



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

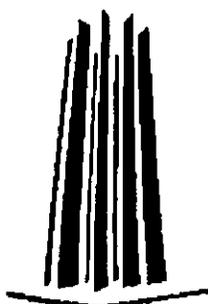
294028

**“EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE UN
SISTEMA PARA REFORZAR COLUMNAS DE
CANTERA CONSTRUIDAS DURANTE LA
ÉPOCA COLONIAL”**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
ROBERTO TORRES ORTEGA**

**ASESOR:
ING. A. ROBERTO SÁNCHEZ RAMÍREZ**



MÉXICO, D.F.

2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

ROBERTO TORRES ORTEGA
P R E S E N T E.

En contestación a la solicitud de fecha 25 de febrero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. ABRAHAM ROBERTO SÁNCHEZ RAMÍREZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA PARA REFORZAR COLUMNAS DE CANTERA CONSTRUIDAS DURANTE LA ÉPOCA COLONIAL", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI PAZ HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 22 de marzo del 2000
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



c c p Secretaría Académica.
c c p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/vr



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
H. CONSEJO TÉCNICO

OFICIO ENAR/CT/0412/99

C. ROBERTO TORRES ORTEGA,
P R E S E N T E.

En sesión celebrada el día 18 de marzo de 1999, el H. Consejo Técnico de la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, acordó:

Acuerdo No. 4225 Autorizar que el Ing. Abraham Roberto Sánchez Ramírez, dirija la tesis a nivel licenciatura del alumno Roberto Torres Ortega, de la Carrera de Ingeniería Civil, titulada *Evaluación Experimental de un Sistema para Reforzar Columnas de Cantera Construidas durante la Época Colonial.*

Sin otro particular, aprovecho la oportunidad para reiterarle mi distinguida consideración.

A T E N T A M E N T E

"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

San Juan de Aragón, Estado de México, a 8 de marzo de 1999.
EL SECRETARIO DEL H. CONSEJO TÉCNICO



ING. ÓSCAR E. ÁLVAREZ MELENDEZ

- c.c.p. Lic. Carlos E. Levy Vázquez,
Presidente del H. Consejo Técnico de la ENEP Aragón. Presente.
Lic. Alberto Ibarra Rosas,
Secretario Académico. Presente.
M en C. Daniel Aldama Ávalos,
Jefe de la División de las Ingenierías. Presente.
Ing. Gilberto García Santamaría González,
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil. Presente.

OEAM/cfl



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON – UNAM

JEFATURA DE CARRERA
DE INGENIERIA CIVIL

ENAR/JCIC/120/2001.

Asunto: Asignación de jurado

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
Secretario Académico
Presente.

Por medio del presente me permito relacionar los nombres de los profesores que sugiero integren el Sínoo del Examen Profesional del C. ROBERTO TORRES ORTEGA, con el tema de tesis: "EVALUACION EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA PARA REFORZAR COLUMNAS DE CANTERA CONSTRUIDAS DURANTE LA EPOCA COLONIAL.

PRESIDENTE	ING. WIFREDO CRESPO PEREZ
VOCAL	ING. ABRAHAM ROBERTO SANCHEZ RAMIREZ
SECRETARIO	ING. ROMULO HERNANDEZ PEREZ
SUPLENTE	ING. ADOLFO T. ALMAZAN JARAMILLO
SUPLENTE	ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ

Quiero subrayar que el director de tesis es el Ing. Abraham Roberto Sánchez Ramírez, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta Escuela.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

San Juan de Aragón, Estado de México, a 08 de marzo, de 2001.

EL JEFE DE LA CARRERA

ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ

ENAR ARAGON
SECRETARIA ACADÉMICA

★ MAR 20 2001 ★

RECIBIDO

c.c.p. Lic. Ma. Teresa Luna Sánchez, Jefa del Departamento de Servicios Escolares.
c.c.p. Ing. Ma. de los Angeles Sánchez Campos, Secretaria Técnica de la carrera de Ingeniería Civil.
c.c.p. Ing. Abraham Roberto Sánchez Ramírez, Asesor de Tesis.
c.c.p. Comité de Tesis.
c.c.p. Interesado:
GGSG*onc.

*A mis padres:
Guadalupe Ortega Gómez
Ezequiel Torres Méndez*



La castañeda; Diego Rivera

"Marco Polo describe un puente, piedra por piedra. - Pero, ¿Cuál es la piedra que sostiene al puente? - pregunta Kublai Kan.
- Al puente no lo sostiene esta u otra piedra - contesta Marco sino la línea del arco que todas ellas forman. Kublai Kan permanece en silencio, reflexionando. Después apunta, - Para qué me hablas de las piedras? Es sólo el arco que me importa.
Polo contesta: -Sin piedras no hay arco"

I. Calvino (1972)



CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 <i>Antecedentes</i>	1
1.2 <i>Objetivos</i>	3
1.3 <i>Metodología y alcance</i>	4
2. ASPECTOS ESTRUCTURALES	5
2.1 <i>Modelo de elemento finito</i>	5
2.2 <i>Módulo de elasticidad y resistencia de la mampostería</i>	6
2.3 <i>Contribución del confinamiento externo</i>	8
3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL REFUERZO	11
3.1 <i>Características de los materiales</i>	11
3.2 <i>Sistema de refuerzo</i>	13
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL	16
4.1 <i>Especímenes sin refuerzo</i>	16
4.2 <i>Especímenes reforzados</i>	17
4.3 <i>Descripción de las pruebas</i>	18

5. RESULTADOS	19
5.1 Especímenes sin refuerzo.....	19
5.2 Especímenes confinados externamente.....	21
5.3 Relación de Poisson.....	24
6. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	26
RECONOCIMIENTOS	28
REFERENCIAS	29
TABLAS	32
FIGURAS	41
FOTOS	62

1. INTRODUCCIÓN

El confinamiento externo de columnas de concreto es una técnica ampliamente usada para mejorar el comportamiento estructural de estos elementos, ya que incrementa su capacidad de carga y, esencialmente, su capacidad de deformación. El uso de esta técnica está asociado directamente con el concreto; sin embargo, su aplicación se remonta varias décadas antes de que este material se empleara con fines estructurales.

En algunos monumentos históricos, especialmente en los europeos, dicha técnica ha sido aplicada para mejorar la estabilidad estructural de columnas dañadas, especialmente porque se ajusta a los criterios que rigen los proyectos de rehabilitación estructural de monumentos históricos.

Actualmente, el Instituto de Ingeniería de la UNAM desarrolla un amplio programa de investigación acerca del comportamiento estructural en columnas de monumentos históricos. Como parte de dicho programa se realizó un estudio experimental para evaluar la influencia del confinamiento externo de este tipo de columnas, especialmente en aquellas construidas mediante sillares de piedra. En este trabajo se describen las pruebas realizadas, así como los resultados principales.

1.1 Antecedentes

En algunos monumentos históricos, los restauradores se han visto en la necesidad de confinar externamente algunas columnas a fin de mantener la integridad

estructural y mejorar la capacidad de carga de estos elementos, en especial cuando los daños que presentan ponen en riesgo la estabilidad de la construcción.

Una de las primeras aplicaciones del confinamiento de columnas fue realizada a principios del siglo XIX para reforzar varios pilares del Coliseo de Roma, Italia, las cuales, además del deterioro de sus materiales, presentan grietas verticales y diagonales provocadas por la elevada carga que deben soportar. En la Foto 1 y en la Fig. 1 pueden apreciarse las condiciones en las que se encuentran algunos de los pilares, así como los estribos que fueron colocados para reforzarlos, (ref. 8).

En otras estructuras europeas también pueden observarse refuerzos similares pero con algunas variantes; por ejemplo, la Foto 2 muestra el refuerzo de una columna monolítica de piedra de sección circular; en que el refuerzo consiste en anillos de hierro distribuidos en elevación, los cuales sujetan un juego de barras verticales del mismo material para encamisar a la columna.

La aplicación de esta técnica ha venido evolucionando, fundamentalmente para que el refuerzo tenga, además, un aspecto estético aceptable desde el punto de vista arquitectónico; la Foto 3 presenta una columna monolítica reforzada con anillos de acero, en cuya fabricación se tuvo el cuidado de dar un acabado especial a las conexiones para que los anillos aparentaran ser de una sola pieza. Esta foto aparece en la ref. 28.

En México, ésta técnica ha sido poco difundida entre los restauradores, de acuerdo con la ref. 28 algunas aplicaciones pueden observarse en el Palacio Nacional y en la Catedral. En el primer caso, un grupo de columnas del edificio principal fue reforzado mediante esta técnica (Fotos 4 y 5) y en el segundo, el refuerzo se aplicó de manera temporal en seis columnas (Foto 6 y Fig. 2) para garantizar su estabilidad durante los movimientos que se indujeron mediante el proceso de subexcavación, (ref. 16 y 27).

En la Catedral, el tema de la estabilidad de las columnas ha despertado la inquietud de varios especialistas. Ya en el siglo XVII, el maestro mayor de la Catedral, Juan Gómez de Transmonte recomendó incrementar la sección transversal de las columnas que soportan la cúpula principal, pues a su juicio consideraba que la sección era escasa y seguramente también se había percatado de la inclinación que estas habían alcanzado al momento de tomar la dirección de la obra; la propuesta que desarrolló aparece de manera esquemática en la Fig. 3. Dicha propuesta, que implicaba demoler las columnas existentes y levantar otras nuevas, no fue autorizada por los canónigos, probablemente porque las obras en ese momento ya se encontraban avanzadas y había fuertes presiones por parte de la corona española para iniciar la construcción de la cubierta.

Al concluir la subexcavación, algunas columnas todavía quedaron con más de dos por ciento de desplome, situación que aunada a los daños y a los defectos constructivos han hecho necesario evaluar posibles técnicas para su refuerzo.

1.2 Objetivos.

- Diseñar un sistema de refuerzo para confinar las columnas.
- Evaluar de manera analítica y experimental la contribución del refuerzo en el comportamiento estructural de columnas cortas sometidas a carga axial.
- Comparar los modelos teóricos de la contribución del confinamiento externo con los resultados experimentales.

1.3 Metodología y alcance.

Para ello, se construyeron modelos a escala de columnas cortas con sección transversal similar a las de la Catedral, con y sin confinamiento externo, mismos que fueron sometidos a ensayos de carga monotónica hasta alcanzar su resistencia. Los criterios usados para diseñar el refuerzo, así como la descripción de los ensayos y los resultados obtenidos se presentan en este trabajo.

Uno de los principales alcances es analizar la influencia del sistema de refuerzo en el comportamiento y resistencia de los especímenes. Así como realizar la comparación de la resistencia y el módulo de elasticidad de los especímenes sin refuerzo, que se obtuvieron de manera experimental con las teorías analíticas expuestas por algunos investigadores.

2. ASPECTOS ESTRUCTURALES

Para obtener una visión más amplia acerca del comportamiento estructural de las columnas, se realizaron tres modelos analíticos: uno, para estudiar la respuesta elástica de los especímenes ante la acción de una carga de compresión axial; otro, con el propósito de estimar un módulo de elasticidad equivalente de los especímenes formados con sillares, a fin de solo considerar su comportamiento global; es decir, como si fuesen continuos y fabricados con un material homogéneo; y un tercero, cuyo objetivo fue estimar los incrementos de resistencia y de deformación que proporciona el confinamiento externo a los especímenes.

2.1 *Modelo de elemento finito*

La respuesta elástica de los especímenes monolíticos sin refuerzo fue estudiada en la ref. 28 mediante un modelo analítico en el que se tomaron en cuenta las propiedades mecánicas del material y la geometría de los especímenes. Para ello, se aplicó el método de elementos finitos; el modelo se realizó mediante elementos sólidos, en elevación tiene la misma altura de los especímenes y su sección representa la cuarta parte de éstos. Una vista del modelo y las principales características del mismo se presentan en la Fig. 4.

El modelo fue sometido a una condición de carga que produjera un estado uniforme de esfuerzos axiales, del orden de 20 kg/cm^2 , sobre la sección transversal.

Los resultados de los análisis indican que en la dirección paralela al eje de la columna los esfuerzos axiales tienden a ser uniformes, mientras en la dirección transversal se generen concentraciones de esfuerzos de tensión en la unión entre los ingletes y las partes semicirculares. Las concentraciones de esfuerzos alcanzan un valor de 3 kg/cm^2 . En la Fig. 5 puede apreciarse la distribución de esfuerzos. Esta situación propicia, como más adelante se comentará, que ante cargas elevadas los primeros agrietamientos surjan a lo largo de la unión entre los ingletes y las partes semicirculares.

2.2 *Módulo de elasticidad y resistencia de la mampostería*

Diversos autores han tratado de representar el comportamiento global de las estructuras de mampostería sin tener que considerar cada uno de los elementos que la integran; las investigaciones se han enfocado principalmente en aquellas mamposterías cuyas piezas son de geometría regular. El propósito ha sido idealizar una estructura de mampostería como una estructura continua, fabricada con un material homogéneo cuyo comportamiento general resulte similar al de la estructura original.

De acuerdo con las ref. 26, el módulo de elasticidad, E_m , y la resistencia a compresión de la mampostería, f_m , puede estimarse a partir de las dimensiones y de las características mecánicas, tanto del mortero como de las piezas que conforman la mampostería.

Por ejemplo, conocidos los módulo de elasticidad del mortero, E_j , y de las piezas que conforman la mampostería, E_b , Sahlin, propone la siguiente expresión:

$$E_m = \frac{1}{\frac{1-\delta}{E_j} + \frac{\delta}{E_b}}$$

Donde δ , que es la relación de espesores, se determina de la siguiente manera:

$$\delta = \frac{T_b}{T_b + T_j}$$

En este caso, T_b y T_j representan los espesores de las piezas y de la junta de mortero, respectivamente.

Conocidas las propiedades mecánicas del concreto y del mortero utilizados en la construcción de los especímenes se estimó el módulo de elasticidad de la mampostería que los forma. Los resultados obtenidos son consignados en la tabla 1, mismos que más adelante serán comparados con los que se obtuvieron de manera experimental.

Sahlin (ref. 26) también trató de determinar la resistencia a compresión de la mampostería, f_m , a partir de las resistencias a tensión, f_{bt} , y a compresión de las piezas usadas en la mampostería, así como del conocimiento de la resistencia a compresión del mortero. Como resultado de sus investigaciones propuso la siguiente expresión:

$$f_m = \frac{f_b}{U_u} \left(\frac{f_{bt} + \alpha f_j}{f_{bt} + \alpha f_b} \right)$$

En la que

$$\alpha = \frac{T_j}{4.1T_b}$$

y U_u es un coeficiente de no uniformidad a la falla, que de acuerdo con el mismo autor se define de la siguiente manera:

$$U_u = 2 - \frac{f_j}{350}$$

para $f_j < 280 \text{ kg/cm}^2$.

Conocidas las propiedades mecánicas del concreto y del mortero utilizados en la construcción de los especímenes se estimó la resistencia a compresión de la mampostería. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 2, y más adelante son comparados con los que se obtuvieron de manera experimental.

2.3 Contribución del confinamiento externo

La explicación básica del efecto benéfico que produce el refuerzo transversal de elementos sujetos a compresión axial ha sido planteada desde hace varias décadas. En términos generales, se ha encontrado que la resistencia y la capacidad de deformación en cilindros de concreto se incrementa al aumentar la presión lateral de confinamiento.

En la ref. 4 y 15 se hace notar la importancia del confinamiento lateral pues en un cilindro de concreto sometido a una prueba de compresión triaxial basta que se aplique un confinamiento lateral igual a la cuarta parte de la resistencia axial para que ésta se duplique. Asimismo, la deformación asociada al esfuerzo máximo puede incrementarse varias veces en función de la presión de confinamiento.

El refuerzo transversal en un elemento de concreto sujeto a compresión restringe sus deformaciones laterales y produce un efecto de confinamiento pasivo similar al

que genera una presión lateral aplicada externamente; mejora por tanto la resistencia y sobre todo la ductilidad.

Para estimar la contribución del confinamiento en elementos de concreto se han propuesto un gran número de procedimientos. Aunque todos ellos tienen bases puramente empíricas y no se derivan de un modelo físico del comportamiento del concreto, algunos logran predecir la influencia del confinamiento lateral con bastante aproximación.

De acuerdo con la ref. 16, la acción de una presión lateral confinante sobre un elemento de concreto sujeto a compresión longitudinal consiste en restringir las deformaciones laterales por efecto de Poisson y, por tanto, en limitar la propagación del microagrietamiento. Esto conduce a que tanto la resistencia como la capacidad de deformación se incrementen.

En la misma referencia se realiza una revisión detallada de los diversos criterios que se han propuesto para predecir el comportamiento de especímenes de concreto sometidos a esfuerzos combinados. Asimismo, se comentan los resultados principales y se proponen algunas expresiones simplificadas. A continuación se presenta un resumen de los planteamientos principales que aparecen en dicha referencia.

El esfuerzo de compresión, f'_{cc} , que produce la falla de un espécimen de concreto sometido a un esfuerzo de confinamiento lateral, f_l , está dado por la ecuación:

$$f'_{cc} = f'_c + 4.26 f_l$$

Donde:

f'_c = Es la resistencia a compresión de un espécimen de concreto simple

De acuerdo con la Fig. 6, el esfuerzo de confinamiento lateral, f_l , está definido por la siguiente expresión:

$$f_l = \frac{2A_s f_y}{d \cdot s}$$

Donde:

A_s = Área de acero de la sección transversal de uno de los anillos

s = Separación entre los anillos

f_y = Esfuerzo de fluencia de las bandas de acero

d = La dimensión neta de concreto de acuerdo con la Fig. 7.

Con respecto a la deformación correspondiente al esfuerzo máximo, ε_{oc} , en la ref. 16 son simplificadas las ecuaciones que propone Shah (ref. 4) tomando en cuenta los resultados experimentales disponibles, así se tiene:

$$\frac{\varepsilon_{oc}}{\varepsilon_0} = 1 + \frac{20f_l}{f'_c}$$

Donde, ε_0 , representa la deformación asociada al esfuerzo de compresión uniaxial que produce la falla en un espécimen de concreto simple.

Los resultados obtenidos, para diferentes resistencias de concreto manteniendo constantes las características de los elementos de refuerzo, aparecen en la tabla 3. En términos generales puede observarse que para una resistencia de 146 kg/cm², el confinamiento puede incrementar hasta en un 12 por ciento la resistencia del modelo y aumentar en más de 1.5 veces su capacidad de deformación. Además, en la misma tabla se aprecia que en la medida en la que aumenta la resistencia del concreto la contribución del zuncho es menos significativa, tanto en resistencia como en capacidad de deformación.

3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE REFUERZO

3.1 Características de los materiales

Concreto. Para fabricar tanto los especímenes monolíticos como aquellos formados por sillares se utilizó concreto simple. Las propiedades físicas de los agregados utilizados en la fabricación del concreto aparecen en la tabla 4. Durante su elaboración se tomaron muestras para realizar pruebas de compresión simple, los resultados aparecen de manera resumida en las tablas 5 y 6. Además, a partir de los mismos ensayos fueron obtenidos diagramas típicos esfuerzo deformación, algunos de los más representativos aparecen en las Figs 8 y 9. En términos generales, la resistencia varió entre 107 y 201 kg/cm² mientras que el módulo lo hizo entre 77,000 y 172,000 kg/cm².

Asimismo en la tabla 7 se muestra el módulo de elasticidad que se obtuvo de manera experimental de los cilindros comparándolo con el que proponen las Normas Técnicas Complementarias, NTC (ref. 12) y además con el que se obtiene aplicando la fórmula de Pauw (ref.9).

$$E_c = 4270W^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

En donde

E_c = módulo de elasticidad, (Kg / cm²)

W = peso unitario del concreto, (Ton / m³)

f'_c = última resistencia del concreto, (Kg / cm²)

la ecuación es válida para el siguiente rango:

$$1.4 \text{ Ton / m}^3 \leq W \leq 2.48 \text{ Ton / m}^3$$

Para obtener el módulo de elasticidad el reglamento de construcciones para el Distrito Federal, RCDF, propone las siguientes expresiones:

Clase 1

$$f'c \geq 250 \text{ Kg / cm}^2$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'c}$$

Clase 2

$$f'c < 250 \text{ Kg / cm}^2$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'c}$$

En términos generales, el módulo de elasticidad obtenido de manera experimental en los cilindros de concreto, difiere de manera significativa con respecto al que resulta aplicando las NTC y, en menor medida, con el que se deriva de la fórmula de Pauw.

Mortero. El mortero utilizado para unir los sillares fue dosificado con arena y cal en proporción 2.5:1. Se tomaron algunas muestras en cubos de 5 cm por lado y en cilindros de 15x30 para ser ensayadas a compresión simple a fin de conocer su resistencia y módulo de elasticidad; los valores obtenidos se muestran en la tabla 8. Además, en las Figs. 10 y 11 aparecen curvas típicas esfuerzo deformación.

Bandas de acero. Se trata de láminas de acero de 1.6 mm (1/16") de espesor por 3.2 cm de ancho. Para conocer sus propiedades mecánicas se extrajeron seis probetas con la geometría que indican las normas ASTM, las cuales fueron sometidas a una prueba de tensión simple de conformidad con las mismas normas. En las Figs. 12 y 13 aparecen curvas típicas esfuerzo - deformación. En promedio, el acero tiene un esfuerzo de fluencia de 1654 kg/cm² y alcanzó un esfuerzo último de 3154 kg/cm².

Barras. Son piezas de sección circular de 0.95 cm (3/8") de diámetro, roscadas en toda su longitud, la rosca es de tipo estándar. Tres probetas de barras diferentes fueron sometidas a un ensaye de tensión simple de acuerdo con la normas ASTM. Dos curvas típicas esfuerzo - deformación obtenidas de los ensayes aparecen en las Figs. 14 y 15. En promedio el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último resultaron de 3451 kg/cm² y 3810 kg/cm², respectivamente.

Tomillos. Tienen un diámetro de 0.79 cm (5/16"), su rosca es estándar y son de alta resistencia, la cual se estima en 4200 kg/cm².

Ángulos y soleras. Los ángulos miden 3.8 cm (1½") por lado y su espesor es de 0.32 cm (1/8") mientras que las soleras tienen una sección de 3.8 cm (1½") de ancho por 0.32 cm (1/8") de espesor, éstas últimas fueron utilizadas para rigidizar los ángulos con los que se fabricaron los conectores de las bandas de acero. En ambos casos, se consideró un esfuerzo de fluencia nominal de 2530 kg/cm².

3.2 Sistema de refuerzo

En la mayoría de las construcciones antiguas en las que se han confinado sus columnas mediante zunchos, la sección de éstas ha sido rectangular o circular. La geometría de la sección transversal de las columnas de la Catedral complica la aplicación de esta técnica por lo que fue necesario diseñar un sistema de refuerzo que se ajustara a la geometría de manera eficiente. El sistema de refuerzo propuesto para los modelos consiste de las siguientes partes:

- Cuatro bandas de acero en cada hilada, éstas se ajustan a los sillares semicirculares cuya geometría aparece en la Fig. 16.

- Cuatro yugos verticales que confinan a los ingletes en toda la altura de las columnas. Se trata de ángulos comerciales provistos de cuatro conectores por hilada (Fig. 17).
- Dos barras roscadas por hilada para restringir el desplazamiento lateral de los elementos verticales. En el caso de los especímenes monolíticos estas piezas se dejaron embebidas en el concreto y en el caso de los especímenes contruidos mediante sillares, los pernos fueron albergados en las juntas de mortero (durante su fabricación), a fin de evitar hacer barrenos (Foto 7).
- Ocho tornillos por hilada para sujetar las bandas a los conectores que se encuentran fijos a los elementos verticales (Fig.17).

El procedimiento para ensamblar estas piezas en el modelo es el siguiente:

- Los yugos verticales son los primeros que se fijan a las columnas mediante las barras roscadas, a cuyas tuercas se les aplicó un apriete de 208 kg-cm (Foto 8).
- A continuación, se colocan las bandas de acero, las cuales se fijan a los conectores de los yugos verticales mediante tornillos, a los que también se les aplica un apriete de 208 kg-cm (Foto 9). El propósito de apretar las tuercas de pernos y tornillos es inducir un confinamiento inicial a la columna, de tal manera que el refuerzo restrinja las expansiones de ésta ante las primeras sobrecargas que deba soportar.

- En los extremos de los especímenes se colocó una capa de azufre para distribuir la carga de manera uniforme y así evitar posibles concentraciones de esfuerzos durante los ensayos (Foto 10).

En la Fig. 18 y en la Foto 11 se presentan respectivamente, un esquema y la vista general del refuerzo de un espécimen monolítico. Y en la Fig. 19 y en la Foto 12 aparece información semejante para un espécimen reforzado construido mediante sillares.

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental fue dividido en dos partes: la primera, tuvo como propósito estudiar el comportamiento estructural de columnas cortas sometidas a carga axial; y la segunda, se realizó para evaluar la influencia del confinamiento externo en las mismas columnas cuando éstas son sujetas a sollicitaciones semejantes.

Para ello, fueron construidos modelos a escala de columnas cuya sección transversal representa la sexta parte de la del prototipo y la altura de los mismos fue de 80 cm. Los modelos a su vez fueron de dos tipos: monolíticos, y formados por sillares; el propósito fue evaluar la influencia de las juntas de mortero en el comportamiento estructural y determinar si el comportamiento de los dos tipos es semejante, ya que los continuos son más sencillos de construir y el desarrollo de futuras propuestas de refuerzo podría simplificarse ensayándolas sobre elementos monolíticos y no necesariamente en elementos formados por sillares.

4.1 Especímenes sin refuerzo

Especímenes monolíticos. Se trata de elementos continuos, construidos con concreto simple, identificados como EMCS, tienen un hueco de sección circular en la parte central, para representar el núcleo de mampostería de las columnas prototipo. El área neta de la sección transversal de los especímenes es de 1006.7 cm^2 . Algunos detalles de la geometría de los especímenes, así como una vista general de

uno de ellos aparecen en la Fig. 20 y en la Foto 13. En total fueron construidas cinco columnas a escala, la identificación de cada una de ellas aparece en la tabla 5.

Especímenes formados por sillares. Se trata de columnas construidas mediante una mampostería de sillares de concreto simple, ESCS. El peralte de los sillares es de 10 cm; la sección transversal de los modelos es semejante a la de las columnas reales, incluso toma en cuenta el hueco de la parte central. El hueco tiene una sección que se alterna de un sillar a otro; pasa de un cuadrado a un octágono. La sección transversal del hueco en la columna prototipo no es uniforme debido, probablemente, a que los constructores solo prestaban atención a las caras de los sillares que estarían en contacto con otros similares y sobre todo a aquellas que quedarían a la vista. El área neta de la sección transversal de las columnas reales y de los especímenes es de 40,000 y 1056.6 cm², respectivamente. La Fig. 21 presenta un esquema con el despiece de los sillares así como los aspectos principales de su geometría y en la Foto 14 aparece una vista general de un espécimen típico. En la tabla 5 están identificados los cinco modelos construidos.

Los sillares de las columnas prototipo fueron unidos entre ellos mediante un mortero a base de cal y arena. De manera análoga, en la mampostería de los especímenes también se usó un mortero de cal y arena. Las juntas de mortero en el modelo tienen un espesor promedio de 0.5 cm.

4.2 Especímenes reforzados

Estos especímenes, que son semejantes a los ya descritos; es decir, monolíticos y formados por sillares, fueron confinados externamente mediante un sistema diseñado para tal fin y que más adelante se describe. En la tabla 6 aparecen identificados estos

especímenes; puede observarse que de los ocho reforzados, tres son monolíticos, EMCR, y cinco están formados por sillares, ESCR.

4.3 Descripción de las pruebas

Cada uno de los especímenes fue sometido a una prueba de compresión simple. La carga se aplicó de manera monotónica, incrementando los esfuerzos sobre los especímenes a razón de 12.5 kg/cm^2 por minuto. Para aplicar la carga se utilizó una máquina universal con capacidad de 230 t que satisface los requisitos que señalan las normas ASTM.

Las deformaciones que experimentaron los especímenes se midieron mediante transductores del tipo DCDT. Además, se utilizó un deformímetro de cono para medir el acortamiento total de estos elementos.

La carga aplicada a los especímenes así como la deformación que estos mismos experimentaban fueron registradas en una computadora personal mediante un sistema automático de adquisición de datos (ref. 13). Una vista de la disposición del ensaye aparece en la Foto 15.

5. RESULTADOS

5.1 *Especímenes sin refuerzo*

Especímenes monolíticos. Cinco columnas de este tipo fueron ensayadas. Los esfuerzos que soportaron aparecen en la tabla 5; como puede apreciarse, el esfuerzo máximo fue de 107 kg/cm^2 y el mínimo de 64 kg/cm^2 , los cuales corresponden a los especímenes EMCS25 y EMCS01, respectivamente. La resistencia promedio de este grupo fue de 81 kg/cm^2 . En la misma tabla pueden observarse los valores de la resistencia a compresión de los cilindros de concreto correspondientes a estos especímenes; en promedio, la resistencia de los especímenes representa el 65 por ciento de la resistencia de los cilindros con un coeficiente de variación de 9.4 por ciento.

En las Figs. 22 y 23 se presentan algunos diagramas típicos esfuerzo – deformación obtenidos durante los ensayos. Puede observarse que los especímenes tienen un comportamiento frágil. A partir de estos diagramas fueron estimados el módulo de elasticidad secante y la deformación asociada al esfuerzo máximo; los resultados aparecen en la tabla 5; los valores medios, resultaron de $108,528 \text{ kg/cm}^2$ y de 0.003, respectivamente; en términos generales el módulo de elasticidad se abate en un 68 por ciento respecto al valor obtenido en los cilindros, mientras que la deformación unitaria asociada al esfuerzo máximo aumenta 17 por ciento en promedio.

En la mayoría de los ensayos pudieron observarse los primeros agrietamientos ante cargas cercanas al 45 por ciento de la resistencia. De manera consistente estas grietas surgieron en la unión entre los ingletes y las partes semicirculares siguiendo una trayectoria vertical (Foto 16). Esta situación se atribuye a la concentración de esfuerzos

de tensión que se genera en la dirección transversal al eje en el que se aplica la carga de acuerdo con los resultados de los modelos de elementos finitos ya comentados.

En las Fotos 17 y 18 se presenta un espécimen al producirse la falla; se aprecia que las grietas verticales incrementan su espesor y en las partes semicirculares las grietas principales definen planos inclinados con respecto a la dirección en que es aplicada la carga. En la Fig. 24 aparece un esquema del patrón de agrietamientos.

Especímenes formados por sillares. Cinco piezas de este tipo fueron ensayadas, los esfuerzos que soportaron aparecen en la tabla 5; como puede apreciarse, el esfuerzo máximo fue de 125 kg/cm^2 y el mínimo de 98 kg/cm^2 , los cuales corresponden a los especímenes ESCS16 y ESCS20, respectivamente. La resistencia promedio de este grupo fue de 113 kg/cm^2 . En la misma tabla pueden observarse los valores de la resistencia a compresión de los cilindros de concreto correspondientes a estos especímenes; en promedio, la resistencia de los especímenes representa el 60 por ciento de la resistencia de los cilindros con un coeficiente de variación de 6.9 por ciento.

En las Figs. 25 y 26 se presentan algunos diagramas típicos esfuerzo – deformación obtenidos durante los ensayos. Puede observarse que los especímenes tienen un comportamiento frágil. A partir de estos diagramas fueron estimados el módulo de elasticidad secante y la deformación asociada al esfuerzo máximo (tabla 5), los valores medios, resultaron de $86,000 \text{ kg/cm}^2$ y de 0.0041, respectivamente; en términos generales el módulo de elasticidad representa alrededor del 65 por ciento del valor obtenido en los cilindros, mientras que la deformación unitaria asociada al esfuerzo máximo aumenta casi 43 por ciento en promedio.

La resistencia a compresión y el módulo de elasticidad de los especímenes monolíticos son aproximadamente 8.7 y 4.6 por ciento superiores, respectivamente, a los valores obtenidos en los especímenes fabricados con sillares, que más adelante se presentan.

En los especímenes formados por sillares, de acuerdo con la tablas 9 y 10, existe una similitud aceptable entre el módulo de elasticidad y la resistencia obtenidos de manera experimental con los que se deducen aplicando el modelo de Sahlin.

En los mismos especímenes la resistencia a compresión axial obtenida en las pruebas de laboratorio es, en promedio, 25 superior a la estimada de manera analítica, lo cual indica que es necesario adecuar los modelos analíticos para obtener mejores aproximaciones acerca de la resistencia.

En la mayoría de los especímenes también pudieron observarse grietas que seguían una trayectoria vertical en la unión entre los ingletes y las medias muestras (Foto 19). En este caso las grietas empezaron a surgir ante cargas menores, en promedio representaban el 40 por ciento de la resistencia de estos especímenes, debido a que las juntas verticales que se encuentran en esa zona, facilitan la propagación de las grietas tanto por su baja resistencia a tensión como por su reducida capacidad de adherencia.

En la Foto 20 aparece uno de los especímenes al producirse su falla; se aprecia que las grietas verticales incrementan su espesor y que en las medias muestras las grietas principales definen planos inclinados con respecto a la dirección de la carga. Además, a diferencia de los especímenes monolíticos, pudieron observarse al menos tres especímenes que se desbarataron al alcanzar la resistencia máxima (Fotos 21 y 22).

5.2 Especímenes confinados externamente

Especímenes monolíticos. En total fueron ensayados tres especímenes, los esfuerzos que soportaron aparecen en la tabla 6; como puede apreciarse, el esfuerzo máximo fue de 216 kg/cm^2 y el mínimo de 170 kg/cm^2 , los cuales corresponden a los especímenes EMCR06 y EMCR05, respectivamente. La resistencia promedio de este

grupo fue de 189 kg/cm^2 . En promedio, la resistencia de los especímenes representa el 129 por ciento de la resistencia de los cilindros de concreto con un coeficiente de variación de 12.5 por ciento. Además, la resistencia de estos especímenes resulta en promedio, 54 por ciento superior a la de los que carecen de confinamiento externo.

En las Figs. 27 y 28 se presentan algunos diagramas típicos esfuerzo – deformación obtenidos durante los ensayos; a partir de ellos fueron estimados el módulo de elasticidad secante y la deformación asociada al esfuerzo máximo, los resultados obtenidos se presentan en la tabla 6; los valores medios resultaron de $129,000 \text{ kg/cm}^2$ y de 0.0040, respectivamente; en términos generales, el módulo de elasticidad se incrementa, en promedio, 68 por ciento respecto al valor obtenido en los cilindros, y la deformación unitaria asociada al esfuerzo máximo aumenta cerca de 40 por ciento en promedio.

En los mismos diagramas esfuerzo-deformación puede observarse que los especímenes, después de que alcanzan la resistencia máxima, son capaces de soportar una fracción importante de la de ésta ante deformaciones mayores, además se aprecia que dicha fracción es mayor en la medida en la que la resistencia es menor como pueden apreciarse en la tabla 11 donde se resumen estos resultados. Esto se atribuye a que el refuerzo externo se mantuvo constante en todos los especímenes y a que el mismo refuerzo tiene una mayor contribución en la medida en que la resistencia a compresión del espécimen sea menor.

La resistencia a compresión de los especímenes zunchados se incrementa casi 100 por ciento respecto a los del mismo tipo que no tienen refuerzo.

En la mayoría de los especímenes también pudieron observarse grietas que seguían una trayectoria vertical en la unión entre los ingletes y las medias muestras (Foto 23), las cuales aparecieron ante cargas próximas a las que produjeron la falla.

En la mayoría de los casos, al alcanzarse la carga máxima, los especímenes tuvieron una falla en flexo-compresión, misma que se produjo porque alguna de las partes semicirculares cedía antes que las otras tres (Foto 24).

Bajo estas condiciones, el refuerzo evitó una falla súbita, el confinamiento que éste proporcionaba permitió que los especímenes pudieran seguir tomando una parte de la carga y experimentar deformaciones elevadas. Cuando las deformaciones llegaron a ser excesivas para el modelo, algunas barras roscadas fallaron en cortante (Fotos 25 y 26) y no en tensión, debido a que los yugos que confinan a los ingletes se apoyaban sobre las barras, produciéndoles un efecto de cisalla. También, pudo observarse la contribución de los elementos verticales para tomar parte de la carga axial, ya que ante las grandes deformaciones que los especímenes sufrieron estas piezas se pandearon entre una barra y otra (Foto 27).

Especímenes formados por sillares. En total fueron ensayados cinco especímenes, los esfuerzos que soportaron aparecen en la tabla 6; como puede apreciarse, el esfuerzo máximo fue de 168 kg/cm^2 y el mínimo de 97 kg/cm^2 , los cuales corresponden a los especímenes ESCR19 y ESCR22, respectivamente. La resistencia promedio de este grupo fue de 137 kg/cm^2 . En promedio, la resistencia de los especímenes representa el 79 por ciento de la resistencia de los cilindros de concreto con un coeficiente de variación de 5.5 por ciento.

En las Figs. 29 y 30 se presentan algunos diagramas típicos esfuerzo – deformación obtenidos durante los ensayos. A partir de estos diagramas fueron estimados el módulo de elasticidad secante y la deformación asociada al esfuerzo máximo para cada espécimen (tabla 6), los valores medios, resultaron de $52,716 \text{ kg/cm}^2$ y de 0.0073, respectivamente, lo cual indica que el módulo de elasticidad se incrementó respecto a los valores obtenidos en los cilindros y en los especímenes semejantes sin refuerzo.

En los mismos diagramas puede observarse que los especímenes, después de que alcanzan la resistencia máxima, son capaces de soportar una fracción importante de ésta ante deformaciones mayores (tabla 11); puede apreciarse que dichos esfuerzos son semejantes, del orden de 76 kg/cm^2 , lo cual también indica que dicha capacidad depende, principalmente, de la contribución que proporciona el sistema de confinamiento y sólo marginalmente de la resistencia máxima que alcanzaron.

La resistencia a compresión de los especímenes zunchados se incrementa alrededor de 30 por ciento respecto a los del mismo tipo que no tienen refuerzo.

En términos generales, el comportamiento estructural fue semejante al que se observó en los especímenes monolíticos (Fotos 28 y 29). Un aspecto que resultó de especial interés fue que los sillares que conforman a los especímenes se mantuvieron trabajando en conjunto ante deformaciones elevadas, lo cual se atribuye al confinamiento que les proporcionó el sistema de refuerzo.

5.3 Relación de Poisson

El cociente entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson. De acuerdo con diferentes autores dicha relación se mantiene estable dentro del intervalo elástico de la curva esfuerzo deformación; es decir, cuando el esfuerzo no excede el 50 por ciento de la resistencia del concreto.

Las mediciones de la deformación en los especímenes permitieron obtener un valor aproximado de la relación de Poisson, el cual refleja la influencia del refuerzo transversal.

En los especímenes monolíticos sin refuerzo dicho módulo es el orden de 0.46, valor que es consistente con el que se reporta en la literatura para concretos de baja resistencia (Fig. 31). En los especímenes confinados del mismo tipo se notó, de

manera consistente, una reducción de dicho módulo, el cual fluctuó entre 0.3 y 0.32, lo cual se atribuye a la restricción del desplazamiento transversal del concreto provocado por el confinamiento externo (Fig. 32). Como se puede notar, la relación de Poisson se abate en un 32 por ciento, debido a la contribución del sistema de refuerzo.

En los especímenes formados por sillares también se apreció la contribución del confinamiento externo (Figs. 33 y 34). En promedio, el módulo de Poisson de los especímenes sin refuerzo fue de 0.56, mientras que en aquellos confinados externamente se obtuvo un valor de 0.46. Lo cual quiere decir que la relación de Poisson se abate en un 17 por ciento, debido a la contribución del sistema de refuerzo.

6. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En términos generales, los especímenes continuos son ligeramente más resistentes y rígidos que aquellos formados por sillares; sin embargo, hay buena similitud entre ellos respecto a su forma de falla en compresión, por lo que se considera que los sistemas de refuerzo pueden ser ensayados en especímenes monolíticos, cuya fabricación resulta más sencilla y, sobretodo, más rápida que la de aquellos formados por sillares.

El agrietamiento vertical, que puede observarse en las uniones entre los ingletes y las medias muestras de algunas columnas prototipo, fue reproducido tanto de manera analítica como experimental. Dicho agrietamiento se debe a la concentración de esfuerzos que provocan las entrantes que forman los ingletes y las medias muestras.

El módulo de elasticidad de los especímenes formados por sillares resultó semejante al obtenido de manera analítica aplicando las formulas Sahlin.

Por otra parte, la estimación de la resistencia a compresión de los mismos especímenes siguiendo los criterios propuestos por el mismo autor subestima, en aproximadamente 25 por ciento, la resistencia obtenida en las pruebas de laboratorio. Por consiguiente, se sugiere estudiar con mayor detalle este aspecto afín de obtener expresiones matemáticas que representen con mayor precisión el comportamiento estructural.

El sistema de refuerzo propuesto se ajusta a la geometría de las columnas, con lo cual se logra un confinamiento efectivo de las columnas.

La contribución de los zunchos resulta más efectiva en los especímenes que en cilindros. Esto se atribuye a que los especímenes sin confinamiento son más vulnerables que los cilindros a la carga axial, por las concentraciones de esfuerzos que se producen en su sección transversal, mismas que les causan agrietamientos verticales prematuros que los debilitan; Una vez manifestado el agrietamiento, las columnas dejan de comportarse como una pieza monolítica y empieza a funcionar como si se tratara de al menos cuatro columnas independientes, cada una con aproximadamente la cuarta parte del área de la sección transversal, pero con una mayor esbeltez que la pieza original. Por consiguiente, para evaluar la contribución del confinamiento externo se sugiere tomar como referencia la resistencia de los especímenes sin refuerzo y no la resistencia en cilindros tomados del concreto con el que fueron fabricados.

RECONOCIMIENTOS

Se agradece: al Sr. Concepción Hernández Rivera su colaboración en la instrumentación y en el desarrollo de los ensayos de laboratorio; y a los Señores Salomón Trinidad y José Rosales su apoyo en la construcción de los modelos. Asimismo, se reconoce el apoyo de los talleres mecánico y de carpintería en la construcción de las cimbras.

REFERENCIAS

1. **ACI**, "Cemento, mortero y concreto". Cartilla del concreto, 1985.
2. **ACI**, "Factores que afectan la resistencia del concreto". Cartilla del concreto, 1985.
3. **ACI**, "Proporcionamiento de mezclas de concreto". Cartilla del concreto, 1985.
4. **Ahmad, S., and Shah, S.**, "Complete triaxial stress-strain curves for concrete", ASCE Journal, Vol 108, No. ST4, 1982.
5. **ASTM 469**, "Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression". ASTM Standards, Parte 14, Concrete & Mineral Aggregates, Manual of Concrete Testing, 1980.
6. **ASTM C39**, "Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens". ASTM Standards,
7. **Ballio, G. And Calvi, M.**, "Strengthening of masonry structures by lateral confinement", Structural Engineering International, Journal of IABSE, 1993.
8. **Croci G. (1998)**. "The Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage". Computational, Roma Italia.
9. **Everard N y Taner III J.** "Diseño de concreto de armado". Mc Graw-Hill. U.S.A
10. **Ferguson, P. M. (1983)**. "Fundamentos del Concreto Reforzado". CECSA, México.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

11. **Fundación I.C.A. (1999).** "Edificaciones de Mampostería Para Vivienda". Fundación I.C.A., México.
12. **Gaceta oficial del Distrito Federal (1995).** Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto .
13. **Gómez, E. (1995).** " Sistema de adquisición de datos". Desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
14. **Luna, J. L. (1995).** "Propiedades Mecánicas de la Cantera Utilizada en Construcciones de la Época Colonial". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
15. **Meli, R. y Baeza, J.,** " Comportamiento del concreto confinado con refuerzo Transversal", Revista Ingeniería, órgano oficial de la facultad de ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Vol. 54, No 4, 1984.
16. **Meli, R.,** "Criterios para el diseño del zuncho en columnas", informe 93/06, del Instituto de Ingeniería para la Dirección general de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural, 1993.
17. **Mendoza, C. J. (1985).** " Propiedades Mecánicas de los Concretos Fabricados en el Distrito Federal". Series del Instituto de Ingeniería No. 495, I de I, UNAM, México.
18. **Nawy, E. (1998).** "Concreto Reforzado". Prentice Hall Inc, New Jersey.
19. **Nilson A.H.(1982).** "Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado". Limusa, México.
20. **Park, R. y T. Paulay (1986).** " Estructuras de Concreto Reforzado". Limusa, México. Parte 14, Concrete & Mineral Aggregates, Manual of Concrete Testing, 1986.

21. **Peña, F. (1997).** "Análisis de una Propuesta de Refuerzo de las Columnas del Crucero de la Catedral de la Ciudad de México". Tesis para obtener el grado de Maestro en Estructuras, DEPMI, UNAM.
22. **Robles, F. y González, Oscar. (1990).** " Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado". Limusa, México.
23. **Rodríguez, G. (1997).** " Estudio Sobre el Comportamiento Estructural del Sagrario Metropolitano". Tesis para obtener el grado de Maestro en Estructuras, DEPMI, UNAM.
24. **S.M.I.E, A.C. (2000).** "Curso Para Diseño de Edificaciones de Mampostería para Vivienda". S.M.I.E., México.
25. **S.R.H. (1967).** " Instructivo Para Concreto". Departamento de Ingeniería Experimental, México.
26. **Sahlin, S. (1969).** " Structural Masonry". Prentice Hall Inc, New Jersey.
27. **Sánchez Ramírez, A. R. y Meli Piralla, R. (1997)** " Bases para Definir el Proyecto de Rehabilitación Estructural de la Catedral y del Sagrario de la Ciudad de México". Informe elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural.
28. **Sánchez Ramírez, A.R., Meli Piralla, R. y Torres Ortega, R. (2001).** " Evaluación Experimental de un Sistema para Reforzar las Columnas de la Catedral de la Ciudad de México y del Sagrario Metropolitano". Informe elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural.
29. **Steven H., K. y William C., P. (1992).** " Diseño y control de mezclas de concreto". Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto.

Tabla 1 Módulo de elasticidad teórico, aplicando la hipótesis de Sahlín.

No. Espécimen	E_m (kg /cm ²)	E_c (kg /cm ²)	T_b mm	T_j mm	T mm	$T_b/(T_j+T_b)$	E_e (kg /cm ²)
14	11278	150387	100	5	105	0,9524	94741
15	11278	143571	100	5	105	0,9524	92117
16	11278	137693	100	5	105	0,9524	89775
20	11278	145396	100	5	105	0,9524	92829
21	11278	128362	100	4	104	0,9615	91734

E_m : Módulo de elasticidad del mortero

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

E_e : Módulo de elasticidad de la mampostería

T_b : Espesor del sillar

T_j : Espesor del mortero

T : Espesor total ($T_b + T_j$)

Tabla 2 Resistencia a la compresión de especímenes sin refuerzo, de acuerdo a la hipótesis de Sahlin.

Espécimen	No.	P (kg)	d (cm)	L (cm)	f_b (kg /cm ²)	f_{bt} (kg /cm ²)	f_j (kg /cm ²)	f_m (kg /cm ²)
Formados por sillares (ESCS)	14	35895	15.2	30.5	198	49	6	95
	15	36120	15.3	30.4	196	49	6	95
	16	33230	15.1	30.5	186	46	6	90
	20	31210	15.3	30.5	170	43	6	82
	21	36540	15.8	31.6	186	47	6	90

$U_0 = 1.98$

$\alpha = 0.0122$

P : Carga máxima que resiste el cilindro

d : Diámetro del cilindro

L : Altura del cilindro

f_b : Esfuerzo a compresión simple del cilindro

f_{bt} : Esfuerzo a tensión del cilindro

f_j : Esfuerzo a compresión del mortero

f_m : Esfuerzo a compresión de la mampostería

Tabla 3 Resistencia a la compresión de especímenes con refuerzo, de acuerdo a la hipótesis de Shah.

Espécimen	No.	f'_{ce} (kg /cm ²)	f'_c (kg /cm ²)	f'_{ce}/f'_c	ρ_s	ρ_{ef}	f_l (kg /cm ²)	f_L (kg /cm ²)	f'_{cc} (kg /cm ²)	f'_{cc} / f'_c	ϵ_{00}/ϵ_0
Monolíticos (EMCR)	5	170	146	1,16	0,008	0,0049	7,1	4,3	165	1,12	1,59
	6	216	146	1,48	0,008	0,0049	7,1	4,3	165	1,12	1,59
	7	181	146	1,24	0,008	0,0049	7,1	4,3	165	1,12	1,59
	11	233	249	0,94	0,008	0,0049	7,1	4,3	268	1,07	1,34
	12	230	249	0,92	0,008	0,0049	7,1	4,3	268	1,07	1,34
	13	201	246	0,81	0,008	0,0049	7,1	4,3	265	1,07	1,35
Formados por sillares (ESCR)	17	145	192	0,76	0,008	0,0051	8,4	4,5	211	1,10	1,47
	18	158	187	0,84	0,008	0,0051	8,4	4,5	206	1,10	1,48
	19	168	201	0,84	0,008	0,0051	8,4	4,5	220	1,09	1,45
	22	98	133	0,74	0,008	0,0051	8,4	4,5	152	1,14	1,68
	23	120	150	0,80	0,008	0,0051	8,4	4,5	169	1,13	1,60

$$A_s = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 1765 \text{ Kg/cm}^2$$

f'_{ce} : Esfuerzo a compresión simple del espécimen

f'_c : Esfuerzo a compresión simple de los cilindros

ρ_s : Cuantía volumétrica

ρ_{ef} : Cuantía efectiva

$$d = 26.5 \text{ ; } d = 21.5 \text{ cm}$$

$$s = 10.0 \text{ cm}$$

f_l : Presión lateral

f'_{cc} : Esfuerzo de compresión confinado

ϵ_{00} : Deformación correspondiente al esfuerzo máximo

ϵ_0 : Deformación asociada al esfuerzo de compresión uniaxial que produce la falla en el espécimen

Tabla 4 *Propiedades físicas de los agregados, obtenidas mediante pruebas de laboratorio.*

No. Dosificación	MATERIAL	Abs. (%)	P.E T/m3	P.V.S. Kg/m3	P.V.C. Kg/m3	T.M.A. Pulg.	M.F	W (%)
1	ARENA	10.13	2.04				3.07	5
	GRAVA 1	6.23	1.92	1003	1134	3/8		0.76
2	ARENA	6.0	2.14				3.27	5.4
	GRAVA 1	6.34	1.8	979	1070	1/2		4.9
3	A. DE RÍO	5.29	2.32				3.56	0.87
	GRAVA 2	3.95	2.08		1343	1/2		0.09
4	ARENA	7.43	2.12				3.3	1.4
	GRAVA 2	5.3	2.22		1311	1/2		1.03
5	A. DE RÍO	0.7	2.4				2.8	5
	GRAVA 3	0.5	2.65		2.6	1/2		0.76

Abs. : Absorción

P.E. : Peso Específico

P.V.S. : Peso Volumétrico Suelto

P.V.C. : Peso Volumétrico Compactado

T.M.A. : Tamaño Máximo del Agregado

M.F. : Módulo de finura

W. : Contenido de Agua en condiciones ambientales

Grava 1 : Grava de Tezontle

Grava 2 : Grava de Andesita

Grava 3 : Grava de Basalto

Tabla 5 Valores obtenidos en los ensayos de laboratorio, para los especímenes sin el sistema de refuerzo.

Especimen	No.	f'_e (kg/cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	f'_e / f'_c	E_e (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	E_e / E_c	ε_e	ε_c	$\varepsilon_e / \varepsilon_c$
Monolíticos (EMCS)	1	64	109	0.58	72003	120585	0.597	-----	-----	-----
	2	64	107	0.60	83339	120585	0.691	0.0032	-----	-----
	3	74	111	0.67	92018	120795	0.762	0.0021	-----	-----
	24	97	142	0.68	-----	119714	-----	0.0031	0.0029	1.068
	25	107	145	0.73	-----	124821	-----	0.0035	0.0028	1.273
Formados por sillares (ESCS)	14	118	198	0.59	79804	150387	0.531	0.0035	-----	-----
	15	111	196	0.56	114593	143571	0.798	0.0038	-----	-----
	16	125	186	0.67	92376	137693	0.671	0.0040	0.0035	1.143
	20	98	170	0.58	-----	145396	-----	0.0058	0.0033	1.758
	21	113	186	0.60	104773	172536	0.610	0.0036	0.0026	1.384

f'_e : Esfuerzo a compresión simple del espécimen

f'_c : Esfuerzo a compresión simple de los cilindros (15cm x 30 cm)

E_e : Módulo de elasticidad del espécimen

E_c : Módulo de elasticidad del cilindro

ε_e : Deformación asociada al esfuerzo máximo del espécimen

ε_c : Deformación asociada al esfuerzo máximo del cilindro

Tabla 6 Valores obtenidos en los ensayos de laboratorio, para los especímenes con el sistema de refuerzo.

Espécimen	No.	f'_e (kg/cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	f'_e / f'_c	E_e (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	E_e / E_c	ϵ_e	ϵ_c	ϵ_e / ϵ_c
Monolíticos (EMCR)	5	170	146	1.16	167124	77367	2.16	-----	0.0032	-----
	6	216	146	1.47	136401	77367	1.76	0.0041	0.0033	1.24
	7	181	146	1.24	85176	77367	1.10	0.0051	0.0033	1.54
Formados por sillares (ESCR)	17	145	191	0.76	-----	137417	-----	0.0078	0.0030	2.60
	18	157	187	0.84	-----	131480	-----	-----	-----	-----
	19	168	201	0.83	90197	134119	0.67	0.0084	0.0033	2.55
	22	97	132	0.74	80431	109590	0.73	0.0069	0.0035	1.97
	23	120	150	0.79	73363	117477	0.62	0.0062	0.0033	1.88

f'_e : Esfuerzo a compresión simple del espécimen

f'_c : Esfuerzo a compresión simple de los cilindros (15cm x 30 cm)

E_e : Módulo de elasticidad del espécimen

E_c : Módulo de elasticidad del cilindro

ϵ_e : Deformación asociada al esfuerzo máximo del espécimen

ϵ_c : Deformación asociada al esfuerzo máximo del cilindro

Tabla 7 Comparación de módulos de elasticidad teóricos con el obtenido de manera experimental.

Peso Kg	Diámetro cm	Altura cm	Área cm ²	Volumen cm ³	Densidad T/M ³	f _c	E _c	E _N	E _P	E _o /E _N	E _o /E _P
9.8	15.2	30.5	181.5	5534.5	1.8	129	84735	90686	114401	0.93	0.74
11.2	15.2	30.4	182.2	5538.1	2.0	139	138836	94285	144053	1.47	0.96
11.2	15.3	30.5	183.9	5607.5	2.0	147	117477	97018	145876	1.21	0.81
10.7	15.2	30.5	181.5	5534.5	1.9	182	137693	107884	153928	1.28	0.89
10.3	15.1	30.3	179.1	5426.1	1.9	186	118639	109202	151884	1.09	0.78
10.5	15.4	30.3	186.3	5643.8	1.9	190	131480	110127	149459	1.19	0.88
10.6	15.4	30.5	186.3	5681.1	1.9	195	134119	111573	152080	1.20	0.88
10.6	15.2	30.5	181.5	5534.5	1.9	199	137417	112981	160384	1.22	0.86
10.7	15.5	30.5	188.7	5755.1	1.9	199	143571	112780	153246	1.27	0.94
10.5	15.1	30.5	179.1	5461.9	1.9	199	150387	112953	160008	1.33	0.94
10.7	15.2	30.4	181.5	5516.3	1.9	249	169098	126304	182348	1.34	0.93
11.0	15.3	30.6	183.9	5625.9	2.0	260	170759	225743	188865	0.76	0.90
10.6	15.1	30.4	179.1	5444.0	2.0	261	172387	226176	188606	0.76	0.91
11.1	15.4	30.5	186.3	5681.1	2.0	275	181851	232164	193146	0.78	0.94
11.1	15.5	30.5	188.7	5755.1	1.9	278	171479	233427	191742	0.74	0.89

f_c : Esfuerzo a compresión simple de los cilindros (15cm x 30 cm)

E_c : Módulo de elasticidad experimental del cilindro

E_N: Módulo de elasticidad de acuerdo a las NTC(1995)

E_P: Módulo de elasticidad obtenido mediante la ecuación de Pauw

Tabla 8 Valores obtenidos en los ensayos de laboratorio para el mortero.

Mortero	f _c (kg/cm ²)	E _c (kg/cm ²)
1	6.4	11285
2	5.5	12910
3	6.2	9638

Tabla 9 Comparación del Módulo de elasticidad experimental y teórico, de los Especímenes formados a base de sillares sin el sistema de refuerzo.

Espécimen	No.	E_c (kg/cm ²)	E_e (kg/cm ²)	E_m (kg/cm ²)
Formados por sillares (ESCS)	14	150387	79804	94741
	15	143571	114593	92117
	16	137693	92376	89775
	20	145396	-----	92829
	21	172536	104773	91734

E_c : Módulo de elasticidad del cilindro

E_e : Módulo de elasticidad del espécimen (experimental)

E_m : Módulo de elasticidad del espécimen (teórico)

Tabla 10 Comparación de la resistencia experimental y teórica de los especímenes formados a base de sillares.

Espécimen	No.	f'_c (kg/cm ²)	f'_e (kg/cm ²)	f_m (kg/cm ²)
Formados por sillares (ESCS)	14	198	118	95
	15	196	111	95
	16	186	125	90
	20	170	98	82
	21	186	113	90

f'_c : Esfuerzo a compresión del cilindro

f'_e : Esfuerzo a compresión del espécimen (experimental)

f_m : Esfuerzo a compresión del espécimen (teórico)

Tabla 11 Valores de los especímenes con el sistema de refuerzo, después de alcanzar su resistencia máxima.

Especimen	No.	f'_e (kg/cm ²)	f'_a (kg/cm ²)	f'_a/f'_e
Monolíticos (EMCR)	5	170	115	0.68
	6	216	75	0.35
	7	181	85	0.47
Formados por sillares (ESCR)	17	145	102	0.70
	18	157	-----	-----
	19	168	84	0.50
	22	97	57	0.59
	23	120	64	0.53

f'_a . Esfuerzo a compresión después de alcanzar la resistencia máxima el espécimen.

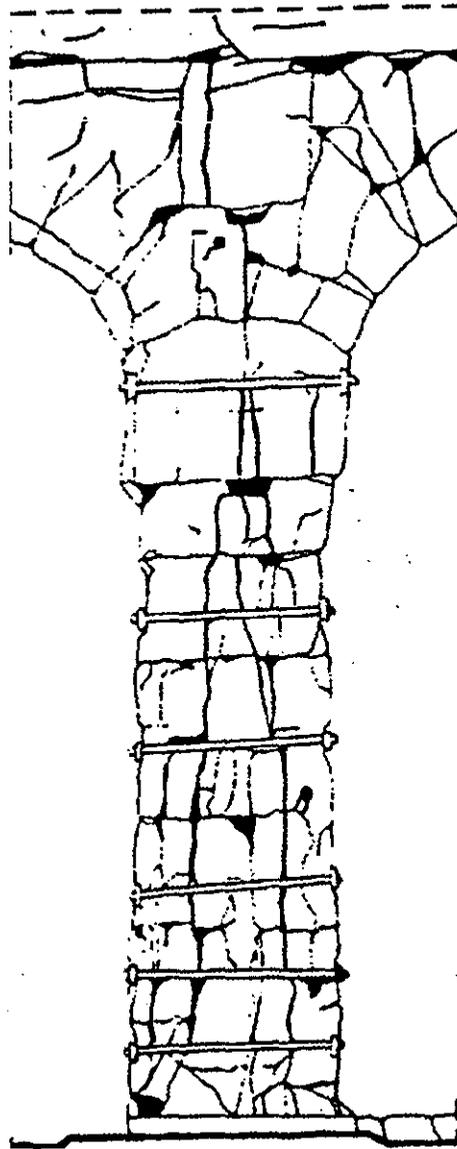


Fig 1. Esquema del refuerzo realizado en algunos pilares del Coliseo de Roma, (ref. 8).

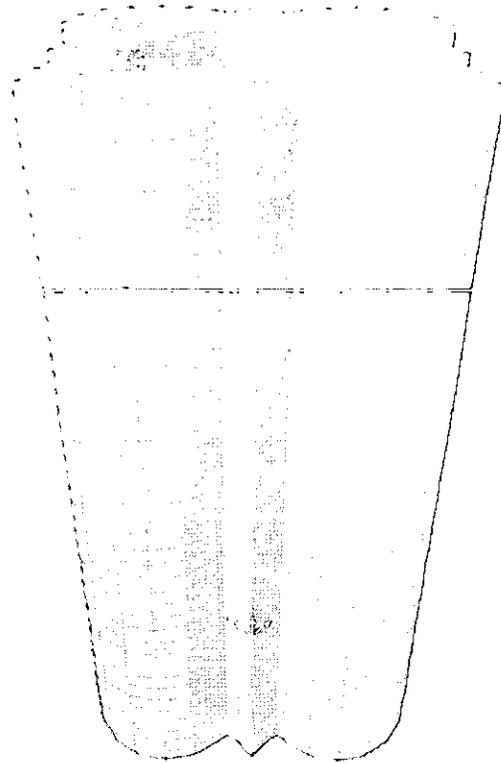


Fig 4. Modelo de elemento finito de una columna típica.

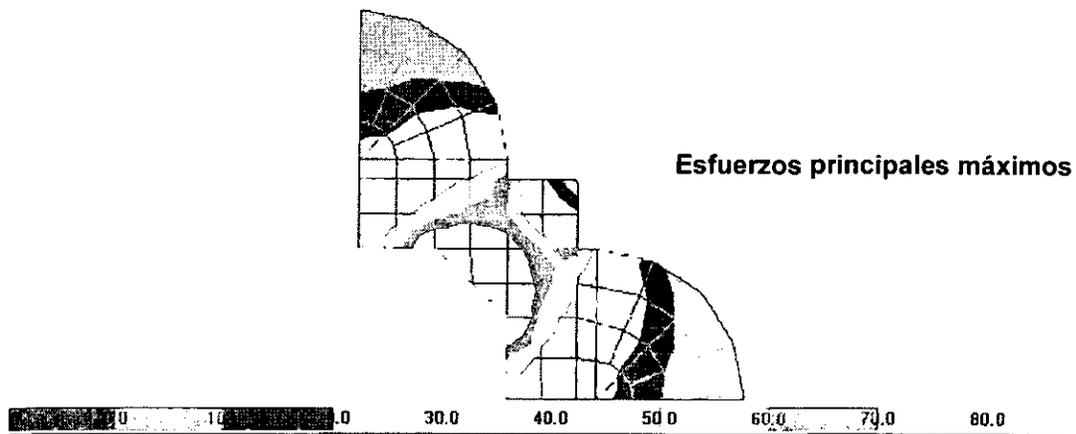


Fig 5. Distribución de esfuerzos provocados por la carga axial en la cuarta parte de la sección transversal, (ref. 28).

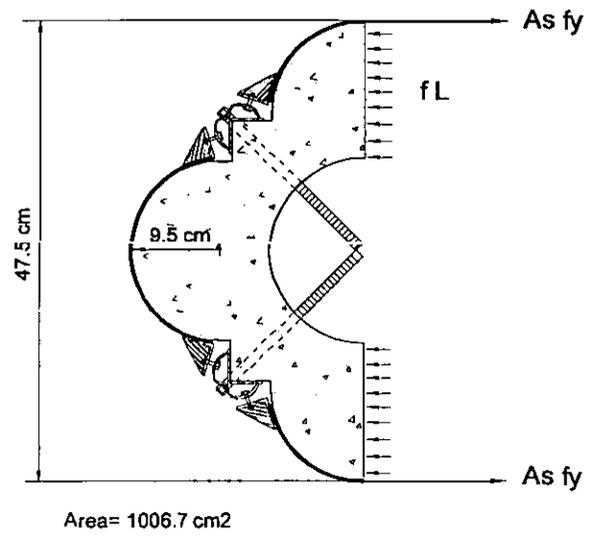
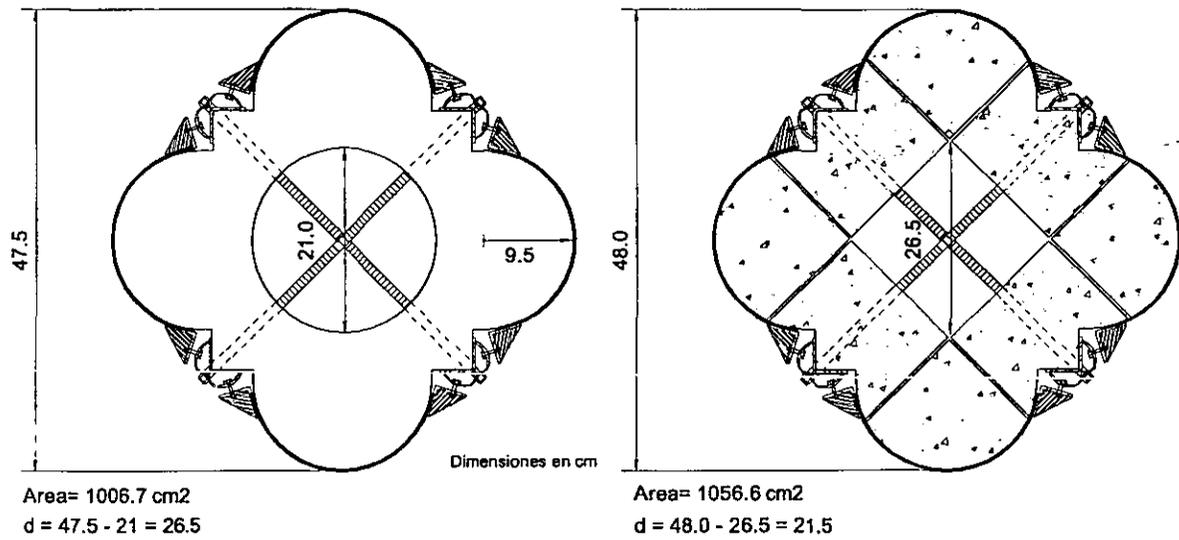
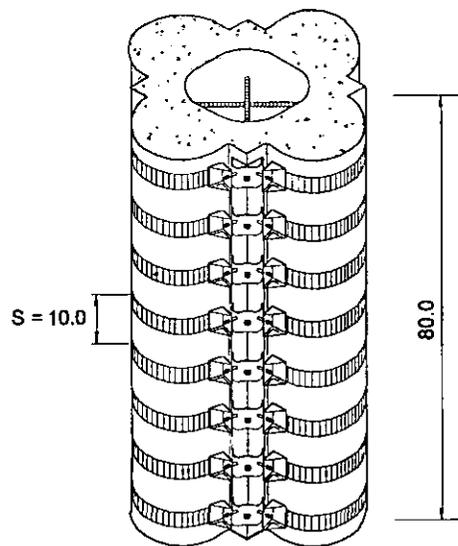


Fig 6. Diagrama de cuerpo libre de los especímenes monolíticos con el sistema de refuerzo.



Vista en planta



Vista general

Fig 7. Dimensiones netas de concreto en las secciones transversales de los especímenes y la separación entre anillos, EMCR.

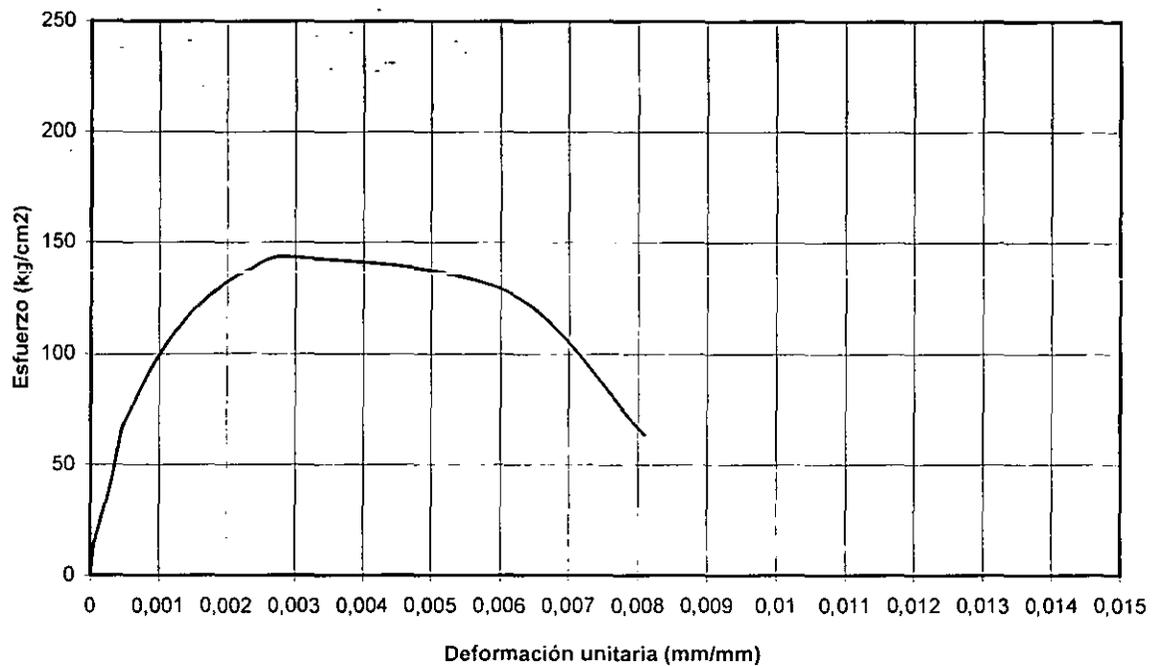


Fig 8. Curva esfuerzo-deformación del cilindro correspondiente al espécimen EMCS25.

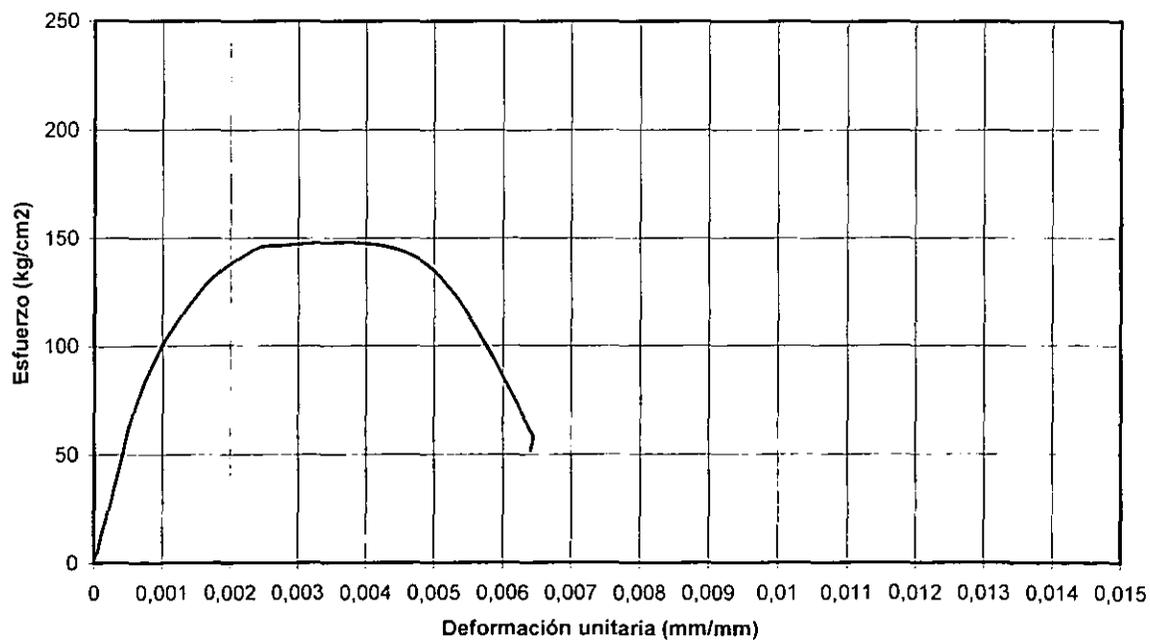


Fig 9. Curva esfuerzo-deformación del cilindro correspondiente al espécimen ESCR23.

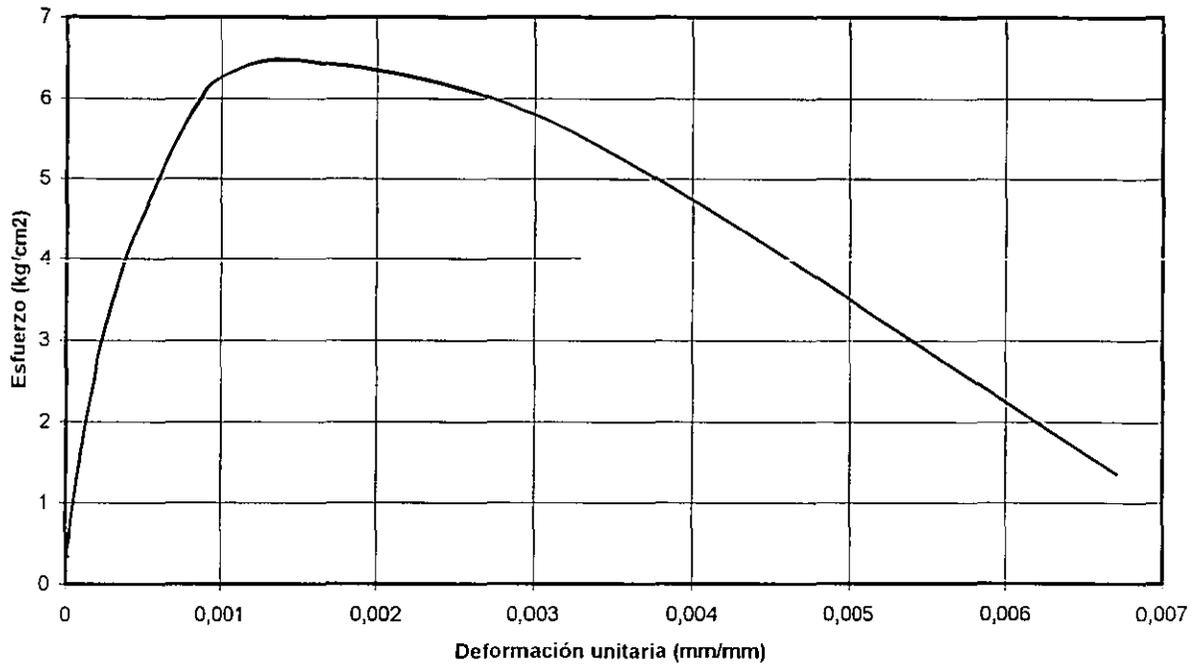


Fig 10. Curva esfuerzo-deformación del cilindro de mortero

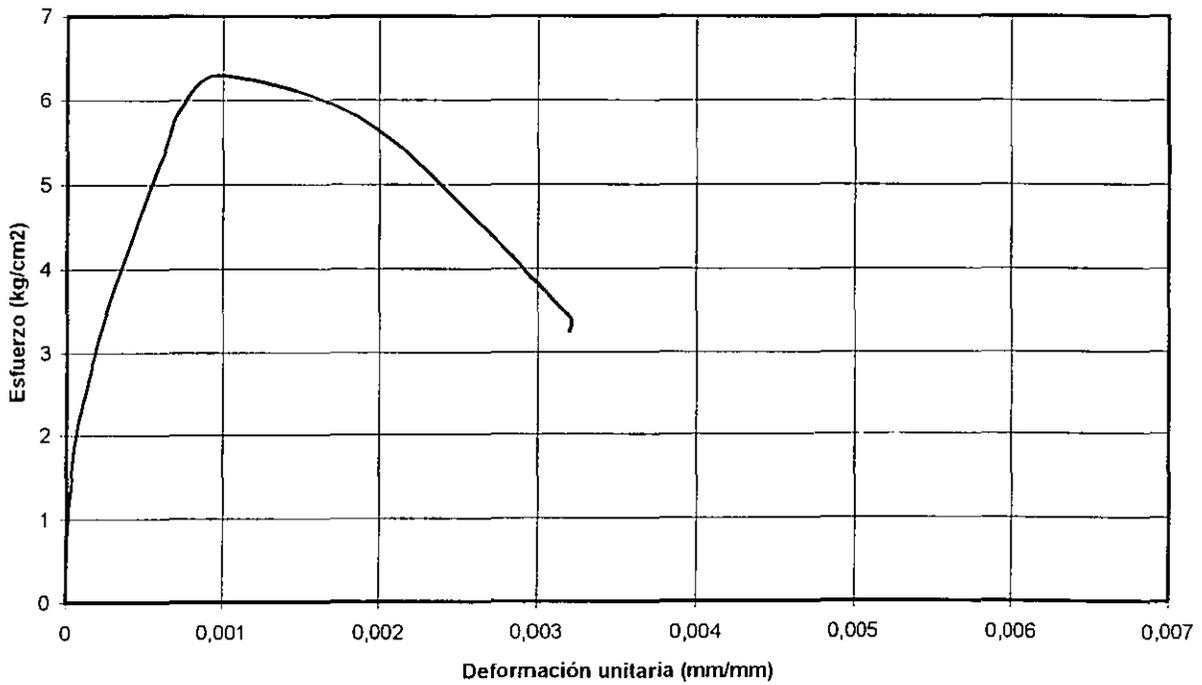


Fig 11. Curva esfuerzo-deformación del cilindro de mortero

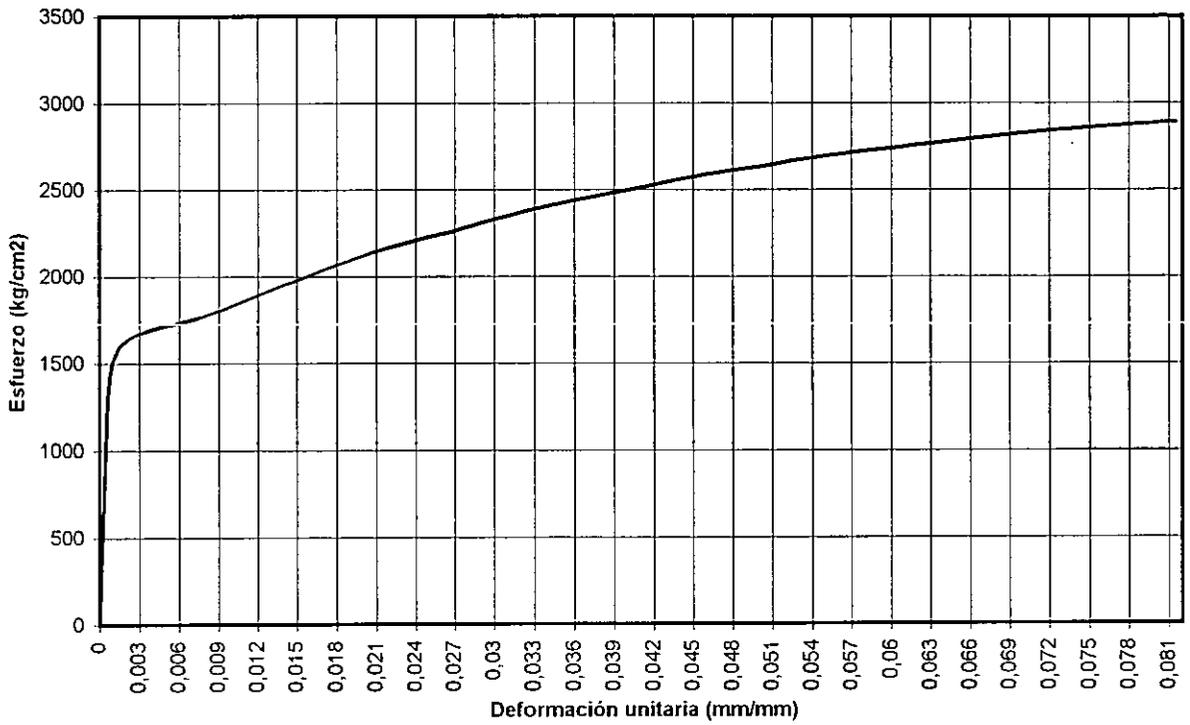


Fig 12. Curva esfuerzo-deformación de la probeta No.3

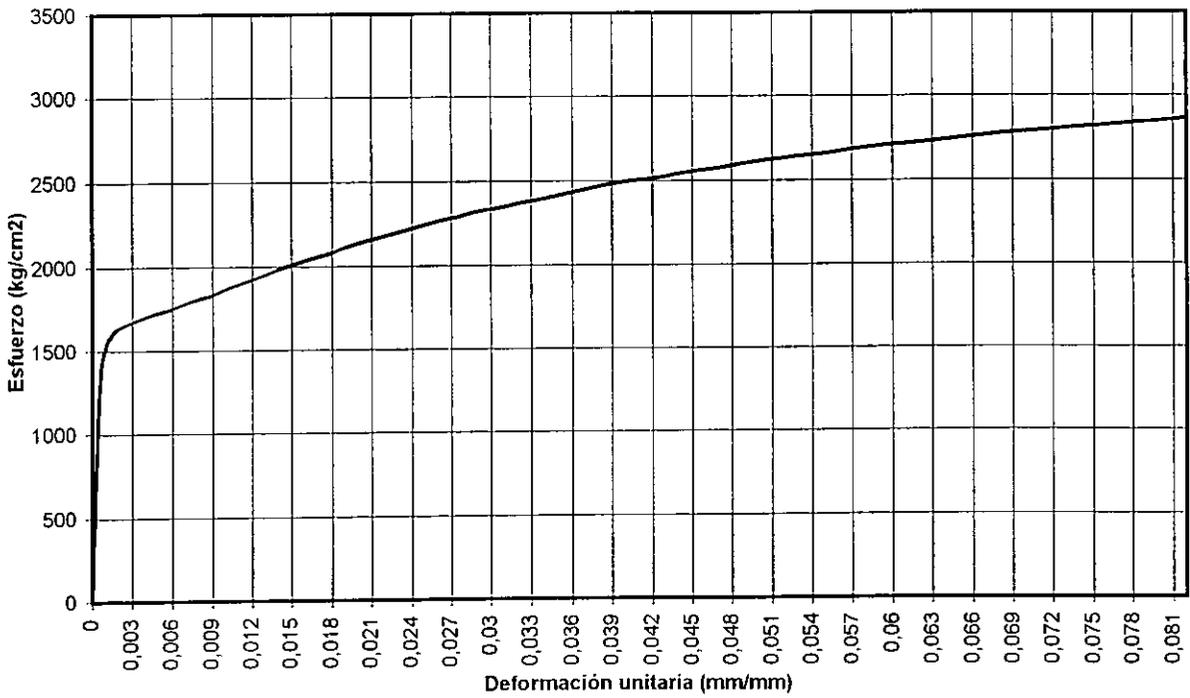


Fig 13. Curva esfuerzo-deformación de la probeta No.4

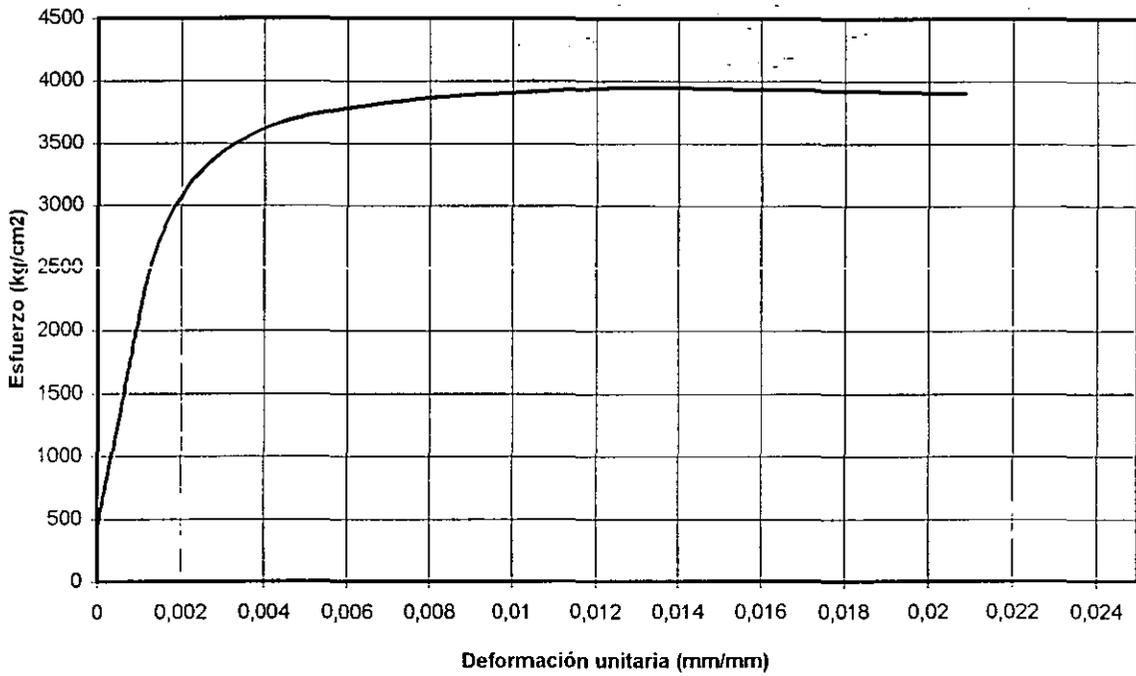


Fig 14. Curva esfuerzo-deformación de la barra circular No.2

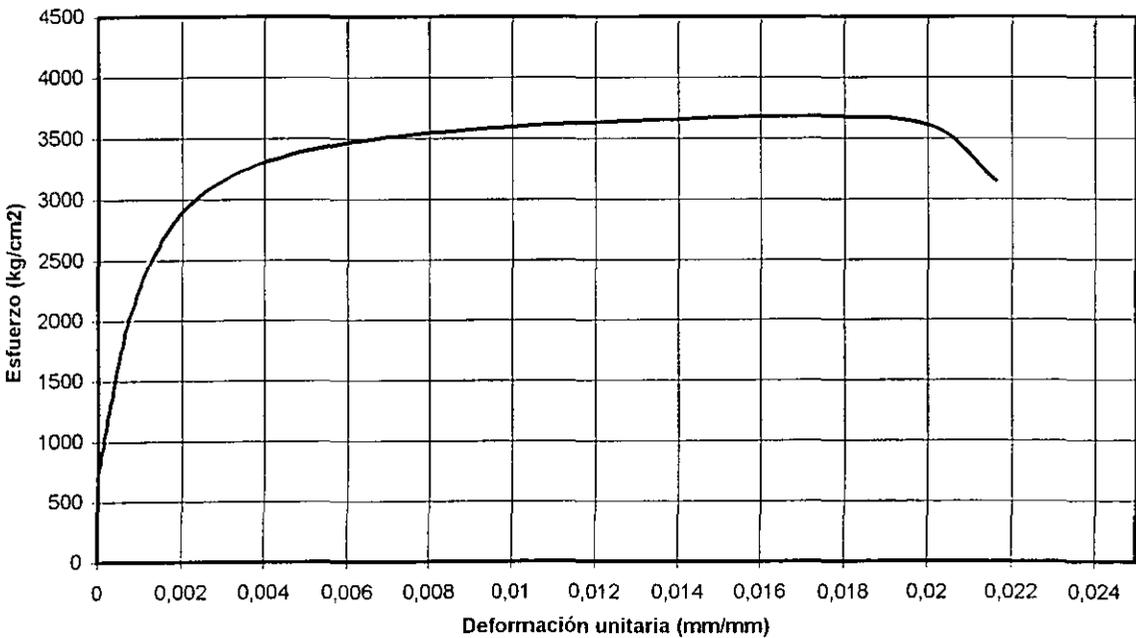


Fig 15. Curva esfuerzo-deformación de la barra circular No.3

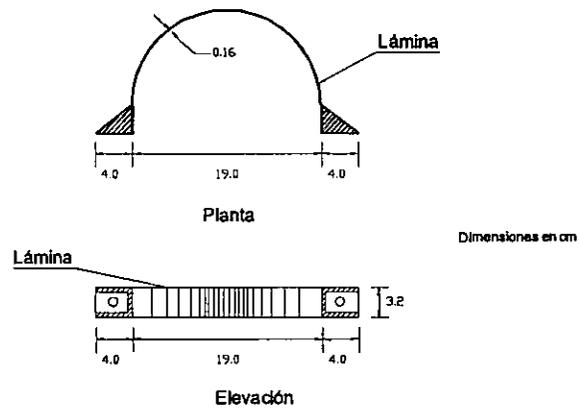


Fig 16. Geometría de una banda de acero

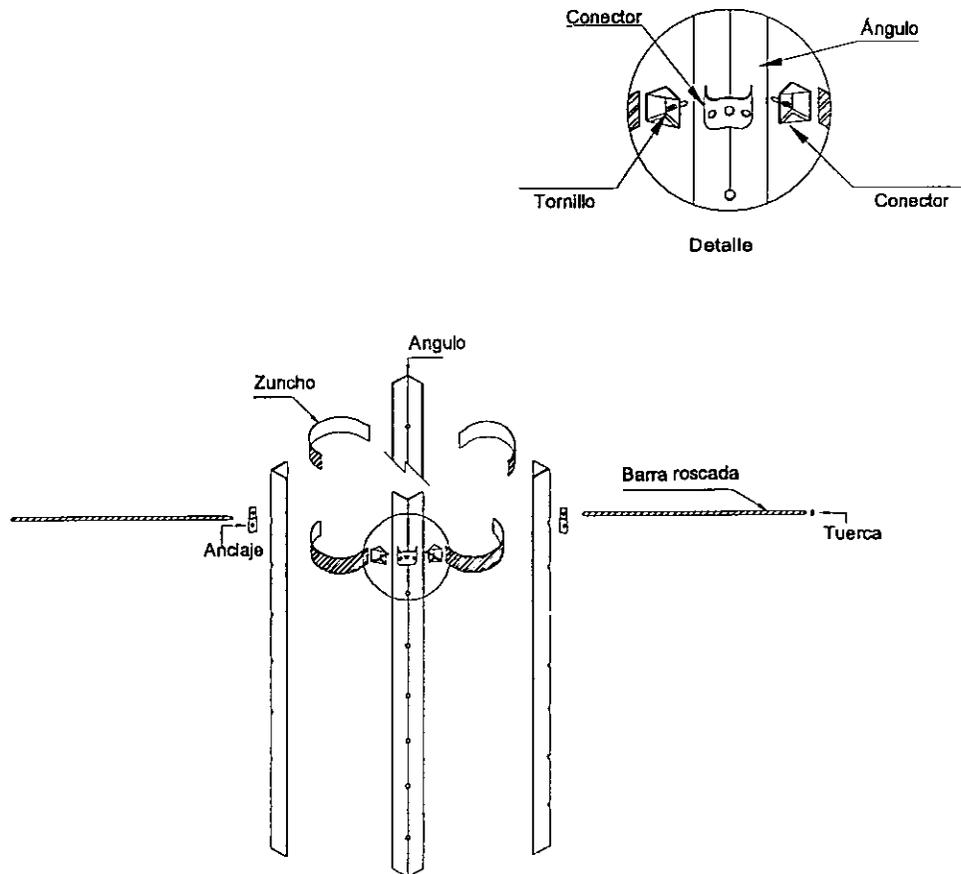
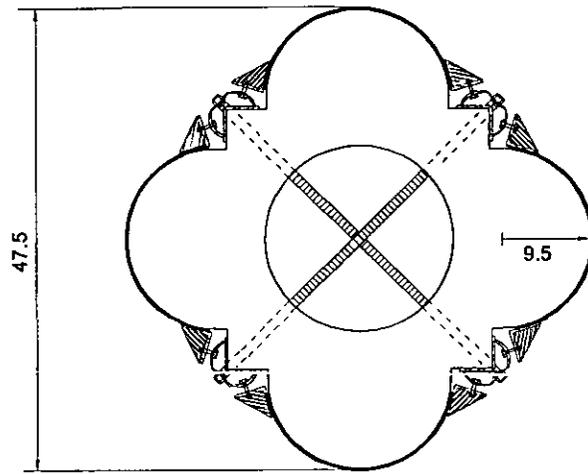


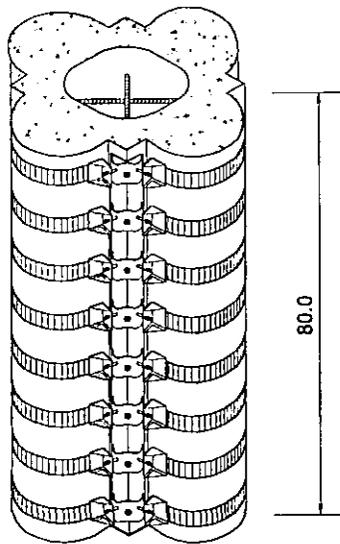
Fig 17. Despiece del sistema de refuerzo.



Area= 1006.7 cm²

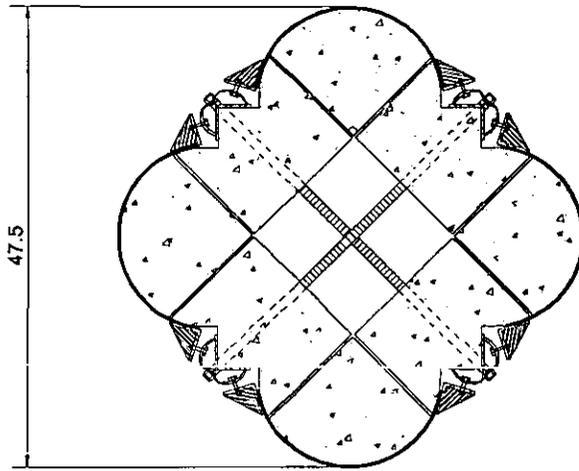
Vista en planta

Dimensiones en cm



Vista general

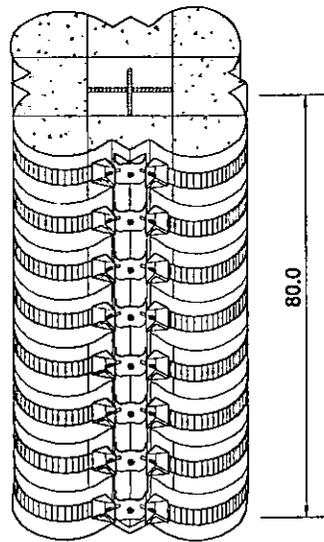
Fig 18. Especímenes monolíticos con el sistema de refuerzo , EMCR.



Area= 1056.6 cm²

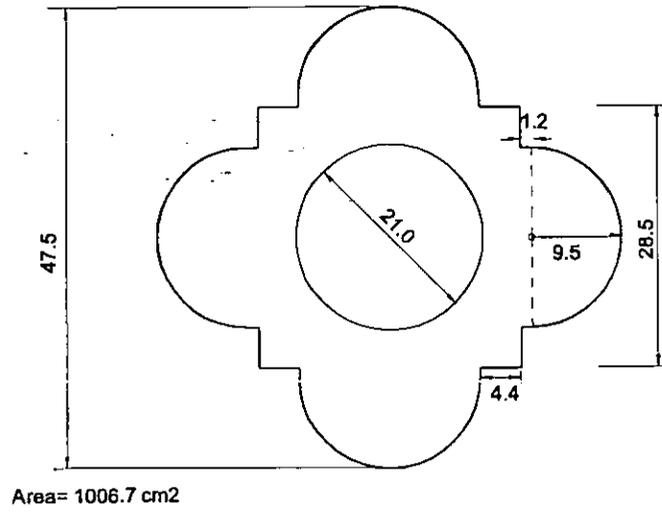
Vista en planta

Dimensiones en cm



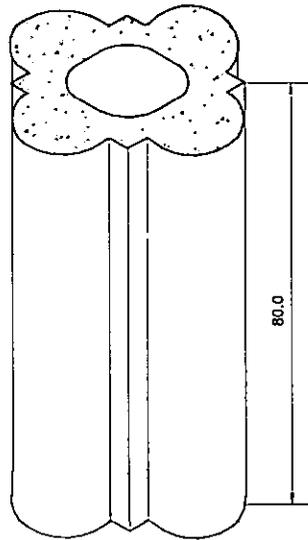
Vista general

Fig 19. Especímenes formados a base de sillares con el sistema de refuerzo, ESCR.



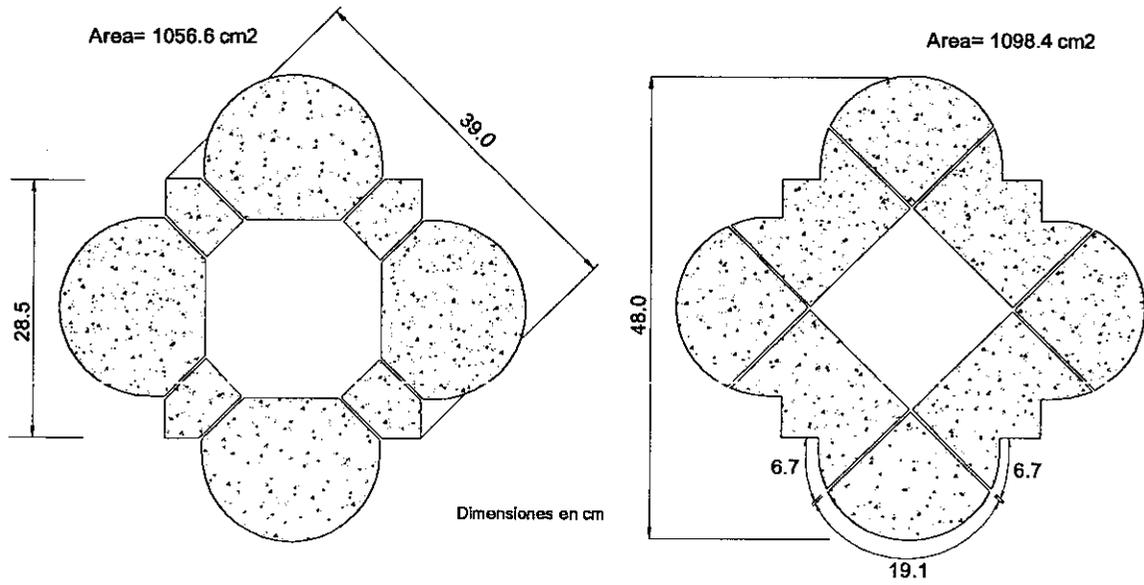
Dimensiones en cm

Vista en planta

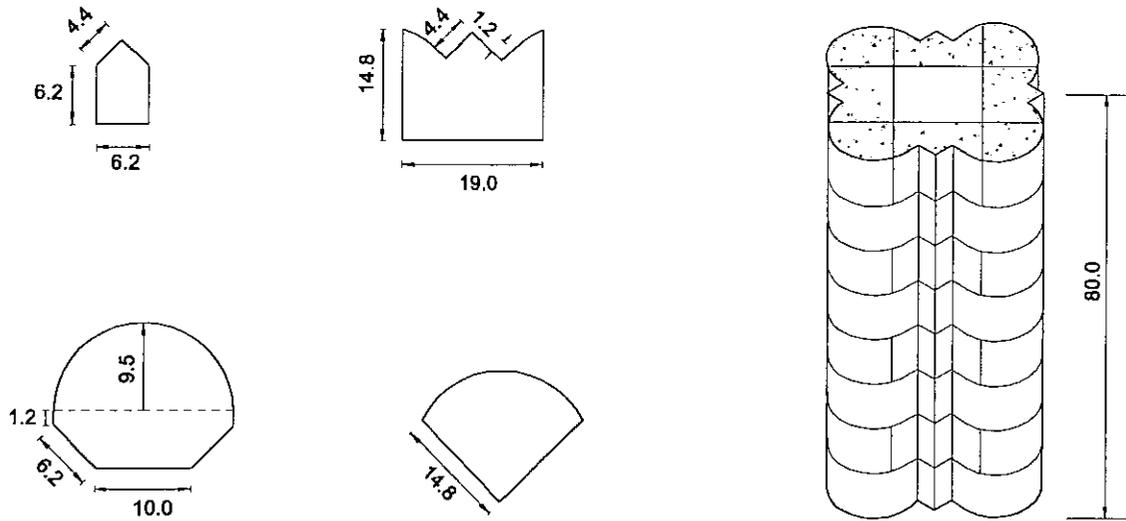


Vista general

Fig 20. Geometría de los especímenes monolíticos, EMCS.



Vista en planta



Despiece

Vista general

Fig 21. Geometría de los especímenes formados a base de sillares, ESCS.

EMCS3

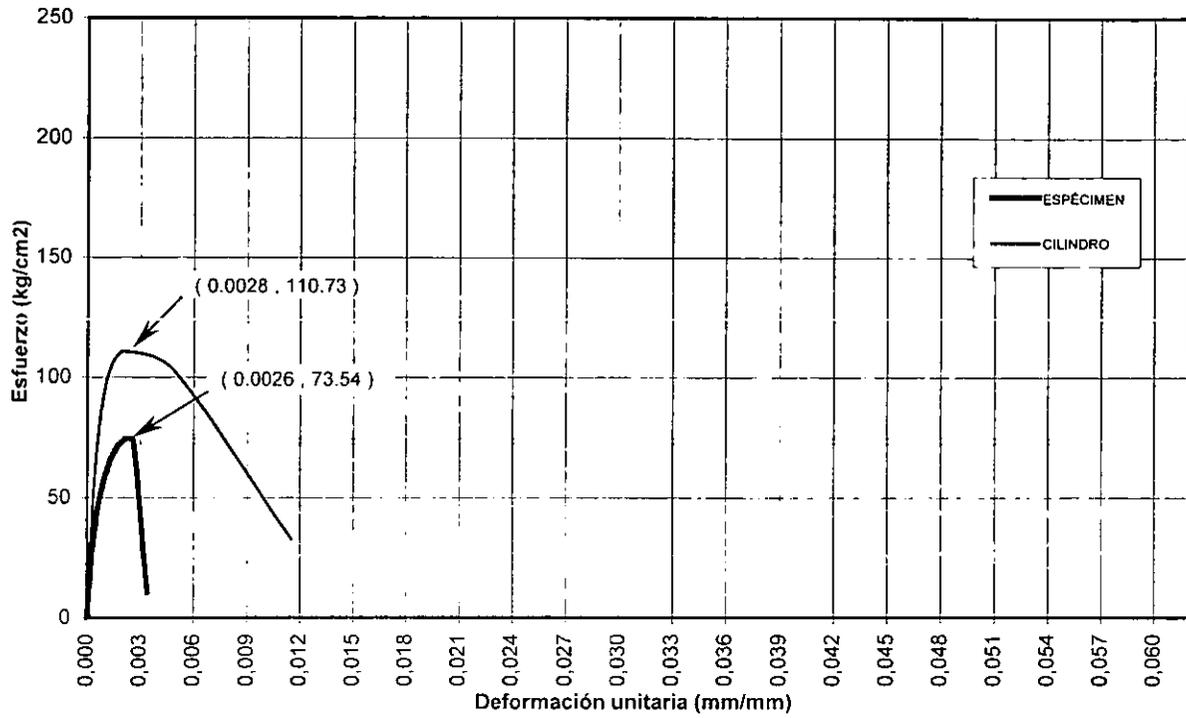


Fig 22. Curva esfuerzo-deformación del espécimen monolítico sin refuerzo.

EMCS25

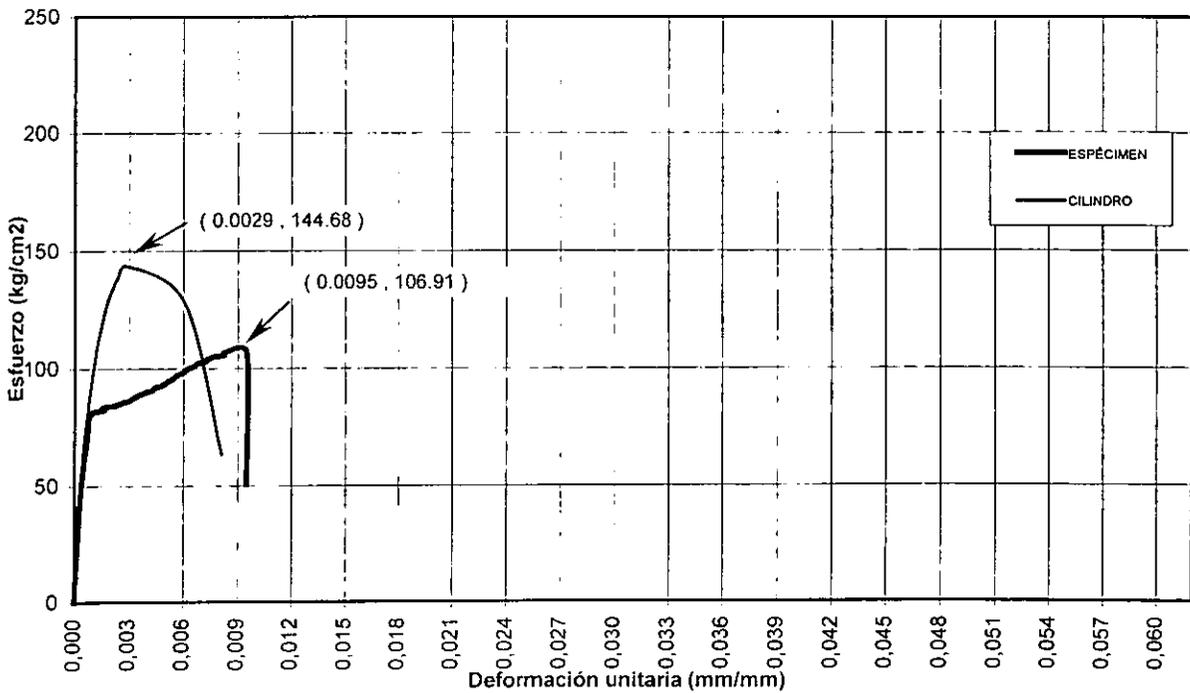
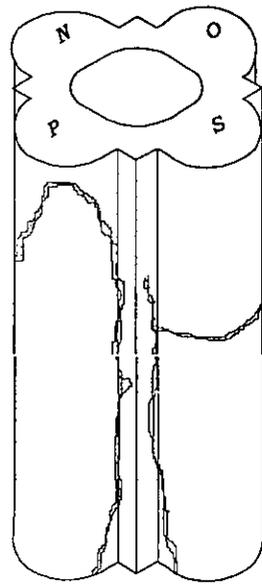
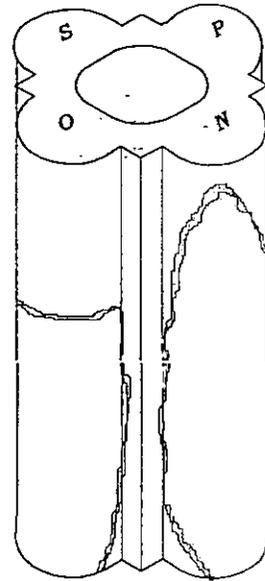


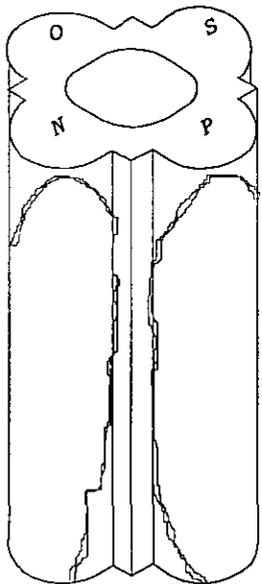
Fig 23. Curva esfuerzo-deformación del espécimen monolítico sin refuerzo.



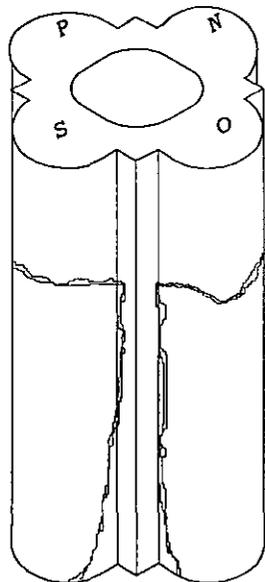
Vista Sur-Poniente



Vista Norte-Oriente



Vista Norte-Poniente



Vista Sur-Oriente

Fig 24. Patrón de agrietamientos en el espécimen monolítico sin el sistema de refuerzo.

ESCS14

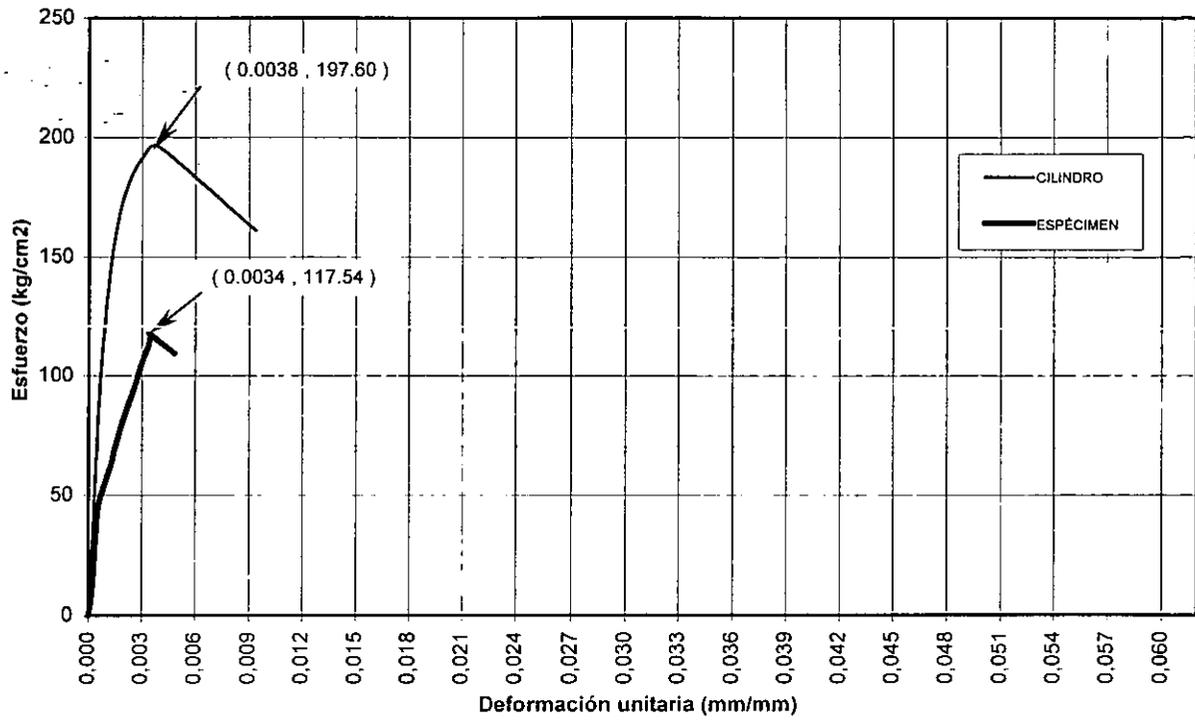


Fig 25. Curva esfuerzo-deformación del espécimen formado por sillares sin refuerzo

ESCS16

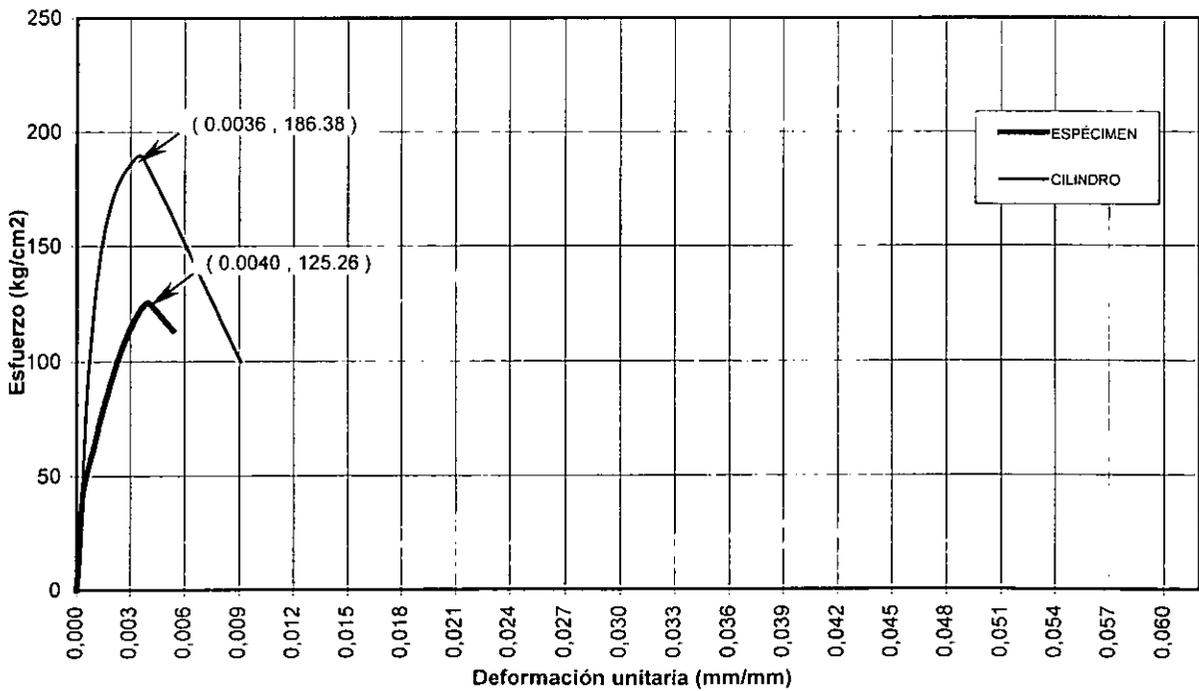


Fig 26. Curva esfuerzo-deformación del espécimen formado por sillares sin refuerzo

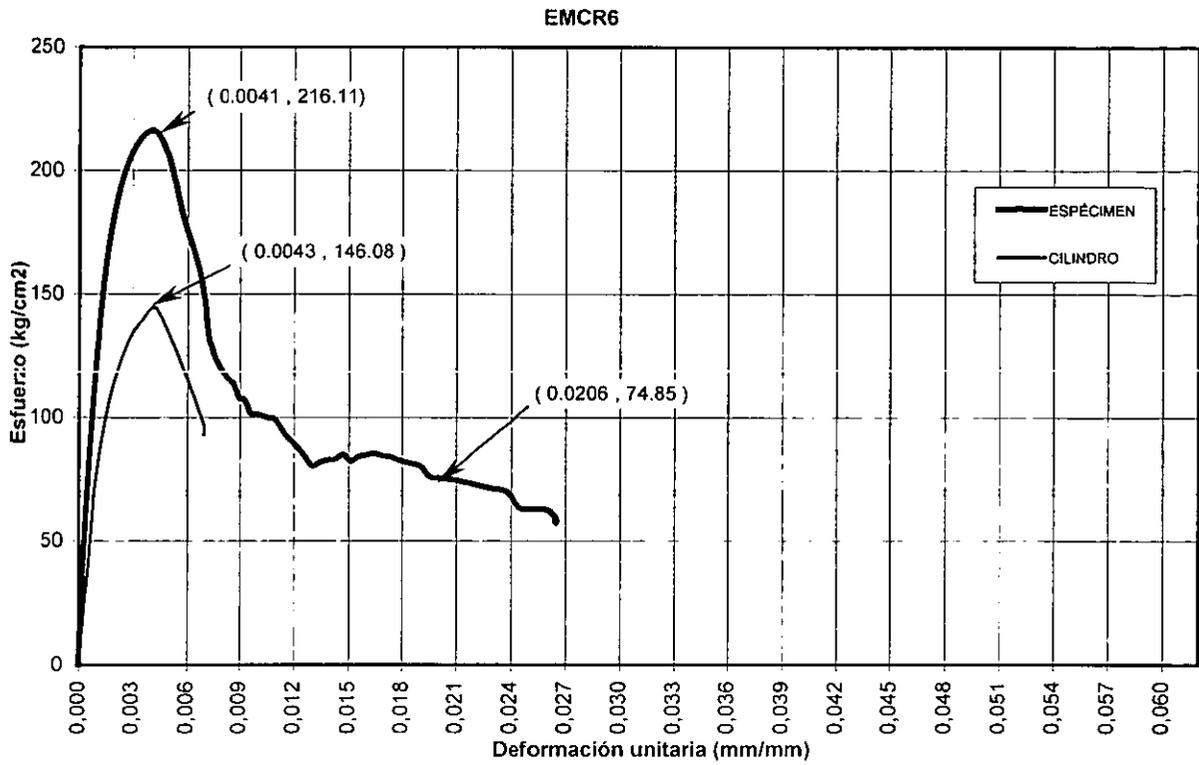


Fig 27. Curva esfuerzo-deformación del espécimen monolítico reforzado.

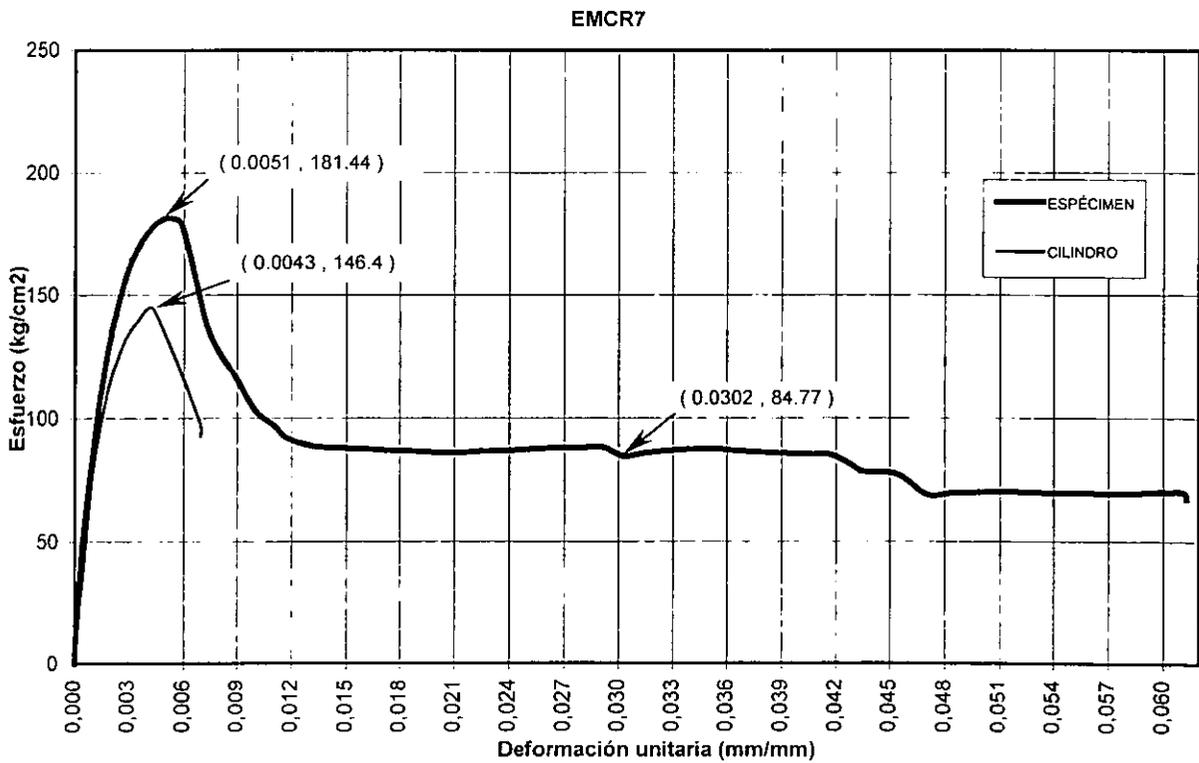


Fig 28. Curva esfuerzo-deformación del espécimen monolítico reforzado.

ESCR19

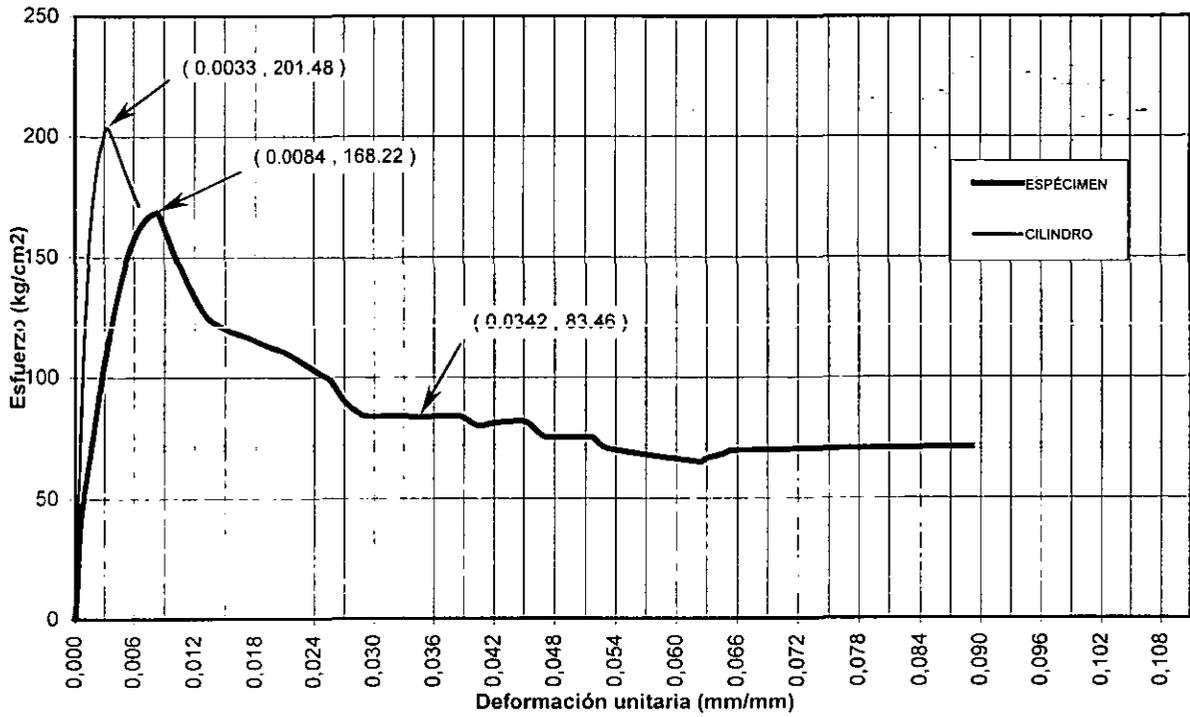


Fig 29. Curva esfuerzo-deformación del espécimen formado por sillares con refuerzo

ESCR22

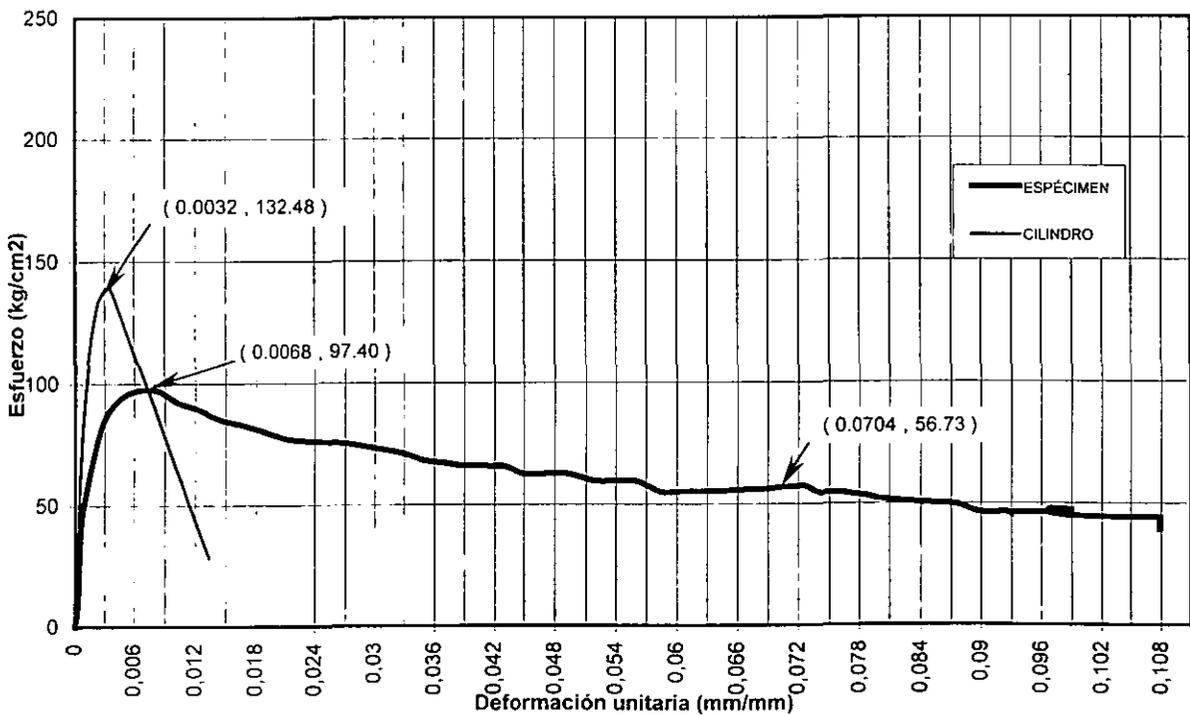


Fig 30. Curva esfuerzo-deformación del espécimen formado por sillares con refuerzo

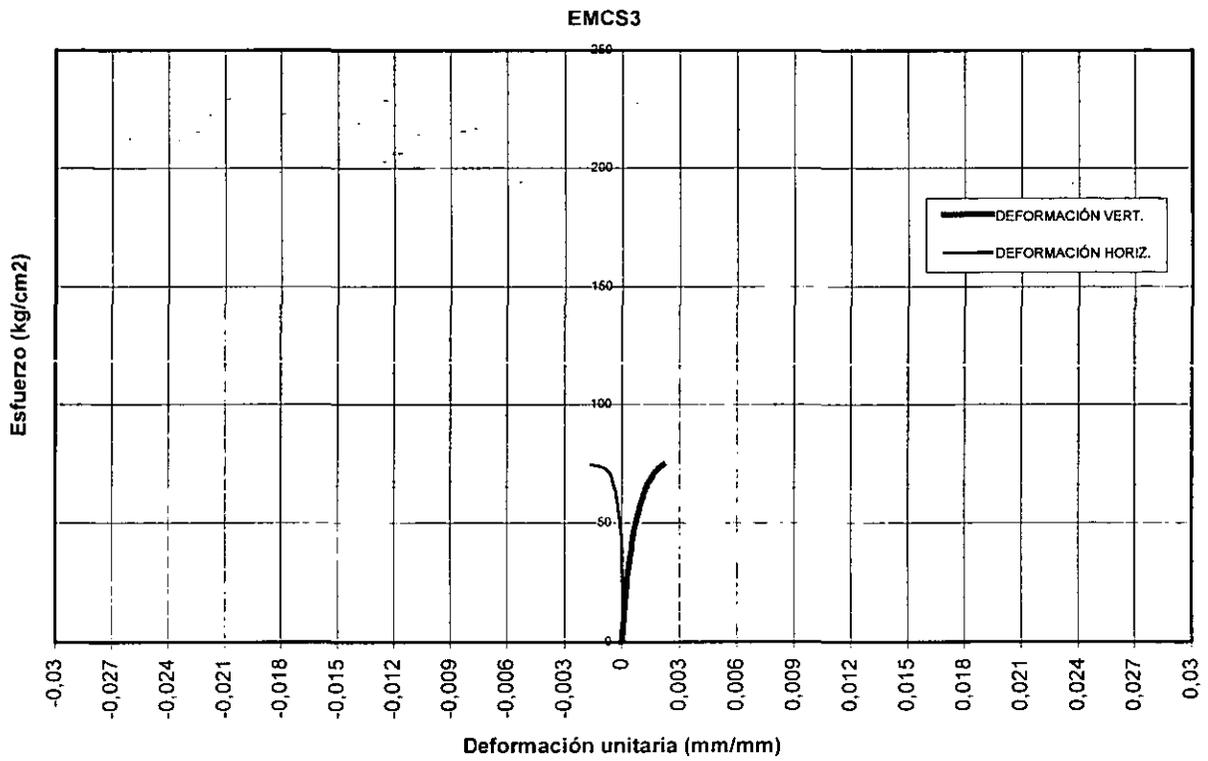


Fig 31. Curvas esfuerzo-deformación del espécimen monolítico sin refuerzo.

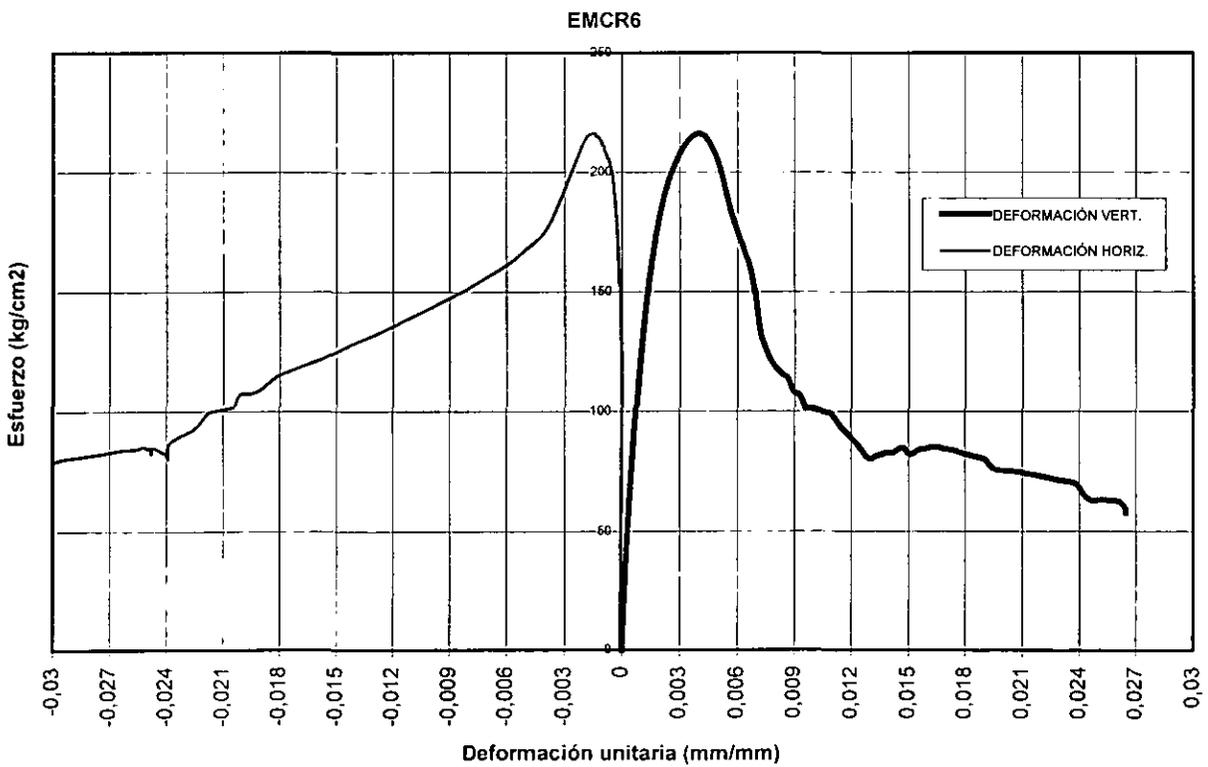


Fig 32. Curvas esfuerzo-deformación del espécimen monolítico con refuerzo.

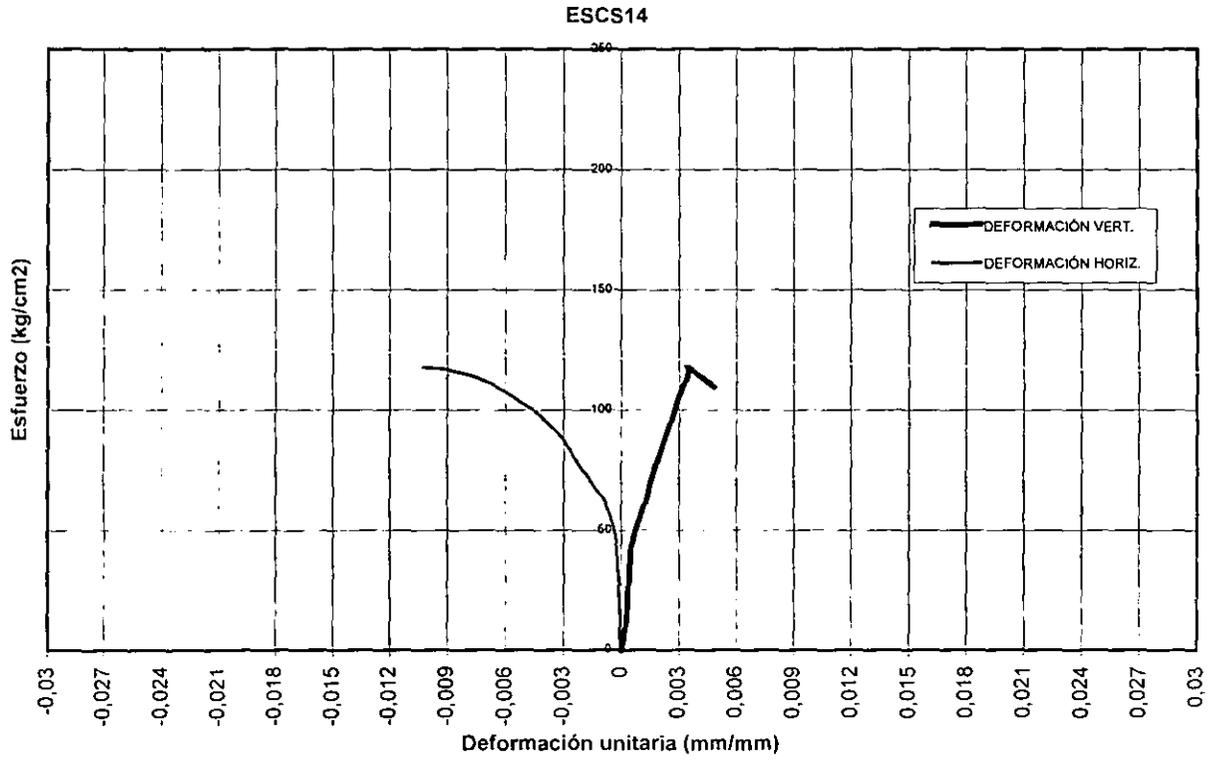


Fig 33. Curvas esfuerzo-deformación del espécimen formado por sillares sin refuerzo

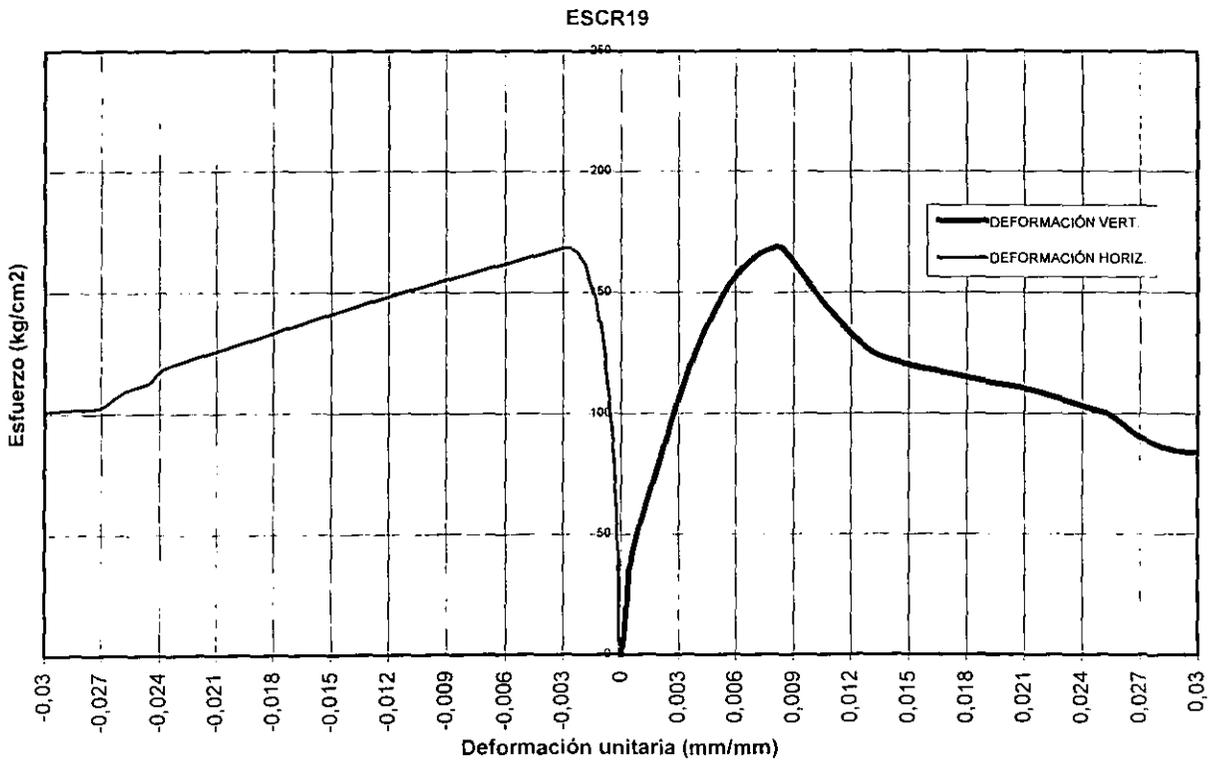


Fig 34. Curvas esfuerzo-deformación del espécimen formado por sillares con refuerzo



Foto 1. Refuerzo de algunos pilares del Coliseo de Roma, (ref.8).

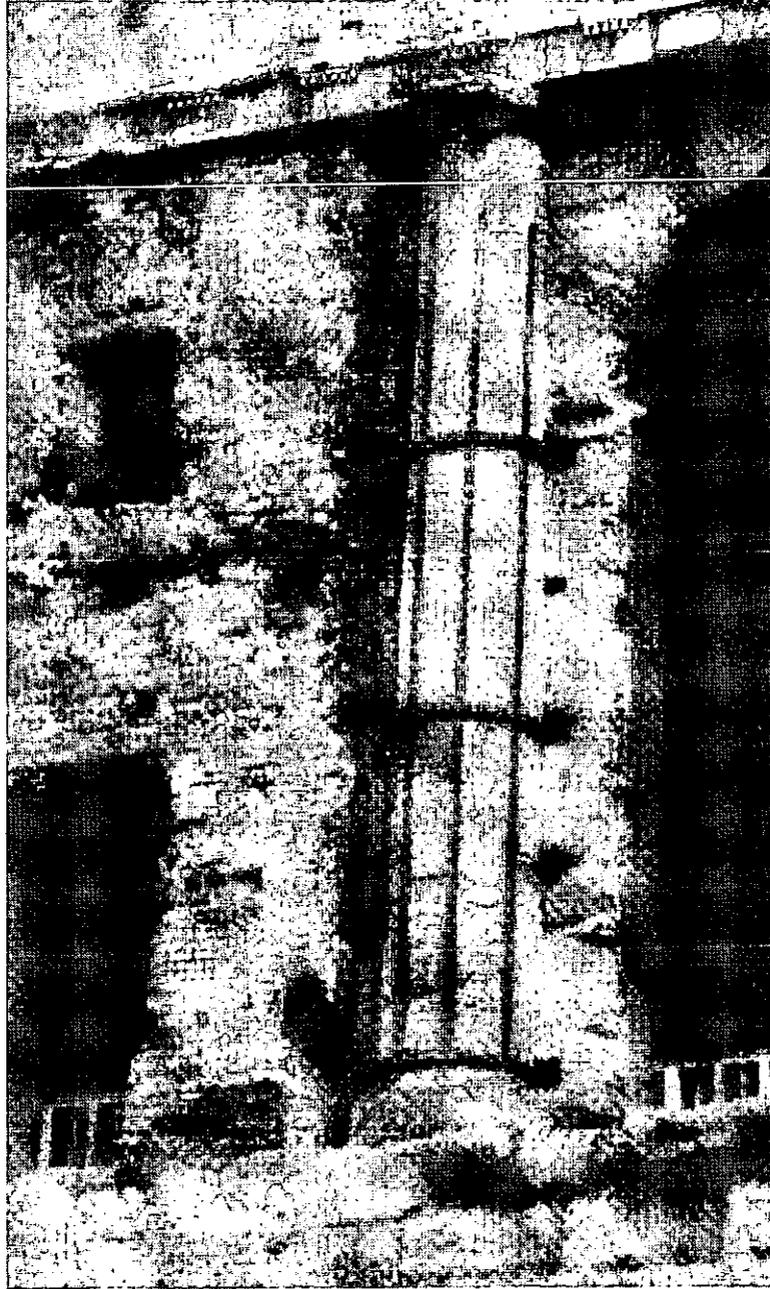


Foto 2. Encamisado en columna de piedra con sección circular, (ref.8).

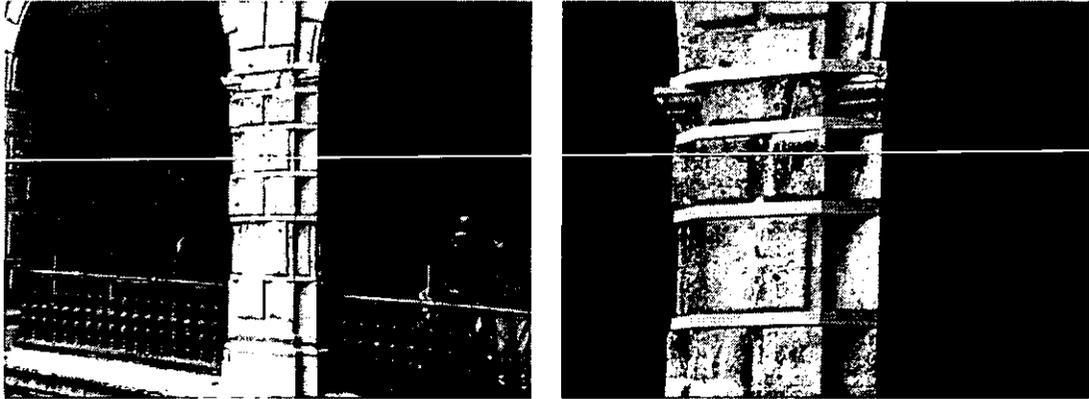


Foto 4. Columna zunchada, ubicada en el patio principal del Palacio Nacional, (ref.28).



Foto 5. Columna zunchada, ubicada en la parte posterior del edificio principal del Palacio Nacional, (ref.28)

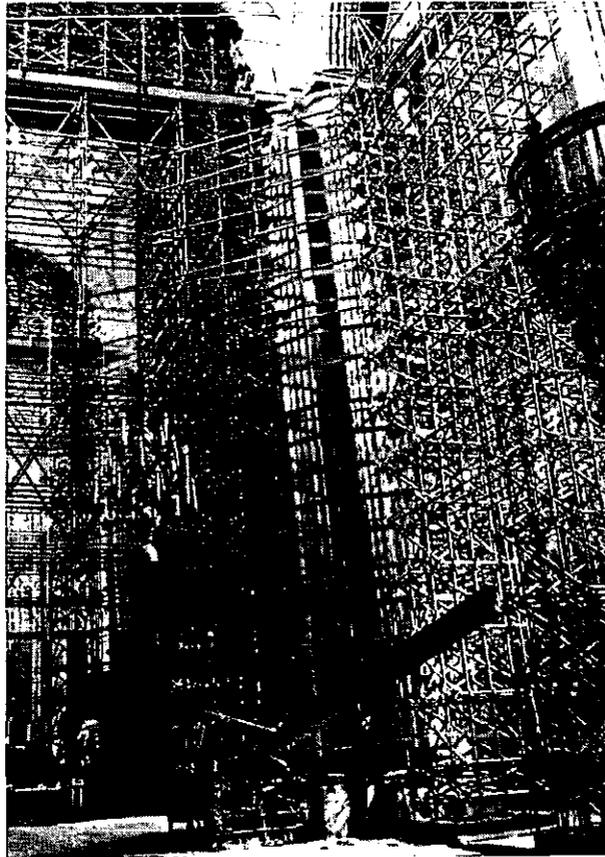


Foto 6. Zuncho en la columna C6 de la Catedral, (ref.28).



Foto 7. Elaboración de especímenes formados por sillares con el sistema de refuerzo, (ESCR).

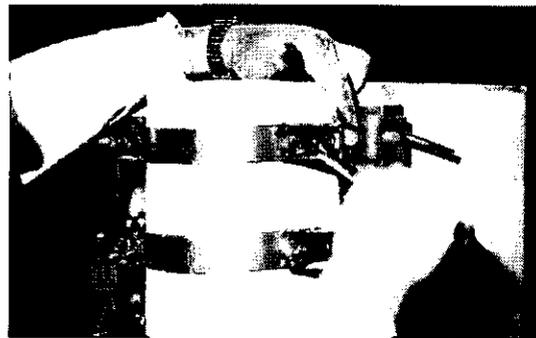
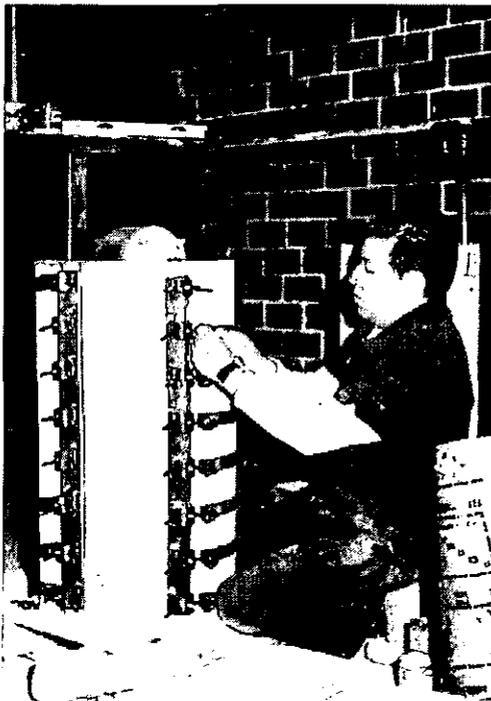


Foto 8. Colocación del sistema de refuerzo en los especímenes monolíticos, (EMCR).

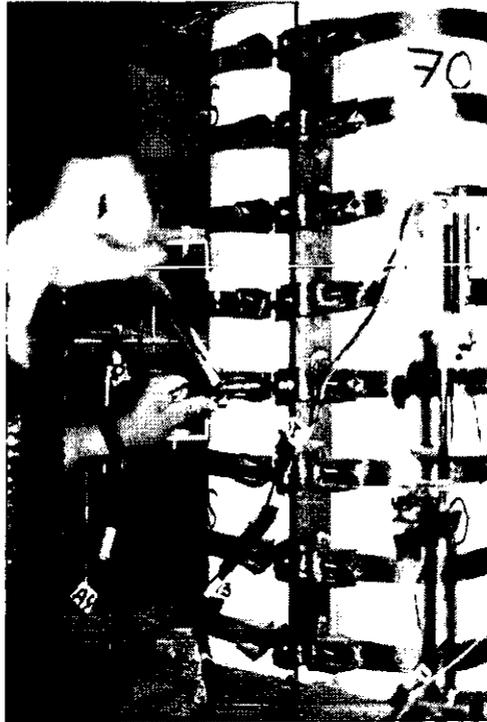


Foto 9. Apriete de las bandas de acero mediante un torquímetro.

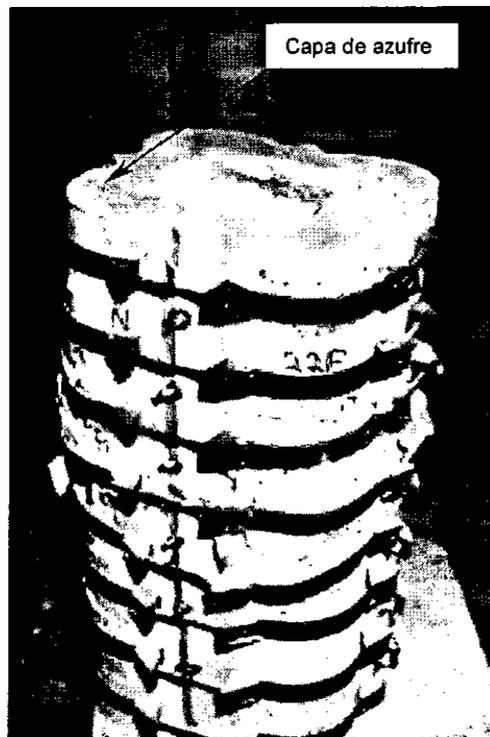


Foto 10. Capa de azufre en la cara superior de los especímenes.

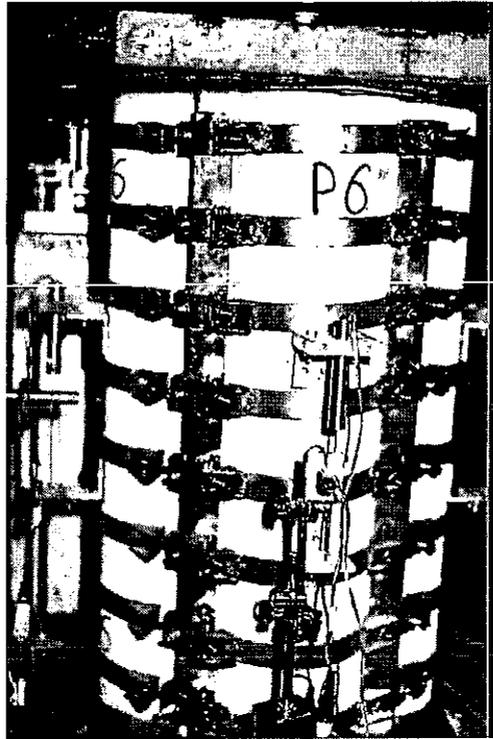


Foto 11. Vista general de un espécimen monolítico con el sistema de refuerzo.

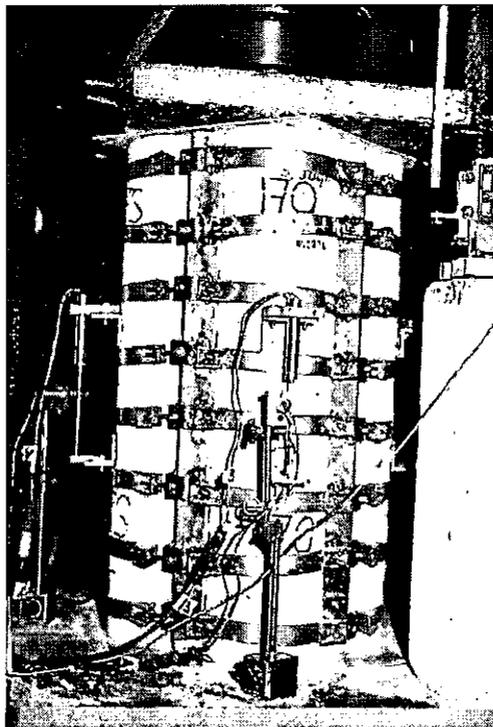


Foto 12. Vista general de un espécimen formado por sillares con el sistema de refuerzo.

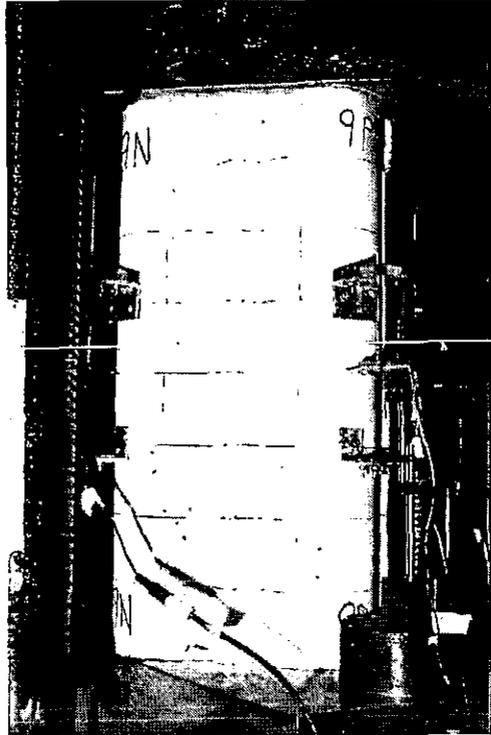


Foto 13. Vista general de un espécimen monolítico, EMCS. Las juntas fueron dibujadas con un marcador para representar con mayor detalle al prototipo.

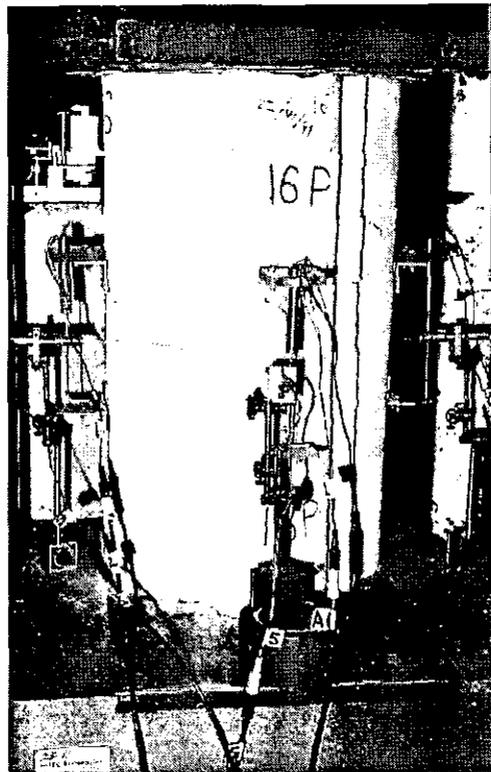


Foto 14. Vista general de un espécimen formado por sillares, ESCS.

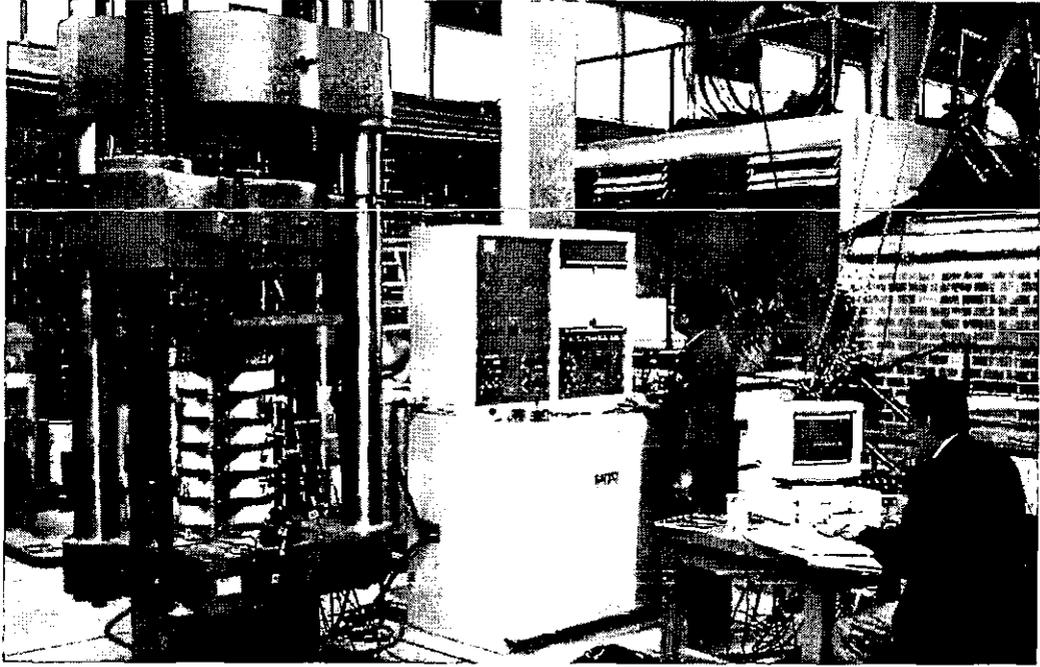


Foto 15. Vista general de una prueba de compresión simple.

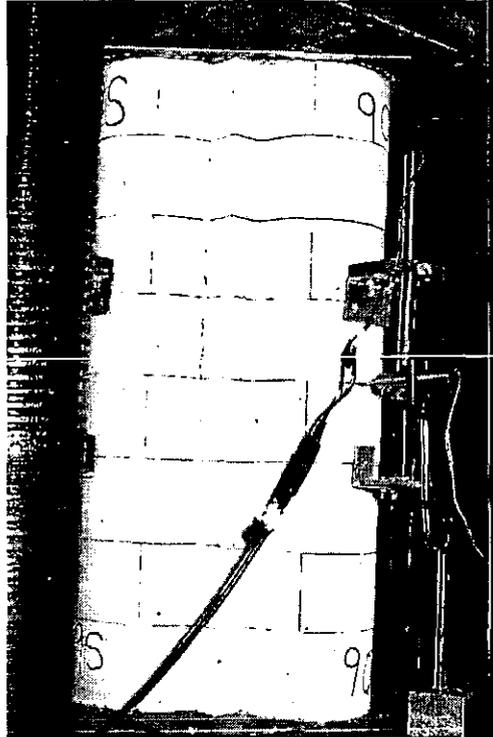


Foto 16. Presentación de los primeros agrietamientos en especímenes monolíticos sin refuerzo.

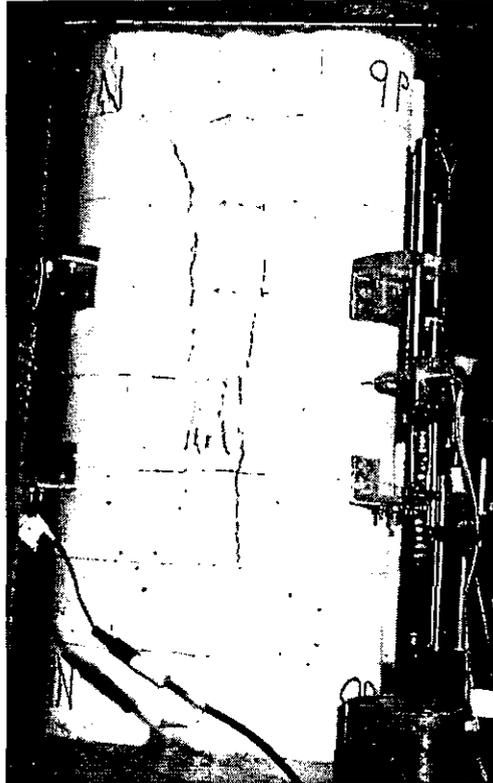


Foto 17. Vista del espécimen en el momento de la falla.



Foto 18 . Vista del espécimen en el momento de la falla.

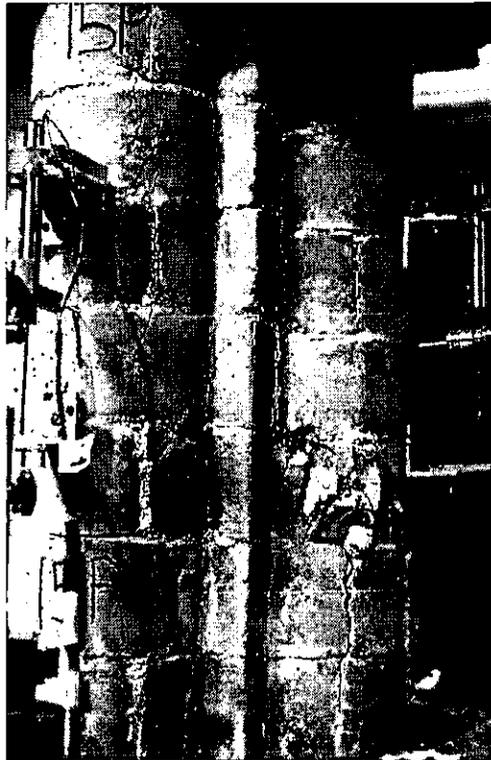


Foto 19 . Trayectoria de las grietas en los especímenes formados por sillares.

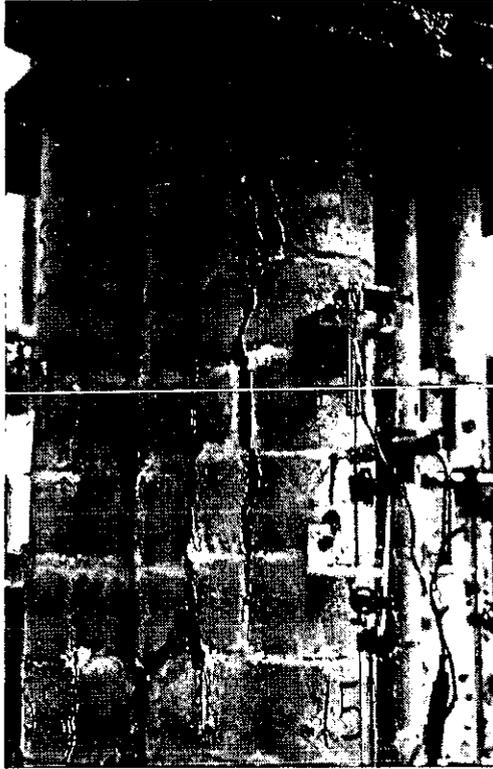


Foto 20. Vista del espécimen formado por sillares, en el momento de la falla.

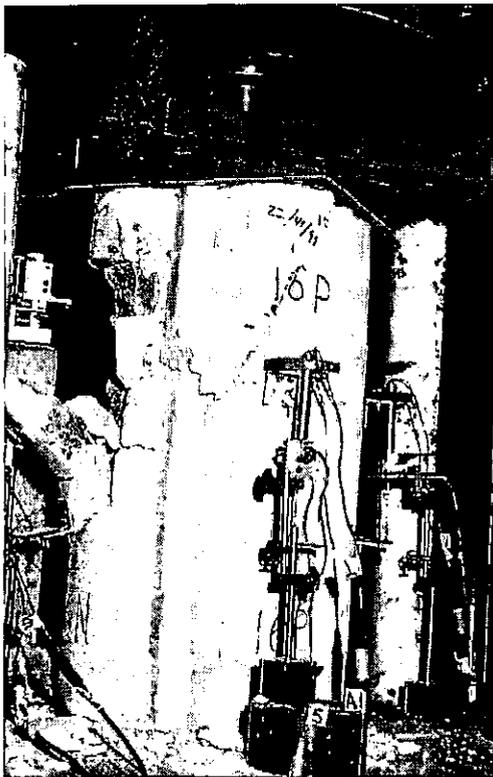


Foto 21. Colapso del espécimen formado por sillares.

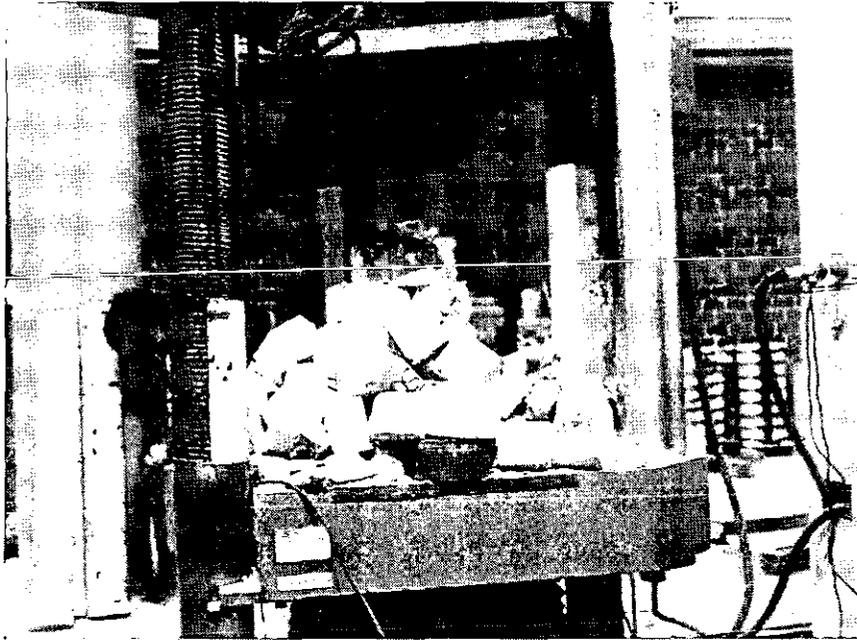


Foto 22. Colapso del espécimen formado por sillares.

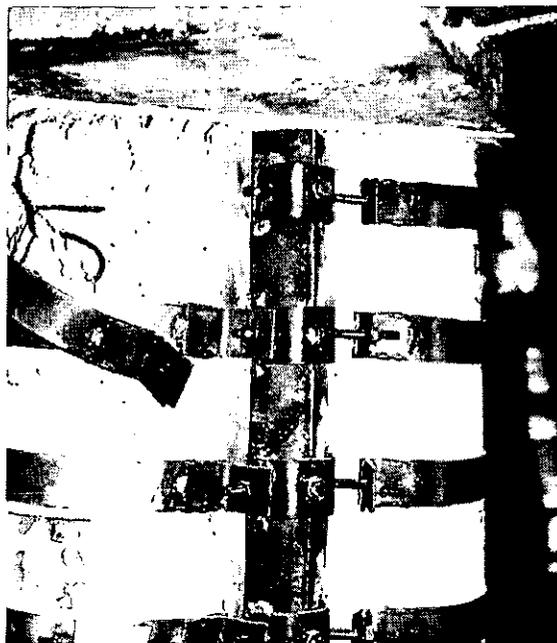


Foto 23. Trayectoria de grietas verticales en el espécimen monolítico con el sistema de refuerzo.



Foto 24. Momento en el cual la parte semicircular del lado oriente cede antes que las demás.



Foto 25. Vista de la zona más afectada y donde se puede apreciar como las bandas de acero fluyen más que las otras.

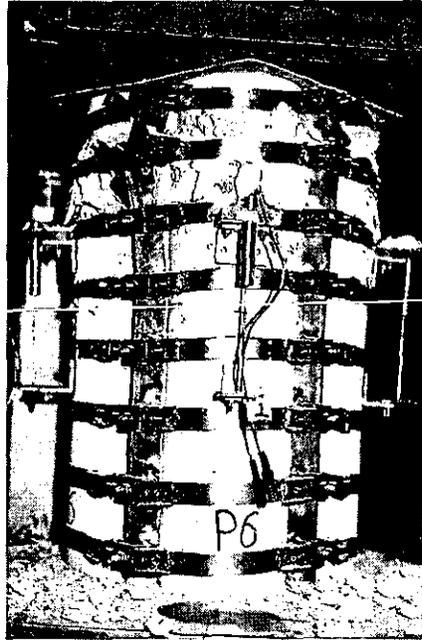


Foto 26. Degollamiento de los pernos cuando la carga llega hacer excesiva.

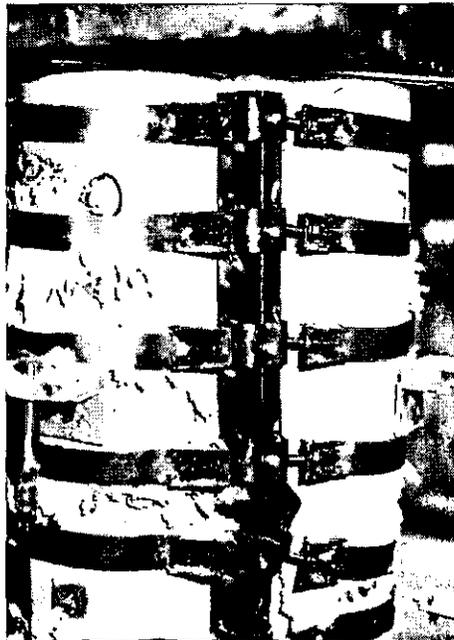


Foto 27. Pandeo del refuerzo vertical en el momento de la falla.

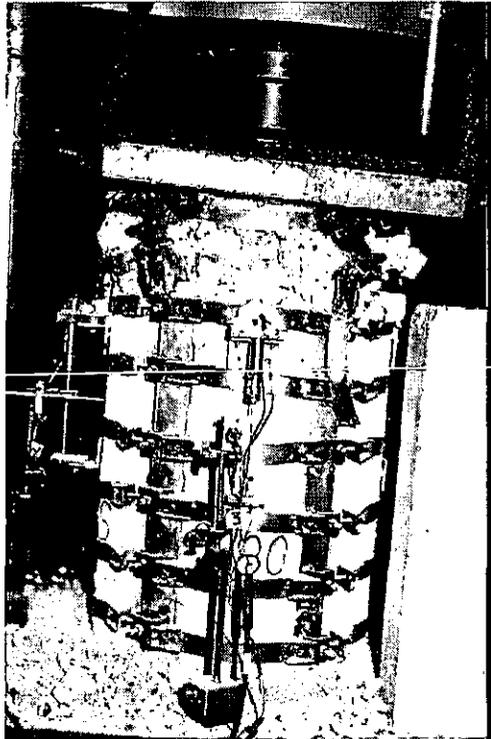


Foto 28. Vista general del espécimen formado por sillares y su sistema de refuerzo, en el momento de la falla.

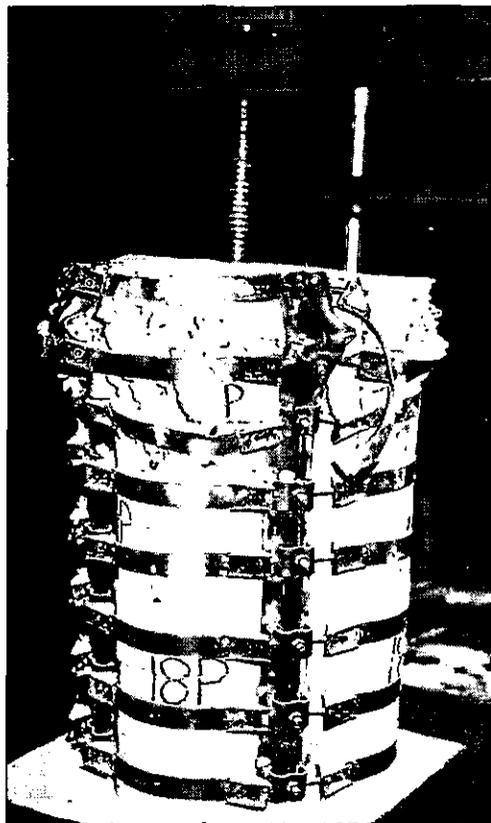


Foto 29. Vista general del espécimen formado por sillares y su sistema de refuerzo, en el momento de la falla.