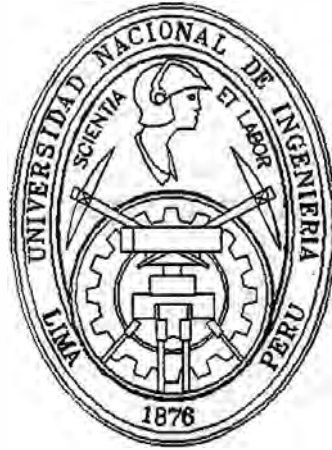


Universidad Nacional de Ingeniería
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Análisis y Diseño en Muros y Placas de Concreto Armado

TESIS

Para optar el título profesional de :

INGENIERO CIVIL

JESUS AURELIO MEDROA PONCE

Lima - Perú
1995

SUMARIO

Es deseo de la presente Tesis invitar a los Colegas y Estudiantes vinculados con el fascinante mundo de las Estructuras y sus aplicaciones a través del Concreto Armado. A un estudio que trata los problemas de Análisis y Diseño en Placas y/o Muros estructurales, empleando Metodologías Modernas basadas en la computación, que nos permiten visualizar los diferentes estados de Análisis

Los Temas se dividen:

En el 1er. Capítulo en Muros de Cortante o Placas, Desarrollando los Diagramas de Interacción, y estados de Flexocompresión en Placas Asimétricas, para los cuatro posibles sentidos de acción de Momentos por efectos Sísmicos, respecto a los pórticos principales o secundarios que comunmente de suelen optar al momento de estructurar edificaciones.

Para efectos de flexión biaxial cuyo vector Resultante podrá desplazarse de $(0,360)^\circ$ se presenta gráficamente los sectores de Compresión y tracción del elemento en cada delta de ángulo que se escoja.

Se Analizan los estados de flexión biaxial, hallando los Momentos Resistentes de Secciones no necesariamente rectangulares.

En el Capítulo 2do. se presentan los Métodos Empírico y Racional que resuelven los problemas de Muros de Carga en los cuales no se cumplen las Hipótesis de Navier.

Empleamos el software Muro para resolver los problemas de Flexocompresión.

El Capítulo 3ro. se expone el Análisis Matricial Estructural, empleado para resolver los problemas de Pórticos con placas y hallar los Diagramas; DFA,DFC,DMF, la envolvente de cargas para los diferentes estados, Según la Norma Peruana y su posterior diseño.

En el Capítulo 4to. podemos apreciar las aplicaciones gráficas.

Es necesario a la hora de Diseñar los elementos verticales, tomar en cuenta los incrementos de Cortante por Torsión en planta debido a la exentricidad.

Lo que motivo realizar el software Torsión, basado en los Requerimientos Según La Norma Peruana de Diseño Sismo Resistente, mencionado en el anexo Nro.2.

INDICE

Capítulo 1	Muros de Cortante o placas	
1.1.	Generalidades.....	7
1.2.	Diagrama de interacción Genérico	
1.2.1.	Método	
1.2.2.	procedimiento.....	10
1.3.	Estados de Flexión Biaxial	
1.3.1.	Generalidades.....	14
1.3.2.	Superficie de falla.....	15
1.3.2.1.	Método	
1.3.2.2.	Procedimiento.....	16
1.4.	Diseño Según La Norma Peruana...	20
Capítulo 2	Muros de Carga	
2.1.	Generalidades.....	39
2.2.	Método Empírico de diseño.....	40

2.2.1. Generalidades	
2.2.2. Especificaciones.....	41
2.2.3. Resumen de Diseño.....	42
2.2.4. Procedimiento.....	43
2.3. Método Racional de Diseño.....	49
2.3.1. Consideraciones	
2.3.2. Procedimiento	
2.3.3. Resistencia Nominal.....	53

Capítulo 3 Programas de Análisis y Diseño en Muros y placas de Concreto Armado

3.1. Análisis y diseño en muros rectangulares.....	57
3.1.2. Análisis Matricial de Pórticos con placas.....	58

Capítulo 4 Aplicaciones

4.1. Diagramas de interacción en Muros de Carga	
4.2. Diagramas de interacción en Muros sometidos a flexocompresión	

- 4.3. Diagramas de interacción en Placas
asimétricas sometidas a
flexocompresión
- 4.4. Superficie de falla en placas
asimétricas..... 72

Conclusiones y recomendaciones

BIBLIOGRAFÍA

- ANEXO 1 CORTANTE BASAL..... 82
- ANEXO 2 CORTE DEBIDO A TORSIÓN EN PLANTA 92
- ANEXO 3 TEOREMA DE GREEN..... 101

Capítulo

1

Muros de Cortante

o Placas

MUROS DE CORTANTE O PLACAS

1.1 GENERALIDADES

La acción de un sismo en una estructura transfiere la mayor parte de su carga lateral a los elementos más rígidos los cuales lo asimilan por cortante horizontal motivo de su denominación

El uso de muros de cortante se hace imperativo en edificios altos con el fin de poder controlar las deflexiones de entrepisos reduciendo las distorsiones provocados por las fuerzas laterales proporcionando seguridad estructural adecuada en caso de sismos severos y protección contra el daño de elementos no estructurales en caso de sismos moderados.

Cuando se usan combinados con pórticos los muros forman un sistema que combina la eficacia de soporte de las cargas gravitacionales del pórtico rígido con la eficacia de resistencia a las cargas laterales del muro estructural.

En el diseño de muros la condición crítica siempre será la combinación que incluye sismo, pues este hace que se tenga gran cortante y grandes momentos.

Es necesario entonces tener en consideración las siguientes hipótesis de carga.

$$1.25 (CM +CV +-CS)$$

$$0.9 CM +- 1.25 CS$$

Las mencionadas hipótesis, solo son dos de la catorce que se utilizan para el cálculo de la envolvente en el software AAT, que analiza pórticos con placas empleando el Análisis Matricial.

Si los muros son altos, se comportan como elementos sometidos a flexocompresión y cortante, pudiendo ser diseñados con las hipótesis básicas de flexión (que son las mismas indicadas para flexocompresión)

En los muros usados en las edificaciones, generalmente los esfuerzos de compresión son bajos dado la gran sección de estos, lo cual conlleva a que en el diagrama de interacción se ubique el punto que indica el par (P_u, M_u) actuante, por debajo del punto que denota la falla balanceada ($P_u < P_b$)

Como resultado de ello, por lo general se aumenta la capacidad de momentos por las fuerzas de gravedad en los muros cortantes.

1.2 DIAGRAMA DE ITERACIÓN GENÉRICO (PK)

Es necesario entonces contar con un procedimiento que analice los estados de Flexocompresión en estos elementos, con la finalidad de satisfacer de algún modo el hecho de que existan elementos asimétricos comúnmente denominados placas en los cuales se hace imperativo verificar su comportamiento frente a los estados de Momento y carga axial.

Se crea el software denominado PK el cual grafica para las direcciones que se deseen los estados de flexocompresión del elemento a través de su diagrama de interacción.

1.2.1 MÉTODO

PK tiene subrutinas que ubican y distribuyen los aceros de tal manera que puedan modificarse a la hora de

hacer las variaciones en la sección, con la intención de obtener mayor o menor resistencia del elemento frente al estado de flexocompresión

Como procedimiento que facilite al análisis en las diferentes direcciones PK tiene subrutinas que hacen girar al elemento en las direcciones X e Y.

Los puntos M_u, P_u del diagrama de interacción PK los genera desplazando el EN de un extremo al otro de la sección tomando en consideración los estados de esfuerzos en los cuales se encuentre, con la discretización deseada y en la dirección pre-establecida.

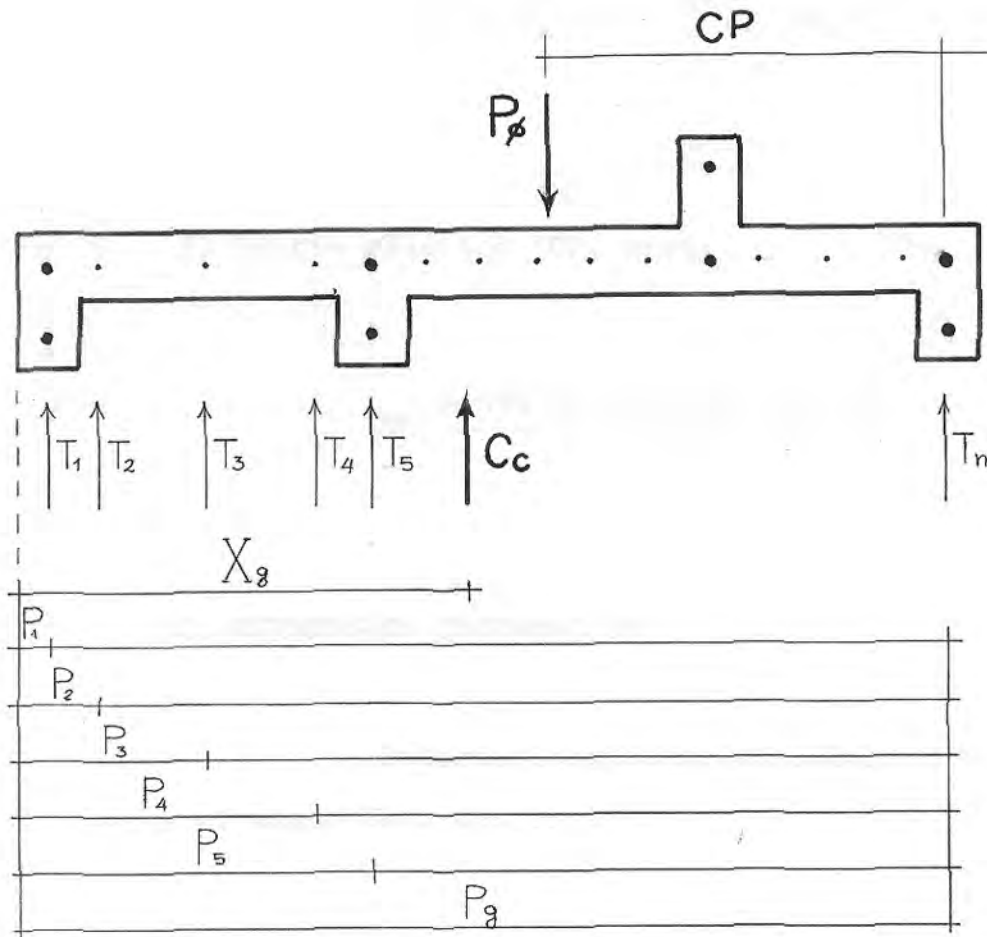
1.2.2. PROCEDIMIENTO

1. CENTRO PLÁSTICO

Es el centróide de resistencia de la sección si se comprime todo el concreto al esfuerzo máximo ($0.85 f'_c$) y se comprime todo el acero al esfuerzo de cedencia F_y , con deformación uniforme de la sección .

Se dice también que es el punto de aplicación de la carga externa P_o que produce la condición de falla por carga axial.

Este valor es tomado respecto al acero más alejado en tensión.



a) Equilibrio

$$\sum F_v = 0$$

$$P_o = 0.85 f_c (\text{Area de Secc. de Concreto}) + (\sum A_{s_i}) F_y$$

b) Sumatoria de Momentos respecto al Acero en tracción

$$P_o CP = C_c (P_g - X_g) + F_y \sum A_{s_i} (P_g - P_i)$$

El Centro plástico (CP) será:

$$CP = \frac{C_c (P_g - X_g) + F_y \sum A_{s_i} (P_g - P_i)}{P_o}$$

2. ESTADOS DE DEFORMACIÓN

Deformación que considera el signo de compresión (+) y el signo de tracción (-).

Esfuerzos del acero

$$\epsilon_{s_i} = \frac{\epsilon_c (C - P_i)}{C}$$

Esfuerzo de fluencia del acero

$$\epsilon_f = \frac{F_y}{E_s}$$

b) Sumatoria de Momentos respecto al Acero en tracción

$$P_o \cdot CP = C_o (P_g - X_g) + F_y \sum A_{s_i} (P_g - P_i)$$

El Centro plástico (CP) será:

$$CP = \frac{C_o (P_g - X_g) + F_y \sum A_{s_i} (P_g - P_i)}{P_o}$$

2. ESTADOS DE DEFORMACIÓN

Deformación que considera el signo de compresión (+) y el signo de tracción (-).

Esfuerzos del acero

$$\epsilon_{s_i} = \frac{\epsilon_c (C - P_i)}{C}$$

Esfuerzo de fluencia del acero

$$\epsilon_f = \frac{F_y}{E_s}$$

1.3 ESTADOS DE FLEXIÓN BIAxIAL

En algunos casos el mecanismo de falla no está relacionado con la resistencia al corte, sobre todo en edificios altos y esbeltos en los cuales la falla puede ser debida a la flexión.

Dada la gran rigidez de muros de cortante en relación con la rigidez lateral de las columnas, estos elementos absorben grandes cortantes que a su vez producen grandes momentos, concentrándose los mayores valores en los pisos más bajos.

1.3.1. Generalidades

Los muros de cortante aislados o individuales conectados a los pórticos tienden a fluir primero en la base donde el momento es mayor.

Los muros de cortante con una relación de altura/peralte aproximadamente igual a 3, básicamente se comportan como vigas verticales en voladizo y por lo tanto se diseñan como elementos en flexión, en los que su resistencia está regida por la flexión más que por el cortante.

1.3.2. SUPERFICIE DE FALLA (SF)

Un estudio interesante que calcule el Momento Resistente Ultimo de la sección, generando su superficie de falla y que involucre el comportamiento de los esfuerzos de compresión y tracción en los elementos asimétricos, sometidos a flexión biaxial cuando este se presenta en direcciones que pueden ir de 0 a 360 grados, se desarrolla por medio del software llamado SF

SF tiene también procedimientos de ubicación y distribución de aceros que pueden hacer factible su modificación fácilmente para el análisis que se desee

1.3.2.1. MÉTODO

Cálculo del Momento Resistente de secciones sometidas a Flexión Biaxial

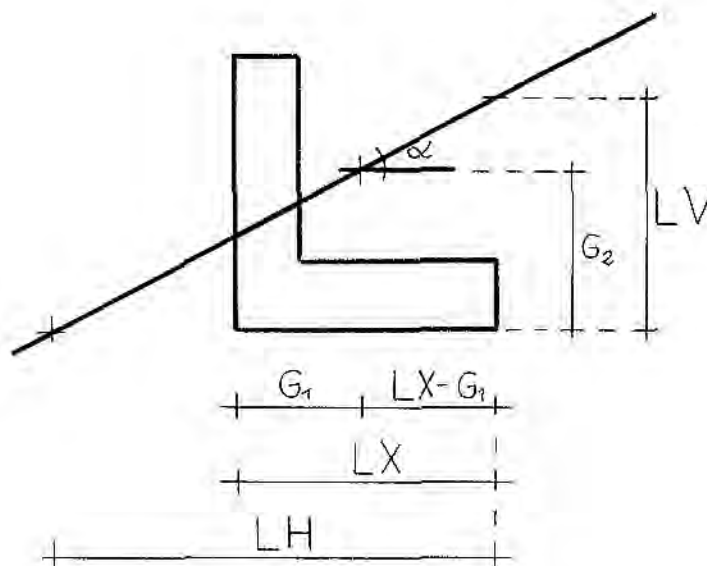
En una sección con flexión biaxial el eje neutro esta inclinado respecto a la horizontal y el grado de inclinación depende de la relación de los momentos flexionantes en las dos direcciones y de las propiedades de la sección.

Se asume elementos con propiedades homogéneas e isotrópicas

1.3.2.2. PROCEDIMIENTO

1. Deformaciones

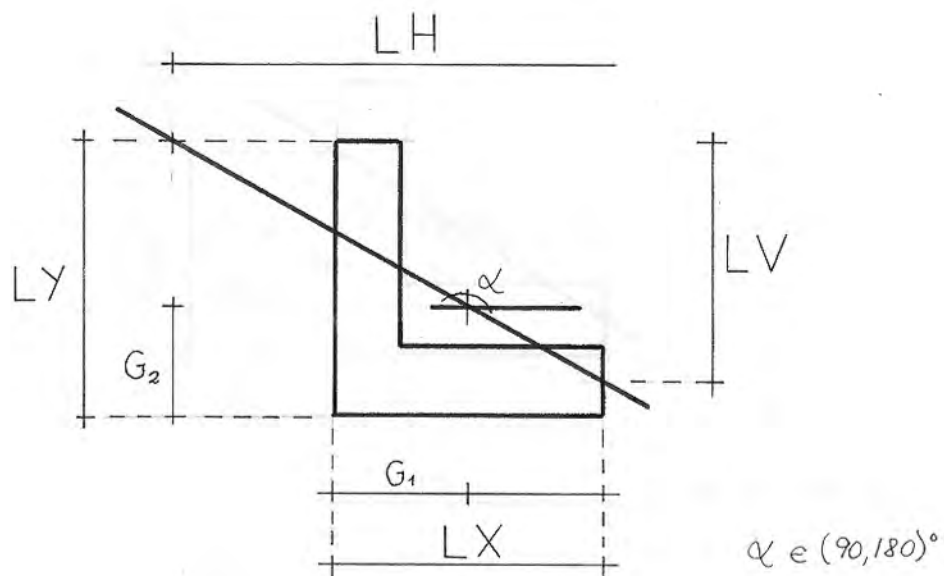
$$\epsilon_{s_i} = \epsilon_c \left(1 - \frac{X_i}{LH} - \frac{Y_i}{LV} \right)$$



$$\alpha \in (0, 90)^\circ$$

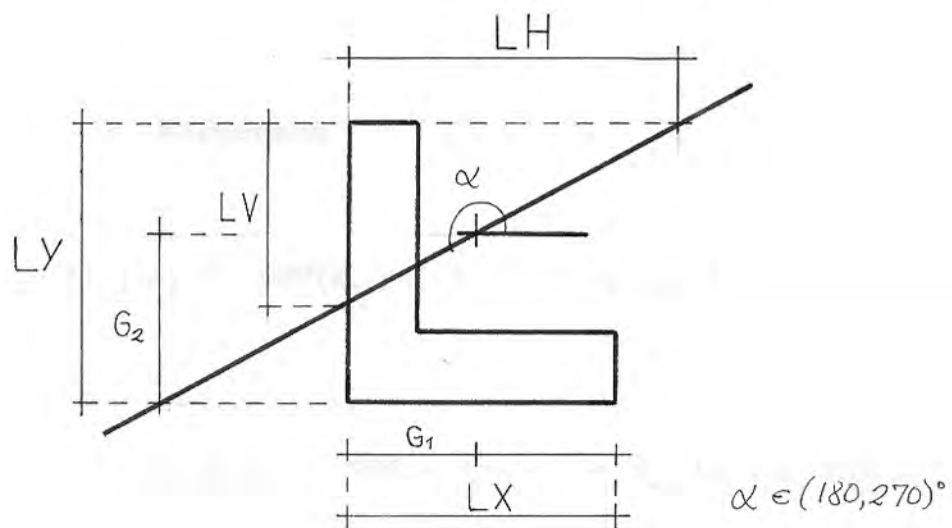
$$LV = G_2 + (LX - G_1) \text{Tang}(\alpha)$$

$$LH = LV \text{Tang}(90 - \alpha)$$



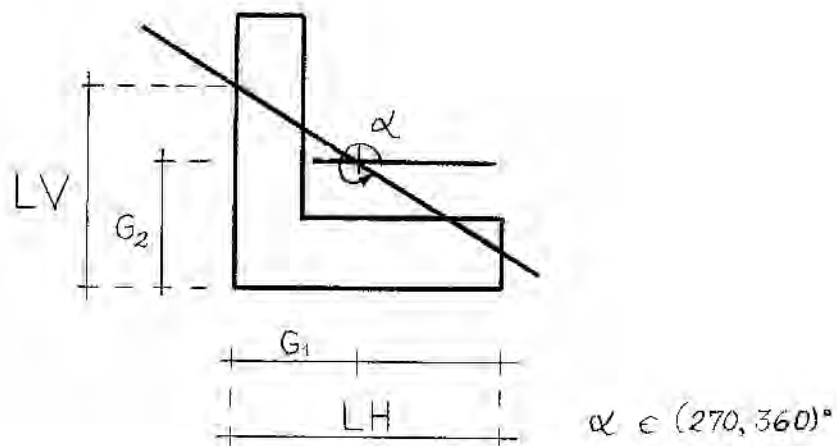
$$LV = LY - G_2 + (LX - G_1) \text{Tang}(180 - \alpha)$$

$$LH = LV \text{Tang}(\alpha - 90)$$



$$LV = LY - G_2 + G_1 \text{Tang}(\alpha - 180)$$

$$LH = LV \text{Tang}(270 - \alpha)$$



$$LV = G_2 + G_1 \operatorname{Tang}(360 - \alpha)$$

$$LH = \frac{LV}{\operatorname{Tang}(360 - \alpha)}$$

2. Esfuerzos

$$|\epsilon_{s_i}| < \epsilon_f \wedge \operatorname{SGN}(\epsilon_{s_i}) = (+) \rightarrow f_{s_i} = [|\epsilon_{s_i}| E_s - 0.85 f_c] \operatorname{SGN}(\epsilon_{s_i})$$

$$|\epsilon_{s_i}| < \epsilon_f \wedge \operatorname{SGN}(\epsilon_{s_i}) = (-) \rightarrow f_{s_i} = |\epsilon_{s_i}| E_s \operatorname{SGN}(\epsilon_{s_i})$$

$$|\epsilon_{s_i}| > \epsilon_f \wedge \operatorname{SGN}(\epsilon_{s_i}) = (+) \rightarrow f_{s_i} = F_y - 0.85 f_c$$

$$|\epsilon_{s_i}| > \epsilon_f \wedge \operatorname{SGN}(\epsilon_{s_i}) = (-) \rightarrow f_{s_i} = F_y \operatorname{SGN}(\epsilon_{s_i})$$

3. EQUILIBRIO

La posición del Eje Neutro debe ser tal que la suma de las fuerzas longitudinales se igual a cero.

$$C_c + \sum A_{s_i} f_{s_i} = 0$$

4. MOMENTO EN LA DIRECCIÓN X (M_{ux})

$$M_{ux} = C_c G_2 + \sum A_{s_i} f_{s_i} Y_i$$

5. MOMENTO EN LA DIRECCIÓN Y (M_{uy})

$$M_{uy} = C_c G_1 + \sum A_{s_i} f_{s_i} X_i$$

Donde:

G_1, G_2 = Es un punto variable por donde pasa la recta que contiene al ejeneutro y se va modificando hasta que exista equilibrio de esfuerzos en la sección de estudio

1.4 DISEÑO SEGÚN LA NORMA PERUANA

Los muros de corte deben ser diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte. Teniendo en cuenta las siguientes consideraciones generales:

1. En el dimensionamiento se tendrá especial cuidado en los esfuerzos de compresión de los extremos y en su resistencia al pandeo.

2. El espesor mínimo de los muros será de 10 cm y en caso que el muro sea coincidente con los muros del sótano el espesor será mayor a 20 cm.

Requerimientos del diseño por flexión

Serán aplicables en el diseño los lineamientos generales establecidos en el capítulo XII para flexo-compresión.

El refuerzo vertical se distribuirá a lo largo del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos.

Una vez escogido el refuerzo a colocar, se construirá el diagrama de interacción para esa sección y se verificará que la relación de diseño carga axial-momento sea mayor que la resistente por la sección

Debe tenerse en cuenta que cuando la sección no es simétrica respecto al eje perpendicular a la dirección en la que está haciéndose el análisis, deberá hacerse 4 diagramas de interacción uno en cada sentido del momento.

De ser necesario se puede aumentar la rigidez a flexión de la sección del muro en la dirección transversal mediante un retorno.

ELEMENTOS LIMITANTES

Los elementos limitantes de muros estructurales se diseñan para soportar todas las cargas verticales factorizadas que actúan sobre el muro, así como la fuerza vertical requerida para resistir el momento de volcamiento debido a las cargas sísmicas factorizadas.

Cuando es deseable aumentar la ductilidad de un muro cortante en voladizo, se debe confinar el concreto en la zona a compresión.

Se sugiere que el acero de confinamiento se suministre de la misma manera que en las columnas con estribos y que se distribuya al menos por sobre la parte del peralte l_w donde se requieren deformaciones de concreto superiores a 0.003 cuando se alcanza la ductilidad deseada.

Se proporcionará elementos limitantes, tanto a lo largo de los bordes verticales del muro como alrededor de las orillas de aberturas si existen, cuando el esfuerzo del concreto en la fibra extrema del muro debido a las fuerzas factorizadas (incluidas el sismo) sea mayor a $0.2 f'c$. que se calcula usando un modelo elástico lineal, basado en las secciones totales de los elementos estructurales y las fuerzas factorizadas, como una indicación de una compresión importante. Los elementos limitantes podrán interrumpirse cuando el esfuerzo calculado de compresión sea menor a $0.15 f'c$.

No se proporcionarán elementos limitantes si todo el muro esta reforzado de acuerdo a las disposiciones que rigen al refuerzo transversal para elementos sujetos a carga axial y a flexión.

PROCEDIMIENTO

Los elementos limitantes soportarán todas las cargas verticales actuantes en el muro.

1. Cuando el esfuerzo máximo de la fibra extrema en compresión correspondiendo a fuerzas factorizadas incluyendo el sismo

$$\sigma = \frac{Pu}{Ag} + \frac{M (lw/2)}{I} > 0.2 f'c$$

Se calcula σ empleando un sistema linealmente elástico y las propiedades de la sección total

A_g = Área total de la sección del muro

I = Momento de inercia respecto al centro de gravedad de la sección.

Y = Distancia desde el centro de gravedad de la sección a la fibra más comprimida para el sentido más crítico del momento M_u .

2. Se disponen de elementos limitantes de tal manera que:

$$P_u \leq \phi [0.8 (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + F_y A_{st})]$$

las cuales corresponden a una columna cargada axialmente

donde:

$$\phi = 0.7$$

A_c = Área total de la sección del elemento limitante

A_{st} = Área total del refuerzo longitudinal en la columna que se halla despejando de la ecuación.

3. Se debe cumplir :

$$A_{st} \geq A_{sm} = \frac{14}{F_y t d}$$

donde:

A_{sm} =Acero mínimo.

4. Si:

$$\sigma < 0.2 f'c$$

No se requieren las columnas limitantes ,por lo tanto el refuerzo longitudinal A_{st} será el acero mínimo para la resistencia a la flexión y:

$$A_{st} = A_{sm} = \frac{14}{F_y t d}$$

NOTA

El elemento limitante puede ser discontinuo cuando el esfuerzo en compresión calculado sea menor de $0.15 f'c$.

Esto último permite ir disminuyendo la sección de los elementos limitantes en los pisos superiores donde existen cargas verticales menores.

5. La carga última de una columna de concreto reforzado cargada axialmente es la suma de la resistencia de cedencia del acero más la resistencia del concreto es decir:

$$\phi P_{n_{max}} = 0.8 \phi [0.85 f'c (A_g - A_{st}) + F_y A_{st}]$$

6. Dada una sección se calculará el área de acero necesario y su cuantía tal que:

$$0.01 < \rho < 0.06$$

Tendremos entonces:

$$A_{st} = \frac{\frac{P_u}{0.8 \phi} - 0.85 f'c A_g}{F_y - 0.85 f'c}$$

P_u en Tn

$f'c$ en Tn/cm²

F_y en Tn/cm²

$\phi = 0.7$

REQUERIMIENTOS DEL DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

Generalidades

La gran concentración de momentos importantes en la base del muro hace necesarios considerar la formación de una rótula plástica en la base; La longitud de la rótula puede exceder la longitud del muro y en esta zona se producirán fisuras de flexión (tracción por flexión) combinándose con las fisuras de tracción diagonal que requerirán de un refuerzo horizontal por cortante muy importante.

Este refuerzo horizontal será prácticamente el único que puede asegurar el control de estas fisuras a la vez que servirá como confinamiento y arriostre de las barras longitudinales traccionadas o comprimidas según el instante en que se considere.

Se recomienda diseñar con el cortante máximo de la base, una altura de por lo menos 1.5 veces la longitud del muro medida desde la base con el fin de proveer más resistencia por cortante en toda la longitud posible de la rótula plástica.

Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

En muros de carga la sección crítica de diseño se encuentra ubicada a $L/2$ o $H/2$ de la base (la menor), y las secciones localizadas entre la base y la sección crítica se podrán diseñar con el mismo valor.

Adicionalmente la fuerza cortante obtenida del análisis estructural deberá corregirse con la finalidad de evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión ó flexocompresión.

En el diseño la distancia "d" de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo se calculará con el análisis basado en la compatibilidad de deformaciones; la Norma permite usar un valor aproximado de $0.8 l_w$

RESISTENCIA AL CORTE DEL CONCRETO

La resistencia al corte del concreto V_c podrá evaluarse con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t d$$

Para los casos en los cuales el muro está sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños ($N_u/A_g < 0.1 f'_c$) deberá considerarse $V_c = 0$

REFUERZO HORIZONTAL POR CORTE

Cuando V_u exceda a ΦV_c , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calculará utilizando la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{s}$$

A_v = Área del refuerzo por cortante horizontal a una distancia $s/2$

d = Peralte efectivo ($0.8 l_w$)

F_y = Resistencia a la fluencia del acero (kg/cm^2)

Por lo tanto:

$$V_u < \phi \left[0.53 \sqrt{f'_c} t d + \frac{A_v F_y d}{S_2} \right] < 2.7 \sqrt{f'_c} t d$$

Si V_n es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de su resistencia nominal a la flexión (V_{nf}), para las combinaciones de carga factorizadas incluyendo sismo entonces $\Phi = 0.6$ tal que se evite la falla por corte (falla frágil antes que por flexión).

Si el esfuerzo en compresión axial en el área total de la sección (P_u/A_g) es menor que $0.1 f'_c$ se debe tener presente que V_c puede no ser efectivo, ya que posiblemente se podría compensar esta pequeña compresión mediante la aceleración vertical sísmica que provocará tensión, por lo tanto $V_c=0$ es una posición conservadora.

REFUERZO EN EL MURO

Las relaciones :

$$\rho_h = \frac{\text{Area de refuerzo total por cortante}}{\text{Area de la sección total vertical}}$$

$$\rho_h = \frac{\text{Area del refuerzo vertical por cortante}}{\text{Area de la sección total del concreto}}$$

deben cumplir:

$$\rho_b \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025 + \frac{1}{2} \left(2.5 - \frac{h_v}{l_w} \right) (\rho_b - 0.0025)$$

Espaciamientos máximos en las direcciones;

Horizontal $l_w/5$

$$3t$$

$$45 \text{ cm.}$$

Vertical $l_w/3$

$$3t$$

$$45 \text{ cm.}$$

Usar 2 capas de refuerzo o más si :

$$V_u > 0.53 \sqrt{f'_c} l_w t$$

$$t > 25 \text{ cm.}$$

Esto se basa en que bajo condiciones comunes de construcción, la probabilidad de mantener solo una capa de refuerzo cerca a la mitad de la sección es baja.

Además la presencia de refuerzo cercana a la superficie tiende a prevenir la fragmentación del concreto en el caso de agrietamiento severo durante el sismo.

REFUERZO LONGITUDINAL DEL ELEMENTO LIMITANTE

La resistencia de la sección del elemento limitante se determinará como una columna corta cargada axialmente con el factor adecuado de reducción de resistencia y cumpliendo los requerimientos de:

- * Exentricidad mínima
- * Cuantía mínima (0.01)
- * Cuantía máxima (0.06)

Cada elemento debe soportar todas las cargas de gravedad factorizadas así como las cargas verticales requeridas para resistir el momento de volteo, calculado a partir de las fuerzas sísmicas factorizadas

DISEÑO POR CORTE

$$V_u = \phi \left[0.53 \sqrt{f'_c} 10 \pm 0.8 l_w + \frac{A_v F_y 0.8 l_w}{S_2} \right]$$

PROCESO:

1. Se supone un área de acero horizontal (A_v)
2. Se encuentra el espaciamiento S_2
3. Se verifica la cuantía

$$\rho_h = \frac{A_v}{t S_2} > 0.0025$$

4. El acero vertical se dará con la menor cuantía 0.0025 lo que implica un mayor espaciamiento.

Tendremos entonces:

$$S_2 = \frac{A_v F_y 0.8 l_w}{V_u / \phi - 0.53 \sqrt{f'c} 10 t 0.8 l_w}$$

Donde:

V_uTn

F_yTn/cm²

$f'c$...kg/cm²

tmt.

l_wcm

S_2cm

LONGITUD DE DESARROLLO Y EMPALMES

Todo el refuerzo continuo se anclará o empalmará de acuerdo a las disposiciones para refuerzo de tensión.

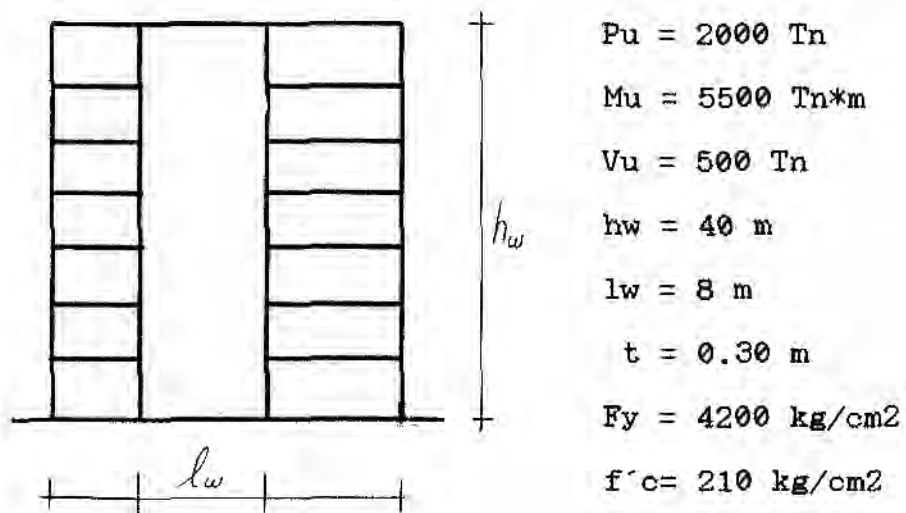
Donde haya elementos limitantes, el refuerzo transversal de los muros se anclará dentro del núcleo confinado del elemento limitante, para que desarrolle el esfuerzo de fluencia en tensión del refuerzo transversal.

Se solicita que el refuerzo horizontal de los muros funcione como refuerzo en el alma. El reglamento requiere que tales varillas se anclen completamente en los elementos limítrofes (que funcionan como patines de vigas verticales en voladizo).

Siempre que se pueda usar ganchos de 90° . Los cuales reducen al mínimo la pérdida de adherencia que resultan debido a la ocurrencia de grandes grietas transversales en los elementos limitantes cuando están sometidos a grandes deformaciones inelásticas.

Ejemplo

Diseñar el muro de concreto armado que se muestra en la figura



Inercia de la sección

$$I = \frac{b h^3}{12} = 12.8 \text{ m}^4$$

2. Verificación de la necesidad de elementos limitantes

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} = 2552 > 0.2 f'_c = 420 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

por lo tanto es necesario utilizar elementos limitantes

3. Determinación de la sección de Acero en el elemento limitante.

Área de acero necesario:

$$A_{s_t} = \frac{\frac{P_u}{0.8 \phi} - 0.85 f_c A_g}{F_y - 0.85 f_c}$$

$$A_{s_t} = \frac{3571.43 - 0.1785 A_g}{4.0215}$$

Sean las dimensiones del elemento limitante (A_g)

$A_g = 90 \times 120 \text{ cm}^2$, que al reemplazarlo en la expresión anterior nos da un requerimiento de $A_{s_t} = 408.71 \text{ cm}^2$, es decir $43 \Phi \# 11$. Si bien satisface la cuantía necesaria 3.78% , excede la posibilidad de colocarlos en dicha sección.

Probemos ahora una sección $A_g = 100 \times 150 \text{ cm}^2$, A_{s_t} será $A_{s_t} = 222.3 \text{ cm}^2$, con una cuantía de 1.5% satisfacemos los límites de cuantía.

USAR $23 \Phi \# 11$

4. Requerimientos de refuerzo en el alma

Se proporcionan dos mallas de refuerzo sí:

$$V_u = 500 \text{ Tn} > \frac{0.53 A_{c_v} \sqrt{f'c}}{1000} = 184 \text{ Tn}$$

Por lo tanto se utilizará dos mallas de refuerzo.

5. Diseño por corte

* Refuerzo horizontal en el alma

Si empleamos $\Phi = \frac{1}{2}$ " el espaciamiento será

$$S_2 = \frac{A_v F_y 0.8 I_w}{\frac{V_u}{\Phi} - 0.53 \sqrt{f'c} 10 t 0.8 I_w} = 15.5 \text{ cm}$$

Verificando la cuantía

$$\rho_h = \frac{2 A \phi \frac{1}{2}}{t S_2} = 0.0056 > 0.0025 \text{ OK!}$$

Usar dos mallas horizontales de $\Phi \frac{1}{2}$ " @ 0.15 mt.

* Refuerzo vertical en el alma

Sea $A_v = A \Phi \frac{1}{2}$ " para una cuantía de 0.0025
nos dará un espaciamiento de 33.9 cm

Usar dos mallas verticales de $\Phi \frac{1}{2}$ " @ 0.30 mt

El Diagrama de interacción y la verificación de la suficiencia de la sección de la placa estructural en la base, sometida a flexo-compresión en su plano se analiza con el software PK en mención.

Capítulo

2

Muros de Carga

MUROS DE CARGA

En edificaciones de pocos pisos en los cuales la altura del muro es menor a su longitud el comportamiento en flexocompresión ya no puede ser analizado con las hipótesis usuales de flexocompresión, sino que pareciéndose más a las denominadas vigas pared, ya no se cumple la distribución de deformaciones de Navier, y se deben hacer análisis aplicando la teoría de Elasticidad o determinadas simplificaciones que tengan en cuenta esta situación.

2.1 GENERALIDADES

En este caso de muros bajos, la falla por flexión es casi imposible pues siempre será crítico el cortante.

Dado que los muros son de pocos pisos, las cargas axiales de gravedad son pequeñas, y dado el gran brazo de palanca existente los requerimientos de acero de tracción por flexión no son importantes.

Estas dos características permiten indicar que el efecto del aporte de resistencia al corte por carga axial es despreciable y que no tiene mucha importancia el disponer acero concentrado en los extremos o bordes del elemento.

En un muro bajo suelen presentarse la falla por deslizamiento, dada la mínima carga axial existente, y la falla por corte o tracción diagonal; la falla por flexión es muy rara que pueda presentarse pues es difícil que un muro pueda tomar momentos muy importantes, dado que antes que esto pueda ocurrir, la cimentación habrá girado controlando el momento que realmente pueda llegar al muro.

2.2 METODO EMPÍRICO DE DISEÑO

El Método Empírico se puede usar para el diseño de muros de carga, si la resultante de las cargas verticales se localiza dentro del tercio medio del espesor del muro, y el espesor es al menos $1/25$ de la altura o la longitud (la que sea menor).

Nótese que debe incluirse el efecto de las cargas laterales sobre el muro, con el objeto de determinar la excentricidad "efectiva" de la carga vertical resultante. Asimismo, el método solo es aplicable a muros de sección transversal sólida rectangular.

2.2.1 GENERALIDADES

El Método Empírico es un procedimiento directo de diseño para estos casos limitados, pues requiere tan solo cálculos de resistencia para determinar la resistencia a

la carga axial de diseño del muro.

Nótese que el refuerzo mínimo del muro que se requiere, ($\rho=0.0015$) no incrementa sustancialmente la resistencia del muro, más allá de la de un muro no reforzado. El refuerzo mínimo del muro se proporciona primordialmente para el control del agrietamiento debido a los esfuerzos de contracción y temperatura.

2.2.2. ESPECIFICACIONES DEL MÉTODO EMPÍRICO DE DISEÑO

El método empírico de diseño se puede usar para el diseño de muros de carga que soporten una carga vertical "razonablemente concéntrica". Se considera que existe esta condición cuando la resultante de las cargas verticales se localiza dentro del tercio medio del espesor h del muro. Por lo tanto cuando la excentricidad e de la carga no excede de $h/6$. El diseño se puede llevar a cabo considerando P_u como una carga concentrada.

La carga axial factorizada P_u , debe ser menor que la carga axial resistente de diseño ϕP_{nw} que se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_u \leq \phi P_{nw} \leq 0.55 \phi f_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right]$$

El uso de la siguiente ecuación está limitado por las siguientes condiciones para el diseño:

1. El espesor h del muro no debe ser menor que $l_0/25$ ni menor que 10 cm. Los muros de sótanos y de cimentación deben medir 20 cm de espesor por lo menos.

2. La longitud del muro que se considera efectiva para la reacción de cada una de las vigas no debe exceder de la distancia centro a centro entre las reacciones, ni el ancho de apoyo más $4h$.

3. El muro se debe anclar a los pisos o a las columnas y otros elementos estructurales del edificio

2.2.3. RESUMEN DEL DISEÑO

Se sugiere un procedimiento para el diseño del muro; supóngase primero un espesor h del muro y un porcentaje ρ de refuerzo. Después verifíquese el muro de prueba para las condiciones de carga.

Es objetivo del presente estudio es crear auxiliares de diseño que se adapten a las condiciones que normalmente se encuentran en la práctica, y con la presentación deseada .

Por ejemplo los diagramas de interacción para diferentes cuantías y espesores de muro.

2.2.4. PROCEDIMIENTO

1) Si se considera que el muro está restringido lateralmente en su extremo superior.

2) Se selecciona inicialmente un espesor del muro h de prueba

3) Verificar este valor para las condiciones de carga aplicadas.

Se debe cumplir:

$$h > \frac{l_u}{25}$$

4) Determinar la carga factorizada de acuerdo a:

$$P_u = 1.5 D + 1.8 L$$

5) La resistencia a carga vertical del muro ϕP_{nw} podrá calcularse con la siguiente fórmula, en la que se pretende indicar la carga axial máxima que resiste un muro considerando sus efectos de esbeltez.

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 t} \right)^2 \right]$$

donde:

$$\Phi = 0.7$$

l_c = distancia vertical entre apoyos

k = Factor de restricción que se podrá considerar de acuerdo a lo siguiente:

k	EN MUROS
0.8	Arriostrados arriba y abajo con rotación restringida en uno de los dos apoyos
1.0	Arriostrados arriba y abajo sin rotación restringida en los apoyos.
2.0	Sin arriostre lateral

En esta ecuación no se está considerando el aporte del refuerzo vertical, debido a que este es mínimo y porque esta verificación más que una evaluación completa de resistencia en flexocompresión, lo que pretende es estimar la carga aplicada en relación con los problemas de

esbeltez.

Esta fórmula empírica sirve para controlar los problemas debidos a carga vertical en relación a la esbeltez del muro.

En las estructuras reales estos muros son a la vez muros de cortante y por lo tanto su diseño completo se debe hacer teniendo en cuenta las disposiciones contenidas en muros de cortante.

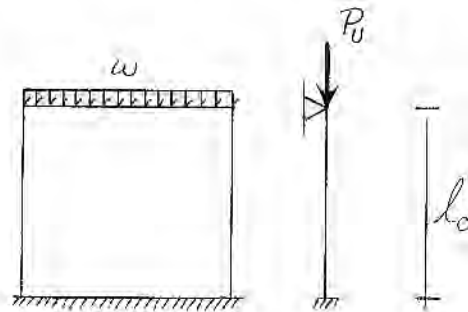
6) La selección de refuerzo se hará en base a un metro de ancho de muro.

El espaciamiento por metro de muro será:

$$s = \frac{A_c}{\rho h}$$

Ejemplo.

Diseñar el siguiente muro que soporta una carga muerta de 2 Tn/m y una carga viva de 1 Tn/m



Si consideramos que el muro está restringido lateralmente en su extremo superior el Coef K de longitud efectiva toma el valor de 0.8.

1. Seleccionaremos el espesor h del muro de tal manera que $h > l_c / 25$

$$\text{Sea } h = 20 > 4.5 / 25$$

2. Cálculo de la carga factorizada

$$P_u = 1.5 D + 1.8 L = 24 \text{ Tn}$$

3. Cálculo de la resistencia de diseño del Muro

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0.55 \Phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{K l_c}{32 h} \right)^2 \right] / 1000 \\ &= 70.74 T_n \end{aligned}$$

Al ser $\Phi P_n > P_u$ se comprueba que el valor $h = 20$ cm considerado es más que suficiente para que el muro pueda evitar una posible excentricidad de carga

Analizando 1 mt de muro.

4. Refuerzo Horizontal

La Norma limita la cuantía $R_h = 0.002$ para barras menores a 5/8"

$$A_{sh} = R_h 100 h = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamientos

$$s = A_{\phi} / (R_h h)$$

Si utilizamos el acero de 1/2" entonces el espaciamiento será de 32 cm

Utilizar $\Phi 1/2" @ 0.30$ m.

5. Refuerzo Vertical

La Norma limita la cuantía $R_v = 0.0012$ para barras menores a 5/8"

$$A_{sh} = R_v 100 h = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamientos

$$s = A_{\phi} / (R_v h)$$

Si utilizamos el acero de $\frac{1}{2}$ " entonces el espaciamiento será de 53 cm

Utilizar $\Phi \frac{1}{2}$ " @ 0.50 m.

La Norma da mayor importancia a la cuantía mínima horizontal, a pesar de que los esfuerzos de compresión producto de las cargas consideradas son verticales, debido a que en este tipo de muros se presentan problemas de fisuración vertical, producidos principalmente por los esfuerzos de contracción de fragua y cambios de temperatura, dado que generalmente estos elementos son largos

2.3. MÉTODO RACIONAL

En el método Racional se hace la corrección muro por muro basándose en los valores de su rigidez, en los momentos primarios de diseño en los extremos y en la consideración del hecho de que la estructura este contraventeada lateralmente.

Para fines de aplicación sobre el diseño de muros atendiendo su esbeltez, donde los efectos de carga lateral son menores, hecho que es frecuente en la mayoría de los edificios, para lo cual es apropiada la evaluación aproximada de los efectos de esbeltez

2.3.1. CONSIDERACIONES

Teniendo un muro contraventeado, el factor de longitud efectiva K será igual a la unidad.

Por consiguiente una evaluación aproximada de los efectos de esbeltez y el diseño para resistir dichos efectos, consiste esencialmente en tres pasos:

2.3.2. PROCEDIMIENTO

1. Verifíquese la esbeltez del muro

De tal manera que se deba cumplir que:

$$\frac{K l_c}{0.3 h} < 100$$

donde:

l_c =Altura del muro

$K=1.0$

h =Espesor del muro

2. Determinar la rigidez de muro

a) Siendo β_d el cociente del Momento de carga muerta entre el momento total.

$$\beta_d = \frac{\text{Coeficiente (D)} * e}{M_u}$$

Estado de cargas

- Considerando la carga muerta y la carga viva
- Considerando la carga muerta, la carga viva y la carga de viento.
- Considerando la carga muerta y la carga de viento
- Se generan los siguientes estados de carga:

Coef. D	Mu (Tn*cm)
1.5 D	$(1.5 D + 1.8 L) e$
$0.75 * 1.5 * D$	$.75 [(1.5 D + 1.8 L) e + \frac{1.7 w l c^2}{8} 100]$
$0.9 * D$	$0.9 D * e + \frac{1.3 w l c^2}{8} 100$

Donde:

$D = T_n / m$

$L = T_n / m$

$e = \text{cm}$

$w = T_m / m$

$l c = \text{mt.}$

b) El coeficiente β deberá cumplir

$$\beta = 0.9 + 0.5 \beta_d^2 - 12 \rho \geq 1$$

$$\rho = \frac{\text{Area de acero}}{\text{espaciamiento} * \text{espesor muro}}$$

c) La rigidez del muro será:

$$EI = \frac{0.1 E_c I_g}{\beta}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

$$I_g = \frac{b h^3}{12}$$

$$f'_c = \text{kg/cm}^2$$

$$b = \text{cm}$$

$$h = \text{cm}$$

3. La carga crítica de pandeo será

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(K l_c)^2 1000}$$

donde:

$$l_c = \text{cm}$$

$$P_c = T_n$$

4. Factor de ampliación de momento

$$\delta_b = \frac{1}{\left[1 - \frac{Pu}{\phi Pc}\right]}$$

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2 Pu}{0.1 f'c Ag} \geq 0.7$$

donde:

$$Pu = Kg$$

$$f'c = \text{kg/cm}^2$$

$$Ag = \text{cm}^2$$

La ampliación del momento

$$Mc = \delta_b * Mu$$

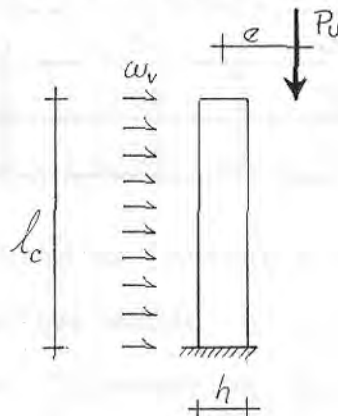
2.3.3. LA RESISTENCIA NOMINAL

La resistencia nominal requerida será la que determinará la relación de acero para satisfacer las condiciones de carga momento.

De acuerdo al diagrama de interacción carga-momento por metro de muro. Desarrollado en el programa respectivo.

Ejemplo.

Diseñar un muro que posee una exentricidad de 20 cm .
La carga Muerta es de 8 Tn/m, la carga viva de 2 Tn/m y la
carga de viento es de 0.2 Tn/m



1.Verificación de la cuantía para un espesor determi-
nado.Considerando $h=20$ cm, cuyo espaciamento vertical sea
de 30 cm, tenemos:

$$R_h = A_{\phi} / (s h) = 0.0021 \text{ Conforme}$$

Combinaciones de las cargas factorizadas a Analizar.

Estado de Carga	Carga de Cubierta	Pu (Tn)	Mu (Tn-cm)	β	EI= β	Pc= β
1	1.5D=12T	15.6	312	1.26	1.15 E09	56.1
2	.75*1.5D 9 Tn	11.7	299	1.17	1.24 E09	60.4
3	0.9D=7.2T	7.20	210	1.22	1.19 E09	57.9

Estado de Carga	$\delta = 1 - \frac{P_u}{\phi P_c}$	$M_c = \delta M_u$	$P_u (Tn)$ ϕ	$M_u (Tncm)$ ϕ
1	1.50	468	18.8	564
2	1.30	389	14.1	469
3	1.18	248	8.70	299

Los valores de cargas y momentos nominales obtenidos se verifican empleando el software MURO que grafica el Diagrama de interacción por metro de longitud para diferentes cuantías y Espaciamientos de los aceros verticales, de tal manera que se cumplan las condiciones de carga momento.

Capítulo

3

Análisis y Diseño en Muros y Placas de Concreto Armado

ANÁLISIS Y DISEÑO EN MUROS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO

La facilidad que nos brinda el procesamiento a nivel de vectores y matrices empleando las computadoras me ha permitido poder generar el software PLACAS.

El cual inicia su proceso tomando los valores de los cortantes sísmicos H , generando posteriormente la envolvente de los DFA,DFC,DMF.

Preliminarmente es fácil poder apreciar los gráficos para un estado de cargas.

3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO DE PLACAS RECTANGULARES

Nuestro Análisis se inicia empleando el método de rigidez directo que proporciona una forma alternativa para dar una solución más eficaz a los problemas de pórticos con placas y puede ampliarse fácilmente para desarrollar programas de análisis estructural con propósitos generales.

3.1.2. ANÁLISIS MATRICIAL DE PÓRTICOS CON PLACAS

GENERALIDADES

El método se inicia formando primero a nivel del elemento o del miembro las relaciones matriciales del equilibrio, Compatibilidad de deformaciones y Fuerza Desplazamiento.

El resultado neto de este primer paso es una matriz de rigidez del elemento que representa la condición de Fuerza- Desplazamiento para un elemento.

La matriz de rigidez de la estructura es entonces formada directamente aplicando el equilibrio y la compatibilidad a la estructura como un todo.

Los parámetros que definen la solución son los desplazamientos de los nudos.

Nuestro elemento básico es una viga de eje recto y sección constante, sometida únicamente a fuerzas concentradas en sus extremos.

Utilizamos para este elemento las ecuaciones de Slope-Deflection.

$$M_{i,j} = M^o_{i,j} + \frac{2EI}{L} (2\theta_i + \theta_j - 3 \frac{\Delta_{i,j}}{L})$$

$$M_{j,i} = M_{j,i}^o + \frac{2EI}{L} (2\theta_j + \theta_i - 3\frac{\Delta_{j,i}}{L})$$

$M_{i,j}, M_{j,i}$ = Mto. en los extremos

θ_i, θ_j = Giros de las secciones extremas

$\Delta_{i,j}, \Delta_{j,i}$ = Desplazamiento en los extremos

RELACIONES DE RIGIDEZ DEL MIEMBRO DEL PÓRTICO MEDIANTE DEFORMACIONES CONSISTENTES

El objetivo es definir la matriz de rigidez del elemento para un miembro del pórtico. Es decir la matriz que relaciona el conjunto de los seis desplazamientos con las seis fuerzas.

La deducción para el estado de Carga axial se inicia así:

$$U = \int \frac{N^2}{2EA} dx$$

$$\Delta = \frac{\partial U}{\partial P} = \frac{N L}{E A}$$

$$N = P \quad , \quad \Delta = 1 \quad , \quad P = \frac{E A}{L}$$

Véase el cuadro No.1 que deduce los demás estados.

LAS MATRICES DE RIGIDEZ SERÁN LAS SIGUIENTES

Matriz de rigidez para las columnas:

$$\begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{-EA}{L} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 \\ \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^3} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} \end{bmatrix}$$

Matriz de rigidez para las vigas:

$$\begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{-EA}{L} & 0 \\ \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} \\ \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{-EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 \\ \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix}$$

En las expresiones anteriores no se han incluido las deformaciones por corte.

Esto es aceptable si los elementos de la estructura son relativamente esbeltos, con una razón de luz a peralte de 10 o más, como son aquellos pórticos que no poseen placas.

Para elementos poco esbeltos, como es el caso de las placas, las deformaciones por corte son significativas y deben ser consideradas en los coeficientes de rigidez. Obteniéndose las siguientes matrices de rigidez

PARA LAS COLUMNAS

$$\left[\begin{array}{ccc|ccc} \frac{(4+\phi)EI}{(1+\phi)L} & \frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & 0 & \frac{(2-\phi)EI}{(1+\phi)L} & \frac{-6EI}{(1+\phi)L^2} & 0 \\ \frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & \frac{12EI}{(1+\phi)L^3} & 0 & \frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & \frac{-12EI}{(1+\phi)L^3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{-EA}{L} \\ \frac{(2-\phi)EI}{(1+\phi)L} & \frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & 0 & \frac{(4+\phi)EI}{(1+\phi)L} & \frac{-6EI}{(1+\phi)L^2} & 0 \\ \frac{-6EI}{(1+\phi)L^2} & \frac{-12EI}{(1+\phi)L^3} & 0 & \frac{-6EI}{(1+\phi)L^2} & \frac{12EI}{(1+\phi)L^3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} \end{array} \right]$$

PARA LAS VIGAS

$$\left[\begin{array}{ccc|ccc} \frac{4EI}{L} + \frac{12EIa}{L^2} \left(1 + \frac{a}{L}\right) & 0 & \frac{6EI}{L^2} + \frac{12EIa}{L^3} & \frac{2EI}{L} + \frac{6EI}{L^2} \left(a+b + \frac{2ab}{L}\right) & 0 & \frac{-12EI}{L^3} - \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{-EA}{L} & 0 \\ \frac{6EI}{L^2} + \frac{12EIa}{L^3} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} + \frac{12EIb}{L^3} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} \\ \frac{2EI}{L} + \frac{6EI}{L^2} \left(a+b + \frac{2ab}{L}\right) & 0 & \frac{6EI}{L^2} + \frac{12EIb}{L^3} & \frac{4EI}{L} + \frac{12EIb}{L^2} \left(1 + \frac{b}{L}\right) & 0 & \frac{-12EI}{L^3} - \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{-EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 \\ -\frac{12EIa}{L^3} - \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-12EIb}{L^3} - \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} \end{array} \right]$$

Siendo

$$\phi = \frac{12EI}{GA_s h^2}$$

Expresión que se utiliza considerando el corte en placas, $G=0.4E$, $A_s=(5/6)bh$

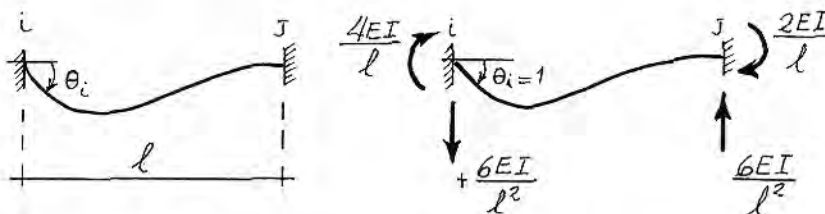
$$\phi = 3 \left[\frac{H}{L} \right]^2$$

donde H es el peralte y L es la altura del entrepiso.

Puede observarse que para elementos esbeltos phi es mucho menor que uno y puede despreciarse, no así para placas de gran peralte.

CUADRO Nro. 1

1. Elemento empotrado con giro unitario en un extremo.



$$M_{ij} = M_{ij}^0 + \frac{2EI}{l} (2\theta_i + \theta_j - \frac{3\Delta_{ij}}{l})$$

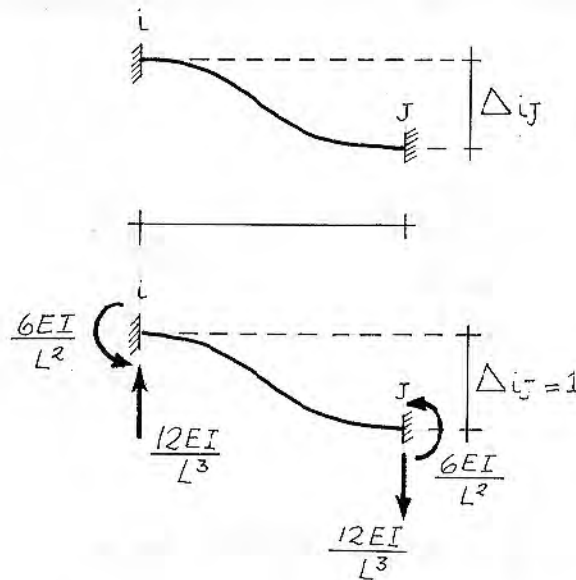
$$M_{ij} = \frac{4EI}{l}$$

$$M_{ji} = \frac{2EI}{l}$$

Por equilibrio

$$F_{ji} = \frac{6EI}{L^2} \quad , \quad F_{ij} = -F_{ji}$$

2. Elemento empotrado con desplazamiento unitario en un extremo.



$$M_{ij} = M_{ij}^0 + \frac{2EI}{L} (2\theta_i + \theta_j - \frac{3\Delta_{ij}}{L})$$

$$M_{ij} = -\frac{6EI}{L^2}$$

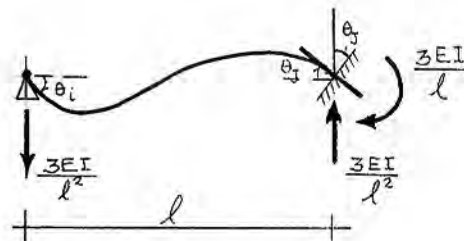
$$M_{ji} = -\frac{6EI}{L^2}$$

Por Equilibrio

$$F_{ji} = -\frac{12 EI}{l^3}$$

$$F_{ij} = -F_{ji}$$

3. Viga que tiene un extremo articulado y un empotramiento elástico al giro en el otro extremo.



$$M_{ij} = \cancel{M}_{ij} + \frac{2 EI}{l} (2\theta_i + \theta_j - \frac{3 A_{ij}}{l}) = 0$$

$$\theta_i = -\frac{\theta_j}{2}$$

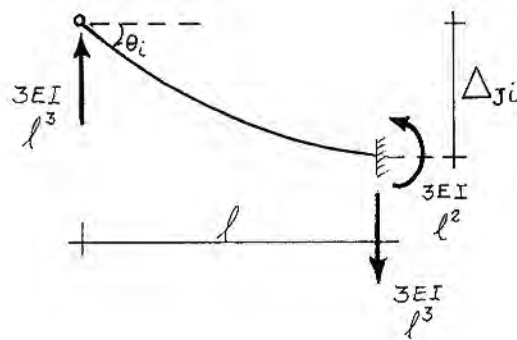
$$M_{ij} = \frac{3 EI}{l}$$

Por Equilibrio

$$F_{ji} = \frac{3EI}{l^2}$$

$$F_{ij} = -F_{ji}$$

4. extremo articulado con desplazamiento



$$M_{ij} = M^{\circ}_{ij} + \frac{2EI}{l} \left(2\theta_i + \theta_j - \frac{3\Delta_{ij}}{l} \right)$$

$$\theta_i = \frac{3\Delta}{2l}$$

$$M_{ij} = -\frac{3EI}{l^2}$$

Por Equilibrio

$$F_{ji} = -\frac{3 E I}{l^3}$$

$$F_{ij} = F_{ji}$$

SOLUCION AL SISTEMA DE ECUACIONES

La solución al sistema de ecuaciones que se forma, de la matriz de rigidez global y de las cargas actuantes. Siendo estas cargas actuantes; las cargas distribuidas en las vigas y concentradas en los nudos por acciones sísmicas, (de acuerdo a las normas de diseño sísmico el cortante basal ya especificado), se desarrolla a través del Método de Cholesky, el cual forma dos matrices triangulares una superior y otra inferior.

El procedimiento se especifica a continuación:

1.- Las Matrices triangulares, que son generadas a partir de la matriz global de rigidez de la estructura

2.- Las Matrices inversas generadas por el cambio de posición de las variables en la igualdad (giros o desplazamientos)

3.- Finalmente el producto de las mismas para la solución del Sistema de ecuaciones pre-establecido

Así:

$$P=[K] X$$

$$[P]=[L] [U] [X]$$

$$[L^{-1}] [P]=[U] [X]$$

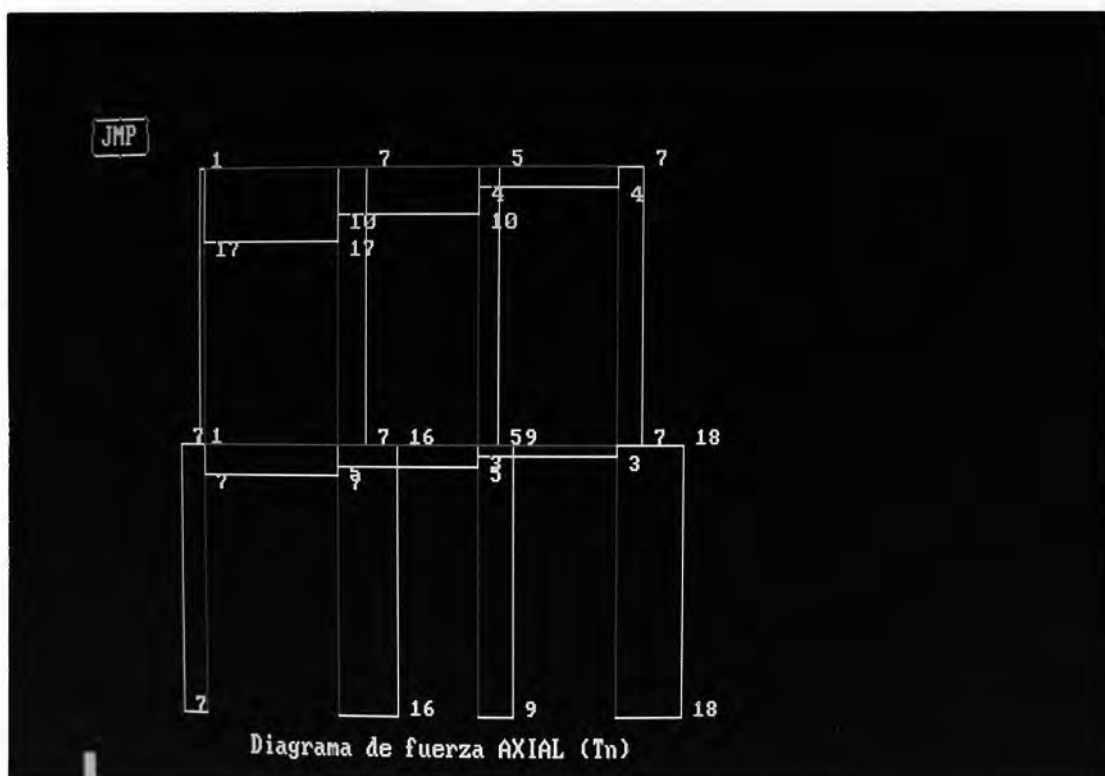
$$[U^{-1}] [L^{-1}] [P]=[X]$$

El software PLACAS desarrolla la envolvente de todas las formas de cargas actuantes en la estructura, considerando las cargas muertas, las cargas vivas y las cargas de Sismo mencionadas en la norma E-060.

En el ejemplo gráfico D1,D2 y D3, representan los Diagramas:DFA , DFC y DMF para un pórtico de 3 crujiás y 2 pisos, actuando en el primer piso un cortante basal de 10 Tn y en el 2do. piso un cortante de 20 Tn solo se a tomado en cuenta la acción de un estado de cargas

El software es genérico para N pisos con N crujias con distribución arbitraria de placas.

Se hace hincapié de que es posible tomar en consideración la acción de rótulas plásticas en los elementos empotrados así como el uso de voladizos en los diferentes niveles de la estructura. Es también posible tomar en consideración el hecho de que se produzcan asentamientos diferenciales en algunos de los elementos de apoyo de la estructura vale decir columnas o placas. El objetivo de la presente tesis escapa a la mención del análisis de los mismos los serán desarrollados a posteriori.



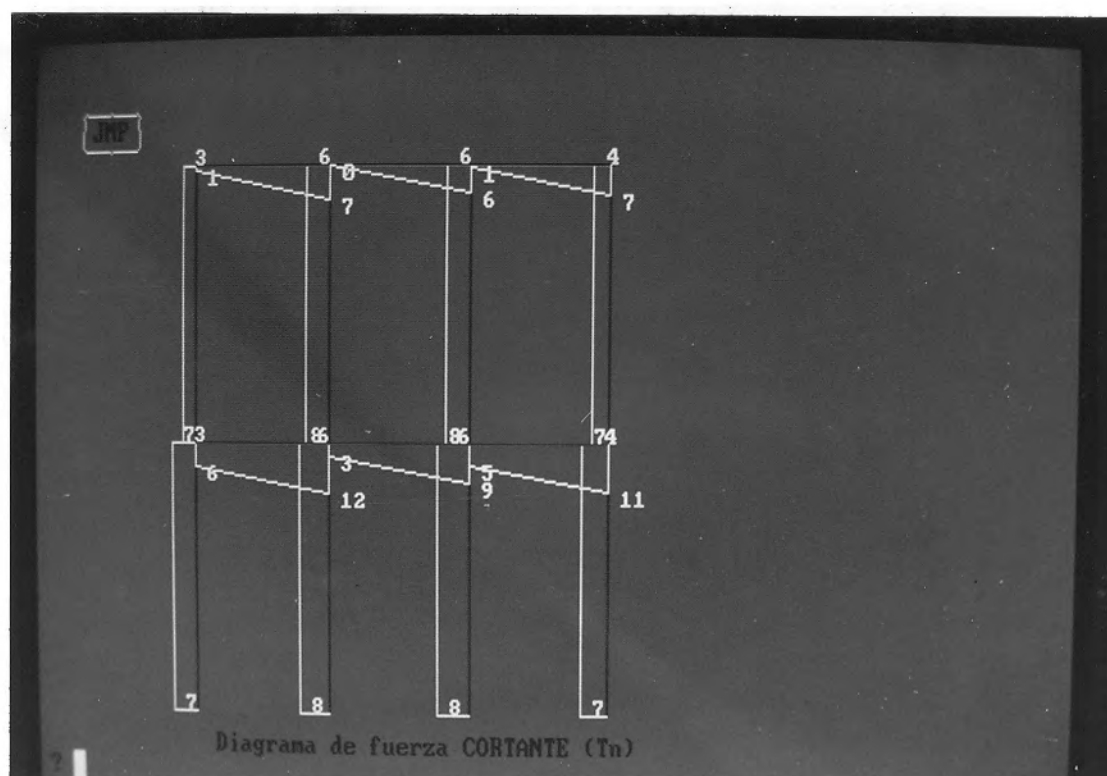


FOTO D2

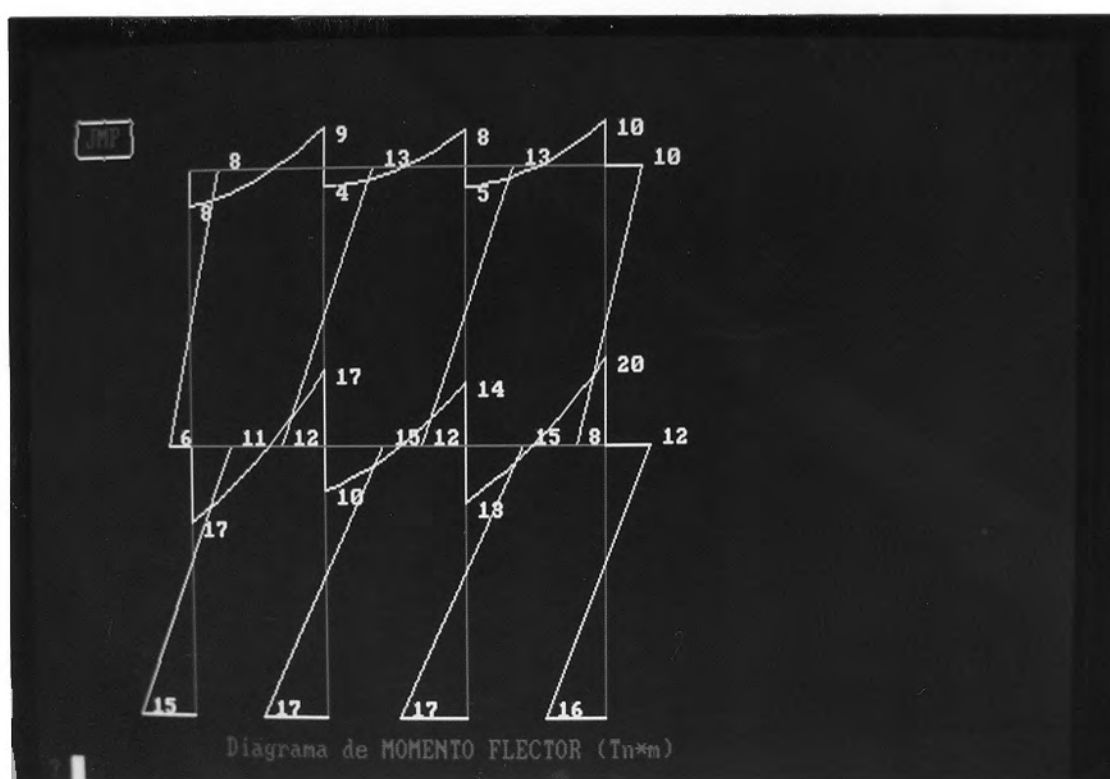


FOTO D3

Capítulo

4

Aplicaciones

Panel Fotográfico

APLICACIONES

foto	ESPECIFICACIONES
M1	Diagrama de Interacción por unidad de longitud
S1	Diagrama de Interacción se una Secc.Variable (FPS)
S2	Diagrama de Interacción, Muro con retorno lado izquier
S3	Diagrama de interacción, Muro con retorno lado derecho
S4	Diagrama de interacción de una placa asimétrica
SF1	Estado de esfuerzos en una secc. tipo L $\theta \in (0,135)^\circ$
SF2	Estado de esfuerzos en una secc. tipo L $\theta \in (150,285)^\circ$
SF3	Estado de esfuerzos en una secc. tipo L $\theta \in (300,345)^\circ$
SF4	Gráfico de la superficie de falla

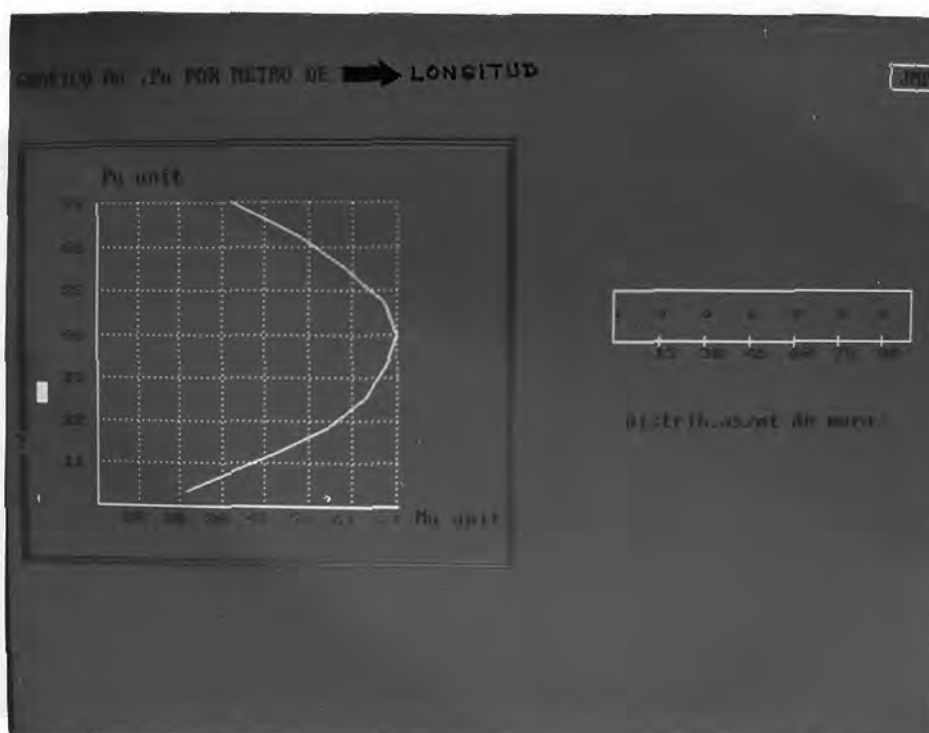


FOTO M1

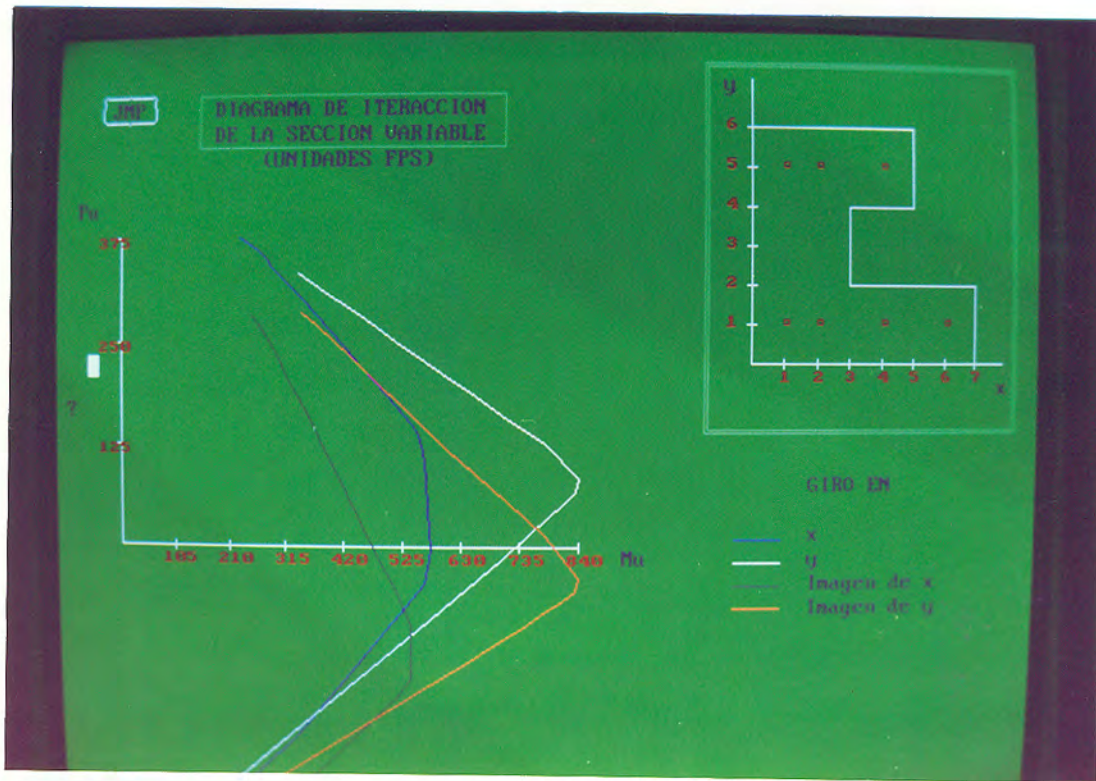


FOTO S1

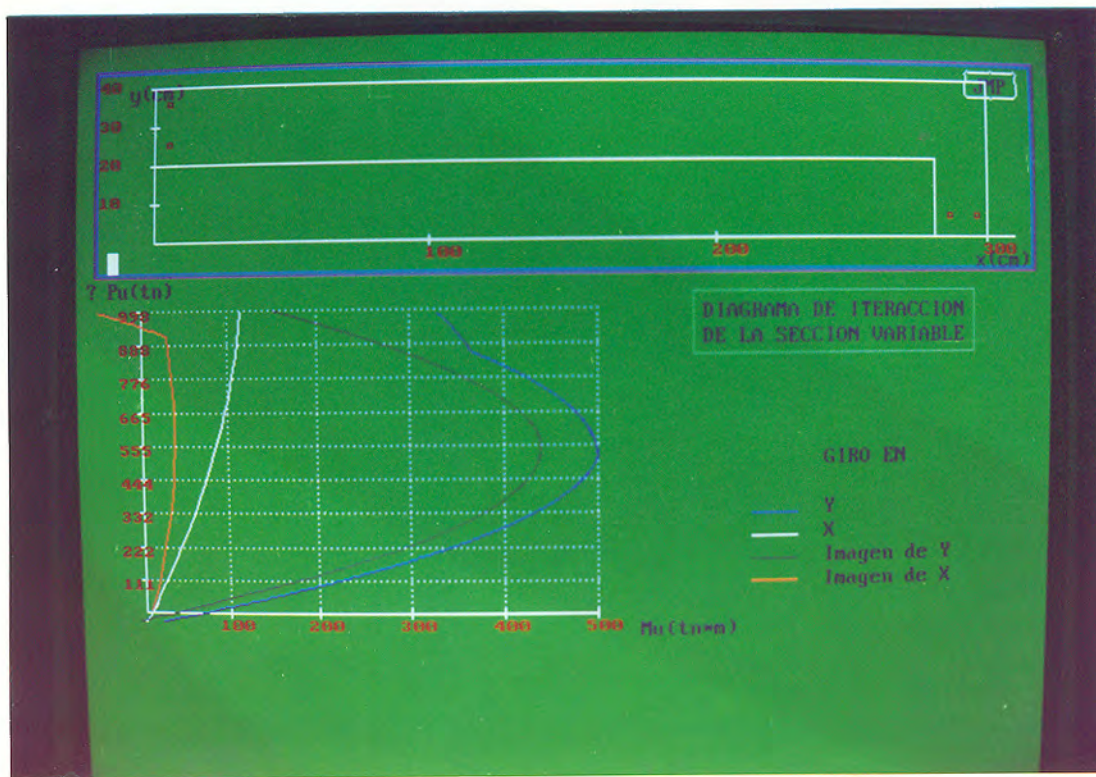


FOTO S2

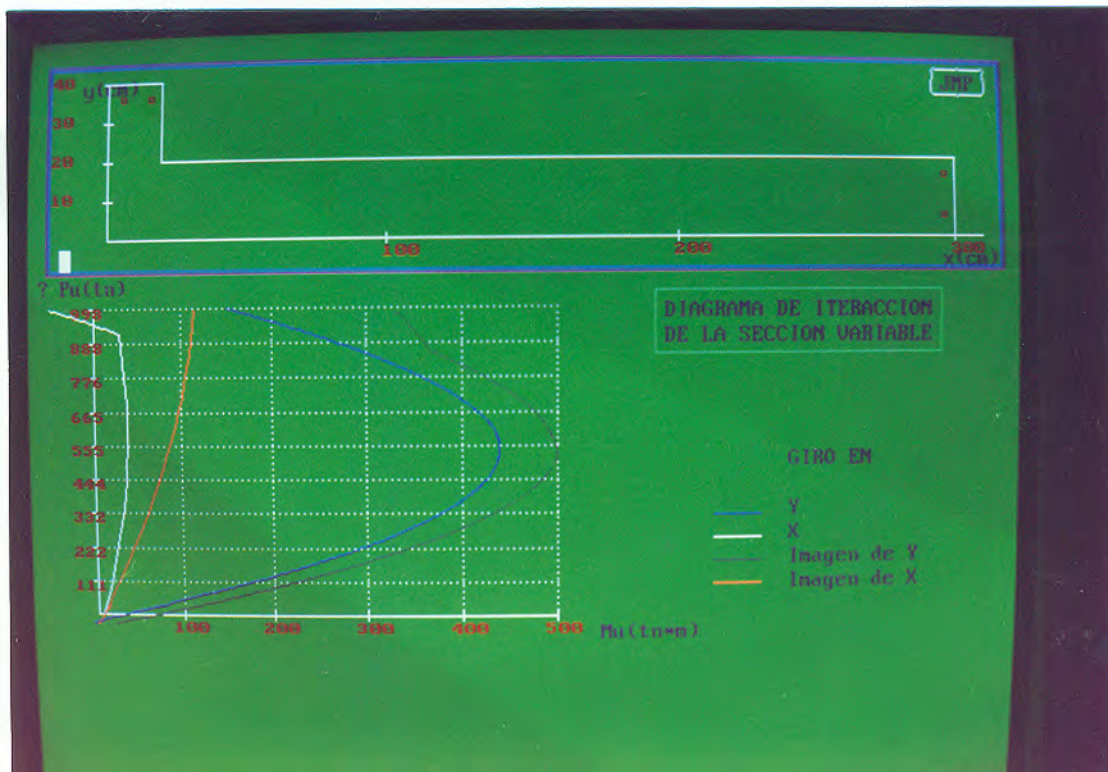


FOTO S3

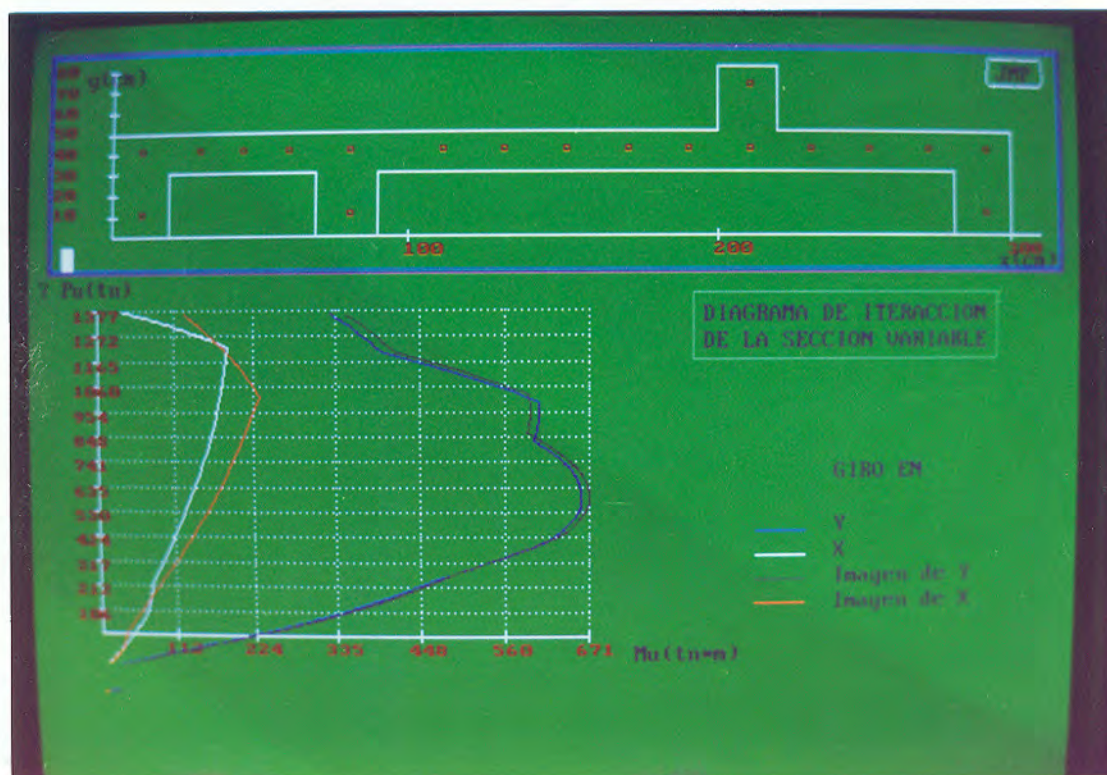


FOTO S4

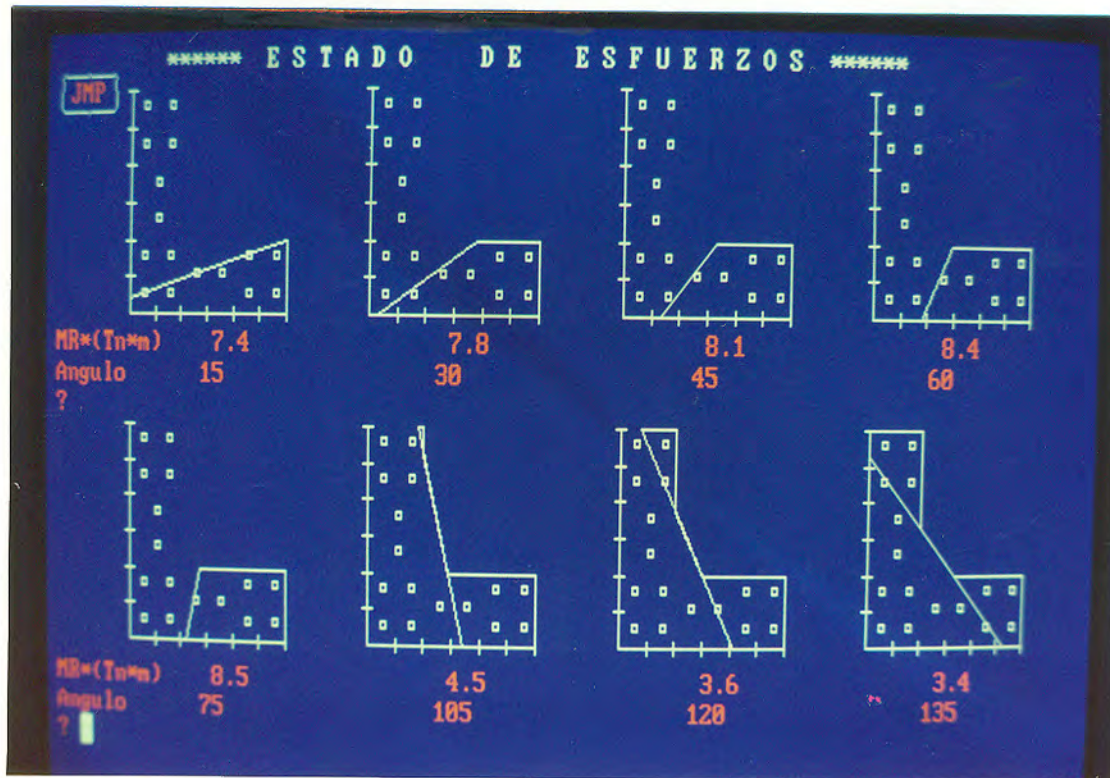


FOTO SF1

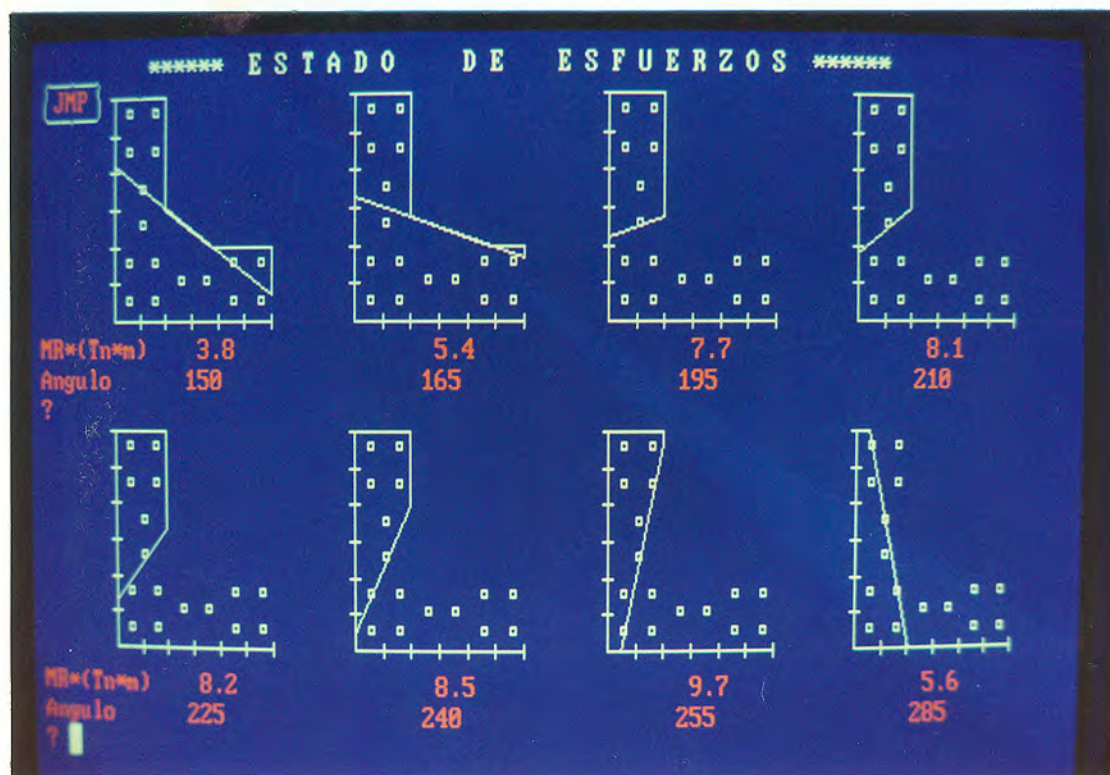


FOTO SF2

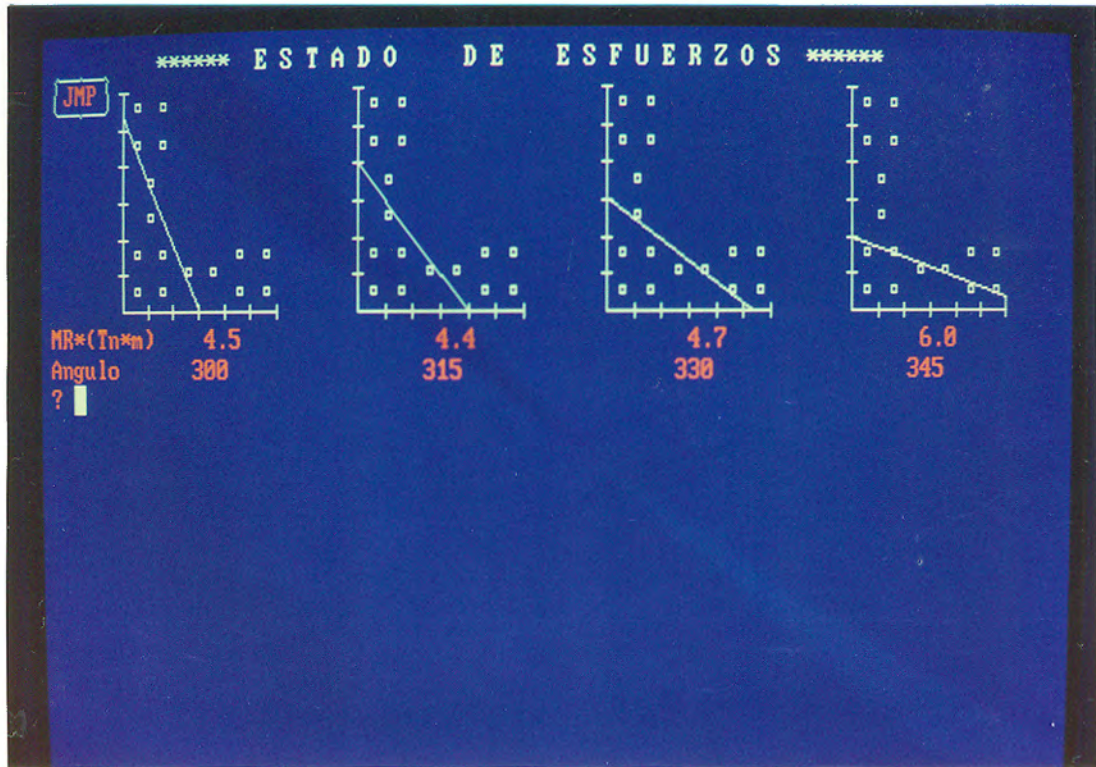


FOTO SF3

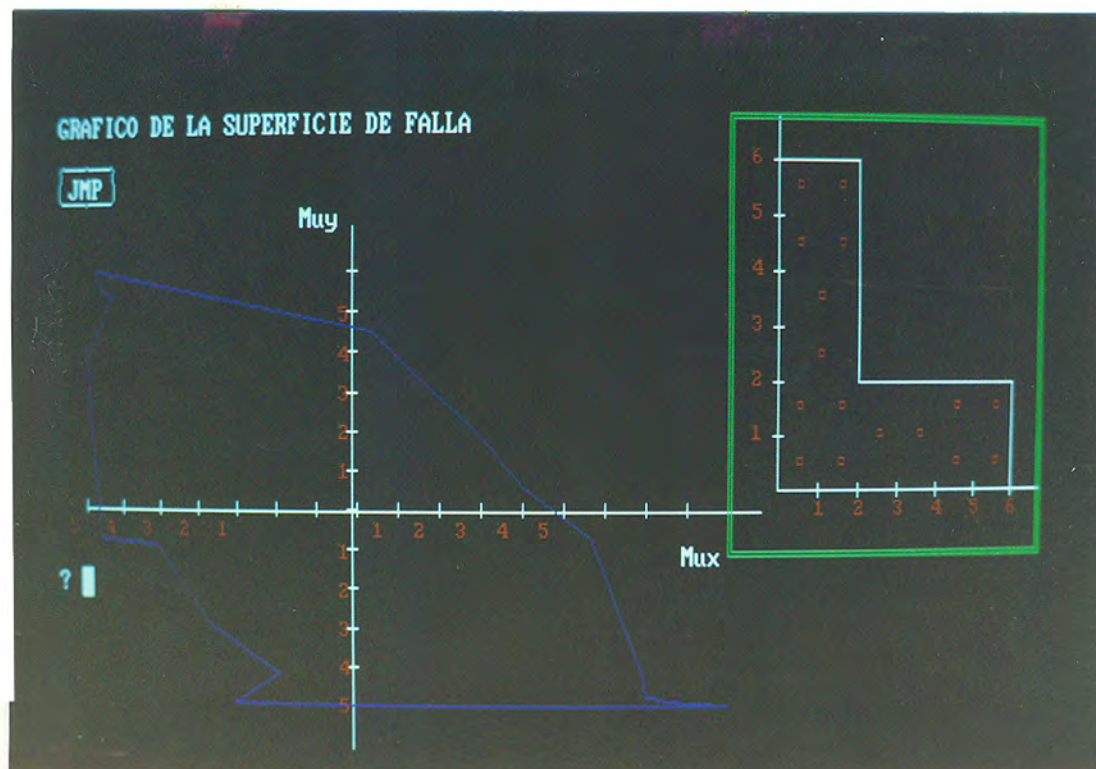


FOTO SF4

CONCLUSIONES

El enfoque sobre el estudio de flexión en placas cuando estos tienen una distribución uniforme de sus aceros, haciendo una equivalencia de los mismos como una plancha, cuya longitud sea la del muro y su área equivalente a la de los aceros que realmente actúan

Dista de ser real puesto que los aceros,

* No tienen el mismo comportamiento para diferentes estados de esfuerzos

* Procedimiento que no considera la variación típica de la distribución de los aceros de confinamiento los cuales por ejemplo son utilizados; con la finalidad de evitar el volcamiento de la placa, lo que le brinda soporte frente a los grandes estados de compresión o tracción, a los cuales es sometida la placa cuando existe inversión de sentido en el sismo que actúa.

Es necesario tener en consideración el efecto de flexocompresión en la dirección ortogonal de análisis en los cuales la placa se comporta como columna es por esto que se deben graficar los cuatro diagramas de interacción

Para niveles superiores a los estudiados en placas las solicitaciones de carga se hacen menores, tendremos entonces la posibilidad de reducir la cantidad de aceros necesarios .

Actualmente se vienen ensayando muros no necesariamente rectangulares y que son idealizados como elementos en flexo-compresión en el Laboratorio del Departamento de Estructuras del CISMID de la UNI para los cuales PK es una herramienta útil.

El software SF puede utilizarse para ver hasta que punto es factible hacer cortes a las placas asimétricas cuyos lados ortogonales son mayores a $2t$. Dicho corte se hace a una distancia de $2t$ siendo t el peralte efectivo en la dirección ortogonal. Para su posterior equivalencia como elemento rectangular que tenga igual Inercia y Área, llevando así este elemento al análisis de pórticos con placas el cual lo podemos asimilar con el software en mención.

Es posible observar los sectores que tengan menor Momento Resistente en placas asimétricas sometidas a flexión biaxial, y de esta manera cambiar la distribución de aceros u Áreas de concreto en la sección.

BIBLIOGRAFÍA

1. Estructuras de Concreto Reforzado
R.Park y T.Paulay
2. Estructuras de Hormigón Armado
Fritz-Leonhart
3. Diseño de Estructuras de Concreto
Conforme al Reglamento ACI 318-83. Instituto
Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
4. Estructuración y Diseño de Edificaciones de
Concreto Armado.
Antonio Blasco Blanco.
5. Albañilería Confinada.
Angel San Bartolomé
6. Análisis Sísmico de Edificios.
Javier Pique del Pozo - Hugo Scaletti Farina
7. Concreto Armado ININVI
8. Diseño Estructural con las Normas ACI
Rice-Hoffman

9. Cálculo Plástico de Las Construcciones
Massonnet y Save

10. Análisis Estructural
Jeffrey P. Laible

11. Análisis Estructural
Tuma

12. Turbo Basic
Javier Ceballos

13. Manual IBM/PC
Joyanes Aguilar