

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UNA TÉCNICA DE REFORZAMIENTO PARA EDIFICACIONES EXISTENTES CON PROBLEMAS DE COLUMNA CORTA PROYECTO SENCICO-PUCP

Por: Angel San Bartolomé, César Rivera, Maricella Durán, Alejandro Muñoz y Daniel Quiun
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

RESUMEN

Como una medida preventiva a tomar ante los sismos, se estudió una técnica de reforzamiento para aquellas edificaciones existentes que presentan problemas de "columna corta". Esta técnica resultó económica, sencilla de ejecutar y permitió atenuar el trabajo de las columnas cortas. Con esa finalidad, se construyeron dos módulos a escala reducida 1:2, representativos de un local escolar que falló ante el sismo de Nazca de 1996; posteriormente, uno de estos módulos fue reforzado. Ambos módulos fueron ensayados en la mesa vibradora del Laboratorio de Estructuras de la PUCP, lográndose mejoras sustanciales en el módulo reforzado.

1.- INTRODUCCIÓN

Generalmente, los locales escolares existentes presentan en uno de sus ejes alféizares de ventanas bastante altos hechos de albañilería, no aislados de la estructura aporcada, o separados de la estructura pero con juntas de muy poco espesor, lo que da lugar a la formación del problema de "columna corta" (Foto 1). Al ocurrir 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 columna corta causando su falla por corte (Foto 2), luego de lo cual, al degradarse su rigidez, 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, absorben un gran porcentaje del cortante de entrepiso y causan torsión en el edificio. Los problemas de columnas cortas se han presentado en el Perú en los sismos ocurridos en los últimos años (Refs.1 a 5), causando grandes pérdidas económicas así como el retraso de las labores escolares, por lo que es necesario reforzar los colegios existentes para prevenir su colapso ante sismos futuros.



Foto 1. Prototipo. Nazca, 1996.

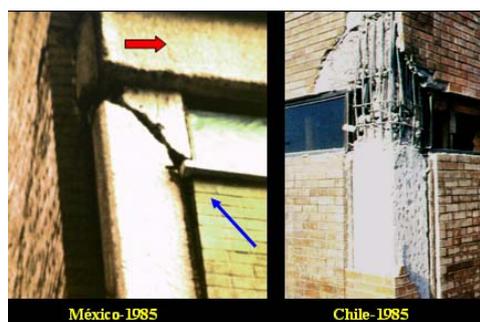


Foto 2. México y Chile, 1985.

2.- OBJETIVOS

En este trabajo se busca alcanzar una solución económica que atenúe el problema de la columna corta. Además, se trata que todas las columnas que componen a la edificación absorban en forma significativa fuerza cortante para de este modo disminuir el trabajo de las columnas cortas ante los terremotos.

3.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MÓDULOS

Se construyeron dos módulos: uno fue adoptado como patrón de comparación y el otro fue similar al patrón pero reforzado después de haberlo construido, de tal manera de simular el reforzamiento de un colegio existente. Inicialmente, ambos módulos tuvieron 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 Nazca de 1996 (Ref.5, Foto 1), pero, debido a las limitaciones de la mesa vibradora, se utilizó 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 fue el doble de las que realmente se producen en los terremotos. Las características del Módulo Patrón aparecen en las Figs. 1, 2 y 3.

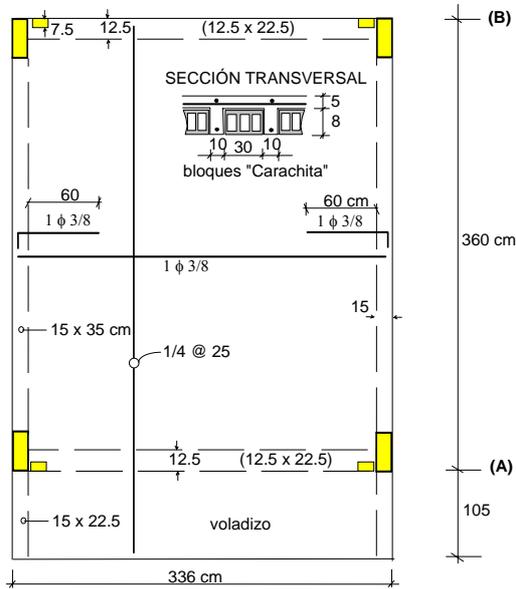
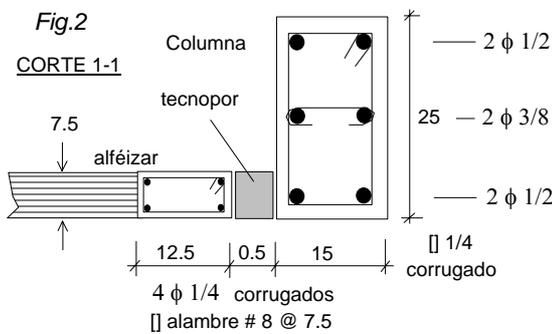
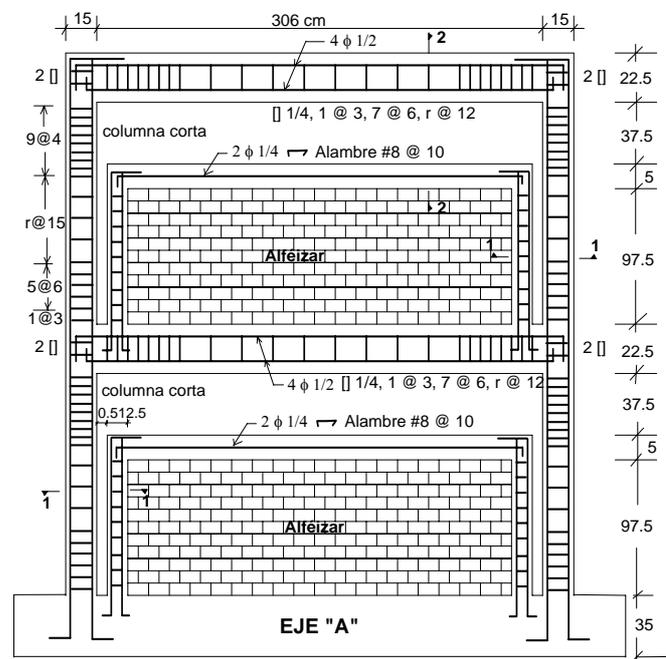
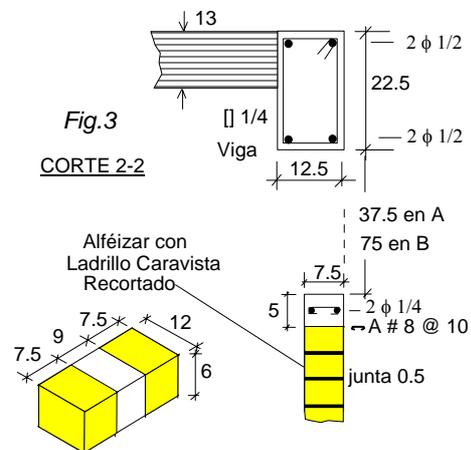


Fig.1. Planta del Primer Piso y Elevación del eje A del Módulo Patrón.



Nota: las medidas están en centímetros.



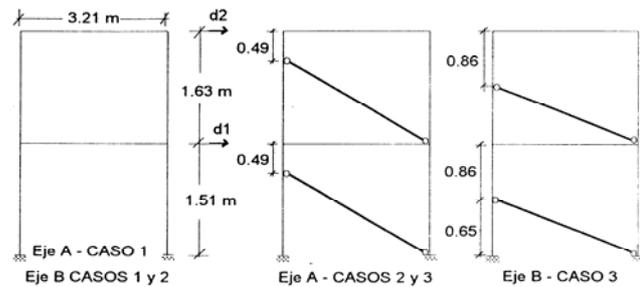
4.- ANÁLISIS TEÓRICO DEL MÓDULO PATRÓN

Este análisis se realizó con el objeto de planificar el ensayo sísmico del Módulo Patrón, determinando los niveles de aceleración para los cuales se producía el choque de las columnas contra los alféizares. 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 correspondiente al terremoto ocurrido el 31 de mayo de 1970 en un factor igual a 2, obteniéndose el sismo de ensayo "mayo70c". Luego, mediante el método de superposición modal y haciendo uso del programa EDIFICIO (Ref.7) se analizaron tres casos:

Caso 1: Antes que las columnas de los ejes A y B choquen contra el alféizar de albañilería.

Caso 2: Cuando la columna corta del eje A choca con el alféizar, mientras que la columna del eje B no choca aún.

Caso 3: Cuando las columnas de los ejes A y B chocan contra los alféizares.



Los parámetros que se adoptaron para el análisis elástico fueron:

- E_c = Módulo de elasticidad del concreto = 2'000,000 ton/m²
- G_c = Módulo de corte = $E_c / 2.3$
- E_a = Módulo de elasticidad de la albañilería = 500,000 ton/m²
- Pesos en cada nivel: $P_1 = 5.42$ ton, $P_2 = 3.61$ ton (obtenidos mediante un metrado de cargas).
- Columnas: 0.25 x 0.15 m, Vigas: 0.125 x 0.225 m (ver cortes 1-1 y 2-2 en las Figs. 2 y 3, respectivamente).
- Biela que simula al alféizar de albañilería: 0.075 x 0.85 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.6.

Los principales resultados obtenidos para la señal "mayo70c" con aceleración máxima $A_m = 1g$, fueron:

CASO	Modo de Vibrar 1		Modo de Vibrar 2		Módulo Patrón		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

Fi = fuerza de inercia proveniente de la superposición modal

d = desplazamiento lateral

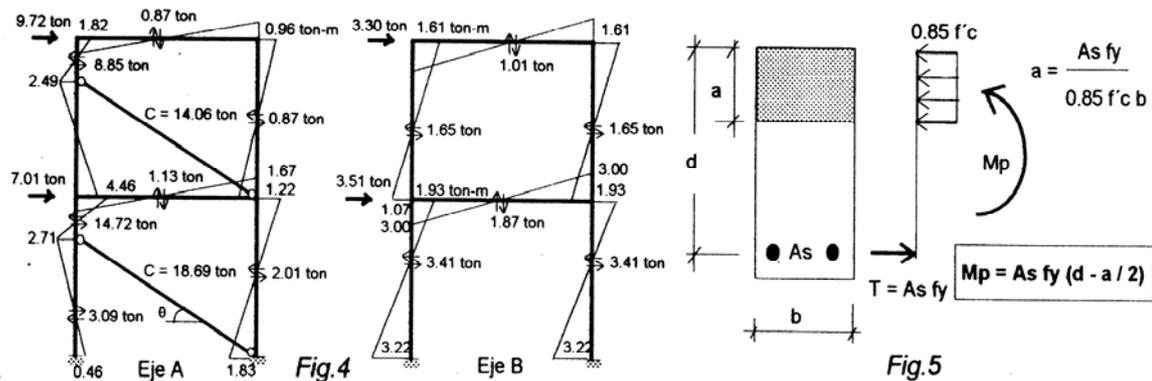
Comentarios del CASO 1:

a.- Puesto que el alféizar está separado de la columna 5 mm, por proporciones puede obtenerse la aceleración sísmica para la cual se produce el choque entre ambos elementos. En este caso, para $A_m = 0.33g$ las columnas del primer y segundo piso correspondientes al eje A chocarán contra el alféizar respectivo.

b.- 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.9). 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: $M_{cr} = f_{rt} b d^2 / 6 = 2 \sqrt{175} \times 25 \times 15^2 / 6 = 24,800$ kg-cm = 0.248 ton-m.

Comentarios del CASO 2: Los esfuerzos obtenidos en los ejes A y B (para $A_m = 1g$), se muestran en la Fig.4. En esta etapa del ensayo se piensa aplicar $A_m = 0.6g$ en la mesa vibradora; por lo que se tiene:

- a.- La fuerza cortante (V) que se produciría en la columna corta del primer piso del eje A, para $A_m = 0.6g$, sería: $V = 14.72 \times 0.6 = 8.83$ ton. Según la Ref.9, la resistencia a fuerza cortante que aportan los estribos (Figs. 1 y 2), espaciados a $s = 4$ cm, está dada por: $V_s = A_v f_y d / s = 3 \times 0.32 \times 4200 \times 13/4 = 13,104$ kg. Por lo que la resistencia nominal será: $V_n = V_c + V_s = 2.28 + 13.10 = 15.38$ ton. Al resultar $V < V_n$, se concluye que la columna corta se agrietará por fuerza cortante, pero estas fisuras serán finas.
- b.- La fuerza cortante (V) que se desarrollaría en el alféizar de albañilería, cuando $A_m = 0.6g$, y el esfuerzo cortante (v) respectivo son: $V = 18.69 \times 0.6 \cos \theta = 10.7$ ton $\rightarrow v = 10700 / (7.5 \times 305) = 4.68$ kg/cm². Siendo la resistencia a compresión diagonal de la albañilería (Ref.6): $0.85 v'm = 0.85 \times 7.24 = 6.15$ kg/cm² (ver "v'm" en acápite 7), se concluye que la albañilería del alféizar no se agrietará diagonalmente.
- c.- Predicción del tipo de falla de las columnas cortas. Asumiendo que las cargas axiales que se desarrollan en las columnas son pequeñas (2 pisos), el momento plástico resistente (M_p) fue calculado empleando las fórmulas mostradas en la Fig.5, obteniéndose: $M_p = 1.54$ ton-m. Asumiendo que se van a formar rótulas plásticas en los extremos de la columna corta debido al momento flector (M_p), se tendría que la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión sería $V_f = 2 M_p / h = 2 \times 1.54 / 0.375 = 8.21$ ton. Al resultar $V_f < V_n = 15.38$ ton, entonces, teóricamente, la columna debería fallar por flexión y no por corte. Por otro lado, ha podido observarse que la falla por corte usualmente se produce cuando la relación altura-peralte = h / d es menor que 2; sin embargo, en el módulo (también en el prototipo), la relación h / d es $37.5 / 15 = 2.5 > 2$, ésta es otra razón por la que se prevé una falla por flexión.



5.- REFORZAMIENTO DEL SEGUNDO MÓDULO

Con la intención de que las 4 columnas trabajen significativamente y evitar su impacto contra el alféizar, se trató de integrar el alféizar con las columnas y se ensanchó el peralte de las columnas en su zona superior (Fig.6, Fotos 3 y 4), con lo cual, desde un inicio se presentará la interacción columna-alféizar. Para determinar el peralte del ensanche, se trató de que por lo menos éste sea suficiente para anclar su refuerzo horizontal (ϕ 1/4" corrugado): 15 cm a cada lado de la grieta diagonal, lo que conlleva a peraltar 30 cm al ensanche. Asimismo, se trató que el concreto soporte la fuerza cortante (V) actuante en la columna; suponiendo que ésta absorbe el 25% del cortante total existente en el primer piso, para $A_m = 0.6g$, se tiene (ver el Caso 3 en la Tabla 1):

$V = 0.6 (7.97 + 9.57) \times 0.25 = 2.63$ ton, luego: V (diseño) = $2.63 / \phi = 2.63 / 0.85 = 3.1$ ton; mientras que: V_c (columna existente) = 2279 kg (ver acápite 4) y V_c (ensanche) = $0.53 \sqrt{175 \times 7.5 \times 28} = 1472$ kg (Ref.9), con lo cual: V_c total = $2279 + 1472 = 3751$ kg $> V$ (diseño).

Por lo que se colocará 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): $s = A_v f_y d / V_c = 0.32 \times 4200 \times 28 / 1472 = 25$ cm $\leq d / 2 = 28 / 2 = 14$ cm. De esta manera, en los ejes A y B se utilizará ensanches de 30 cm de peralte reforzados con ϕ 1/4" @ 14 cm.

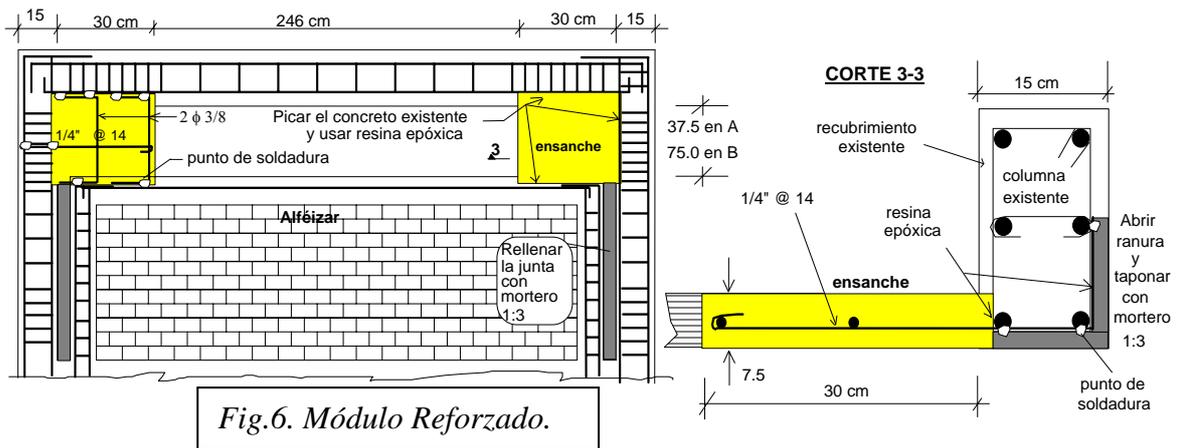


Fig. 6. Módulo Reforzado.



Foto 3. Reforzamiento.



Foto 4. Sellado de ranuras.

6.- ANÁLISIS TEÓRICO DEL MÓDULO REFORZADO

El análisis teórico de los ejes A y B reforzados debería realizarse recurriendo a teorías 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 (EDIFICIO). De esta manera, los ensanches se consideraron adheridos a las columnas, asimismo, las columnas de arrioste de los alféizares se adosaron a las columnas del pórtico, mientras que el alféizar fue reemplazado por 5 barras de albañilería equidistantes. El modelo resultante puede apreciarse en la Fig. 7, donde los trazos gruesos corresponden a los elementos de concreto armado, mientras que los trazos finos corresponden a los elementos de albañilería. Los principales resultados obtenidos aparecen en la Tabla 2.

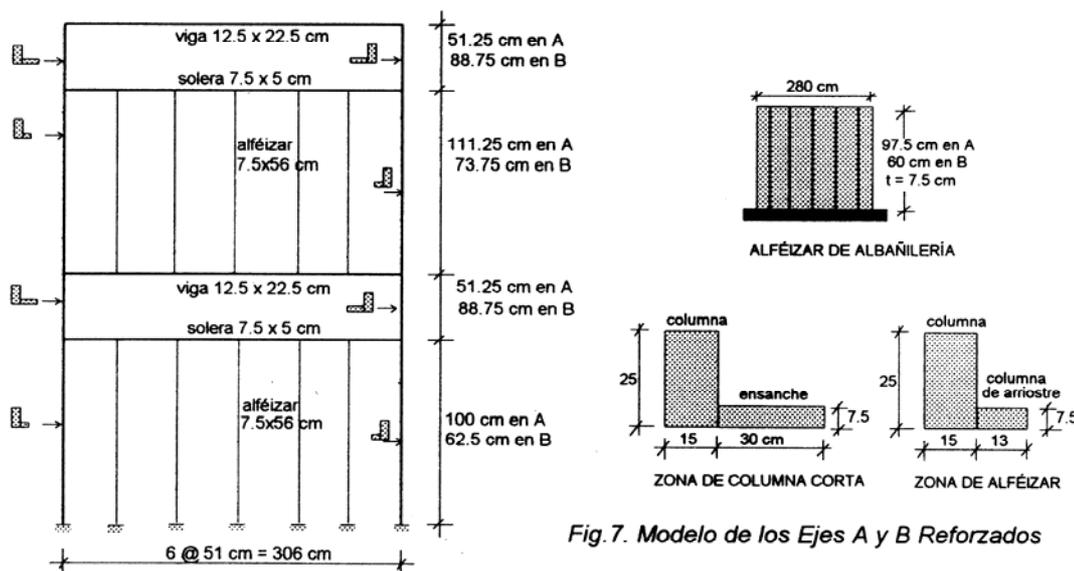


Fig. 7. Modelo de los Ejes A y B Reforzados

TABLA 2. MÓDULO REFORZADO. RESULTADOS TEÓRICOS. SEÑAL "mayo70c", Am = 1g									
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 de las Tablas 1 (Caso2) y 2, puede observarse las siguientes mejoras:

- El módulo reforzado se rigidizó, disminuyendo el período natural de vibrar (T).
- Al rigidizarse el módulo, la distorsión angular decreció. En el primer piso del eje A, el desplazamiento relativo (δ) que tuvo la columna corta disminuyó de $\delta_{(Patrón)} = 5.15$ mm a $\delta_{(Reforzado)} = 1.12$ mm.
- Al decrecer "T", la respuesta estructural disminuyó. En el eje A, la fuerza cortante (V) en el primer piso bajó de $V_{1A(Patrón)} = 9.72 + 7.01 = 16.73$ ton a $V_{1A(Reforzado)} = 6.02 + 4.35 = 10.37$ ton.
- La torsión del Módulo Patrón, disminuyó. El desplazamiento relativo (Δ) entre los ejes A y B en el segundo nivel bajó de $\Delta_{(Patrón)} = 25.30 - 11.99 = 13.31$ mm a $\Delta_{(Reforzado)} = 5.48 - 5.39 = 0.09$ mm.
- En el primer piso del eje A del Módulo Patrón, la columna corta absorbía 14.72 ton (Fig.4), que era el 63% del cortante total, 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; con lo cual, en el Módulo Reforzado el cortante total se distribuye de una mejor manera en las cuatro columnas.

7.- ENSAYOS DE CONTROL DE MATERIALES

Unidades de Albañilería. Los alféizares fueron construidos empleando ladrillos del tipo "Caravista" ($f'b = 195$ kg/cm²) recortados (Fig.3). Los ensayos ITINTEC indicaron que la unidad clasificaba como tipo V.

Concreto. El concreto empleado en los elementos a escala reducida (vigas, columnas, ensanches y losa aligerada), elaborado con confitillo de ¼", tuvo una resistencia promedio igual a $f'c = 175$ kg/cm².

Pilas de Albañilería. Empleando las unidades recortadas y un mortero en proporción volumétrica cemento-cal-arena 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, obteniéndose: $f'm = 90$ kg/cm².

Muretes de Albañilería. Empleando las unidades recortadas y un mortero cemento-cal-arena 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 ensayados a compresión diagonal obteniéndose: $v'm = 7.24$ kg/cm².

8.- INSTRUMENTACIÓN Y PLANIFICACIÓN DEL ENSAYO DE SIMULACIÓN SÍSMICA

Los dispositivos empleados fueron (Fig.8): 14 LVDT (para medir los desplazamientos absolutos y relativos) y 6 acelerómetros (para medir las aceleraciones absolutas). Cabe mencionar que los LVDT 11 @ 14 miden el desplazamiento relativo que existe entre las columnas y el borde superior de los alféizares. Antes de dar inicio a cada fase del ensayo sísmico, 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). Luego, empleando las conclusiones del acápite 4, el ensayo sísmico (con la señal "mayo70c") fue dividido en 5 fases:

-FASE 1	Sismo muy leve:	Am = 0.20g	Dm = 11.5 mm	Ar = 0.06g
-FASE 2	Sismo leve:	Am = 0.33g	Dm = 19.5 mm	Ar = 0.11g
-FASE 3	Sismo moderado:	Am = 0.69g	Dm = 34.5 mm	Ar = 0.21g
-FASE 4	Sismo fuerte	Am = 0.93g	Dm = 44.5 mm	Ar = 0.28g
-FASE 5	Sismo severo	Am = 1.40g	Dm = 65.0 mm	Ar = 0.42g

Donde "Dm" es el desplazamiento máximo de la mesa vibradora, "Am" es su aceleración y "Ar" es la aceleración equivalente en el prototipo. Cabe mencionar que las aceleraciones reales (Ar), están afectadas por dos factores: el factor de escala (2) y el menor peso que tenía el módulo por falta de acabados y de sobrecarga, este último factor es 1.66; con lo cual, la aceleración en el prototipo es: $A_r = A_m / (2 \times 1.66) = 0.3 A_m$, debiéndose indicar que la aceleración de la Fase 5 equivale al 70% del sismo reglamentario ($Z U = 0.4g \times 1.5 = 0.6g$) para el caso de un colegio ubicado en la costa sobre suelo duro (Ref.8).

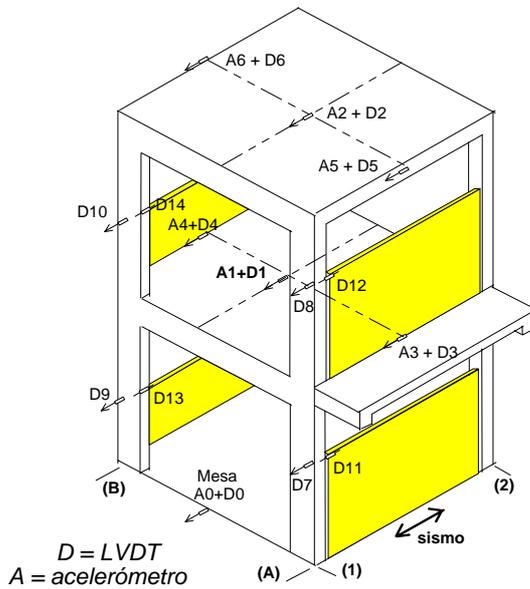


Fig.8. Instrumentación.

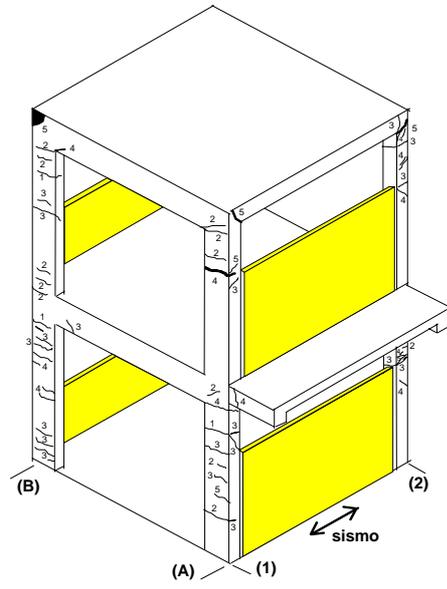


Fig.9. Grietas en el Módulo Patrón.

9.- COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MÓDULO PATRÓN

En la prueba de vibración libre inicial se obtuvo $T = 0.21$ seg, similar al valor teórico $T = 0.22$ seg (Caso 1-Tabla 1), por lo que el modelo estructural antes de producirse la interacción columna-alféizar, es adecuado. En esta etapa se obtuvo $\zeta = 4.25\%$ que es similar al valor que se asume en las estructuras de concreto armado (5%). Cabe señalar que los pulsos generados en la mesa vibradora 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. En la Tabla 3 se observa que conforme se incrementa la severidad del sismo, tanto T como 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	0 (inicial)	post 1	post 2	post 3	post 4	post 5
T (seg)	0.21	0.28	0.30	0.36	0.43	0.46
ζ (%)	4.25	5.10	5.42	6.08	7.95	7.13

En la Fig.9 se muestra las fallas ocurridas en las 5 fases del ensayo:

- FASE 1.- Se formaron fisuras de tracción por flexión en todas las columnas. No se observó la interacción.
- FASE 2.- Se inició la interacción entre las columnas de los ejes A y B contra los alféizares respectivos.
- FASE 3.- Se formaron fisuras finas diagonales en las columnas cortas del eje A. Se inició la falla por anclaje del refuerzo longitudinal de vigas y columnas en todos los nudos, formándose fisuras muy finas.

FASE 4.- Se formaron fisuras de tracción diagonal en las columnas del eje B, sobre el alféizar del segundo piso.

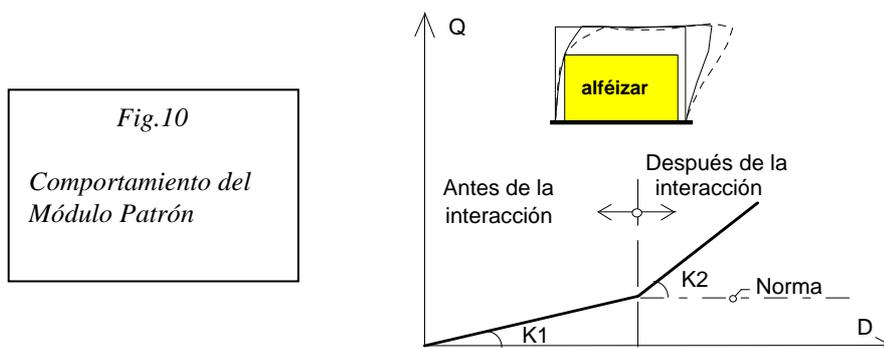
FASE 5.- Todos los nudos del segundo nivel, así como los nudos del 1er. nivel del eje B, fallaron por anclaje del refuerzo longitudinal existente en las vigas y columnas. Las columnas de los 2 ejes quedaron fuera de plomo.

Para cada fase del ensayo, en la Tabla 4 se presenta la fuerza cortante máxima (Q1) registrada en el primer piso del Módulo Patrón, así como los desplazamientos máximos (relativos a la mesa) registrados por los LVDT (Fig.8), y la distorsión angular en el primer piso del eje A: $\gamma = (D3 - D7) / h$, donde "h" es la altura que existe entre el extremo superior del alféizar y el borde inferior de la viga (h = 375 mm).

TABLA 4. PRINCIPALES RESULTADOS EXPERIMENTALES MÁXIMOS DEL MÓDULO PATRÓN									
Fase	Am (g)	Q1 (ton)	D1 (mm)	D2 (mm)	D11 (mm)	A1 (g)	A2 (g)	D3 - D7 (mm)	γ
1	0.20	6.48	8.55	15.07	6.16	0.83	1.07	2.45	0.0065
2	0.33	8.74	11.61	25.75	7.59	1.18	2.17	3.84	0.0102
3	0.69	12.27	18.23	43.13	10.00	1.69	3.72	7.99	0.0213
4	0.93	14.17	20.83	56.13	9.75	2.17	4.01	10.80	0.0288
5	1.40	15.32	27.40	82.33	9.61	2.34		13.10	0.0349

Observaciones:

- La gran cantidad de fisuras de tracción por flexión en las columnas, se debe al poco peso que tenía el módulo (sin acabados ni sobrecargas) y a que el momento resistente era muy pequeño ($M_{cr} = 0.25 \text{ t-m}$).
- La falla final que por anclaje del refuerzo longitudinal de vigas y columnas se presentó en los nudos, se debe a la escala reducida del módulo. Según la Ref.9, la longitud de desarrollo de la parte recta de una varilla de $\frac{1}{2}$ " (empleada en vigas y columnas) es: $L_{dg} = 318 \text{ db} / \sqrt{f'c} = 318 \times 1.25 / \sqrt{175} = 30 \text{ cm}$; 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 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), la distorsión angular superó al valor permitido por la Norma Sísmica (según la Ref.8, $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.007$).
- A partir de la Fase 2 pudo observarse una 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 incrementó notoriamente (Fig.10); esta acción dificulta el análisis estructural.



f.- En la Tabla 5 aparecen los desplazamientos laterales del eje A para la Fase 1 del ensayo ("elástica"), asimismo, aparecen los desplazamientos teóricos elásticos del mismo eje obtenidos multiplicando por "Am = 0.2g" a los valores de la Tabla 1 para el Caso 1. Puede observarse que los desplazamientos teóricos son el 65% de los valores experimentales, esto se debe a que la Fase 1 se formaron fisuras por flexión en las columnas las cuales disminuyeron el momento de inercia de su sección transversal.

TABLA 5. MÓDULO PATRÓN. Desplazamientos Laterales Elásticos del eje A (mm).				
FASE – CASO	NIVEL 1		NIVEL 2	
	Experimental	Teórico	Experimental	Teórico
F1 (Am = 0.20g) - CASO 1 (tabla 1)	7.58	22.58x0.20 = 4.52	13.89	48.46x0.20 = 9.69

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 $M_p = 1.54$ ton-m (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 piso (Q) resulta:

Eje A: Columna A1: $V = 2 \times 1.54 / 0.375 = 8.21$ ton Columna A2: $V = 2 \times 1.54 / 1.4 = 2.20$ ton
Eje B: Columna B1: $V = 2 \times 1.54 / 0.75 = 4.11$ ton Columna B2: $V = 2 \times 1.54 / 1.4 = 2.20$ ton

Con lo cual, en el Módulo Patrón: $Q_{teórico} = 8.21 + 4.11 + 2 \times 2.2 = 16.72$ ton. Este resultado es 9% superior al registrado experimentalmente en la Fase 5 ($Q = 15.32$ ton, ver Tabla 4).

h.- Según la Ref.8 la manera de predecir los desplazamientos inelásticos en las estructuras es multiplicando por "R" a los desplazamientos del análisis elástico. En este caso, el factor $R = 10$ para edificaciones aporticadas no es aplicable, ya que el desplazamiento de los pórticos estuvo controlado por los alféizares. Para este tipo de comportamiento complejo, no se especifican valores de R; pero, puede mencionarse que la ductilidad de desplazamientos (μ) para el primer y segundo piso, entre las fases 2 y 5, es 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 Tabla 4). Asimismo, el antiguo coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad (R_d) que empleaba el reglamento de 1977 y que era $R_d = 4$ para edificios aporticados, resulta pequeño:

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

Por lo que se concluye que los desplazamientos inelásticos no pueden predecirse mediante el criterio de la Norma (Ref.8), ya que estamos ante un sistema que se incrementa en rigidez lateral (K) después de producirse la interacción columna-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 habían bruñas con mortero de cemento, con lo cual, desde el inicio del sismo se produjo la interacción columna-alféizar, a diferencia del módulo.

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 del módulo donde la columna corta tiene la opción de girar en su base (Fig.10); esta rotación disminuye la rigidez lateral de la columna corta y por consiguiente, se decrementa la magnitud de la fuerza cortante que ella absorbe. Sin embargo, en la Foto 2, 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 h / d .

10.- COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MÓDULO REFORZADO

El módulo reforzado (Foto 5) se comportó en el rango elástico en todas las fases del ensayo. 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), el momento de inercia de la sección transversal se incrementó notablemente. Solamente en la Fase 5 del ensayo se produjeron fisuras muy finas en la conexión ensanche-viga del primer piso (Fig.11), esta zona de debilidad estaba prevista debido a que el concreto del ensanche tiende a contraerse separándose del concreto existente.



Foto 5. Módulo Reforzado después del ensayo.

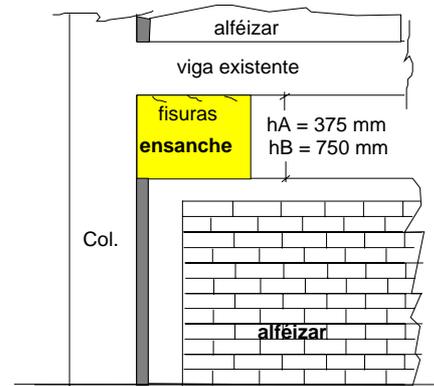


Fig.11. Fisuras en el Módulo Reforzado

En la Tabla 6 se presenta la variación de T y ζ durante las fases del ensayo; puede concluirse que la 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%. 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.7) es 72% más rígido y debe refinarse.

TABLA 6. RESULTADOS DEL ENSAYO DE VIBRACIÓN LIBRE DEL MÓDULO REFORZADO						
Fase	0 (inicial)	post 1	post 2	post 3	post 4	post 5
T (seg)	0.109	0.102	0.110	0.110	0.115	0.117
ζ (%)		5.87	6.03		6.91	

Para cada fase del ensayo, en la Tabla 7 se presenta la fuerza cortante máxima (Q_1) registrada en el primer piso del módulo, así como los desplazamientos máximos (relativos a la mesa vibradora), las aceleraciones máximas y la distorsión angular en el primer piso del eje A: $\gamma = (D_3 - D_7) / h$, donde "h" es la altura que existe entre el extremo superior del alféizar y el borde inferior de la viga.

TABLA 7. PRINCIPALES RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL MÓDULO REFORZADO									
Fase	Am (g)	Q1 (ton)	D1 (mm)	D2 (mm)	D11 (mm)	A1 (g)	A2 (g)	D3 - D7 (mm)	γ
1	0.21	2.31	0.90	1.07	0.007	0.24	0.28	0.33	0.0009
2	0.36	4.09	1.60	1.89	0.016	0.43	0.50	0.49	0.0013
3	0.71	7.51	2.91	3.27	0.061	0.77	0.92	0.63	0.0017
4	0.97	10.41	3.28	3.76	0.084	1.02	1.27		
5	1.56	14.20	5.83	6.03	0.124	1.71	1.87	0.96	0.0026

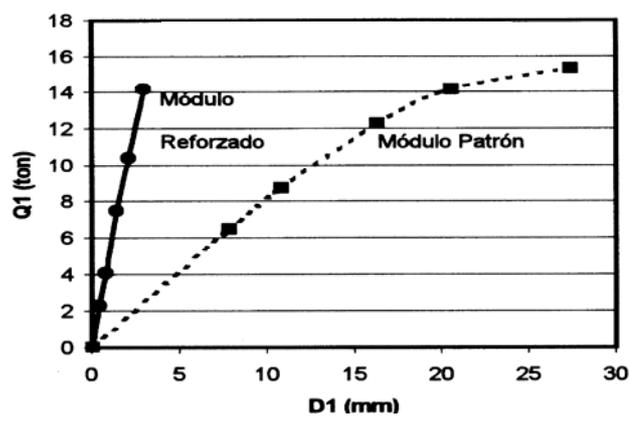
Observaciones:

- a.- A diferencia del Módulo Patrón, en el Reforzado no se presentaron fisuras por flexión en las columnas, esto se debe a que con el ensanche el momento de inercia de la sección transversal se elevó, con lo cual, el momento resistente contra esta falla (M_{cr}) subió de 0.25 ton-m a 1.57 ton-m (6.3 veces más).
- b.- A diferencia del Módulo Patrón, en el Reforzado no se presentó la falla por anclaje que tuvo el refuerzo longitudinal de las vigas en los nudos de los pórticos; esto se debe a que los ensanches redujeron la longitud libre de la viga e incrementaron la longitud de anclaje del refuerzo. Cabe mencionar que en el prototipo el diámetro del refuerzo de las vigas era 5/8", requiriendo una longitud de anclaje en su parte recta: $L_{dg} = 318 \times 1.56 / \sqrt{175} = 37.5$ cm, pero, la columna tenía 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.
- c.- El comportamiento del Módulo Reforzado estuvo dentro de lo esperado teóricamente (acápite 5). Así por ejemplo, al disminuir "T", las fuerzas sísmicas decrecieron 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 7).
- d.- A diferencia del Módulo Patrón, en el Reforzado las distorsiones angulares de las columnas en todas las fases del ensayo estuvieron debajo del valor permitido por la Norma sísmica (Ref.8): $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.007$.
- 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 " $A_m = 0.21g$ " a los valores de la Tabla 2. Puede observarse que los desplazamientos teóricos difieren de los experimentales en 44% para el primer nivel y 6% en el segundo nivel, por lo que es necesario refinar el modelo matemático (Fig.14).

TABLA 8. MÓDULO REFORZADO. Desplazamientos Laterales Elásticos del eje A (mm).				
FASE	NIVEL 1		NIVEL 2	
	Experimental	Teórico (Tabla 2)	Experimental	Teórico (Tabla 2)
1 ($A_m = 0.21g$)	0.90	$2.38 \times 0.21 = 0.50$	1.07	$5.39 \times 0.21 = 1.13$

- h.- En la Fig.12, se ha dibujado la curva Q1 vs. D1 del primer piso para los dos módulos, donde los valores D1 son los desplazamientos laterales correspondientes al instante en que se produce la máxima fuerza cortante Q1. En esta figura puede apreciarse la mejora en la rigidez lateral (pendiente en la zona lineal del gráfico) introducida por los ensanches, así como los pequeños desplazamientos laterales que tuvo el Módulo Reforzado con relación a 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.

Fig.12
Envolvente Q1-D1 del primer piso.



11.- CONCLUSIONES

- a.- La técnica de reforzar las columnas cortas existentes mediante un ensanche de concreto armado, adherido al 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 $1 \phi 3/8" @ 15 \text{ cm}$.
- 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 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 (modelo 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. 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; 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 sismo las fuerzas disminuyeron; y, 7) las distorsiones angulares estuvieron por debajo del valor máximo permitido por la Norma Sísmica, incluso ante la acción de un sismo severo.
- f.- Debe remarcar 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.

12.- REFERENCIAS

1. L. Esteva y J. Nieto, "El temblor de Lima, Perú, octubre 17, 1966". Revista Ingeniería, México, 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, 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, Pontificia Universidad Católica del Perú, Enero 1997.
6. San Bartolomé, "Construcciones de Albañilería. Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural". Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial 1994.

7. San Bartolomé, "Análisis de Edificios". Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial 1998.
8. Norma Técnica de Edificación E-030. Diseño Sismorresistente. SENCICO, 1997.
9. Norma Técnica de Edificación E-060. Concreto Armado. ININVI, 1989.

FOTOS ADICIONALES AL ARTÍCULO



Módulo Patrón antes y después del ensayo sísmico. Columnas fuera de plomo.



Columna corta – Moquegua, 2001.



Columna corta – Northridge, 1994.