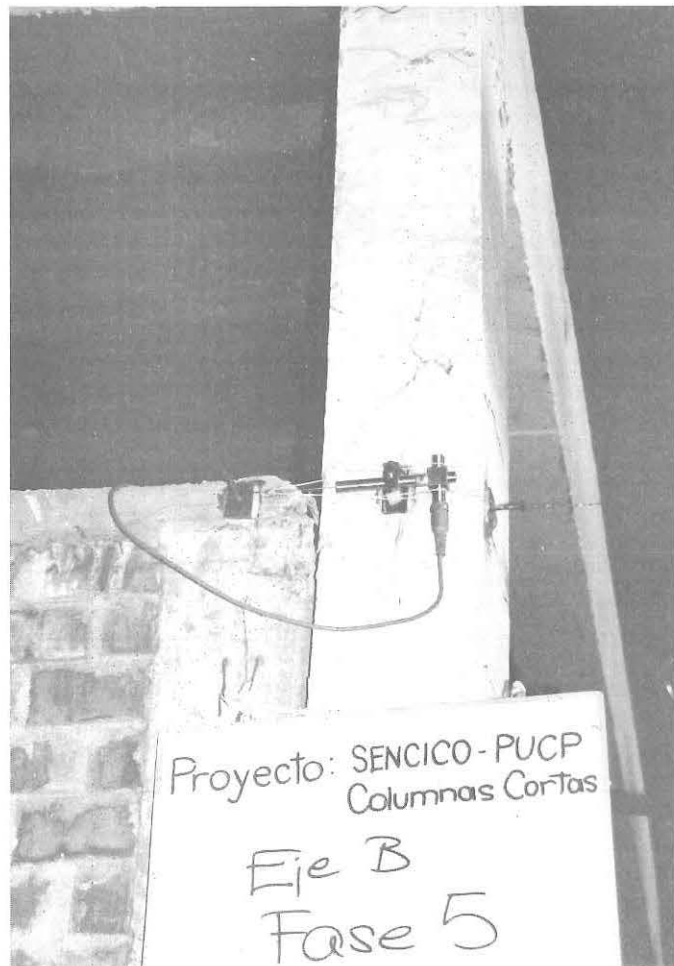
Módulo Patrón. Fase 5.
Falla por anclaje en un nudo del segundo nivel del eje A (Foto 63).
Nótese la curvatura de la columna corta del eje A al chocar contra el alféizar (Foto 64).

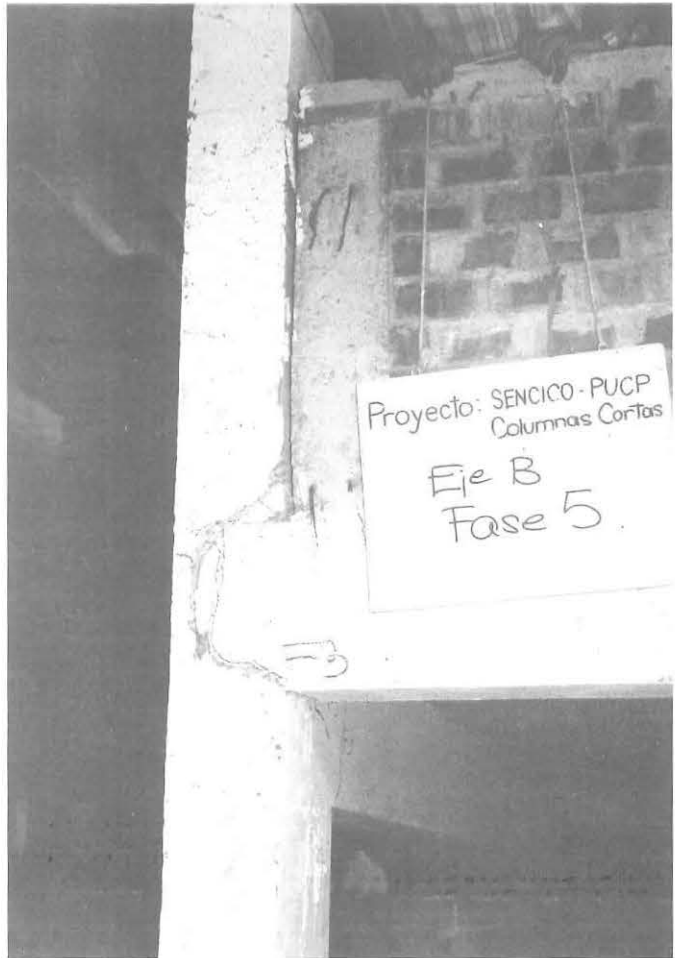




Fotos 65 (sup.) y 66 (inf.)

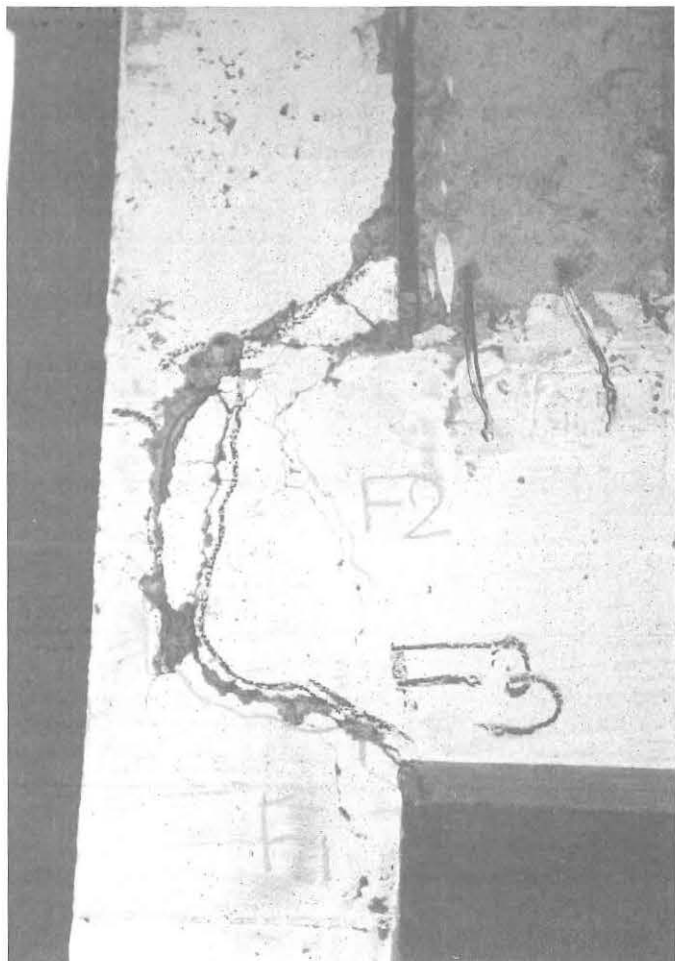
Módulo Patrón. Fase 5.
Falla diagonal en una
columna del eje B.

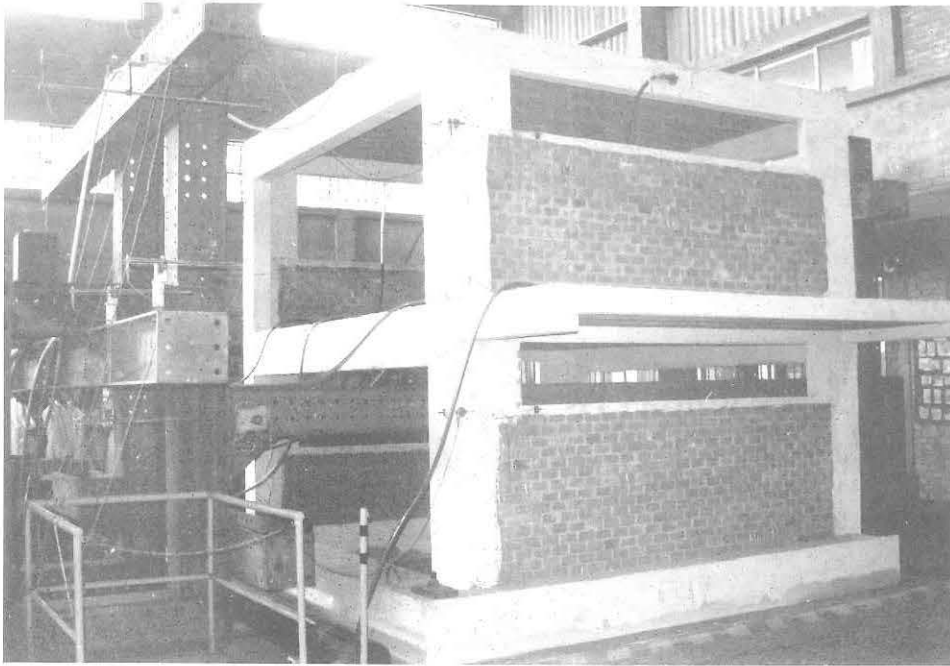




Fotos 67 (sup.) y 68 (inf.)

Módulo Patrón. Fase 5.
Falla por anclaje del
refuerzo longitudinal
de la viga en el nudo del
primer nivel del eje B.





Fotos 69 (sup.) y 70 (inf.)

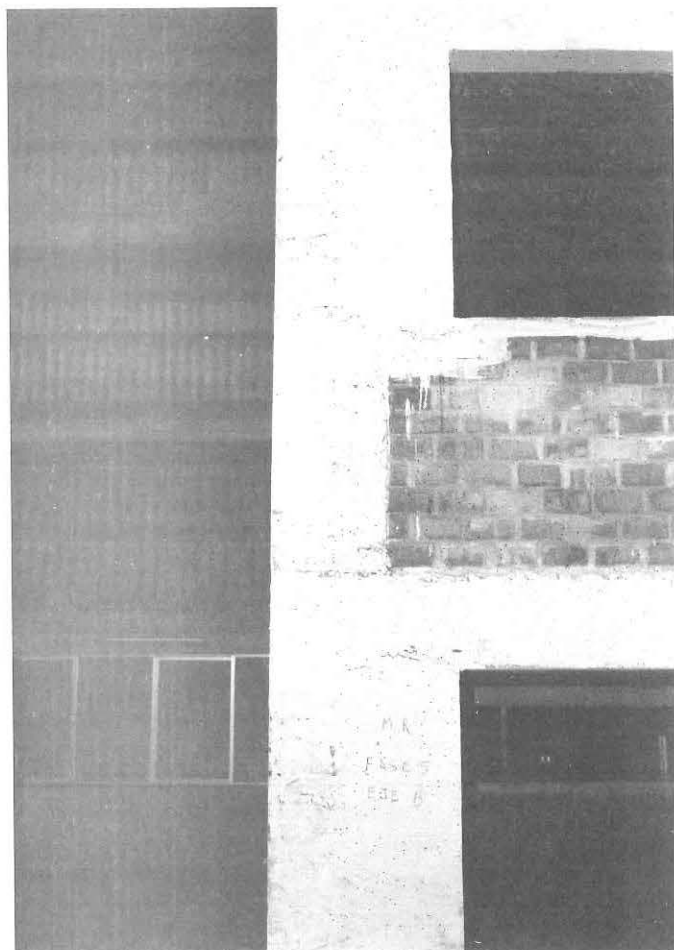
Módulo Reforzado antes del ensayo de simulación sísmica.
Vistas del Eje A (Foto 69) y del Eje B (Foto 70).

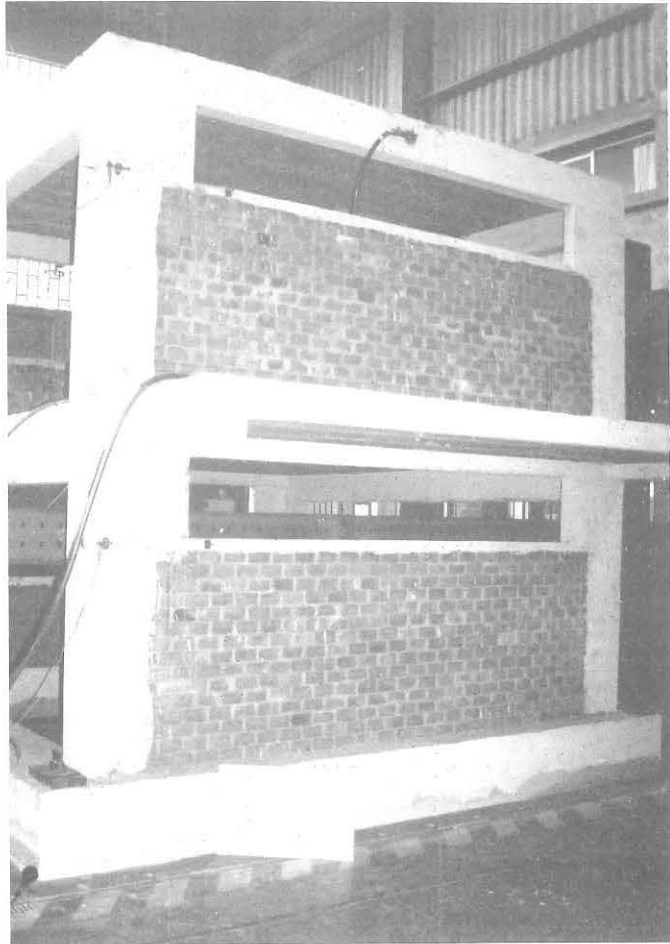




Fotos 71 (sup.) y 72 (inf.)

Módulo Reforzado. Fisuras después de terminar el ensayo (Fase 5) en el eje A (Foto 71) y en el eje B (Foto 72).





Fotos 73 (sup.) y 74 (inf.)

Estado final de los módulos después del ensayo de simulación sísmica. El Módulo 2 (reforzado) aparece en la Foto 73 y el Módulo 1 (patrón) en la Foto 74. Nótese el desplome de las columnas en el Módulo Patrón.



Publicaciones Recientes de la Sección Ingeniería Civil

Publicación DI-97-01

El Terremoto de Nasca del 12 de Noviembre de 1996

Daniel Quiun, Daniel Torrealva, Angel San Bartolomé, Luis Zegarra

Enero, 1997

Publicación DI-97-02

Daños en estructuras de concreto armado ocasionados por el sismo de Nasca en noviembre de 1996

Alejandro Muñoz P., Antonio Montalbetti S., Marcos Tinman B.

Febrero, 1997

Publicación DI-98-01

Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente

Alejandro Muñoz P.

Febrero, 1998

Publicación DI-98-02

Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E-050, Suelos y Cimentaciones

Manuel Olcese F., Jorge Zegarra P.

Febrero, 1998

Correspondencia:

Pontificia Universidad Católica del Perú
Departamento de Ingeniería - Sección Ing. Civil
Apartado 1761 - Lima - PERÚ

Teléfono: 51-1-460-2870 (ext. 190)

Fax: 51-1-463-6181

e-mail: civil@pucp.edu.pe

<http://www.pucp.edu.pe/unid/facul/cing/civil/index.html>