



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

RESPUESTA INELASTICA DE UNA ESTRUCTURA  
DE UN PISO DURANTE EL SISMO DEL 3 DE  
OCTUBRE DE 1974 EN LIMA

GIANFRANCO OTTAZZI — JUAN BARIOLA

Reimpresión del artículo publicado en las XIX Jornadas Sudamericanas  
de Ingeniería Estructural, Santiago de Chile, 1978

Publicación DI - 78 - 03



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

RESPUESTA INELASTICA DE UNA ESTRUCTURA  
DE UN PISO DURANTE EL SISMO DEL 3 DE  
OCTUBRE DE 1974 EN LIMA

GIANFRANCO OTTAZZI — JUAN BARIOLA

Reimpresión del artículo publicado en las XIX Jornadas Sudamericanas  
de Ingeniería Estructural, Santiago de Chile, 1978

Publicación DI - 78 - 03

RESPUESTA INELASTICA DE UNA ESTRUCTURA DE UN PISO  
DURANTE EL SISMO DEL 3, DE OCTUBRE DE 1974 EN LIMA

Gianfranco Ottazzi \*  
Juan Barola \*

El objetivo de este trabajo, es el análisis de una estructura de un piso en concreto armado que sufrió colapso parcial durante el sismo de Octubre de 1974 en Lima. Con este fin, se estudió el comportamiento teórico de la estructura. Estos resultados sirvieron de base para obtener historias de respuestas de la estructura bajo la acción de diversos sismos. Se dan interpretaciones sobre el colapso y recomendaciones para diseños futuros en la zona

ABSTRACT

This work tries to analyze a one story reinforced concrete structure wich suffered parcial collapse during the earthquake of October, 1974 in Lima, the theoretical behaviour of this structure was studied then was subjected to the action of several earthquakes for determining the step by step dynamic response. Interpretations about the collapse are presented. Conclusions and recommendations are given for future design and construction in this zone

Reimpresión del artículo publicado en las XIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Santiago de Chile, 1978.

\* Profesores Dpto. de Ingeniería: Pontificia Universidad Católica del Perú.

## 1. INTRODUCCION.

El 3 de Octubre de 1974 ocurrió un sismo de magnitud 7.5 (1) a una distancia aproximada de 90 Kms. de la ciudad de Lima, donde se registraron aceleraciones máximas de 0.2g en suelo firme, una duración de 100 segundos de movimiento significativo y período predominante de 0,38 seg. (2).

Una de las zonas más afectadas, fue el distrito de la Molina, situado al este de la ciudad y particularmente la Universidad Agraria de la Molina, donde gran parte de las estructuras de concreto armado sufrieron serios daños. A dicha zona se le asignó una intensidad de IX en la escala Mercalli Modificada (2). La estructura objeto de este trabajo servía como aula de clases en dicha Universidad.

**Características del suelo de la Molina.** Las características generales del suelo (3) del campus son las siguientes: Un primer estrato de 10mts. de profundidad, constituido por Limos y Arcillas de plasticidad baja a media. Debajo de este primer estrato se encuentran arenas y gravas de mediana a alta densidad.

A profundidades del orden de los 150 mts. el comportamiento del suelo es similar al de la roca, en lo que se refiere, a las velocidades de las ondas de corte.

La napa freática se encuentra a los 10 mts. de profundidad aproximadamente.

Estudios posteriores al sismo (3) determinaron que la respuesta dinámica del suelo del campus, ocasiona amplificaciones de la aceleración máxima del orden de 2 a 2.5 para sismos de diversa magnitud y aceleraciones máximas.

**Características de la estructura Analizada.** El sistema estructural de la aula considerada en este estudio es del tipo aporticado, de un solo nivel (Fig 1).

Presenta columnas flexibles, en comparación al sistema de vigas y techo que era muy rígido. La tabiquería era del tipo flotante, es decir, independizada de la estructura mediante material compresible. Las vigas longitudinales eran de 0.20 x 1.00 de sección.

La cimentación estaba constituida en base a pilotes ya existentes anterior-

mente, y que fueron aprovechados para esta construcción, a esto se debe la falta de alineamiento entre el eje de las columnas y el de los pilotes (fig 2) Se observan fuertes vigas de cimentación que rigidizan a los pórticos extremos y centrales

## 2. ANALISIS EFECTUADOS.

**Análisis por Carga Permanente.** Se analizó el sistema con la ayuda de un programa de computación de pórticos planos, bajo la acción de las cargas permanentes Para este y los posteriores análisis se consideró el pórtico transversal extremo por ser el más solicitado para cargas permanentes y cargas sísmicas

**Análisis Modal.** Se realizó un análisis modal incluyendo 14 grados de libertad, uno horizontal y 13 verticales distribuidos sobre los volados y a lo largo de la viga. El resultado indicó que existía solo un primer modo de traslación horizontal influyente en la respuesta ( $T = 0.42$  seg.). Esto se explica por la gran rigidez de la viga (4).

Lo anterior justificaría un análisis traslacional como representativo de la respuesta de esta estructura.

**Comportamiento de la Estructura.** Con la finalidad de obtener el diagrama Fuerza-desplazamiento lateral para el pórtico se procedió, primero a construir los diagramas Momento-Curvatura para los miembros de la estructura

La Fig 3 muestra el diagrama Momento-Curvatura para las columnas. En la construcción de este diagrama se adoptó una deformación de rotura del concreto  $\epsilon_u = 0.004$  Una vez alcanzada esta deformación se supuso que se desprendería el recubrimiento, quedando así la sección reducida al núcleo Si los estribos que confiaban al núcleo en la zona de la rótula plástica hubieran estado anclados adecuadamente, el miembro hubiera podido desarrollar gran ductilidad

Sin embargo, pese a haberse especificado anclaje a  $135^\circ$  éstos se construyeron a  $90^\circ$

Por consiguiente, el colapso de la rótula se ha supuesto que se producirá cuando la fibra extrema del núcleo alcance la deformación  $\epsilon_u = 0.004$ ; con esta consideración se obtuvo la rama descendente del diagrama  $M - \varphi$ .

En este diagrama apreciamos una ductilidad de curvatura

$$\varphi_u / \varphi_y = 3.5.$$

A fin de estudiar el comportamiento del pórtico bajo cargas monotónicas crecientes (formación de rótulas) se construyó el diagrama Fuerza-Deformación Horizontal ( $F - \Delta$ ), que luego serviría también como envolvente ó esqueleto de la función  $F - \Delta$  para cargas alternadas. Este análisis se realizó bajo los siguientes lineamientos:

- a) Para la rama elástica inicial se consideró como rigidez, un promedio entre la rigidez de la sección gruesa y la agrietada, tanto para las columnas como para la viga
- b) Una vez alcanzado el momento de fluencia en alguna sección del portico, se definió un nuevo miembro con una ó dos rótulas, según el caso, asignándoles a estas rótulas una rigidez a la flexión ( $EI_2$ ), equivalente a la segunda rama del diagrama  $M - \varphi$ , se supuso una longitud de zona plastificada de 30 cms (0.5 a 1.0 veces la dimensión mayor de la columna) (5) Ver Fig 4
- c) Se analizó la estructura para incrementos de carga hasta que se formaba una nueva rótula, momento en que debía modificarse la rigidez del miembro y por consiguiente de la estructura para dar un nuevo incremento de carga
- d) El efecto  $P - \delta$  sobre las columnas fue considerado en base a la rigidez geométrica, no se tomaron en cuenta las deformaciones axiales ni las variaciones en la carga axial en las columnas por ser estas despreciables

En la Fig. 5, se muestra el diagrama completo  $F - \Delta$  para el portico. El orden de formación sucesivo de las rótulas está indicado con las letras A, B, C, D. Simultáneamente a la formación de la 4a. rótula (D), se produce la rotura del recubrimiento en la rótula A. Esto se traduce en una reducción de la fuerza  $F$  para incrementos posteriores de desplazamiento. Finalmente el punto E corresponde a la rotura del núcleo de la rótula A y por consiguiente al colapso de la columna y de la estructura. La ductilidad de la estructura es

$$\frac{\Delta u}{\Delta y} = 2.25$$

La rama  $DE'$  de esta diagrama incluye el efecto  $P - \delta$  sobre la columnas, en las otras ramas este efecto prácticamente no tuvo importancia, debido a la baja carga axial que soportaban estas.

**Sismos Utilizados en el Análisis.** Las aceleraciones máximas registradas en el suelo típico de Lima (grava densa, de comportamiento similar a la roca) el 3 de Octubre fueron del orden de  $0.2g$  (1); considerando los fac-

tores de ampliación de 2 a 25 mencionadas anteriormente, se estimó una aceleración máxima, en la Molina de 0.4g a 0.5g. Para la misma zona, estudios teóricos realizados (3) han determinado un período predominante de 0.3 a 0.4 segundos

El día 9 de Noviembre de 1974 ocurrió una réplica de magnitud 6.2 (PAS), 7.2 (USGS) que fue registrada en la Molina. Este registro tuvo una aceleración máxima de 0.12g y un período predominante que se calculó del orden de 0.25 seg.

Basándose en lo anterior se utilizaron para el presente estudio diversos sismos, siendo los principales TAFT 1952, S69E, TP = 0.34, (0.178g) y la réplica registrada en la Molina, modificados y de acuerdo con la siguiente denominación:

Sismo N° 1: Registro construido en base a la réplica del 9/11/74. Se tomaron partes de la réplica adecuadas para reproducir la duración del sismo del 3/10/74 normalizado a 0.4g y a TP = 0.3.

Sismo N° 2: Registro de TAFT normalizado a 0.4g, TP = 0.34

Sismo N° 3: Registro TAFT normalizado a 0.4g, TP = 0.4

Sismo N° 4: Réplica del 9/11/74 normalizado a 0.4g, TP = 0.25.

**Respuesta Dinámica de la Estructura.** Para encontrar la respuesta dinámica de la estructura, bajo la acción de los sismos mencionados anteriormente, se utilizó un proceso de integración paso a paso de la respuesta (método de la aceleración lineal), con intervalos de integración del orden de T/40. La respuesta fue obtenida para los siguientes modelos:

- Elástico lineal
- Elastoplástico perfecto
- Modelo Degradante: Basado en la envolvente dada por el diagrama  $F - \Delta$  y con degradación acorde con el modelo de Clough (6) (Figura 6)

Se consideraron razones de amortiguamiento de 2 y 5%

### 3. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS.

Podemos ver en las figuras No 9 y 11, la respuesta del modelo frente a los sismos 1 y 3. Ambas muestran una marcada diferencia entre la respuesta elastoplástica. La respuesta elástica obedece a un fenómeno de resonancia (7). El modelo elastoplástico, se comporta en forma similar al elástico mientras no haya una incursión importante de la estructura en régimen inelástico, momento en el cual la disipación de energía atenúa dicho fenómeno

meno

Aún cuando el modelo elastoplástico no representa fielmente los mecanismos de deterioro de la estructura, sí permite obtener una buena aproximación sobre la confiabilidad del diseño (6). Dada la incertidumbre en la determinación del parámetro resistencia  $F_y$  del modelo elastoplástico, se permitieron variaciones de este parámetro en las diferentes pruebas

La tabla No 1 muestra los resultados obtenidos para ductilidades requeridas y desplazamientos máximos, en las diferentes pruebas. Se obtuvieron ductilidades requeridas, entre 1.55 y 4.0

Respecto al modelo degradante (fig. 10), cabe mencionar que dado el tipo de respuesta obtenido, consistente en una incursión inelástica seguida de oscilaciones sobre la posición alcanzada, este modelo degradante disipa mayor cantidad de energía que el modelo elastoplástico (ver fig. 6), de aquí que se encuentren menores desplazamientos para este caso

**Consideraciones sobre el comportamiento de la Estructura.** El sistema estructural adoptado, constituido por vigas rígidas y columnas flexibles (corriente en construcciones de un nivel con grandes luces), obligó a la formación de rótulas plásticas únicamente en las columnas, en perjuicio de la estructura.

La presencia de vigas de cimentación importantes en los pórticos extremos y en los dos centrales, tuvo un efecto rigidizante sobre éstos, con el consiguiente incremento en la carga lateral que recibían dichos pórticos. Esto explica en parte el colapso de los mismos. Sin embargo, para el presente trabajo no se consideró la diferencia de rigidez entre los pórticos

La resistencia lateral de la estructura fue bastante alta,

$$\frac{F_y}{W} = \frac{24 \text{ Ton}}{54 \text{ Ton}} = 0.44$$

(donde  $W$  es el peso del pórtico en estudio), sin embargo esta resistencia elevada, estuvo acompañada de una ductilidad insuficiente ( $\mu = 2.25$ , ver diagrama  $F - \Delta$ ).

En la fig 8, se muestra el espectro de aceleraciones absolutas (elástico) para el sismo 1. Para el período de la estructura ( $T = 0.42$  seg), obtenemos de este espectro un valor de la aceleración igual a  $1.05g$ . Si consideramos una reducción de la fuerza sísmica por ductilidad,  $R = \frac{1}{\mu}$  y suponiendo  $\mu = 2$  para la estructura, tendríamos que la fuerza sísmica de diseño sería:

$$F. \text{ diseño} = \frac{1.05 W}{2} = 28 \text{ Ton.}$$

De la tabla No 1, (Prueba N° 3) observamos que el mismo sismo exigió una ductilidad de 4 a la estructura, para un nivel de cedencia igual a la fuerza de diseño, lo cual indica que para este caso específico, el diseño espectral no ofrecería resultados confiables; similares resultados han sido obtenidos para el sismo de San Fernando (7).

Para el modelo E.P., cuatro de las pruebas exigieron ductilidades mayores que 1.9, valor que para este edificio puede considerarse asociado a daños estructurales importantes.

Cabe anotar, que en el presente trabajo no se ha tomado en cuenta la torsión accidental, que pudo provenir de la formación asimétrica de rótulas; es posible que este fenómeno haya precipitado el colapso.

Finalmente el refuerzo transversal de las columnas (12 3/8" a 5 cm), en la zona inferior, quedó prácticamente embebido dentro de la cimentación, es decir a partir del nivel de piso terminado, los estribos se encontraban espaciados a 30cm. Este hecho asumido al anclaje deficiente de los mismos, dió resultado un confinamiento inadecuado de las columnas. (ver fig. 2). Véanse en las fotografías 1 a 4 detalles de la estructura colapsada.

#### 4. CONCLUSIONES.

1. La estructura estuvo provista de una resistencia - ductilidad insuficientes para soportar el fuerte movimiento sísmico.
2. Como factores determinantes de la falla estructural se pueden enumerar los siguientes:
  - Sistema estructural no recomendable al solo permitir la formación de rótulas plásticas en las columnas.
  - Construcción inadecuada del refuerzo transversal.
3. En el presente trabajo, la predicción de la poca confiabilidad del diseño (Probabilidad de colapso = 5/7), fue posible en base a modelos simples de comportamiento, tal como el modelo elastoplástico. En otras palabras de 7 pruebas efectuadas, 5 indicaron el colapso.

#### 5. RECOMENDACIONES.

El distrito de la Molina en Lima, es una zona de alta intensidad sísmica debido a la geología local. Por este motivo, las estructuras requieren un cuidado especial en su diseño, detallado y construcción.

La estructuración debiera ser adecuada a fin de minimizar los daños es-

estructurales, dada la frecuencia de ocurrencia de sismos severos. Es reco mendable el uso de sistemas de gran resistencia, tales como muros de concreto armado. Debe proporcionarse, además rigidez torsional aún en es tructuras simétricas como la actual, para prever la posible torsión a cau sas de la formación asimétrica de rótulas plásticas, y las excentricidades accidentales.

El análisis sísmico debe ser efectuado en base a metodologías que permi tan determinar con veracidad la respuesta de la estructura. Las conside raciones mínimas de los códigos sísmicos no deben aplicarse a zonas de características especiales como la Molina.

La incertidumbre en la respuesta, proveniente de imperfecciones en los modelos teóricos de comportamiento, debe ser subsanada dotando a la es tructura de mayor ductilidad.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Brady A. G.; Perez V. "Strong-Motion Earthquake Acelerograms: Digitization and Analysis, Records from Lima, Perú: 1951 to 1974" Open Field Report N° 77-587, U.S. Geological Survey, 1977.
2. Espinoza A. F.; Husid R.; Algermissen S. T.; De Las Casas J.: The Lima Earthquake of October 3, 1974: Intensity Distribution: Bull. Seis. Soc. Of. Am. Vol 67, N° 5, P.P. 1429-1439, Octubre 1977.
3. Shannon and Wilson, Inc. "Estudios de Respuesta Sísmica" Informe a la Universidad Nacional Agraria.
4. Marcial Blondet, profesor Dpto. de Ingeniería, Universidad Católica del Perú: Comunicación personal
5. Park R., y Paulay T. "Reinforced Concrete Structures" John Wiley 1975.
6. Clough R. W.; Johnston S.B. "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements". Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, 1966.
7. Bertero V.V ; Herrera R A ; Mahin S.A.: "Reliability of Nonlinear Aseismic Desing of Structures Using Inelastic Desing Spectra". XVII Jordanadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, V Simposio Panamericano de Estructuras, Caracas, Venezuela, 1975.

## RELACION DE FOTOGRAFIAS.

- Foto N° 1: Detalle de una de las columnad colapsadas.
- Foto N° 2: Detalle de uno de los porticos extremos
- Foto N° 3: Vista parcial de los pórticos extremos
- Foto N° 4: Vista general del techo.

TABLA N° 1

Prueba N°	Sismo N°	*Modelo	**F <sub>y</sub> (Ton)	Δ Máx (cm)	*** u
1 +	1	L.E	-----	5.0	-----
2 ++	3	L.E	-----	8.6	-----
3 +	1	E.P	28.0	8.0	4.00
4	1	E.P	33.8	6.8	3.40
5 ++	3	E.P	33.8	5.5	2.75
6	2	E.P	33.8	3.3	1.65
7	4	E.P	33.8	3.1	1.55
8	4	E.P	23.7	3.8	1.90
9 +++	1	DEG.	29.	4.77	2.4

\* L E = Modelo linealmente Elástico

E P = Modelo Elastoplástico

DEG = Modelo Degradante

\*\* F<sub>y</sub> = Fuerza Cedente

\*\*\* u = Ductilidad requerida =  $\frac{\Delta \text{Max}}{\Delta y}$

+ Las gráficas de estas pruebas se encuentran en la figura N° 9.

Las gráficas de estas pruebas se encuentran en la figura N° 11.

+++ Las gráficas de esta prueba se encuentran en la figura N° 10.

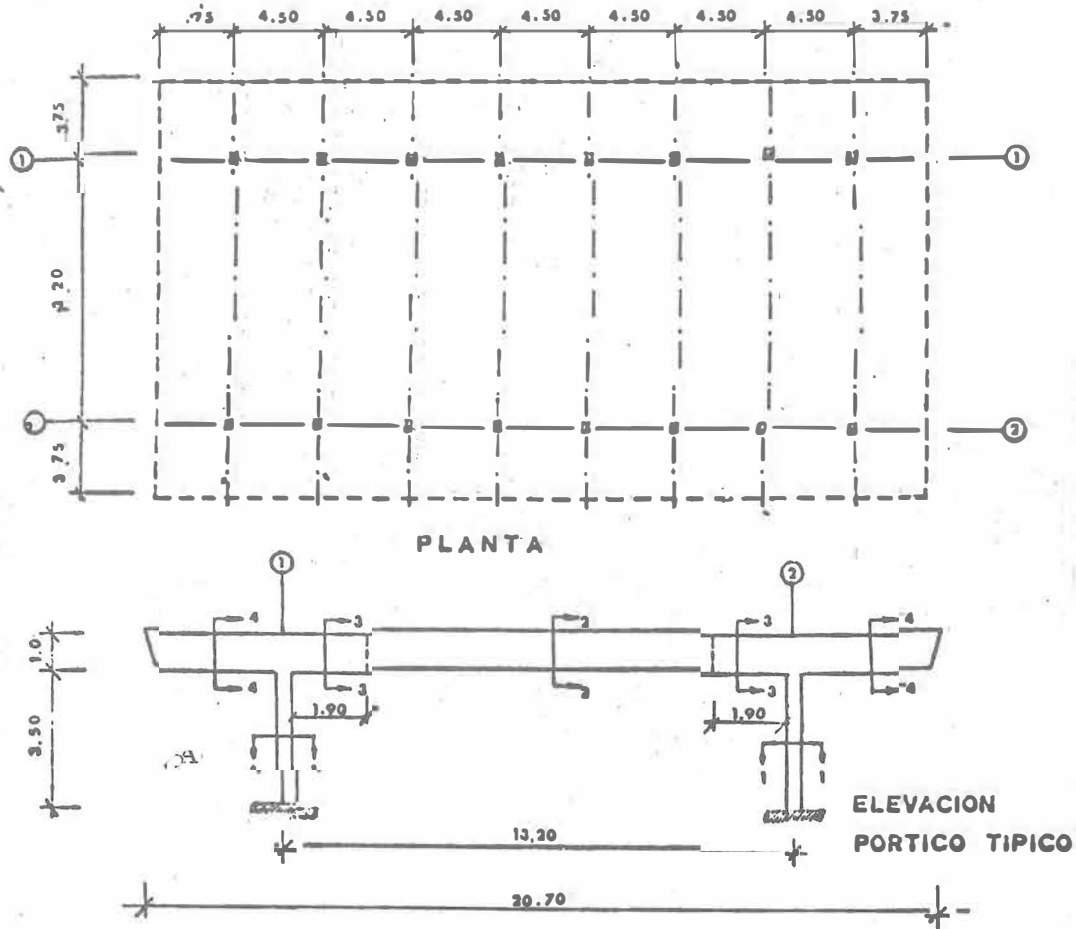
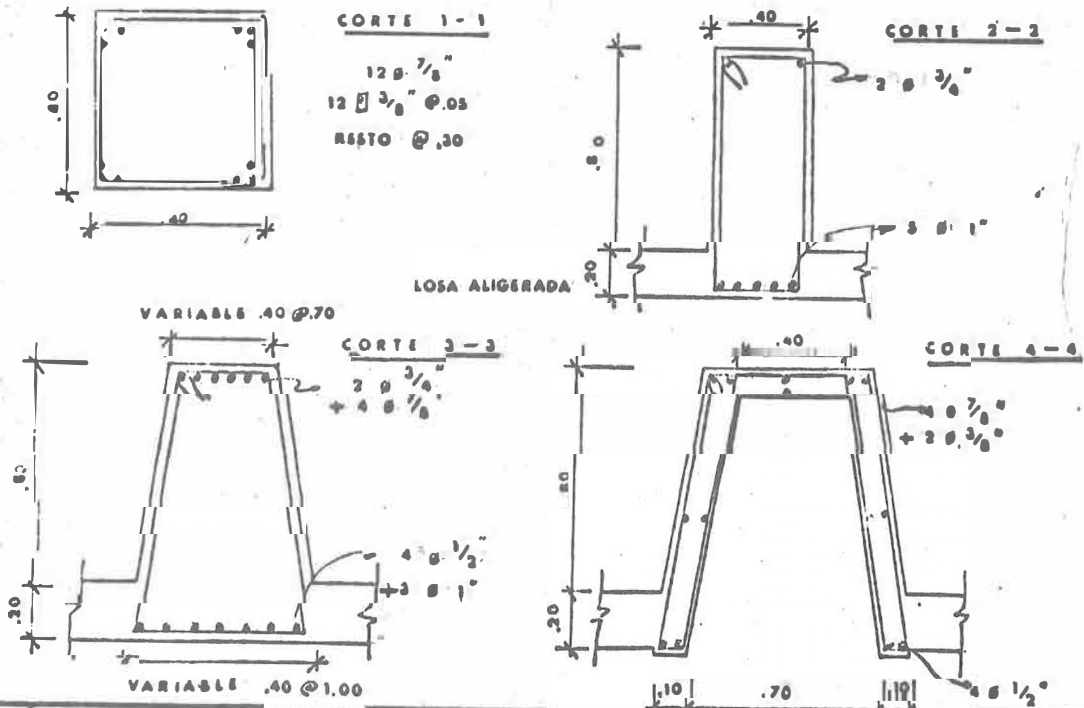


FIGURA 1: CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA



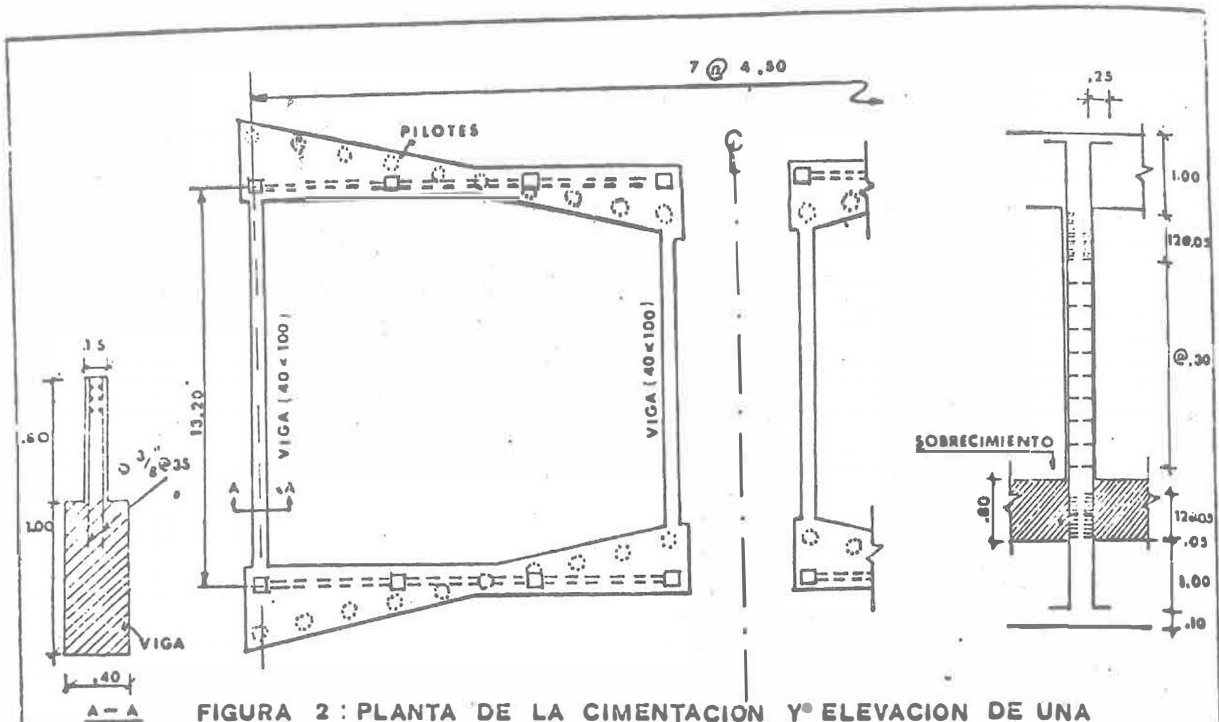


FIGURA 2 : PLANTA DE LA CIMENTACION Y° ELEVACION DE UNA COLUMNA TIPICA INDICANDO ESTRIBOS

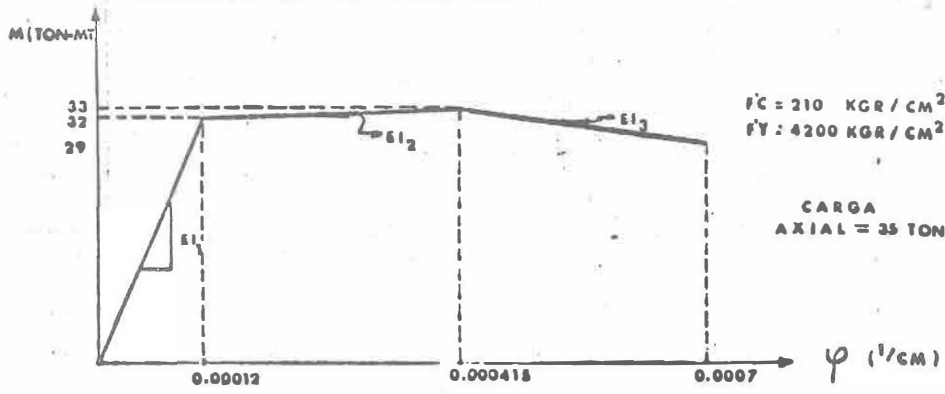


FIGURA 3 : DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA PARA LAS COLUMNAS

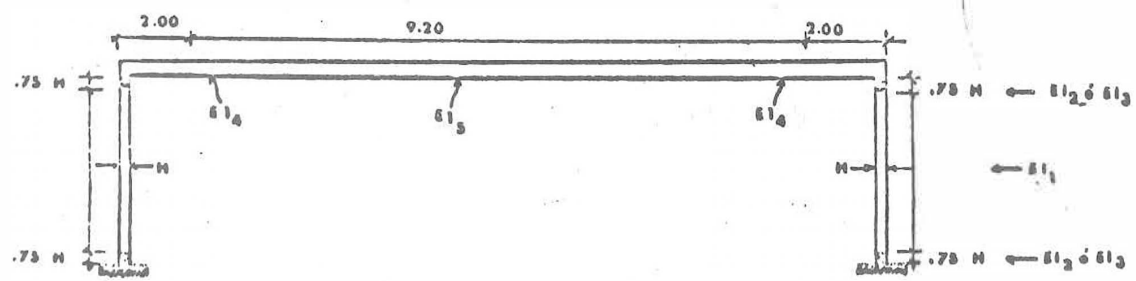


FIGURA 4 : IDEALIZACION DE LAS PROPIEDADES ELASTICAS DEL PORTICO

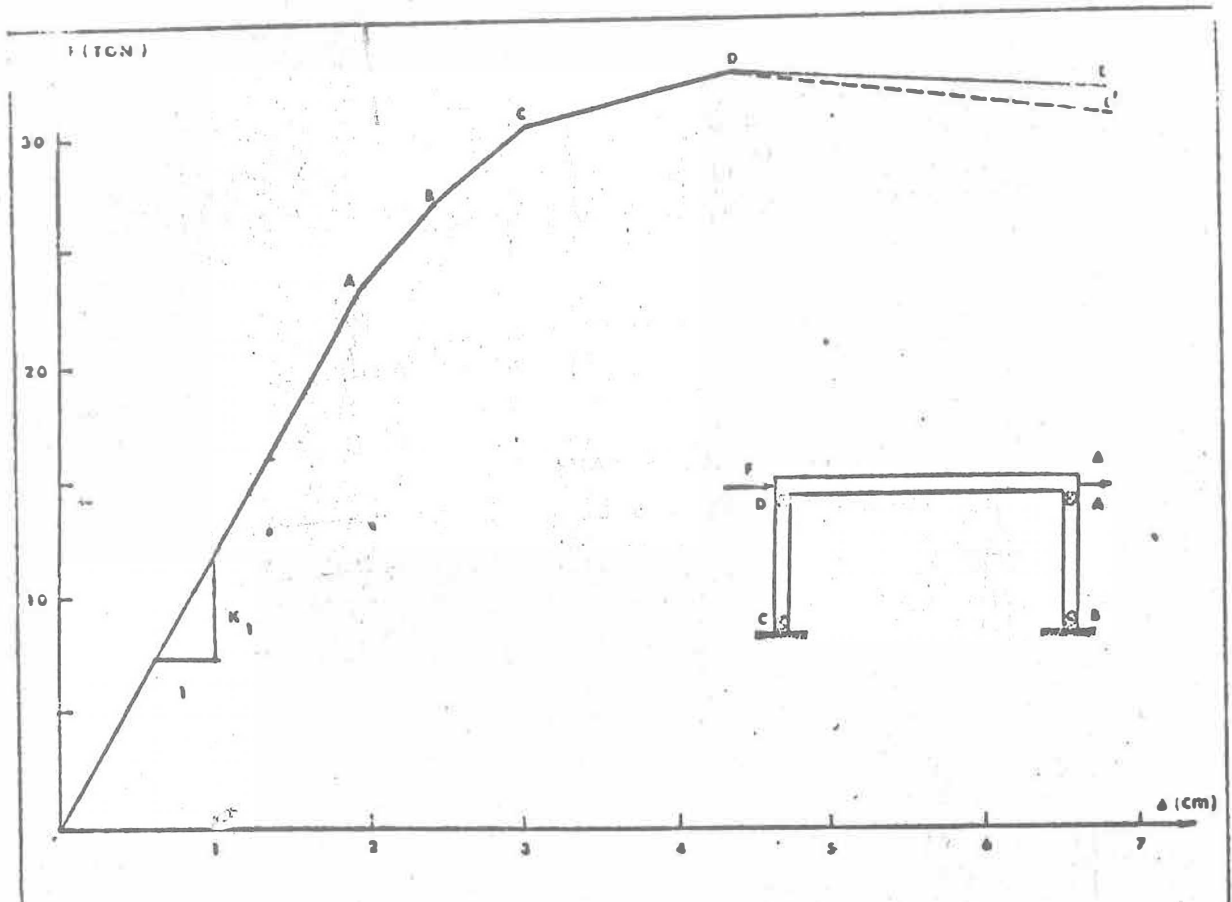


FIGURA 5 : DIAGRAMA FUERZA-DESPLAZAMIENTO LATERAL

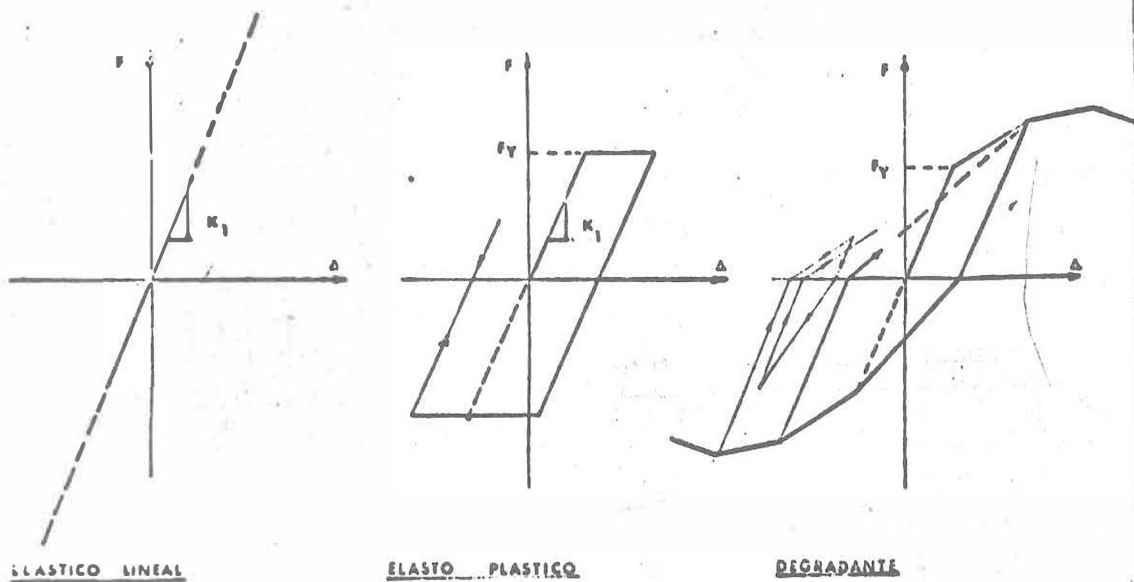


FIGURA 6 : MODELOS DE COMPORTAMIENTO UTILIZADOS

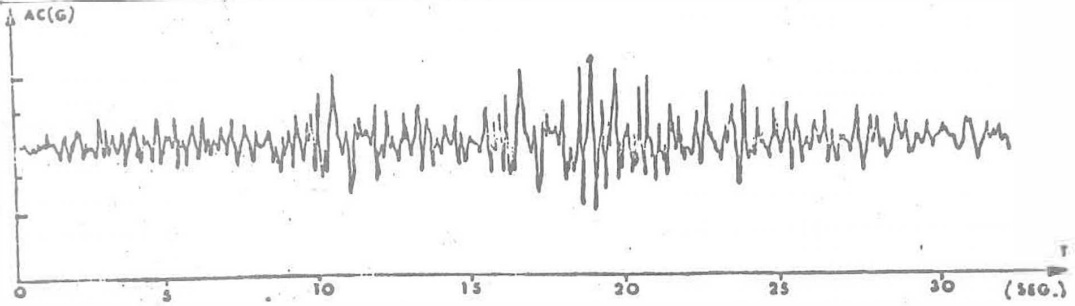
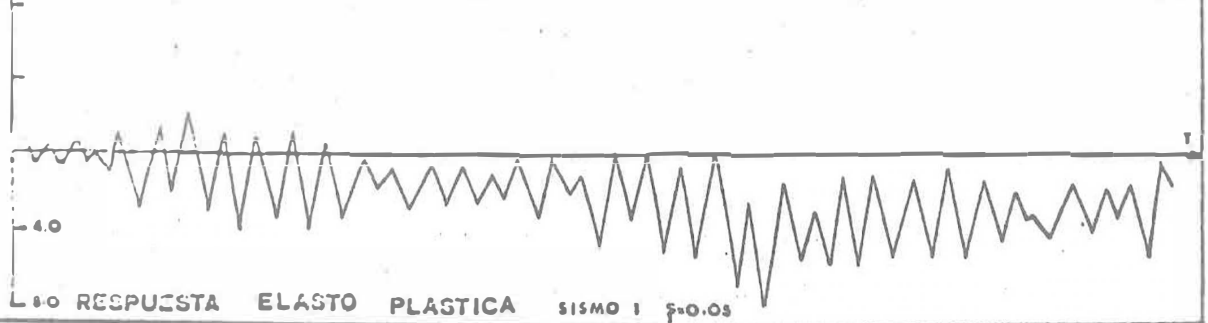
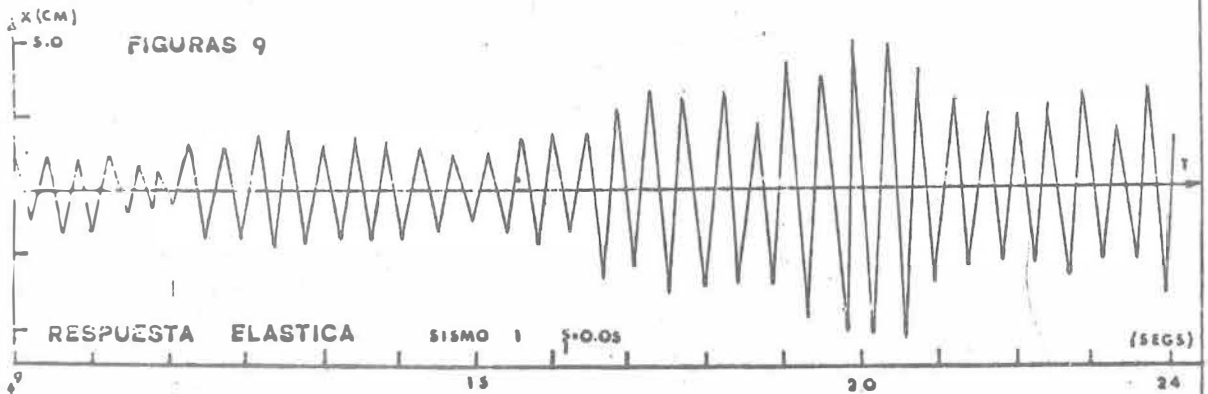
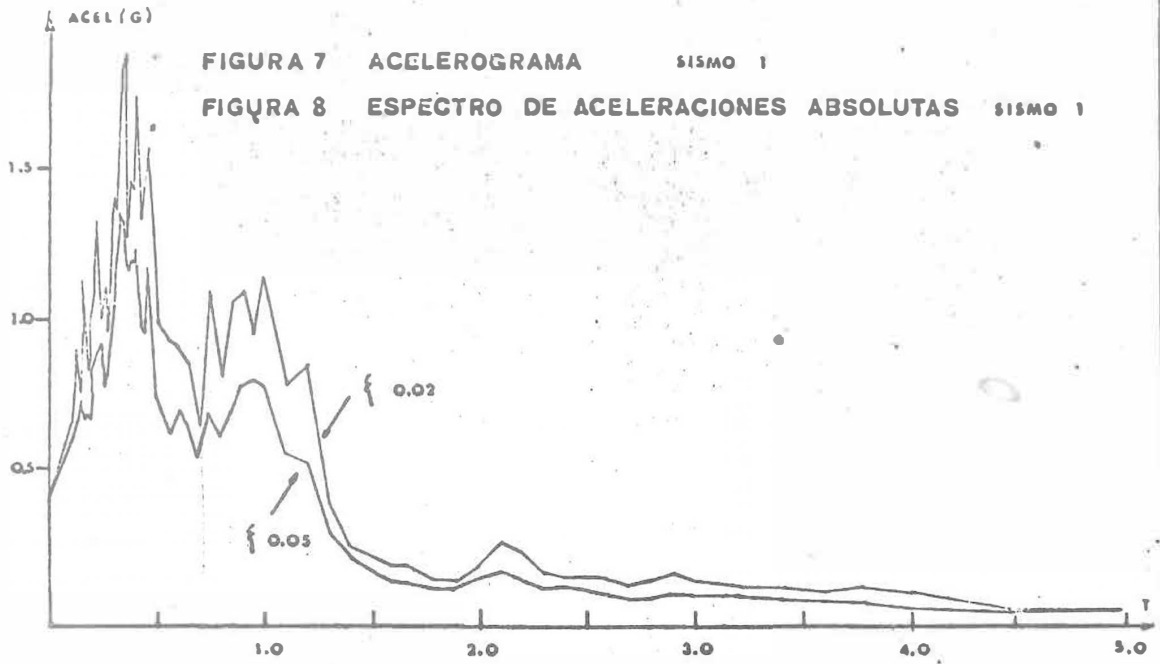


FIGURA 7 ACELEROGRAMA SISMO 1  
 FIGURA 8 ESPECTRO DE ACELERACIONES ABSOLUTAS SISMO 1



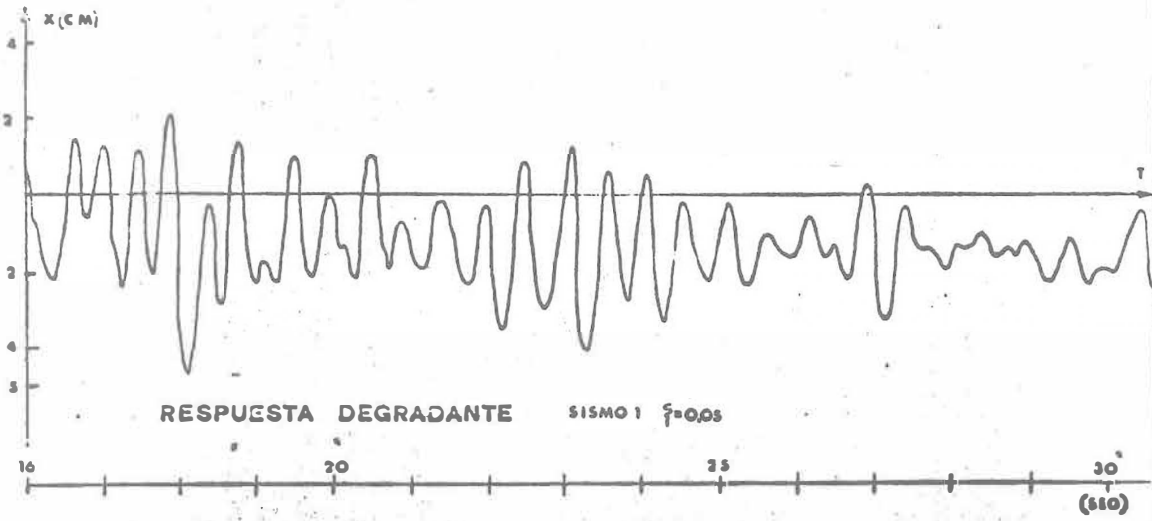
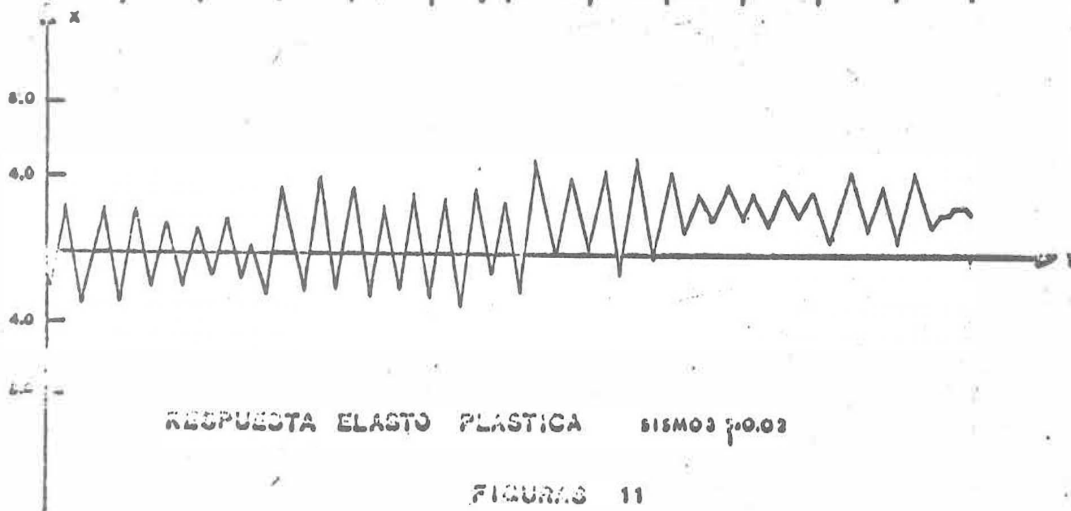
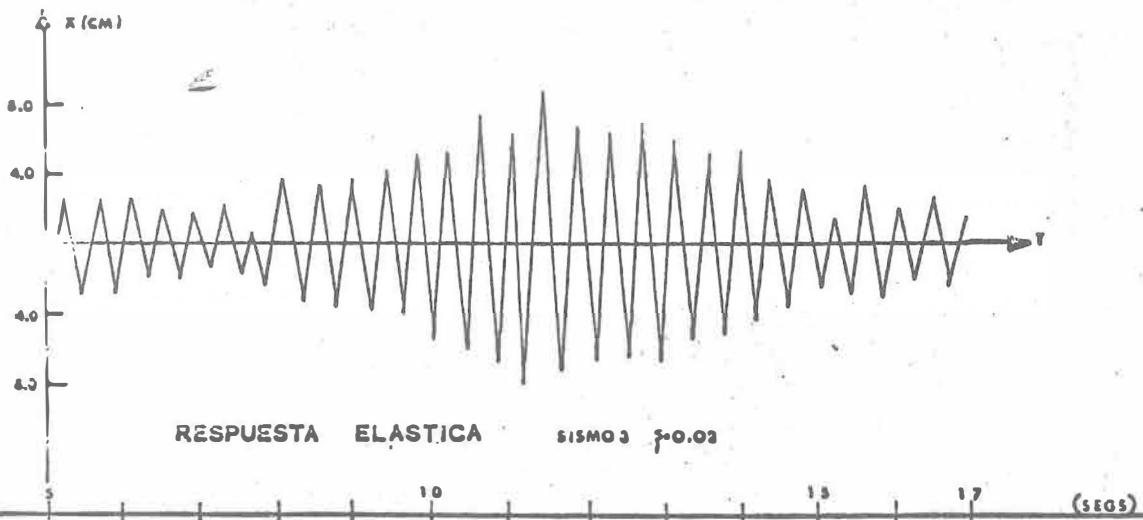


FIGURA 10



FIGURAS 11

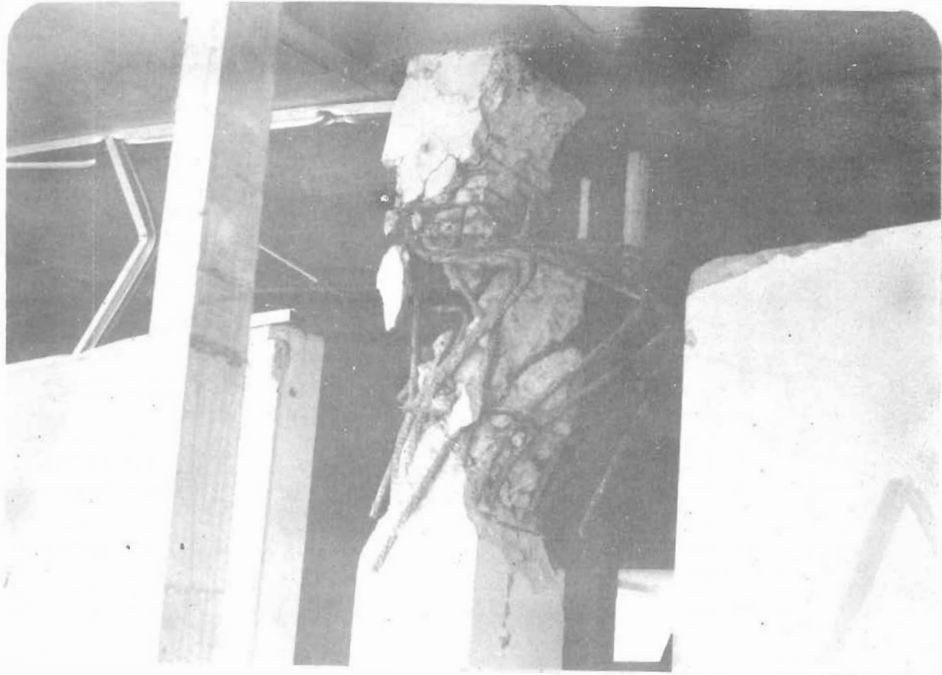


Foto 1

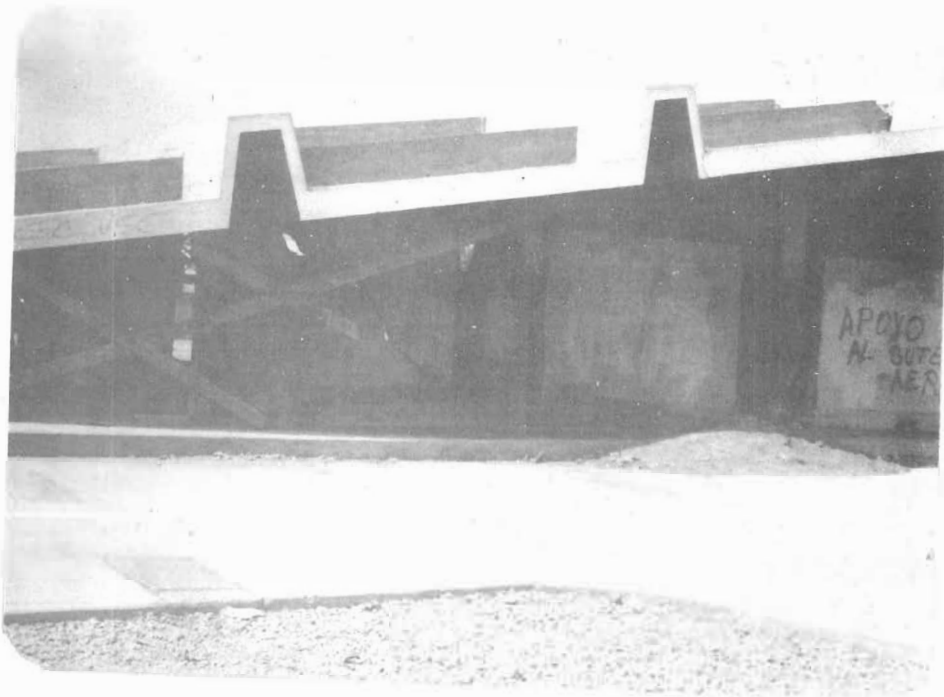


FOTO 2

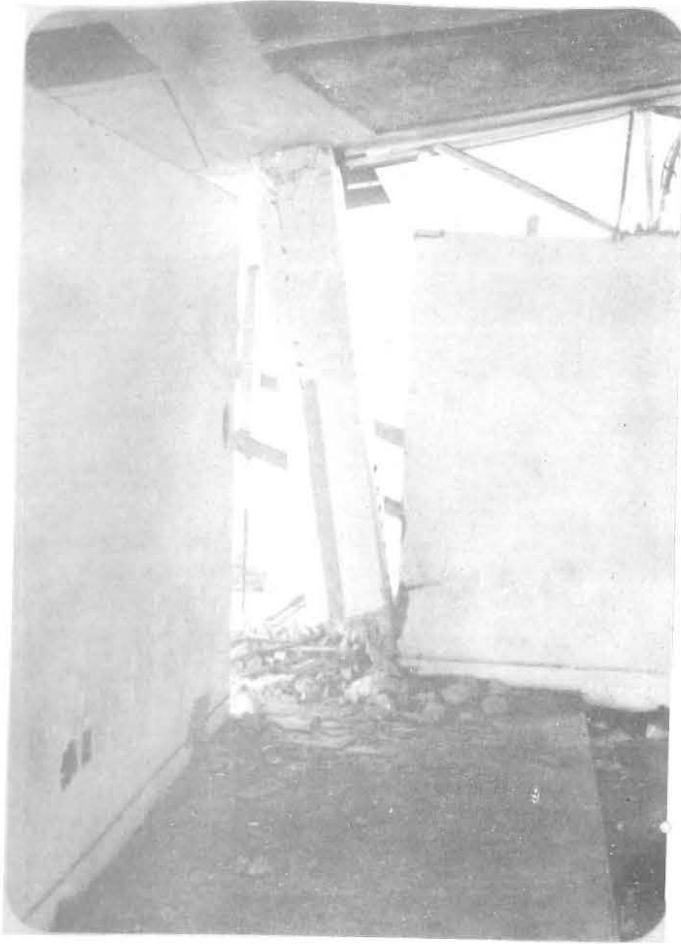


FOTO 3

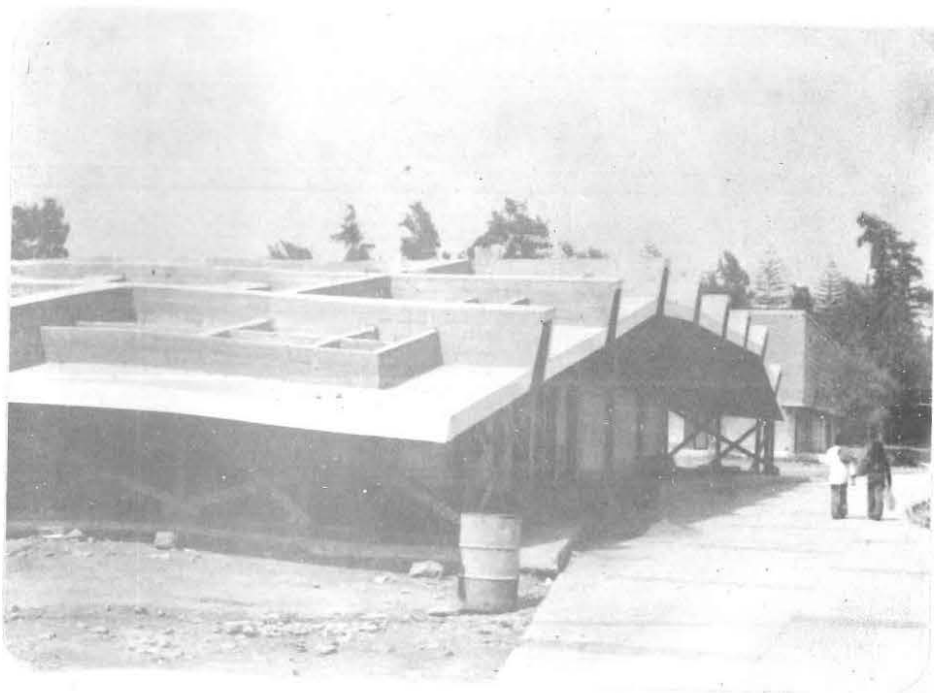


Foto 4