

872715  
2

# UNIVERSIDAD "DON VASCO", A.C.

INCORPORACIÓN No. 8727-15 A LA

Universidad Nacional Autónoma de México



ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

"CRITERIOS DE DISEÑO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES  
EN CONCRETO REFORZADO UTILIZANDO  
MARCOS DÚCTILES"

## TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

## INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

José de Jesús Aparicio Campos

Uruapan, Michoacán, México. 2003

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

A



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

**TESIS  
CON  
FALLA DE  
ORIGEN**

# **PAGINACION DISCONTINUA**

## AGRADECIMIENTOS :

### ♣ A DIOS :

Por haberme permitido vivir y darme salud, para poder llegar hasta el día de hoy.

### ♣ A MIS CUATES :

Adrián (“el peque”), y su familia por todos los momentos que hemos pasado juntos...

José (“el chino”), eres el único licenciado a quién le confiaría mi familia...

José Luis (“el vaquero”), y su familia, que tremendos... o no?

Julio (“el viernes”), sabio y loco a la vez...

Miguel (“el camello”), de quien aprendí lo que es una amistad...

Julio (“el niño”), Abel, José Socorro (“el coco”), a mi abuelita Margarita, a mi compadre

Homero, quienes nunca + caminarán conmigo; ellos me enseñaron que los chicos no lloran...

### ♣ A MIS AMIGOS :

A Omar (“el machi”), Oswaldo (“el aguado”), Alberto (“don beto”), Rogelio (“el quimi”), Rene (“el santo”), Ramón Jr. (“el poli”), gracias por brindarme su amistad y sus hogares...

### ♣ A MIS HERMANAS :

Angeles, Patricia, Verónica y Carolina x creer siempre en mí...

Ramsés, Paulina, Nelson, Rubén, Galilea, por ser mis 4 duendes...

### ♣ A MI ASESOR :

M. en I. Guillermo Martínez Ruiz, por su apoyo y sugerencias para la realización de esta tesis...

### ♣ A MI DOCTORA :

Verónica, persona muy importante en este momento de mi vida, todo mi amor a ella...

### ♣ A MIS PADRES :

Jesús y Carolina, quienes siempre depositaron su fe en mí, y de quienes nunca me cansaré de darles gracias por todas aquellas oportunidades que me brindaron para ser alguien en la vida...

**GRACIAS**

TRABAJE CON  
FALLA DE ORIGEN

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	5
CAPITULO I : REQUISITOS PARA MARCOS DÚCTILES SEGÚN LAS NTC – 96.....	7
I.1.- Requisitos generales.....	8
I.1.1.-Materiales.....	10
I.1.2.- Requisitos para vigas.....	11
I.1.2.1.- Requisitos geométricos.....	11
I.1.2.2.- Requisitos de refuerzo longitudinal.....	12
I.1.2.3.- Requisitos de refuerzo transversal.....	15
I.1.2.4.- Requisitos para fuerza cortante.....	18
I.1.3.- Requisitos para columnas.....	18
I.1.3.1.- Requisitos geométricos.....	20
I.1.3.2.- Requisitos de refuerzo longitudinal.....	20
I.1.3.3.- Resistencia en flexo compresión.....	23
I.1.3.4.- Requisitos de refuerzo transversal.....	23
I.1.3.5.- Requisitos de resistencia a fuerza cortante.....	26
I.1.4.- Uniones viga – columna.....	29
CAPITULO II : DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DE ACUERDO CON EL RCEM.....	34
II.1.- Requisitos generales.....	35
II.1.1.- Refuerzo mínimo.....	35
II.2.- Requisitos para vigas.....	35
II.2.1.- Anclaje del refuerzo transversal.....	35
II.3.- Requisitos para columnas.....	36
II.3.1.- Requisitos para el refuerzo transversal.....	36

II.4.- Requisitos que menciona el capítulo XXXI, para utilizar un factor de Ductilidad $Q = 4$ .....	37
<b>CAPITULO III : DISEÑO DEL EDIFICIO DE 10 NIVELES DE ACUERDO CON LAS NTC – 96.....</b>	
III.1.- Características del proyecto.....	39
III.2.- Análisis de cargas permanentes.....	41
III.3.- Planta de áreas tributarias.....	42
III.4.- Canalización de cargas a los marcos.....	43
III.5.- Pesos de los entrepisos.....	47
III.6.- Análisis sísmico estático.....	49
III.6.1.- Repartición de la fuerza sísmica.....	51
III.7.- Análisis sísmico modal espectral.....	52
III.8.- Desplazamientos.....	70
III.8.1.- Revisión de los desplazamientos.....	71
III.9.- Cortantes sísmicos totales y efectos de torsión.....	73
III.10.- Diseño estructural para $Q = 4$ .....	85
III.11.- Dimensionamiento de las vigas 51, 55, 59.....	88
III.11.1.- Revisión de las deflexiones de dos vigas críticas.....	97
III.12.- Diseño a flexo compresión de la columna 1 – A.....	101
III.13.- Dimensionamiento de la columna N – 1.....	103
III.13.1.- Efectos de esbeltez.....	103
III.13.2.- Dimensionamiento del refuerzo.....	105
III.13.3.- Flexo compresión principal en dirección “x”.....	107
III.13.4.- Flexo compresión principal en dirección “y”.....	111
III.14.- Dimensionamiento de la columna N – 2.....	115
III.14.1.- Efectos de esbeltez.....	115

III.14.2.- Dimensionamiento del refuerzo.....	117
III.14.3.- Flexo compresión principal en dirección "x".....	119
III.14.4.- Flexo compresión principal en dirección "y".....	123
III.15.- Resistencia mínima a flexión de la columna.....	127
III.16.- Dimensionamiento por fuerza cortante.....	133
III.17.- Revisión de unión viga – columna.....	137
<b>CAPITULO IV : DISEÑO DEL EDIFICIO DE 10 NIVELES DE ACUERDO CON EL RCEM.....</b>	<b>141</b>
IV.1.- Análisis sísmico modal espectral.....	142
IV.2.- Desplazamientos.....	159
IV.2.1.- Revisión de los desplazamientos.....	160
IV.3.- Cortantes sísmicos totales y efectos de torsión.....	162
IV.4.- Diseño estructural para $Q = 4$ .....	174
IV.5.- Dimensionamiento de las vigas 51, 55, 59.....	177
IV.6.- Diseño a flexo compresión de la columna 1 – A.....	189
IV.7.- Dimensionamiento de la columna N – 1.....	191
IV.7.1.- Efectos de esbeltez.....	191
IV.7.2.- Dimensionamiento del refuerzo.....	193
IV.7.3.- Dimensionamiento por fuerza cortante.....	197
IV.8.- Dimensionamiento de la columna N – 2.....	199
IV.8.1.- Efectos de esbeltez.....	199
IV.8.2.- Dimensionamiento del refuerzo.....	202
IV.8.3.- Dimensionamiento por fuerza cortante.....	205
<b>CAPITULO V : CONCLUSIONES.....</b>	<b>208</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>216</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>217</b>



## INTRODUCCION

A continuación se presenta el estudio donde se evalúan las disposiciones del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán ( RCEM ), y de las Normas Técnicas Complementarias ( NTC - 96 ), para el diseño de marcos dúctiles. Se diseñó un edificio de 10 niveles con cada uno de los reglamentos a base de marcos de concreto reforzado, para la zona II de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ( NTCS-96 ), además de un factor de comportamiento sísmico de  $Q = 4$ .

Se analizarán los requisitos de diseño de estructuras de concreto en lo referente a Marcos Dúctiles en las NTC - 96; para los requisitos del RCEM en lo que respecta a los requisitos para Marcos Dúctiles solo hace mención en el capítulo XXXI, sobre el uso de factores de ductilidad que se pueden utilizar, por lo tanto se mencionarán solamente los requisitos para el diseño de estructuras de concreto.

En la elaboración de este trabajo se analizará a grandes rasgos el concepto de Marco Dúctil, es decir, el uso del factor de ductilidad  $Q = 4$ ; así como del análisis comparativo resultante.

El modelo en estudio es un edificio regular destinado a oficinas, la configuración geométrica en planta del edificio es rectangular, de 32 m de largo ( dirección x ), a lo ancho mide 21 m ( dirección y ). El edificio consta de cuatro crujeías en la dirección larga con claros de 8 m por tres crujeías de 7 m. Cuenta con una altura de 38.3 m, con alturas de entepiso iguales de 3.8 m a excepción del primer nivel que cuenta con una altura de 4.1 m. Las propiedades de los materiales son las siguientes: la resistencia a la compresión del concreto  $f_c$  es de 200 kg/cm<sup>2</sup>, y el esfuerzo de fluencia del acero  $f_y$  es de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, además con un módulo de elasticidad  $E$  de 8000  $\sqrt{f_c}$  para el diseño con las NTC-96; y para el diseño del RCEM se tomó igual a 10000  $\sqrt{f_c}$ .

Se utilizó el espectro del RCEM para el diseño sísmico en ambos casos.

El propósito de este trabajo es mencionar las diferencias existentes entre el RCEM y las NTC - 96 con respecto a los requisitos de diseño para marcos dúctiles.

## LINEAMIENTOS

En la elaboración de este trabajo se utilizó para el análisis y diseño el RCEM y las NTC-96. El método empleado para el diseño del edificio es el de " Resistencia Ultima " Con este criterio los elementos estructurales se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas, para teóricamente alcanzar la resistencia de ruptura en el momento en que se aplica al miembro una carga máxima igual a la de servicio multiplicada por un factor de carga. Para el análisis de los marcos planos se utilizó el programa PAEM, para las envolventes de diseño se empleó el programa STAAD III, en la elaboración de figuras y planos se recurrió al programa AUTOCAD, así como de la paquetería EXCEL para la elaboración de hojas de cálculo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## **CAPITULO I**

### **REQUISITOS PARA MARCOS DÚCTILES SEGÚN LAS NTC - 96**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## **I.1.- REQUISITOS GENERALES**

Se presenta a continuación los requisitos para Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado que se especifican en el apartado 5 de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal ( NTC-96 ). Los requisitos para los miembros a flexión (vigas), se encuentran en el apartado 5.2, y los requisitos para miembros de marcos dúctiles a flexocompresión ( columnas ), se encuentran en la sección 5.3 de las NTC-96.

Además se hace referencia a los requisitos que hacen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTDS-96 ).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

De las NTCDS – 96 el factor de comportamiento sísmico ( Q ), se podrá fijar de acuerdo a la siguiente tabla.

TABLA 1.1.- FACTOR DE DUCTILIDAD

FACTOR Q	REQUISITOS
4	<p>1.- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventados de acero o concreto reforzado; por marcos contraventados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contraventos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.</p> <p>2.- Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso 1 del Art. 204 del Reglamento, éstos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros.</p> <p>3.- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso 1 del Art. 204 del RCDF.</p> <p>4.- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas técnicas correspondientes para marcos y muros dúctiles.</p> <p>5.- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas técnicas correspondientes.</p>
3	<p>Se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 para Q = 4, y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 o 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos de las normas técnicas para estructuras de concreto.</p>
2	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado contraventados o no, muros o columnas de concreto reforzado que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por Q = 4 o 3, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos; dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas contruidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos de concreto prefabricado o presforzado con las excepciones que marcan las normas técnicas para estructuras de concreto.</p>
1.5	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas técnicas respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para Q = 4 o 3, o por marcos y armaduras de madera.</p>
1	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los antes especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto.</p>

FUENTE: ( NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS – 96 )

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

A continuación se hará referencia a los requisitos relativos a dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales especificados en las NTC-96, para marcos dúctiles.

### **I.1.1.- MATERIALES**

El empleo de concretos de alta resistencia es favorable para las estructuras en zonas sísmicas debido a que se disminuye la posibilidad de fallas frágiles por compresión o tensión diagonal en el concreto y favorece a el desarrollo de la capacidad total del acero de refuerzo. El limite de resistencia mínima que se impone en las Normas de Concreto,  $f_c > 200 \text{ kg/cm}^2$ , tiene como objetivo evitar tipos de concreto en los cuales existe poco control de calidad sobre la resistencia, más que propiciar resistencias elevadas.

Cuando se adopten factores  $Q$  mayores de dos, se exige un control de calidad más estricto en la resistencia del concreto para evitar que la variabilidad de la misma pueda dar lugar a zonas más débiles que el resto de la estructura, es decir, que en dichas zonas de menor resistencia al concentrarse la energía del sismo, se generaría una menor ductilidad del conjunto. Por tal motivo el concreto debe dosificarse por peso, y con procedimientos que garanticen que la desviación estándar de la resistencia no exceda de  $35 \text{ kg/cm}^2$ .

En el valle de México ha dado lugar a la especificación de dos clases de concreto ( 1 y 2 ), ya que los agregados disponibles en estado natural en el valle son de mediocre calidad debido a su alta porosidad, bajo peso volumétrico y gran contenido de polvos, por lo tanto, dan lugar a concretos de bajo módulo de elasticidad y muy propensos a sufrir agrietamientos por contracción y grandes deformaciones por flujo plástico.

Debido a esto, la Norma de Concreto limita ahora el uso de estos concretos a las estructuras de menor importancia. Para las más importantes ( Grupo A y Grupo B ), se requiere el uso de concretos fabricados con agregados de alta calidad provenientes de la trituración controlada de roca; estos concretos ( de Clase 1 ), alcanzan los módulos de elasticidad y niveles de flujo plástico normalmente especificados en la norma.

Las Normas no ligan los valores de  $Q$  que se pueden adoptar a la clase de concreto. Se considera que aun con los concretos de Clase 2, se puede alcanzar la ductilidad necesaria; sin embargo, cuando se use este tipo de concreto, se deberá considerarse en el diseño los valores menores del módulo de elasticidad ( del orden de 60% de los usuales ), además de los requisitos más severos de flujo plástico que especifican las Normas para este caso.

En lo referente al acero de refuerzo, las Normas admiten generalmente aceros con Esfuerzo nominal de Fluencia de  $6000 \text{ kg/cm}^2$  ( Grado 60 ). Éstos pueden utilizarse como refuerzo longitudinal; sin embargo, para estribos se requiere que el esfuerzo nominal de fluencia no sobrepase  $4200 \text{ kg/cm}^2$  ( Grado 42 ).

Para estructuras con un factor de ductilidad mayor de dos, se especifican requisitos adicionales que eliminan la posibilidad de usar aceros de Grado superior al 42, aún para estos aceros se requiere comprobar el cumplimiento de algunos requisitos no contemplados por las especificaciones técnicas del material. Estos requisitos son que el acero muestre una fluencia definida, que la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia sea por lo menos 1.25, y que el esfuerzo de fluencia real no exceda al nominal en más de  $1300 \text{ kg/cm}^2$ . Con ello se pretende que puedan formarse articulaciones plásticas con gran capacidad de rotación para momentos de fluencia que no excedan significativamente a los considerados en el diseño, de manera que no se lleguen a incrementar tampoco las otras fuerzas internas que podrían crear modos de falla de tipo frágil.

## 1.1.2.-REQUISITOS PARA VIGAS

Los siguientes requisitos se aplican a elementos que trabajan a flexión, es decir a vigas y aquellas columnas con cargas axiales muy bajas, que no excedan de  $0.1 A_g f'_c$ , donde  $A_g$  es el área de la sección bruta de la columna. Los requisitos se refieren al dimensionamiento de la sección y a su refuerzo longitudinal y transversal.

### 1.1.2.1.- REQUISITOS GEOMÉTRICOS

La figura 1.1 resume en forma general estos requisitos. Los relativos a las relaciones longitud / ancho ( $l / b$ ), y peralte / ancho ( $h / b$ ), tienen como objetivo evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral derivados de la excesiva esbeltez del alma; los de ancho mínimo, además de que presentan problemas de pandeo lateral, persiguen que en los marcos dúctiles la sección de la viga tenga una zona de compresión en la que se logre un núcleo confinado que pueda proporcionar elevada ductilidad. El requisito que prohíbe que en marcos dúctiles las vigas tengan un ancho superior al del lado de la columna con que se

conectan, se pretende asegurar que la transmisión de momentos entre la viga y la columna pueda realizarse sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión; por tal razón, se requiere que el refuerzo longitudinal de las vigas cruce la columna por el interior de su núcleo confinado. El requisito que limita la excentricidad que el eje de la viga puede tener con respecto al de la columna, tiene como objetivo lograr una acción franca del marco, mediante la transmisión directa de momentos entre la viga y la columna.

### I.1.2.2.- REQUISITOS DE REFUERZO LONGITUDINAL

La figura 1.2 ilustra los principales requisitos para las vigas de marcos dúctiles y para las vigas en general. La primera diferencia se encuentra en que para los marcos dúctiles se requiere de un refuerzo mínimo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga.

Para el caso de las vigas en general, el refuerzo mínimo es necesario sólo en aquellas zonas donde, según el análisis, aparecen tensiones. Sin embargo, se recomienda que para todos los casos se coloque el refuerzo mínimo en ambos lechos.

La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado es mayor a medida que la sección es más subreforzada, es decir, cuando menor es la relación entre su área de refuerzo y la que corresponde a la falla balanceada. Es por esto que se limita la cuantía máxima de refuerzo en ambos lechos a 75 por ciento de lo que corresponde a la falla balanceada, calculada con los criterios de la sección 2.1.2 de la NTC.

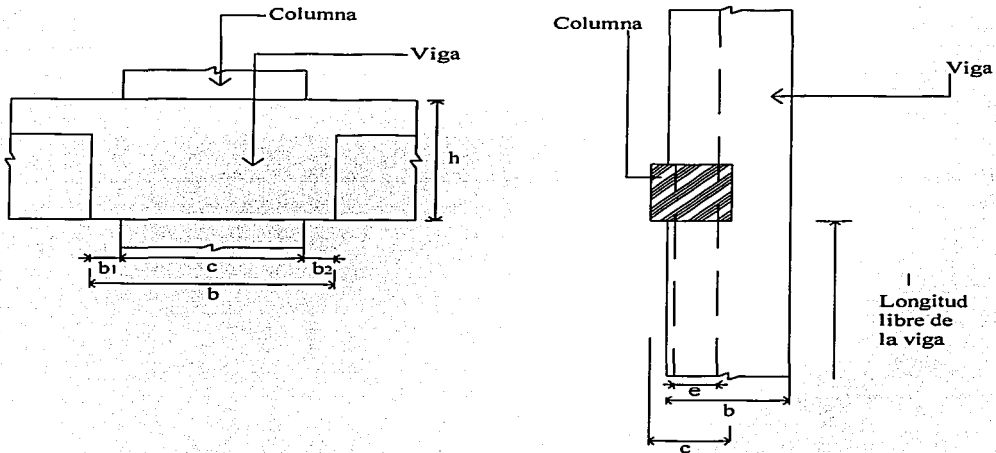
Es recomendable no exceder un máximo absoluto de 2.5 por ciento en la cuantía de refuerzo en cualquier lecho, para evitar congestionamiento del refuerzo. La distribución de momentos flexionantes a lo largo de la viga varía considerablemente durante un sismo y puede diferir significativamente de lo que resulta del análisis. Por lo tanto, para marcos dúctiles se requiere que en ningún lecho la cuantía de refuerzo sea menor que la que proporciona un momento resistente igual a una cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos de la viga. De igual manera se requiere proporcionar en los extremos de las vigas un momento resistente positivo, por lo menos igual a la mitad del resistente negativo en la misma sección.

Los traslapes y cortes de barras producen tensiones en el concreto que reducen su resistencia a cortante. Es por ello que, éstos no se admiten en las zonas donde se pueden formar articulaciones plásticas; como son los extremos de las vigas en una longitud de dos peraltes

TRABAJA CON  
FALLA DE ORIGEN



### Requisitos geométricos para vigas de marcos de concreto



#### Requisitos generales

$$l / b \leq 35$$

$$h / b \leq 4$$

#### Requisitos para marcos dúctiles

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$b_1 = 0$$

$$h / b \leq 3$$

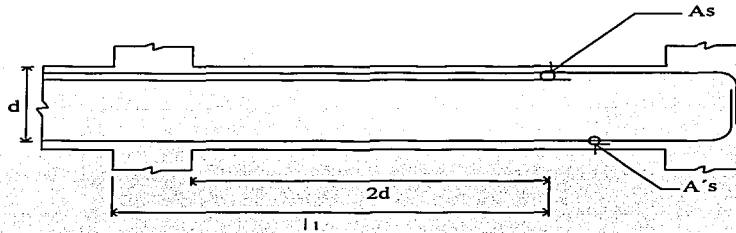
$$e / b \leq 0.1 \text{ cm}$$

$$l / b \leq 30$$

$$l / b \geq 4$$

Figura 1.1

### Requisitos para el refuerzo longitudinal de vigas de marcos de concreto



#### Requisitos generales

$A_s$  y  $A's > 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$ , en zonas donde aparezcan tensiones.

$A_s$  y  $A's < 0.75 A_{b}$ , ( área de refuerzo correspondiente a la falla balanceada ).

#### Requisitos para marcos dúctiles

$A_s$  y  $A's \geq 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$ , en toda la longitud de la viga.

$A_s$  y  $A's \leq 0.75 A_{sb}$ .

Mínimo dos barras # 4 en toda la longitud y en ambos lechos.

No se admiten paquetes de más de dos barras.

El momento resistente positivo en  $l_1$  no será menor que la mitad del momento resistente negativo.

No puede haber traslapos, ni corte del refuerzo longitudinal en  $l_1$ .

Todo el refuerzo de tensión  $A_s$ , necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna.

En toda sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo no menor que una cuarta parte de la máxima que se tiene en los extremos de la viga.

Figura 1.2

medidos a partir del paño de la columna. Fuera de estas zonas, cuando se requieran traslapes deberán colocarse estribos cerrados a una separación no mayor de 10 cm, ni de un cuarto del peralte de la viga.

Es de importancia que el refuerzo longitudinal esté colocado con el recubrimiento y la separación entre barras que permitan una fácil colocación del concreto y una fácil transmisión de esfuerzos de adherencia al mismo.

El requisito de no permitir paquetes de más de dos barras tiene como finalidad evitar concentraciones de esfuerzos de adherencia y favorecer una distribución uniforme del refuerzo longitudinal, que proporcione buen confinamiento al concreto.

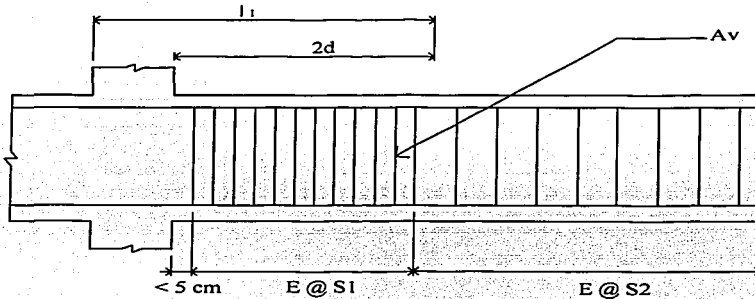
### I.1.2.3.- REQUISITOS DE REFUERZO TRANSVERSAL

Los estribos cumplen las funciones de fijar la posición del refuerzo longitudinal y de proporcionar resistencia a tensión en el alma de la viga evitando una falla frágil por cortante. Además, una distribución adecuada de estribos cerrados incrementa sustancialmente la ductilidad de las secciones de concreto en flexión al proporcionar confinamiento al concreto del núcleo y a la vez se restringe el pandeo lateral de las barras longitudinales en compresión.

El suministro de estribos cerrados a una separación no mayor de medio peralte es requisito para vigas de marcos dúctiles y es recomendable en cualquier viga con una importante función estructural. Los requisitos de la figura 1.3 se refieren esencialmente a los estribos de confinamiento en las zonas de posible formación de articulaciones plásticas; es decir, éstos deben ser cerrados de una pieza y rematados con dobleces a 135°, como lo ilustra la figura 1.4. El remate a 135° es necesario para impedir que el estribo se abra al ser sometido a la presión producida por la expansión del concreto del núcleo interior, de lo contrario se perdería su función de proporcionar confinamiento.

Los estribos de confinamiento en los extremos de las vigas deben tener características similares a los de las columnas en cuanto a que deben restringir el pandeo de las barras longitudinales, de allí que se requieran estribos de ramas múltiples como los de la figura 1.4c y d.

### Requisitos para el refuerzo transversal de vigas de marcos de concreto



#### Requisitos generales

$S_1$  y  $S_2 \leq d/2$  en las zonas donde la fuerza cortante excede de la que resiste el concreto.

Estribos # 2 o mayores.

#### Requisitos para marcos dúctiles

Estribos # 2.5 o mayores.

En la zona  $l_1$  los estribos deberán ser cerrados y con remate a  $135^\circ$ .

La separación no deberá exceder de:

$$S_1 < \begin{cases} 8 \text{ diámetros de la barra longitudinal mayor} \\ 24 \text{ diámetros del estribo} \\ 30 \text{ cm} \\ d/4 \end{cases}$$

Además, al menos una de cada dos barras longitudinales de la periferia deberá estar abrazada por la esquina de un estribo.

Fuera de  $l_1$  habrán estribos a una separación  $S_2 \leq d/2$ .

Figura 1.3

### Estribos para confinamiento

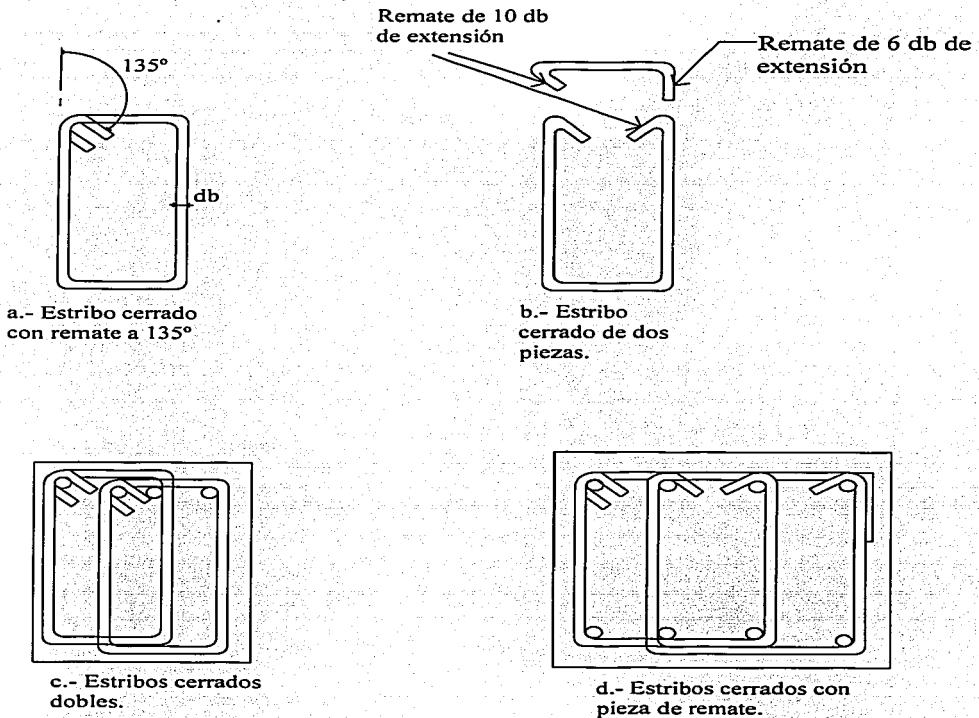


Figura 1.4

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

#### 1.1.2.4.- REQUISITOS PARA FUERZA CORTANTE

El objetivo del diseño sísmico de marcos dúctiles pretende evitar que se presente una falla prematura por cortante que impida que lleguen a formarse las dos articulaciones plásticas por flexión en los extremos de la viga, por lo tanto, la viga tiene que ser capaz de soportar los cortantes que se presentan cuando se forma el mecanismo de falla aceptado, que consiste en la aparición de una articulación plástica de momento negativo en un extremo y, posteriormente, de una articulación plástica de momento positivo en el otro extremo o cerca de él.

Los momentos flexionantes respectivos se calculan a partir del refuerzo longitudinal que resulte en las secciones extremas, para el cual el esfuerzo de fluencia se tomará igual a 1.25 el valor nominal, ya que en este caso es más desfavorable que el acero de refuerzo tenga una resistencia mayor que la especificada. La determinación de las fuerzas cortantes que se originan en este caso se ilustran en la figura 1.5.

Por considerar que el cálculo de la fuerza cortante de diseño descrita anteriormente es muy poco familiar, las NTC-96 admiten como opción diseñar para fuerzas cortantes que resulten del análisis, con la combinación de cargas más críticas pero adoptando un factor de resistencia  $F_R = 0.6$  en vez de 0.8. Con esto se logra tener un factor de seguridad más grande contra la falla por cortante que contra la falla por flexión, de manera que sea la segunda la que rija.

Con este procedimiento se llega a resultados poco conservadores con respecto al primero, si el refuerzo longitudinal que se coloca en las vigas es mayor que el requerido. Por lo tanto, es preferible hacer una revisión explícita de las resistencias relativas a flexión y a cortante en los extremos de la viga, de acuerdo al primer método. Sumado a esto, se pretende ignorar la contribución del concreto a la resistencia al cortante, cuando la cortante de sismo domine sobre la carga vertical. Esto es para tomar en cuenta que la repetición de ciclos de carga alternada producidos por el sismo puede llegar a degradar el mecanismo con el cual el concreto contribuye a la resistencia a cortante, después de que se han llegado a formar grietas de tensión diagonal.

#### 1.1.3.- REQUISITOS PARA COLUMNAS

Los requisitos, en general, se aplican a elementos que pueden estar sujetos a flexocompresión tales que la carga axial exceda de  $0.1 A_g f_c$ . Se imponen restricciones más severas de

**Determinación de las fuerzas cortantes de diseño para vigas de marcos dúctiles**

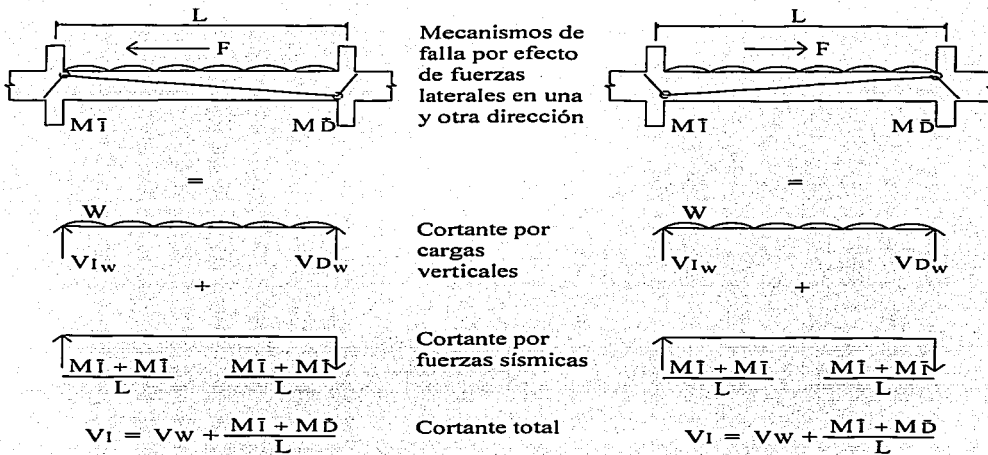


Figura 1.5

geometría, de refuerzo longitudinal y de refuerzo transversal a aquellas columnas que formen parte de marcos dúctiles.

### I.1.3.1.- REQUISITOS GEOMÉTRICOS

En la figura 1.6 se ilustran en forma comparativa los requisitos respectivos para una columna en general y para una columna de marcos dúctiles. La dimensión mínima de la columna tiene como objetivo asegurar un tamaño mínimo del núcleo confinado, que pueda mantener una capacidad significativa a carga axial, aún después que haya fallado el concreto del recubrimiento.

Se exige que el área de la sección transversal sea al menos igual a  $0.5 P_u / f_c$ , para limitar el esfuerzo promedio de compresión sobre el concreto. La ductilidad de una sección disminuye rápidamente a medida que aumenta el nivel de carga axial sobre ella, por lo tanto, mientras más pequeño sea el esfuerzo promedio de compresión con respecto al máximo esfuerzo permitido, mayor será el comportamiento dúctil. Otros requisitos geométricos tienen la finalidad de evitar que los problemas de pandeo reduzcan la ductilidad de la columna.

### I.1.3.2.- REQUISITOS DE REFUERZO LONGITUDINAL

En la figura 1.7 se ilustran los requisitos para el refuerzo longitudinal y transversal. El límite mínimo para la cuantía de refuerzo longitudinal tiene la finalidad de evitar que el acero fluya para cargas inferiores a la de fluencia teórica, debido al flujo plástico del concreto que provoca una transferencia de esfuerzos entre el concreto y el refuerzo; por lo que pretende proporcionar a la columna una resistencia mínima a flexión.

El límite máximo tiende a evitar el congestionamiento del refuerzo en la columna y en la unión con la viga. Con esto, se evita que la sección se vea sujeta a esfuerzos promedio de compresión muy elevados. De la misma forma que en las vigas, se limita a dos el número de barras que se pueden juntar para formar un paquete, a fin de disminuir los problemas de adherencia con el concreto y propiciar una distribución de las barras lo más uniforme posible en el perímetro de la sección, con esto se logra un mejor confinamiento del concreto del núcleo.



### Requisitos geométricos para columnas de marcos de concreto

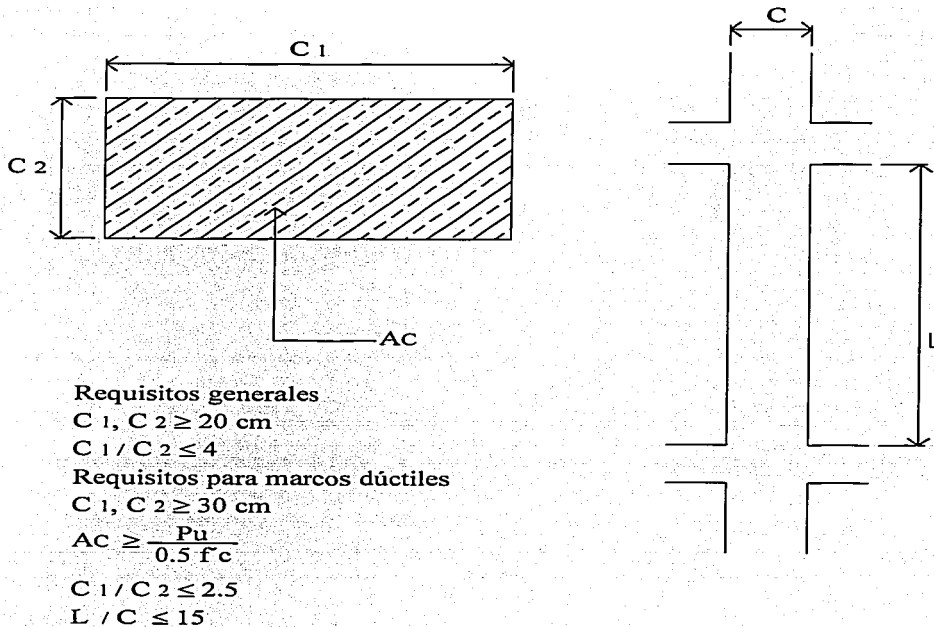
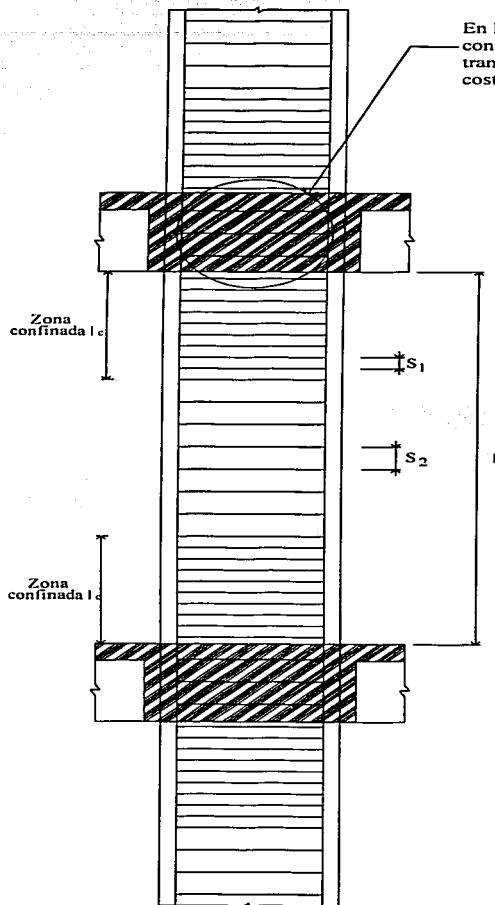


Figura 1.6

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Requisitos de refuerzo para columnas de marcos de concreto



En la porción de la columna que atraviesa la unión con la viga debe colocarse el mismo refuerzo transversal que en  $l_c$ . Si hay vigas en los cuatro costados puede aumentarse al doble la separación.

#### I.- Refuerzo longitudinal

##### Requisitos generales

$$\frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

Mínimo cuatro barras en columnas rectangulares y seis en circulares.

##### Requisitos para marcos dúctiles

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

Paquetes de no más de dos barras.

Traslapos sólo en la mitad central de la altura libre de la columna.

#### II.- Refuerzo transversal

##### Requisitos generales

$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{850 \cdot d_b}{\sqrt{f_y}} \\ 48 \cdot d_v \\ c_1/2, c_2/2 \end{cases}$$

$S_1$  menor o igual que la mitad de los límites para  $S_2$

##### Requisitos para marcos dúctiles

$d_v \geq \# 3$

$S_1$  mismos límites que para el caso general.

Además  $S_1 \leq 10 \text{ cm}$ .

$$l_c \geq \begin{cases} 1/6 \\ 60 \text{ cm} \\ c_1, c_2 \text{ (ver fig. 3.6)} \end{cases}$$

Figura 1.7

Los traslapes sólo son aconsejables para barras de diámetro hasta del # 8 y se deben realizar en la mitad central de la columna para evitar que sus extremos se vean afectados por las tensiones que se generan por la transmisión de esfuerzos en el traslape.

### I.1.3.3.- RESISTENCIA EN FLEXOCOMPRESIÓN

El refuerzo longitudinal en columnas debe proporcionar la resistencia en flexocompresión necesaria para que las secciones de los extremos de las columnas permanezcan en el intervalo de comportamiento lineal, mientras que se forman articulaciones plásticas en los extremos de las vigas. Para esto se pide que se revise que las columnas sean capaces de resistir un momento superior en 50 % al que le corresponde por equilibrio del nudo cuando se forman dos articulaciones plásticas en los extremos de las vigas que concurren en dicho nudo.

Se requiere además, que el momento flexionante resistente se determine para una carga axial igual a la ocasionada por las cargas gravitacionales más el doble de la que se ha obtenido del análisis por las cargas laterales debidas a sismo.

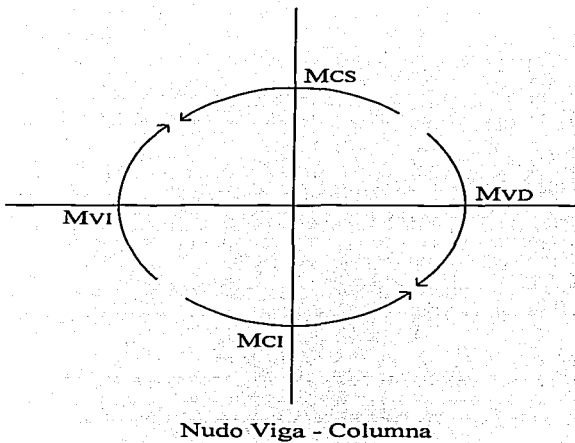
Se permite omitir la revisión de la capacidad en flexocompresión de las columnas para el mecanismo de falla con articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y diseñar con los diagramas de fuerzas internas determinadas de un análisis elástico, si se emplea un factor de resistencia inferior, es decir, 0.6 en vez de 0.8. Con este factor de seguridad adicional en las columnas se supone que se puede garantizar la formación del mecanismo de falla de columnas fuertes – vigas débiles.

### I.1.3.4.- REQUISITOS DE REFUERZO TRANSVERSAL

Los requisitos tienen como finalidad proporcionar alto confinamiento a los extremos de las columnas, donde pueden requerirse rotaciones importantes. En la figura 1.7 se indica la longitud de las zonas donde se requiere de confinamiento especial, así como, de los requisitos para el refuerzo transversal.

La forma más apropiada para dar confinamiento al concreto es mediante un zuncho de refuerzo helicoidal ( figura 1.9 ), que restrinja la expansión lateral del concreto cuando éste se vea sujeto a esfuerzos de compresión cercanos al máximo resistente. Sin embargo, el refuerzo helicoidal es práctico de usarse sólo en columnas circulares y en ocasiones en las cuadradas.

**Procedimiento para la revisión de la capacidad de flexo compresión de columnas de marcos dúctiles de concreto**



$$\Sigma Mc \geq 1.5 (\Sigma Mv)$$

$$\Sigma Mv = MVD + MVI$$

Es la suma de los momentos flexionantes resistentes ( negativo de un lado y positivo del otro ) de los extremos de las vigas que llegan al nudo.

$$\Sigma Mc = MCI + MCS$$

Es la suma de los momentos flexionantes que deben ser capaces de resistir los extremos de las columnas ( superior e inferior ) que llegan a dicho nudo.

Figura 1.8

TRABAJA CON  
FALLA DE ORIGEN

Requisitos para columnas zunchadas

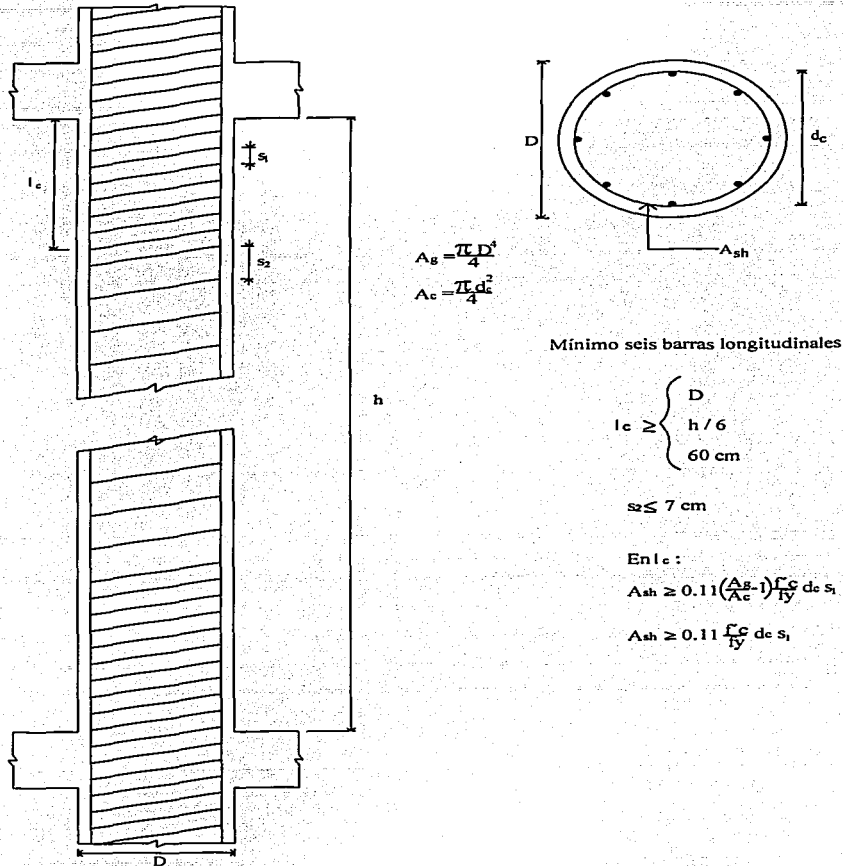


Figura 1.9

CON  
FALLA DE ORIGEN

Para los otros casos, la forma más práctica de proporcionar confinamiento es mediante estribos de varias ramas o combinaciones de estribos y grapas poco espaciados. En la figura 1.10 se ilustran los requisitos de distribución de refuerzo longitudinal y transversal, así como la forma de cumplir con el requisito de que la cuantía de refuerzo transversal debe ser igual a la cuantía balanceada de refuerzo helicoidal. En la figura 1.11 se ilustra como se logra confinamiento con combinaciones de estribos y grapas.

El arreglo de estribos debe procurar reducir al máximo la longitud de las ramas de cada estribo, para evitar que éstas se flexionen hacia fuera por la presión que ejerce el concreto del núcleo al tratar de expandirse y que deben cumplir con lo siguiente:

“ Existirán estribos cerrados formando un ángulo no mayor de  $135^\circ$  alrededor de al menos una de cada dos barras longitudinales y de todas las barras de esquina; ninguna barra longitudinal no soportada por la esquina de un estribo distará más de 15 cm de otra barra que sí esté soportada.”

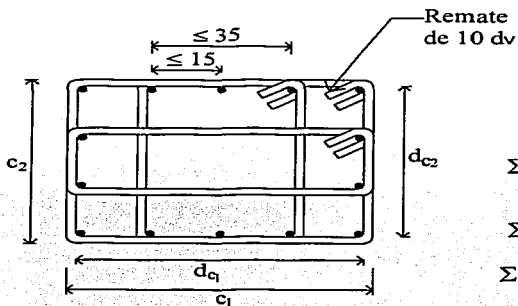
El principal objetivo de este requisito es impedir que las barras longitudinales se pandeen hacia fuera una vez que se pierda el recubrimiento. Es importante recordar lo importante de que los remates de los estribos sean en dobleces con un ángulo de  $135^\circ$  hacia el interior del núcleo confinado para evitar que los remates se abran al desprenderse el recubrimiento y el estribo pierda su anclaje. En la figura 1.12 se ven algunos arreglos convenientes del refuerzo longitudinal y transversal en columnas de estribos. Se observa que el refuerzo longitudinal se distribuye lo más uniforme posible en el perímetro de la sección para que proporcione de manera más efectiva el confinamiento del núcleo.

#### I.1.3.5.- REQUISITOS DE RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

Se debe proporcionar una resistencia a cortante suficiente para que se desarrollen las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, por lo que, se requiere diseñar para las cortantes que se determinan de un mecanismo simplificado de equilibrio del nudo ( figura 1.13 ), tomando un factor de seguridad de 1.5 con respecto a la resistencia en flexión de las vigas y suponiendo que el momento de desequilibrio, se distribuye en partes iguales entre la columna superior y la inferior.

TRABAJOS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Requisitos de distribución de refuerzo en columnas de estribos**



$$A_g = c_1 \cdot c_2$$

$$A_c = d_{c1} \cdot d_{c2}$$

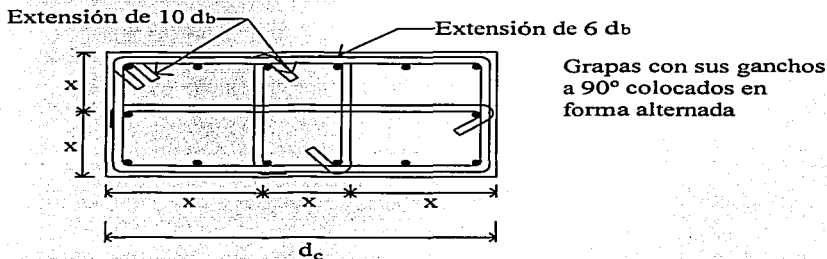
$$\Sigma A_v \geq 0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} d_c s_1$$

$$\Sigma A_v \geq 0.12 \frac{f_c}{f_y} d_c s_1$$

$\Sigma A_v$  es la suma de áreas de todas las ramas de estribos en la dirección considerada.

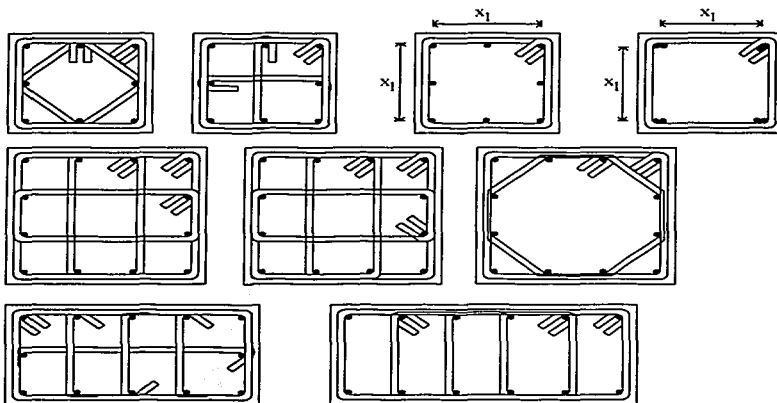
**Figura 1.10**

**Combinaciones de estribos y grapas admisibles para confinamiento de columnas**



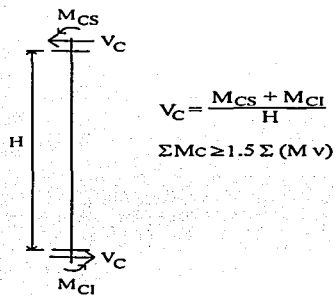
**Figura 1.11**

**Arreglos admisibles de refuerzo en columnas de marcos dúctiles**



**Figura 1.12**

**Procedimiento para la revisión de la capacidad por cortante de columnas**



**Figura 1.13**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Los requisitos de confinamiento y de resistencia a cortante dan lugar a una cantidad de refuerzo transversal superior en columnas de marcos dúctiles que en las que sólo deben cumplir con los requisitos generales.

Es ésta la diferencia más significativa y la que influye más en el costo de la estructura.

#### **I.1.4.- UNIONES VIGA – COLUMNA**

En el diseño de uniones viga – columna de marcos dúctiles que deben resistir fuerzas sísmicas deben cuidarse tres aspectos fundamentales:

- \* El confinamiento del concreto en la zona del unión.
- \* El anclaje y la adherencia del refuerzo que penetra la junta.
- \* La resistencia a fuerza cortante de las conexiones.

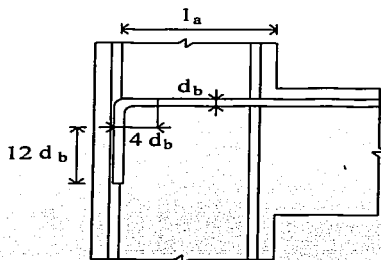
Es necesario proporcionar confinamiento al núcleo de concreto también en la zona de intersección de la columna con las vigas del sistema de piso. Debido a esto, se debe prolongar el refuerzo transversal especificado en la figura 1.7; en la zona de intersección. Cuando se trata de una columna interior que tiene vigas en sus cuatro costados, la situación es menos crítica, ya que el concreto adyacente proporciona restricción a las deformaciones transversales del núcleo de la columna. Para este caso se admite aumentar al doble la separación de los estribos en la unión, con respecto al necesario en los extremos de la columna.

El problema del anclaje del refuerzo en las conexiones viga – columna presenta características diferentes en las uniones extremas que en las interiores. Para las primeras el anclaje de las barras longitudinales es necesario para el desarrollo del momento resistente en el extremo del elemento; este anclaje se proporciona mediante un gancho estándar en el extremo de la barra, más una longitud horizontal dentro del núcleo de la columna igual a la que se indica en la ( figura 1.14 ).

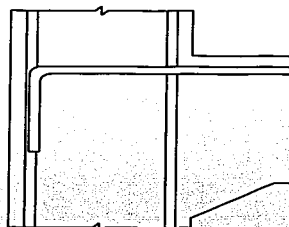
Para cuando se emplean barras de gran diámetro es posible que el ancho de la columna no sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje el refuerzo de la viga. En este caso, debe optarse por emplear barras de menor diámetro, o ensanchar la columna, o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo ( figura 1.14 ).

Para las conexiones interiores el problema sea la posible falta de longitud suficiente de la conexión para permitir el cambio de signo de los esfuerzos en el acero longitudinal, desde

**Anclaje del refuerzo longitudinal en vigas extremas de marcos dúctiles**

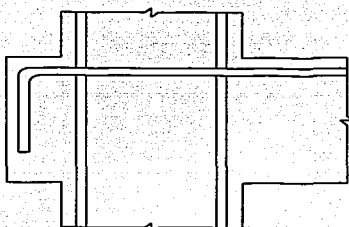


a).- Anclaje con gancho extremo.

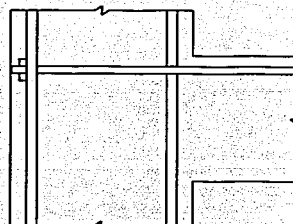


b).- Cartela en extremo de la viga para aumentar la longitud de anclaje con respecto a la sección crítica.

$$l_a \geq \begin{cases} \frac{0.076 f_y d_b}{\sqrt{f_c}} \\ 15 \text{ cm} \\ 8 d_b \end{cases}$$



c).- Viga con saliente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria.



d).- Anclaje mecánico.

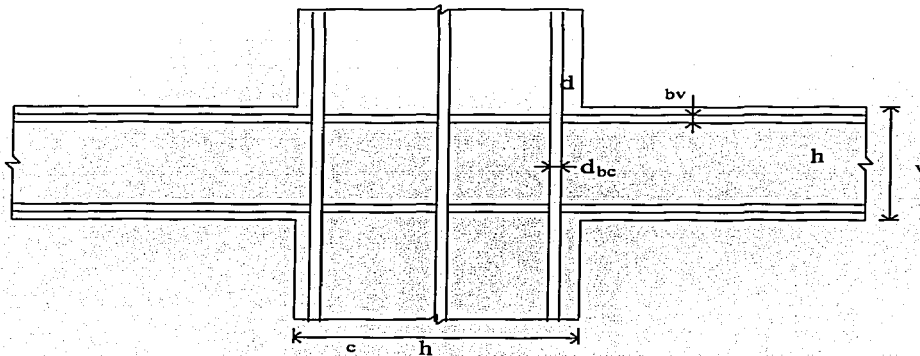
**Figura 1.14**

tensión en una cara de la columna hasta compresión en la otra. Los requisitos sobre esto, tratan de evitar que pérdidas locales de adherencia den lugar a rotaciones inelásticas excesivas en la conexión y que las barras de refuerzo que deberían estar en compresión permanezcan con esfuerzos de tensión para poder proporcionar anclaje, originando así que el concreto esté sujeto a esfuerzos de compresión mayores que los previstos. Por tal motivo se establece en marcos dúctiles una relación mínima de 20 entre el ancho de la columna o viga y el diámetro de las barras longitudinales que la atraviesan ( figura 1.15 ).

El otro aspecto que hay que revisar en el comportamiento sísmico de las uniones viga - columna es que su capacidad por cortante sea suficiente para que se desarrollen articulaciones plásticas de signos contrarios en los extremos de las vigas que llegan a la conexión. Esta situación se presenta en la figura 1.16 en base en las fuerzas que intervienen en el equilibrio del nudo.

Se considera un esfuerzo de fluencia incrementado en 25 %. Para evitar que en la unión se presenten grietas diagonales que puedan progresar, se requieren estribos en la porción de la columna que atraviesa la unión, de refuerzo longitudinal lo más uniformemente distribuido en el perímetro de la columna, y que se mantenga pequeño el esfuerzo cortante promedio en la conexión. La presencia de vigas en las cuatro caras de la conexión es muy favorable para la resistencia en cortante (figura 1.16 ).

**Dimensiones mínimas de vigas y columnas en uniones interiores de marcos dúctiles**



$$\frac{h_c}{d_{bv}} \geq 20$$

$\frac{h_v}{d_{bc}} \geq 20$ , si la carga axial sobre la columna es tal que:

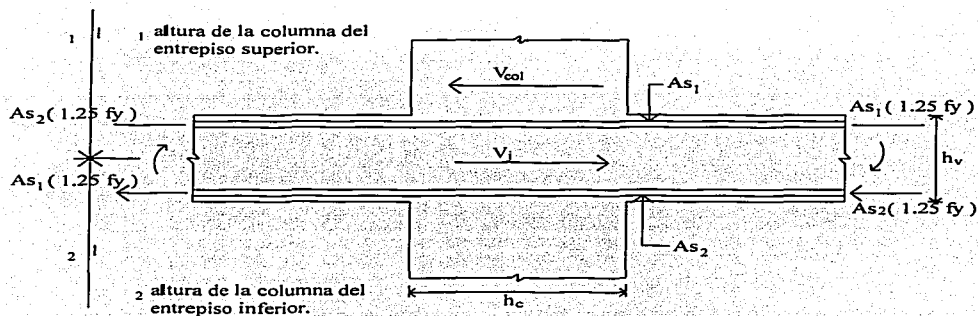
$$\frac{P_u}{A_g f'_c} < 0.3$$

$\frac{h_v}{d_{bc}} \geq 15$ , si:  $\frac{P_u}{A_g f'_c} \geq 0.3$

Ambos límites se reducen a 15 si más del 50 % de las cargas laterales son resistidas por muros o contravientos.

**Figura 1.15**

Revisión por cortante de las uniones viga – columna de marcos dúctiles



Por equilibrio del nudo:

$$V_j = (AS_1 + AS_2) 1.25 f_y - V_{col}$$

Por la condición de mecanismo de viga se tiene:

$$V_j = (AS_1 + AS_2) (1.25 f_y) \left(1 - \frac{1.5 h_v}{l_1 + l_2}\right)$$

No debe excederse de :

$$V_j \leq 4.5 F_R \sqrt{f'_c} b_e h_c$$

$$V_j \leq 5 F_R f'_c b_e h_c \text{ cuando hay vigas en las cuatro caras de la unión.}$$

Figura 1.16

IMPRESO CON  
F. LA DE ORIGEN

## **CAPITULO II**

### **DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DE ACUERDO CON EL RCEM**

TECIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## II.1.- REQUISITOS GENERALES

Debido a que el R. C . E . M, en sus capítulos para el diseño de estructuras de concreto no menciona lo referente a las disposiciones para marcos dúctiles, solamente hace referencia en el capítulo XXXI, sobre el uso de los factores de ductilidad que se podrán utilizar. Por lo tanto, se mencionarán los requisitos para el diseño de estructuras de concreto.

Se presentan a continuación las disposiciones para el diseño de estructuras de concreto. No se podrá utilizar un concreto con  $f'c$  menor de  $150 \text{ kg/cm}^2$ . Las estructuras de concreto se analizarán solamente con métodos que supongan el comportamiento elástico. Los miembros de las estructuras se podrán diseñar siguiendo el criterio de esfuerzos admisibles o el de resistencia última, y siguiendo las disposiciones de diseño de estructuras de concreto del Instituto de Ingeniería de la U. N . A . M., o el Reglamento de Construcciones de Concreto reforzado del A. C. I.

### II.1.1.- REFUERZO MÍNIMO

El área de acero de refuerzo mínimo de secciones rectangulares de concreto reforzado puede calcularse con la siguiente expresión aproximada :

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot bd$$

## II.2.- REQUISITOS PARA VIGAS

En las paredes de vigas con peraltes superiores a  $75 \text{ cm.}$ , debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos.

### II.2.1.- ANCLAJE DEL REFUEZO TRANSVERSAL

Los estribos serán cerrados y en cada esquina deben quedar por lo menos una barra longitudinal, las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma debe continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a

tensión, o prolongarse una longitud  $L_{db}$ , más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

### **II.3.- REQUISITOS PARA COLUMNAS**

Las columnas siempre se considerarán sujetas a flexión para lo cual deberá considerarse una excentricidad accidental. Igual a  $0.05 h \geq 2$  cm, donde h es la dimensión de la sección transversal en la dirección en que se considera la flexión. El porcentaje de refuerzo vertical en columnas, no será menor de 1 % ni mayor del 6 %.

#### **II.3.1. REQUISITOS PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL**

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes :

- Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo, con estribos o zunchos con separación no mayor que :
  - $850 / \sqrt{f_y}$  veces el diámetro de la barra más delgada del paquete.
  - 48 diámetros de la barra del estribo o la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna en un sexto de su altura libre, o 60 cm, arriba y debajo de cada unión de columnas con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia, tengan un soporte lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de  $135^\circ$ .

Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm, de una barra soportada lateralmente. Cuando 6 o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares con suficiente traslape para desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de la columna no



excederá de uno a seis, prolongándolas en tramos rectos paralelos al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzos transversales adicionales al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces la componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada varilla.

#### **II.4.- REQUISITOS QUE MENCIONA EL CAPITULO XXXI PARA UTILIZAR UN FACTOR DE DUCTILIDAD $Q = 4$**

Válidos para las estructuras del tipo I, cuya resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, acero o madera, con o sin zona de fluencia bien definida; así como por marcos contraventeados o acoplados con muros de concreto, en los que la resistencia de los marcos, sin contar los muros o contravientos, sea cuando menos el 50 % del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño, no diferirá en más del 30 % del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Las columnas de concreto con estribos deben cumplir con los siguientes requisitos :

- Su dimensión mínima es de 30 cm.
- La separación mínima del acero de refuerzo longitudinal es de 30 cm.
- Hay estribos cerrados alrededor de una de cada dos varillas longitudinales y de todas las barras de esquina; y ninguna barra que no esté sujeta a un estribo dista más de 15 cm de la que sí lo esté.
- Los estribos cerrados son de cuando menos 0.95 cm de diámetro a separaciones que no excedan 20 cm, ni 700 veces el diámetro de la barra longitudinal dividido entre la raíz cuadrada del esfuerzo de fluencia especificado. Estos límites se reducirán a la mitad en los dos extremos de la columna en una longitud igual a su mayor dimensión, pero no menor de 60cm.
- En los extremos de vigas y en otras secciones donde puedan formarse articulaciones plásticas de concreto, se cumplirán los requisitos que para tal efecto fija el Apéndice A del Reglamento de Construcciones del Concreto Reforzado del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

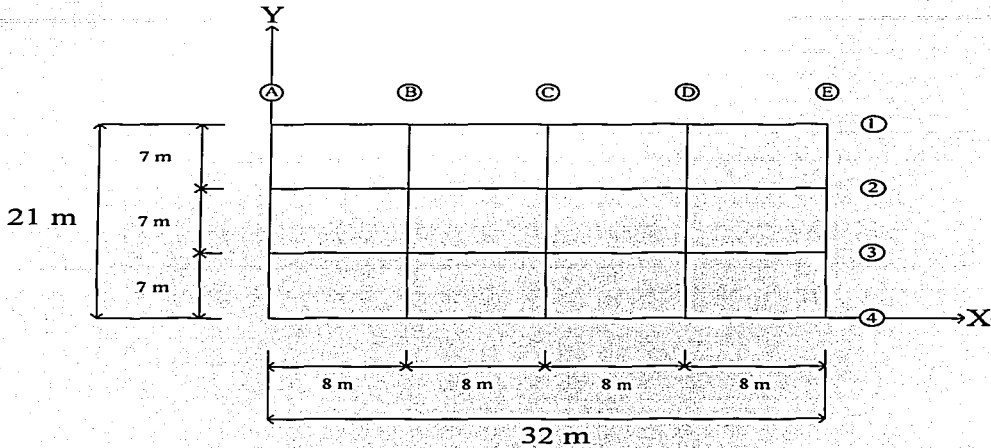
FUENTE: ( REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL ESTADO DE MICHOACÁN )

### **CAPITULO III**

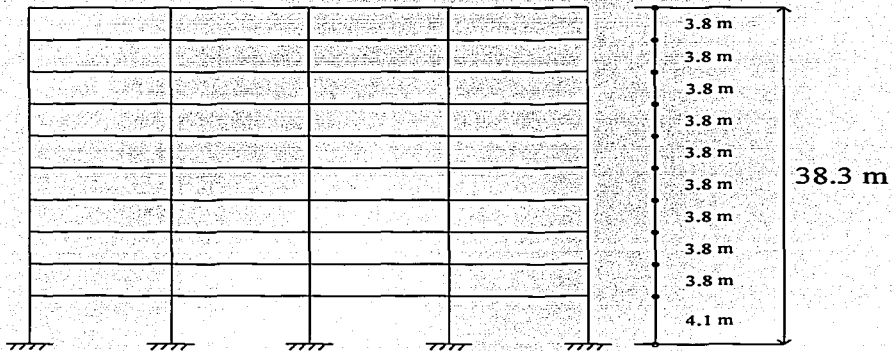
## **DISEÑO DEL EDIFICIO DE 10 NIVELES DE ACUERDO A LAS NTC - 96**

**TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN**

### III.1.- CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

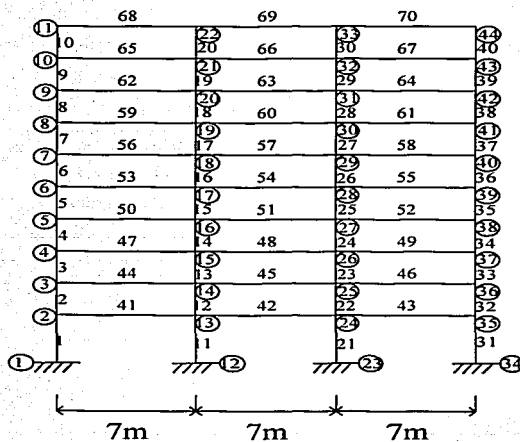
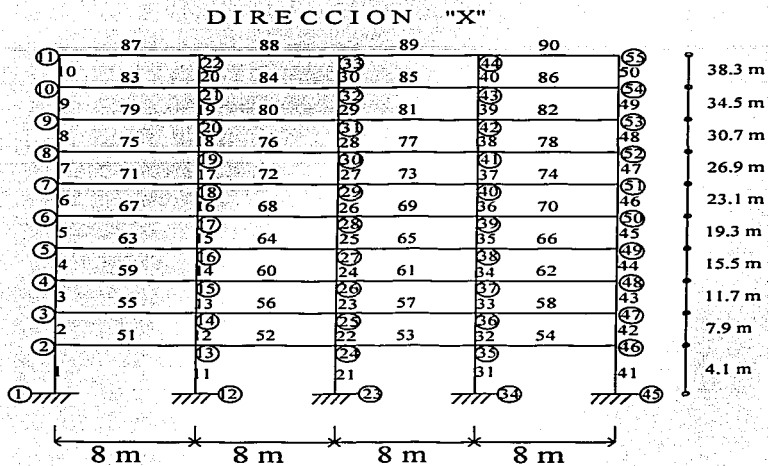


PLANTA



ELEVACION

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

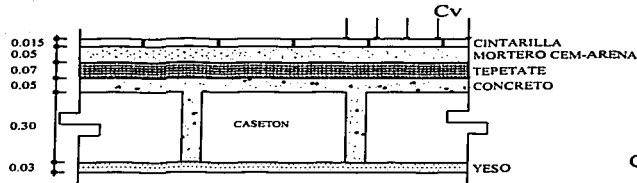


DIRECCION "Y"

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.2.- ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES

LOSA DE AZOTEA



$$\begin{aligned} \text{Cintarrilla: } & 0.015(2.2)(1) = 0.033 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Mortero: } & 0.05(2.1)(1) = 0.105 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Tepetate: } & 0.07(1.95)(1) = 0.136 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Losa: } & = 0.365 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Yeso: } & 0.03(1.5)(1) = 0.045 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Carga adicional por mortero} & = 0.02 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Carga adicional por losa} & = 0.02 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Carga adicional por inst} & = 0.035 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

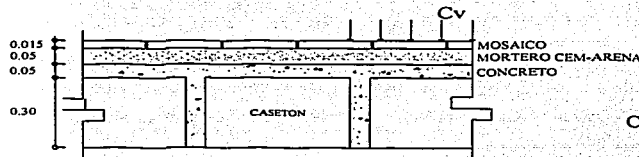
$$C_m = 0.759 \text{ ton/m}^2$$

+

$$C_v = 0.100 \text{ ton/m}^2$$

$$C_{\text{total}} = 0.859 \text{ ton/m}^2$$

LOSA DE ENTREPISO



$$\begin{aligned} \text{Mosaico: } & = 0.055 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Mortero: } & 0.05(2.1)(1) = 0.105 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Losa: } & = 0.365 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Carga adicional por mortero} & = 0.02 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Carga adicional por losa} & = 0.02 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Carga adicional por inst} & = 0.035 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

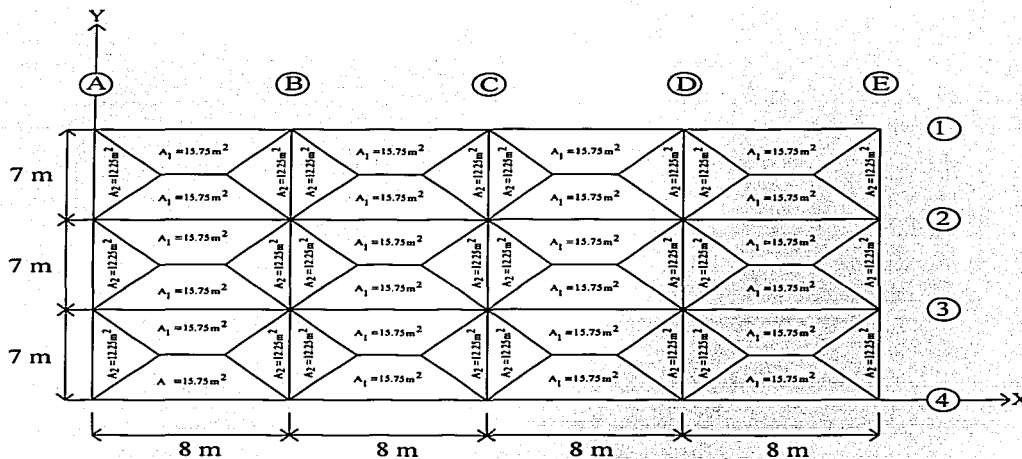
$$C_m = 0.600 \text{ ton/m}^2$$

+

$$C_v = 0.250 \text{ ton/m}^2$$

$$C_{\text{total}} = 0.850 \text{ ton/m}^2$$

### III.3.- PLANTA DE AREAS TRIBUTARIAS



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.4.- CANALIZACIÓN DE CARGAS A LOS MARCOS

MARCOS EJE I = 4 →

· NIVEL 10

TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E

Trabe = 0.77 ton/m

Losa =  $(15.75 \text{ m}^2)(0.859)/(8.0 \text{ m}) = 1.69 \text{ ton/m}$

Pretil = 0.165 ton/m

Wt = 2.625 ton/m

· NIVELES ENTREPISO

TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E

Trabe = 0.77 ton/m

Losa =  $(15.75 \text{ m}^2)(0.850)/(8.0 \text{ m}) = 1.673 \text{ ton/m}$

Cancelería = 0.285 ton/m

Wt = 2.728 ton/m

· NIVEL I

TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E

Trabe = 0.77 ton/m

Losa =  $(15.75 \text{ m}^2)(0.850)/(8.0 \text{ m}) = 1.673 \text{ ton/m}$

Cancelería = 0.307 ton/m

Wt = 2.75 ton/m

**MARCOS EJE 2 = 3 →**

**· NIVEL 10**

**TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E**

**Trabe = 0.77 ton/m**

**Losa =  $((15.75 \text{ m}^2)(0.859)/(8.0 \text{ m})(2)) = 3.382 \text{ ton/m}$**

**Pretil = 0.165 ton/m**

**Wt = 4.317 ton/m**

**· NIVELES ENTREPISO**

**TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E**

**Trabe = 0.77 ton/m**

**Losa =  $((15.75 \text{ m}^2)(0.850)/(8.0 \text{ m})(2)) = 3.346 \text{ ton/m}$**

**Cancelería = 0.285 ton/m**

**Wt = 4.401 ton/m**

**· NIVEL 1**

**TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E**

**Trabe = 0.77 ton/m**

**Losa =  $((15.75 \text{ m}^2)(0.850)/(8.0 \text{ m})(2)) = 3.346 \text{ ton/m}$**

**Cancelería = 0.307 ton/m**

**Wt = 4.423 ton/m**

**IMPRESO CON  
FALLA DE ORIGEN**



MARCOS EJE A = E →

· NIVEL 10

TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E

Trabe = 0.64 ton/m

Losa =  $(12.25 \text{ m}^2)(0.859)/(7.0 \text{ m}) = 1.503 \text{ ton/m}$

Pretil = 0.165 ton/m

Wt = 2.308 ton/m

· NIVELES ENTREPISO

TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E

Trabe = 0.64 ton/m

Losa =  $(12.25 \text{ m}^2)(0.850)/(7.0 \text{ m}) = 1.487 \text{ ton/m}$

Cancelería = 0.285 ton/m

Wt = 2.412 ton/m

· NIVEL 1

TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E

Trabe = 0.64 ton/m

Losa =  $(12.25 \text{ m}^2)(0.850)/(7.0 \text{ m}) = 1.487 \text{ ton/m}$

Cancelería = 0.307 ton/m

Wt = 2.434 ton/m

TRABE CON  
FALLA DE ORIGEN

MARCOSEJE B = C = D →

• NIVEL 10

TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E

Trabe = 0.64 ton/m

Losa =  $((12.25 \text{ m}^2)(0.850)/(7.0 \text{ m})(2)) = 3.006 \text{ ton/m}$

Pretil = 0.165 ton/m

Wt = 3.811 ton/m

• NIVELES ENTREPISO

TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E

Trabe = 0.64 ton/m

Losa =  $((12.25 \text{ m}^2)(0.850)/(7.0 \text{ m})(2)) = 2.975 \text{ ton/m}$

Cancelería = 0.285 ton/m

Wt = 3.90 ton/m

• NIVEL 1

TRAMO A - B = TRAMO B = C = TRAMO C = D = TRAMO D = E

Trabe = 0.64 ton/m

Losa =  $((12.25 \text{ m}^2)(0.850)/(7.0 \text{ m})(2)) = 2.975 \text{ ton/m}$

Cancelería = 0.307 ton/m

Wt = 3.922 ton/m

TRABE CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.5.- PESOS DE LOS ENTREPISOS

Wm + Wa

NIVEL 10 :

$$\text{LOSA : } 32(21)(0.829) = 557.088 \text{ ton}$$

$$\text{TRABES : } 32(4)(0.77) = 98.56 \text{ ton}$$

$$21(5)(0.64) = 67.20 \text{ ton}$$

$$\text{COLUMNAS : } 20(1.293)(1.9) = 49.134 \text{ ton}$$

$$\text{PRETIL : } 106(0.165) = 17.490 \text{ ton}$$

$$\text{MURO ESCALERA} = 9.64 \text{ ton}$$

---

$$\text{Wt} = 799.11 \text{ ton}$$

NIVELES ENTREPISOS :

$$\text{LOSA : } 32(21) - 14(0.780) = 513.24 \text{ ton}$$

$$\text{TRABES : } 32(4)(0.77) = 98.56 \text{ ton}$$

$$21(5)(0.64) = 67.20 \text{ ton}$$

$$\text{COLUMNAS : } 20(1.293)(3.8) = 98.268 \text{ ton}$$

$$\text{CANCELERIA : } 2((0.075)(3.8)(32 + 21)) = 30.210 \text{ ton}$$

$$\text{MURO ESCALERA} = 9.64 \text{ ton}$$

$$\text{ESCALERAS} = 11.424 \text{ ton}$$

---

$$\text{Wt} = 828.54 \text{ ton}$$

NIVEL 1 :

$$\text{LOSA : } 32(21) - 14(0.780) = 513.24 \text{ ton}$$

$$\text{TRABES : } 32(4)(0.77) = 98.56 \text{ ton}$$

$$21(5)(0.64) = 67.20 \text{ ton}$$

$$\text{COLUMNAS : } 20(1.293)(3.95) = 102.147 \text{ ton}$$

$$\text{CANCELERIA : } 2((0.075)(3.95)(32 + 21)) = 31.402 \text{ ton}$$

$$\text{MURO ESCALERA} = 9.64 \text{ ton}$$

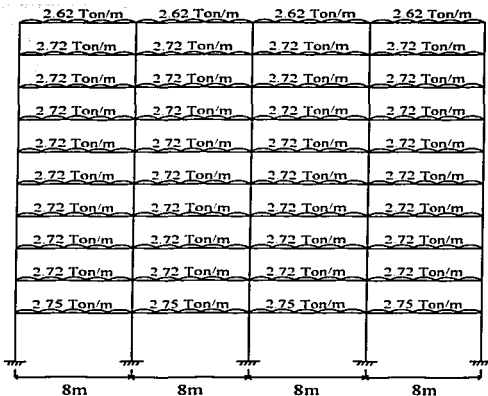
$$\text{ESCALERAS} = 11.424 \text{ ton}$$

---

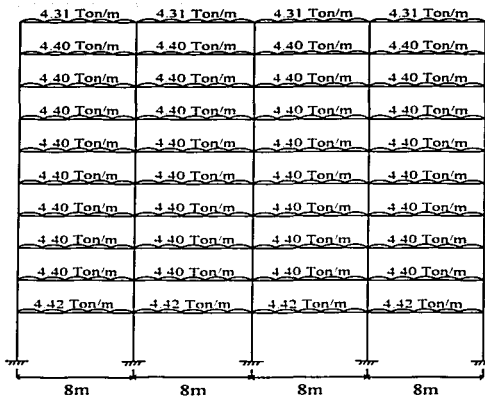
$$\text{Wt} = 833.61 \text{ ton}$$

TRABES CON  
FALLA DE ORIGEN

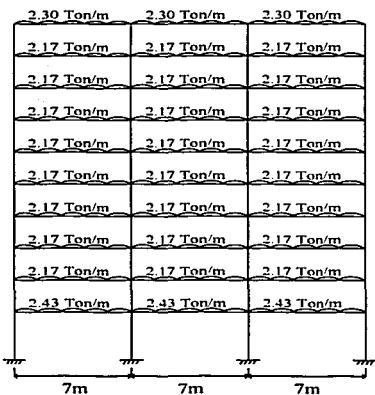
MARCO EJE 1=4



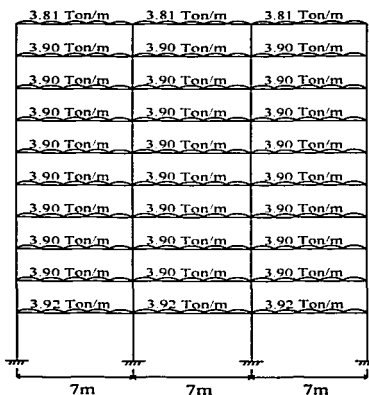
MARCO EJE 2=3



MARCO EJE A=E



MARCO EJE B=C=D

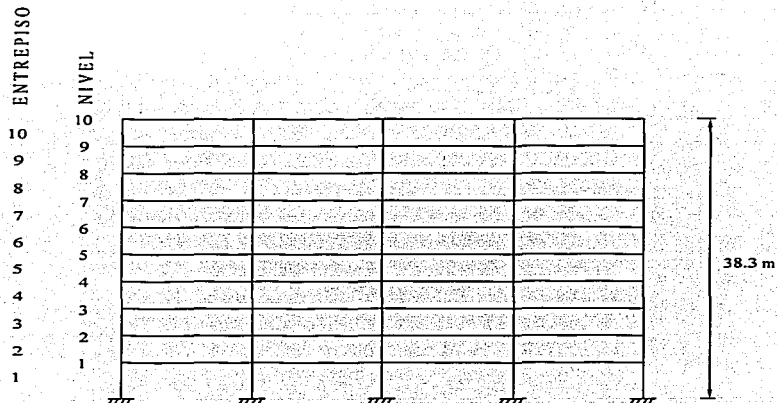


**TEJES CON  
FALLA DE ORIGEN**

### III.6.- ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

SUELO TIPO II  
 ZONA "B"  
 Q = 4  
 OFICINAS  
 URUAPAN; MICH.

COEF.SISMICO c = 0.20  
 a = 0.08  
 T<sub>1</sub> = 0.50  
 T<sub>2</sub> = 2  
 r = 2/3



$$\frac{c}{Q} = \frac{0.2}{4} = 0.05$$

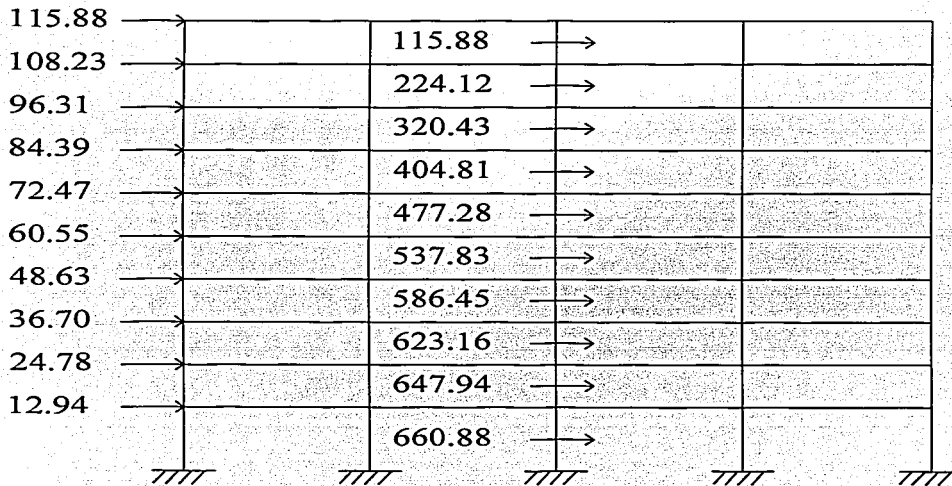
$$c_{sx} = c_{sy} = 0.05$$

$$\frac{c}{Q} = 0.05 < a_0 = 0.08$$

$$\therefore \frac{c}{Q} = 0.08$$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

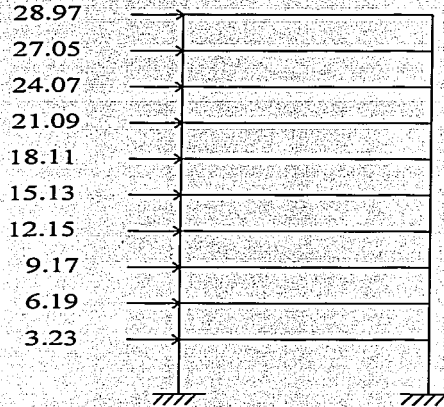
NIVEL	wi	hi	wihi	Fi	Vi
10	799.11	38.3	30605.91	115.88	115.88
9	828.54	34.5	28584.63	108.23	224.12
8	828.54	30.7	25436.17	96.31	320.43
7	828.54	26.9	22287.72	84.39	404.81
6	828.54	23.1	19139.27	72.47	477.28
5	828.54	19.3	15990.82	60.55	537.83
4	828.54	15.5	12842.37	48.63	586.45
3	828.54	11.7	9693.91	36.70	623.16
2	828.54	7.9	6545.46	24.78	647.94
1	833.61	4.1	3417.80	12.94	660.88
SUMAS	8261.04		174544.06		



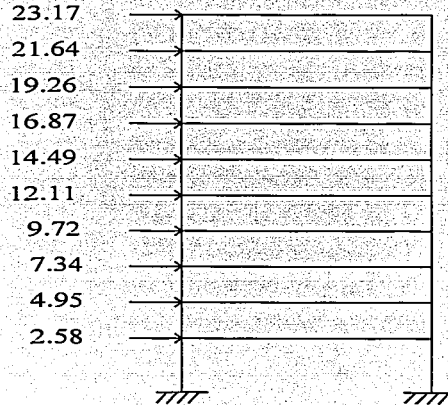
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.6.1.- REPARTICIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA

DIRECCION "X"  
REPARTICION DE LA FUERZA SISMICA ENTRE 4 MARCOS

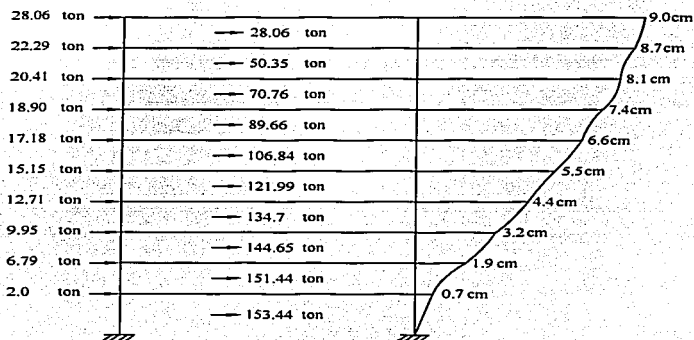


DIRECCION "Y"  
REPARTICION DE LA FUERZA SISMICA ENTRE 5 MARCOS



### III.7.- ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL

#### OBTENCION DE RIGIDECES DIRECCION "X"



$$K_1 = \frac{153.44}{0.7} = 219.2 \text{ ton/cm}^2$$

POR 4 MARCOS

$$K_1 = 876.8 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_2 = \frac{151.44}{1.9 - 0.7} = 126.2 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_2 = 504.80 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_3 = \frac{144.65}{3.2 - 1.9} = 111.26 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_3 = 445.07 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_4 = \frac{134.7}{4.4 - 3.2} = 112.25 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_4 = 449.0 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_5 = \frac{121.99}{5.5 - 4.4} = 110.9 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_5 = 443.6 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_6 = \frac{106.84}{6.6 - 5.5} = 97.12 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_6 = 388.50 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_7 = \frac{89.66}{7.4 - 6.6} = 112.07 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_7 = 448.30 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_8 = \frac{70.76}{8.1 - 7.4} = 101.08 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_8 = 404.34 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_9 = \frac{50.35}{8.7 - 8.1} = 83.91 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_9 = 335.66 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_{10} = \frac{28.06}{9.0 - 8.7} = 93.53 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_{10} = 374.13 \text{ ton/cm}^2$$

TEMA CON  
FALLA DE ORIGEN

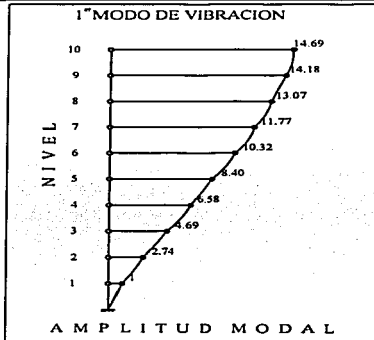


PRIMER MODO DE VIBRACION

(METODO DE NEWMARK)

Ki(ton/cm)	876.8	504.80	445.07	449.0	443.6	388.5	448.3	404.34	335.66	374.13
mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814
X <sub>i</sub>	1	2.74	4.69	6.58	8.40	10.32	11.77	13.07	14.18	14.69
Xi/w <sub>i</sub> <sup>2</sup>	0.01	0.10	0.32	0.63	1.02	1.53	2.02	2.52	2.97	3.25
∑Xi/w <sub>i</sub> <sup>2</sup>	14.42	14.41	14.30	13.97	13.34	12.32	10.78	8.75	6.23	3.25
∆Xi/w <sub>i</sub> <sup>2</sup>	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.013	0.007
Xi/w <sub>i</sub> <sup>4</sup>	0.01	0.03	0.05	0.07	0.09	0.11	0.12	0.14	0.15	0.16
W <sub>1</sub> <sup>2</sup>	16.78	16.78	16.78	16.78	16.78	16.78	16.78	16.78	16.78	16.78

$W_1^2 = 16.789$   
 $W_1 = 4.09 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 1.53 \text{ seg}$

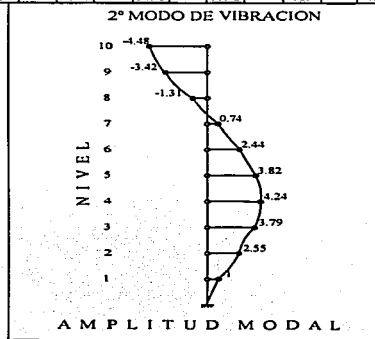


SEGUNDO MODO DE VIBRACION

(METODO DE HOLZER)

Wánpuesta	Ki(ton/cm)	876.8	504.80	445.07	449.0	443.6	388.5	448.3	404.34	335.66	374.13	RESIDUO
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
	X	1	2.55	3.79	4.24	3.82	2.44	0.74	-1.31	-3.42	-4.48	
108.64	∆X	1	1.51	1.23	0.46	-0.36	-1.28	-1.73	-2.08	-2.13	-1.32	0.004
	V	876.8	1158	821.4	318.7	-246.5	-764	-1109	-1222	-1056	-605.4	
	F	114.7	336.8	502.7	565.6	517.1	345.3	113.2	-165.4	-451.3	-605.4	

$W_1^2 = 108.64$   
 $W_1 = 10.42 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.60 \text{ seg}$

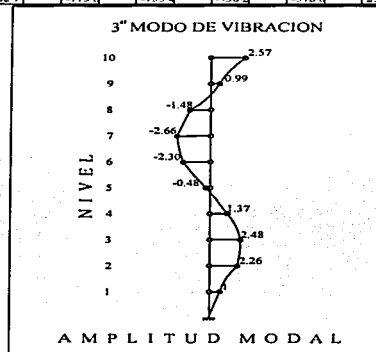


TERCER MODO DE VIBRACION

( METODO DE HOLZER )

W <sub>1</sub> puesta	K <sub>i</sub> (ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	876.8 0.849	504.80 0.844	445.07 0.844	449.0 0.844	443.6 0.844	388.5 0.844	448.3 0.844	404.34 0.844	335.66 0.844	374.13 0.814	RESIDUO
282.87	X	1	2.26	2.48	1.37	-0.48	-2.30	-2.66	-1.48	0.99	2.57	0.007
	ΔX	1	1.23	0.24	-1.03	-1.77	-1.83	-0.52	1.02	2.38	2.03	
	V	876.8	941.3	161.7	-703.2	-1206	-1090	-334.8	603.3	1182	928	
	F	351.5	779.7	864.9	502.7	-115.4	-755.2	-938.2	-578.4	253.9	928	

$W_1^2 = 282.87$   
 $W_1 = 16.81 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.37 \text{ seg}$

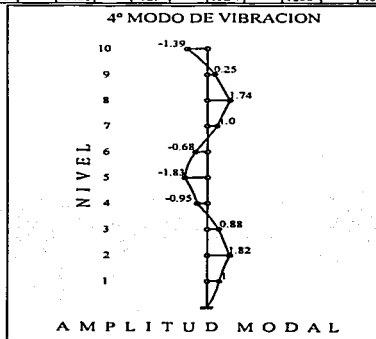


CUARTO MODO DE VIBRACION

( METODO DE HOLZER )

W <sub>1</sub> puesta	K <sub>i</sub> (ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	876.8 0.849	504.80 0.844	445.07 0.844	449.0 0.844	443.6 0.844	388.5 0.844	448.3 0.844	404.34 0.844	335.66 0.844	374.13 0.814	RESIDUO
541.88	X	1	1.82	0.88	-0.95	-1.83	-0.68	1.0	1.74	0.25	-1.39	0.001
	ΔX	1	0.82	-0.85	-1.77	-0.99	0.84	1.76	1.01	-1.21	-2.19	
	V	876.8	632.4	-567.2	-1205	-676.7	503.8	1128	596.1	-604.2	-1004	
	F	660.5	1199	637.9	-528.4	-1180	-625	532.7	1200	400.6	-1004	

$W_1^2 = 541.88$   
 $W_1 = 23.27 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.27 \text{ seg}$



QUINTO MODO DE VIBRACION

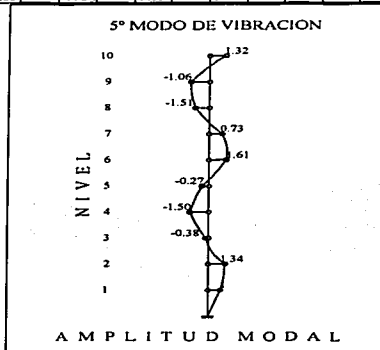
( METODO DE HOLZER )

Wsupuesta	Ki(ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	876.8	504.80	445.07	449.0	443.6	388.5	448.3	404.34	335.66	374.13	RESIDUO
		0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
828.33	X	1	1.34	-1.62	-0.38	-1.50	1.61	0.73	-1.51	-1.06	1.32	
	ΔX	1	0.38	-1.62	-1.23	0.91	1.98	-0.35	-2.19	-0.33	2.81	0.0003
	V	876.8	295.8	-1078	-840.6	625.7	1181	-229.2	-1283	-168.3	1285	
	F	997.1	1374	-238.1	-1466	-556.1	1411	1056	-1117	-1453	828.5	

$$W_1^2 = 828.33$$

$$W_1 = 28.78 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2 \delta / W_1) = 0.218 \text{ seg}$$



SEXTO MODO DE VIBRACION

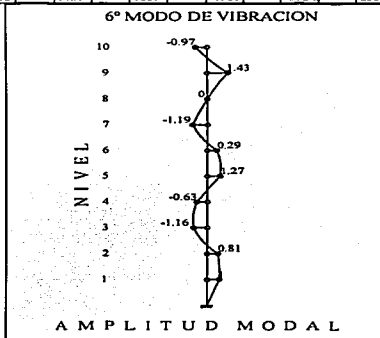
( METODO DE HOLZER )

Wsupuesta	Ki(ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	876.8	504.80	445.07	449.0	443.6	388.5	448.3	404.34	335.66	374.13	RESIDUO
		0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
1140.91	X	1	0.81	-1.16	0.23	-0.63	1.27	0.29	-1.10	0	1.43	-0.97
	ΔX	1	-0.10	-1.96	0.23	-0.63	1.90	-0.28	-1.95	0.57	2.29	-2.61
	V	876.8	-81.60	-1301	161.1	-1138	1290	-168.1	-1250	336.2	1138	-1195
	F	1374	1220	-1463	-1138	1467	1081	-1586	-802.0	2334	-1195	0.005

$$W_1^2 = 1140.91$$

$$W_1 = 33.77 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2 \delta / W_1) = 0.18 \text{ seg}$$



TECIS CON  
FALLA DE ORIGEN

SEPTIMO MODO DE VIBRACION

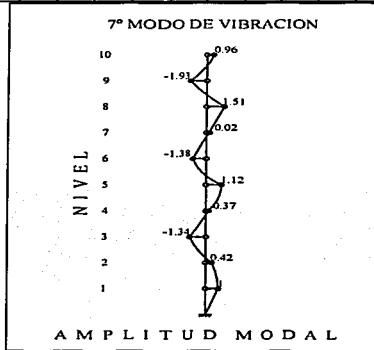
( METODO DE HOLZER )

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	876.8	504.80	445.07	449.0	443.6	388.5	448.3	404.34	335.66	374.13	RESIDUO	
	mi(ton-s/cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814		
1375.71	X	1	0.42	-1.81	-1.34	0.37	1.02	-2.31	0.68	1.87	-2.81	1.85	0.003
	ΔX	876.8	-100.4	-1201	1048	697	102	-1376	440.7	1098	-1198	849.2	
	V												
	F	1693	801.1	-2349	351.1	2073	-1816	-657.8	3496	-2347	849.2		

$$W_1^2 = 1375.71$$

$$W_1 = 37.09 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.16 \text{ seg}$$



OCTAVO MODO DE VIBRACION

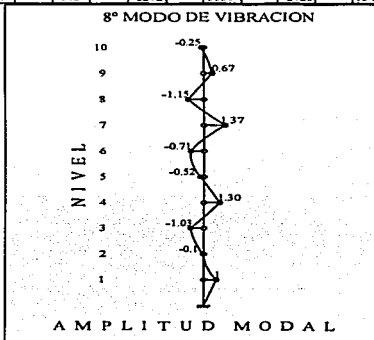
( METODO DE HOLZER )

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	876.8	504.80	445.07	449.0	443.6	388.5	448.3	404.34	335.66	374.13	RESIDUO
	mi(ton-s/cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
1684.55	X	1	-0.1	-1.03	1.30	-0.52	-0.71	1.37	-1.15	0.67	-0.25	-0.006
	ΔX	876.8	-808.7	-687.1	1599	-1039	-82	1781	-299	195	-83	
	V											
	F	2101	-121.3	-2387	3639	-548	-2272	3539	-3726	1349	-381	

$$W_1^2 = 1684.55$$

$$W_1 = 41.04 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.15 \text{ seg}$$



NOVENO MODO DE VIBRACION

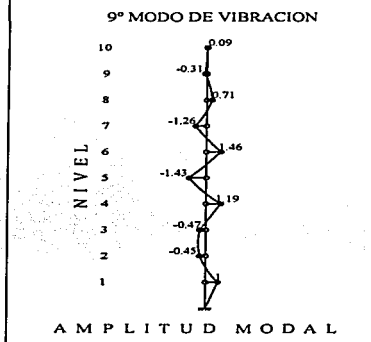
(METODO DE HOLZER)

W <sup>2</sup> supuesta	Ki(ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	876.8	504.80	445.07	449.0	443.6	388.5	448.3	404.34	335.66	374.13	PERIODO
X	1	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
ΔX	1	-1.46	-0.01	1.66	1.19	-2.53	2.5	-2.01	1.30	-0.61	0.20	
V	876.8	-1118	-7.51	1130	-1726	1490	-1292	763.5	-302.9	94.4		-0.02
F		2411	-1111	-1138	2857	-3216	2782	-3255	1066	-397.4	94.44	

$$W_1^2 = 1897.341$$

$$W_1 = 43.55 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.14 \text{ seg}$$



DECIMO MODO DE VIBRACION

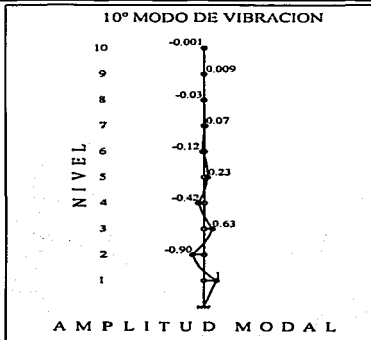
(METODO DE HOLZER)

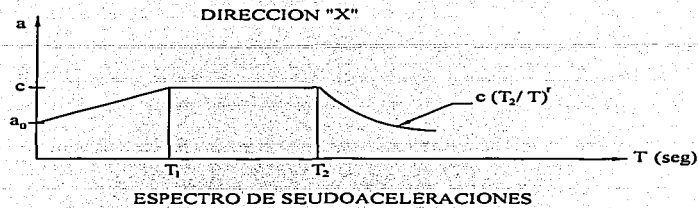
W <sup>2</sup> supuesta	Ki(ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	876.8	504.80	445.07	449.0	443.6	388.5	448.3	404.34	335.66	374.13	PERIODO
X	1	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
ΔX	1	-1.91	-0.90	1.56	0.63	-0.42	0.23	-0.12	0.07	-0.03	0.009	-0.002
V	876.8	-1462	1038	-749.4	488.6	-237.2	127.8	-54.07	16.55	-4.20		0.002
F		2755	-2500	1787	-1238	725.0	-365.1	181.0	-70.63	20.76	-4.30	

$$W_1^2 = 2161.349$$

$$W_1 = 46.49 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.13 \text{ seg}$$





DE ACUERDO A LO ANTERIOR:

$$c = 0.20$$

$$a_0 = 0.08$$

$$T_1 = 0.5$$

$$T_2 = 2$$

$$r = 2/3$$

SUELO TIPO II

ZONA "B"

$$Q = 4$$

URUAPAN; MICH.

1<sup>er</sup> MODO →

$$T = 1.53 > T_1 = 0.5$$

$$Q' = Q = 4$$

2<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.60 > T_1 = 0.5$$

$$Q' = Q = 4$$

3<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.37 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.37/0.5) = 3.24$$

$$Q' = 3.24$$

4<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.27 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.27/0.5) = 2.62$$

$$Q' = 2.62$$

5<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.21 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.21/0.5) = 2.30$$

$$Q' = 2.30$$

6<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.18 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.18/0.5) = 2.11$$

$$Q' = 2.11$$

7<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.16 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.16/0.5) = 2.01$$

$$Q' = 2.01$$

8<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.15 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.15/0.5) = 1.91$$

$$Q' = 1.91$$

9<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.14 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.14/0.5) = 1.86$$

$$Q' = 1.86$$

10<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.13 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.13/0.5) = 1.81$$

$$Q' = 1.81$$

TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN

SEUDOACELERACIONES →

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_1, \quad \text{si } T < T_1$$

$$a = c, \quad \text{si } T_1 \text{ entre } T_2$$

$$a = c(T_2/T)^r, \quad \text{si } T > T_2$$

1<sup>er</sup> MODO →

$$T = 1.53 > T_1 = 0.5$$

$$a = c = 0.20$$

$$a = 0.20(981) = 196.2 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 196.2/4 = 49.05 \text{ cm/s}^2$$

2<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.60 > T_1 = 0.5$$

$$a = c = 0.20$$

$$a = 0.20(981) = 196.2 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 196.2/4 = 49.05 \text{ cm/s}^2$$

3<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.37 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.37/0.5) = 0.16$$

$$a = 0.16(981) = 156.96 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 156.96/3.1 = 50.63 \text{ cm/s}^2$$

4<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.27 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.27/0.5) = 0.144$$

$$a = 0.144(981) = 142.04 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 142.04/2.62 = 54.21 \text{ cm/s}^2$$

5<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.21 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.21/0.5) = 0.13$$

$$a = 0.13(981) = 127.53 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 127.53/2.30 = 55.45 \text{ cm/s}^2$$

6<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.18 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.18/0.5) = 0.124$$

$$a = 0.124(981) = 121.64 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 121.64/2.11 = 57.65 \text{ cm/s}^2$$

7<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.16 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.16/0.5) = 0.120$$

$$a = 0.120(981) = 117.72 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 117.72/2.01 = 58.57 \text{ cm/s}^2$$

8<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.15 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.15/0.5) = 0.116$$

$$a = 0.116(981) = 113.79 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 113.79/1.91 = 59.58 \text{ cm/s}^2$$

9<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.14 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.14/0.5) = 0.114$$

$$a = 0.114(981) = 111.83 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 111.83/1.86 = 60.12 \text{ cm/s}^2$$

10<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.13 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.13/0.5) = 0.112$$

$$a = 0.112(981) = 109.87 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 109.87/1.81 = 60.70 \text{ cm/s}^2$$

ANALISIS SISMICO MODAL ESPECTRAL "X"

	MOD01	MOD02	MOD03	MOD04	MOD05	MOD06	MOD07	MOD08	MOD09	MOD010											
$\Gamma$	0,09	0,102	0,101	0,121	0,092	0,096	0,057	0,074	0,059	0,195											
$\Delta_j$	49,05	49,05	51,33	54,21	56,24	57,78	58,84	59,69	60,29	60,91											
$W_j^2$	16,79	108,6	282,9	541,9	828,3	1141	1376	1685	1897	2161											
	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	$\sqrt{\Sigma U_{max}^2}$								
1	1	0,26294	1	0,64605	1	0,018328	1	0,012105	1	0,006246	1	0,004862	1	0,002244	1	0,002622	1	0,00187	1	0,003495	0,268048256
2	2,69	0,72046	2,55	0,11743	2,26	0,64142	1,82	0,022031	1,34	0,00837	0,81	0,001938	0,42	0,00102	-0,1	-0,00026	-0,45	-0,00084	-0,9	-0,00495	0,7315461
3	4,74	1,23139	3,79	0,17454	2,48	0,645452	0,88	0,010652	-0,38	-0,00237	-1,16	-0,00564	-1,34	-0,0033	-1,03	-0,00227	-0,47	-0,00088	0,63	0,003462	1,24638086
4	6,58	1,73015	4,24	0,19526	1,37	0,025109	-0,95	-0,0115	-1,5	-0,00937	-0,63	-0,00306	0,37	0,00099	1,3	0,003409	1,19	0,00223	-0,42	-0,00231	1,741382295
5	8,4	2,2087	3,82	0,17592	-0,48	-0,0088	-1,83	-0,02215	-0,27	-0,00169	1,27	0,006174	1,12	0,00273	-0,52	-0,00136	-1,43	-0,00268	0,23	0,001264	2,215823449
6	10,32	2,71354	2,44	0,11237	-2,3	-0,04215	-0,68	-0,00823	1,61	0,010057	0,29	0,00141	-1,38	-0,0034	-0,71	-0,00186	1,46	0,00274	-0,12	-0,00066	2,716229314
7	11,77	3,0948	0,74	0,03408	-2,66	-0,04875	1	0,012105	0,73	0,00456	-1,19	-0,00579	0,02	4,9E-05	1,37	0,003592	-1,26	-0,00236	0,07	0,000385	3,095411041
8	13,07	3,41663	-1,31	-0,0603	-1,48	-0,02712	1,74	0,021063	-1,51	-0,00943	0	0	1,51	0,00368	-1,15	-0,00302	0,71	0,00133	-0,03	-0,00016	3,437343597
9	14,18	3,72849	-3,42	-0,1575	0,99	0,018144	0,25	0,003028	-1,06	-0,00662	1,43	0,006952	-1,93	-0,0047	0,67	0,00175	-0,31	-0,00068	0,09	4,95E-05	3,731875621
10	14,69	3,86259	-4,48	-0,2063	2,57	0,047102	-1,39	-0,01683	1,32	0,008245	-0,97	-0,00472	0,96	0,00234	-0,25	-0,00066	0,09	0,00017	-0,001	-5,5E-06	3,868430699

NIVEL	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\sqrt{\Sigma \Delta_{rel}^2}$
1	0,26294	0,64605	0,01833	0,0121	0,00625	0,00486	0,00244	0,00262	0,00187	0,0035												0,268048256
2	0,45752	0,07138	0,02309	0,00993	0,00212	-0,0009	-0,0014	-0,00288	-0,0027	-0,0104												0,46387462
3	0,51273	0,0571	0,09043	-0,0114	-0,0107	-0,0096	-0,0043	-0,00244	-1E-05	0,00841												0,516337148
4	0,49696	0,02072	-0,0203	-0,0222	-0,007	0,00258	0,00417	0,006109	0,00311	-0,0038												0,498450805
5	0,47855	-0,0193	-0,0339	-0,0107	0,00768	0,00924	0,00183	-0,00477	-0,0049	0,00157												0,480474212
6	0,50484	-0,0636	-0,0334	0,01392	0,01174	-0,0048	-0,0061	-0,0005	0,00542	-0,0019												0,510337764
7	0,38126	-0,0783	-0,0066	0,02034	-0,0055	-0,0072	0,00341	0,003454	-0,0051	0,00104												0,389997657
8	0,34182	-0,0944	0,02163	0,00896	-0,014	0,00579	-0,00661	-0,00061	-0,0049	0,00157												0,355813064
9	0,29186	-0,0972	0,04527	-0,018	0,00281	0,00695	-0,0084	0,004772	-0,0019	0,00021												0,311695215
10	0,1341	-0,0488	0,02896	-0,0199	0,01487	-0,0117	0,00705	-0,00241	0,00075	-5E-05												0,148362434

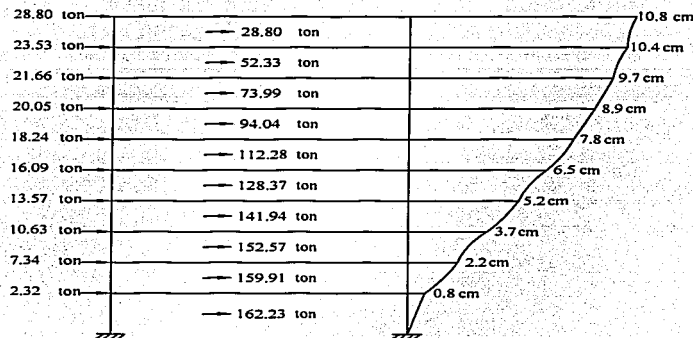
K	ENTRE PISO	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$\sqrt{\Sigma V^2}$
876,8	1	230,546	40,3785	16,0696	10,6136	5,47684	4,26283	2,13757	2,299058	1,64181	4,81836											235,0247112
504,8	2	230,954	36,033	11,6572	5,01066	1,07208	-0,4663	-0,7138	-1,456	-1,3723	-5,2707											234,163908
445,07	3	228,202	25,4153	1,79455	-5,0641	-1,7817	-2,2628	-1,9097	-1,08533	-0,0167	3,74212											229,8061746
449	4	223,134	9,30481	-9,1343	-9,9462	-3,1412	1,15696	1,87182	2,743163	1,39735	-2,5908											223,8044113
443,6	5	212,285	-8,5801	-15,041	-4,7254	3,40821	4,09772	0,8111	-2,11696	-2,1789	1,58454											213,1383606
388,5	6	196,132	-24,69	-12,959	5,40817	4,56225	-1,851	-2,3678	-0,19355	2,16495	-0,7472											198,2662422
448,3	7	170,92	-35,097	-2,9379	9,11674	-2,4642	-3,2257	1,53009	2,445015	-2,2861	0,46808											174,8359497
404,34	8	138,212	-38,172	8,74449	3,62193	-5,6575	2,33933	1,46877	-2,67176	1,49336	-0,2222											143,8694541
335,66	9	97,9669	-32,616	15,1951	0,94935	-6,0541	2,33364	-2,815	1,601845	-0,6419	0,07194											104,6236157
374,13	10	50,1706	-18,263	10,8339	-7,4272	5,56198	-4,3655	2,63597	-0,90253	0,28057	-0,0206											55,50683735

TEJES CON FALLA DE ORIGEN

CRITERIOS DE DISEÑO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES EN CONCRETO REFORZADO UTILIZANDO MARCOS DÚCTILES\*



OBTENCION DE RIGIDECES DIRECCION "Y"



$$K_1 = \frac{162.23}{0.8} = 202.78 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_2 = \frac{159.91}{2.2 - 0.8} = 114.22 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_3 = \frac{152.57}{3.7 - 2.2} = 101.71 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_4 = \frac{141.94}{5.2 - 3.7} = 94.62 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_5 = \frac{128.37}{6.5 - 5.2} = 98.74 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_6 = \frac{112.28}{7.8 - 6.5} = 86.36 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_7 = \frac{94.04}{8.9 - 7.8} = 85.49 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_8 = \frac{73.99}{9.7 - 8.9} = 92.48 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_9 = \frac{52.33}{10.4 - 9.7} = 74.75 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_{10} = \frac{28.8}{10.8 - 10.4} = 71.99 \text{ ton/cm}^2$$

POR 5 MARCOS

$$K_1 = 1013.93 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_2 = 571.1 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_3 = 508.56 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_4 = 473.13 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_5 = 493.73 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_6 = 431.84 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_7 = 427.45 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_8 = 462.43 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_9 = 373.78 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_{10} = 359.99 \text{ ton/cm}^2$$

TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN

PRIMER MODO DE VIBRACION

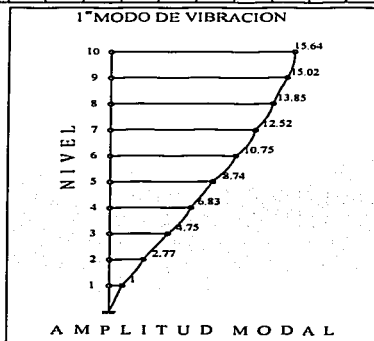
(METODO DE NEWMARK)

Ki(ton/cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99
mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814
Xi	1	2.77	4.75	6.63	8.74	10.75	12.32	13.85	15.02	15.64
Xi/w <sup>2</sup>	0.01	0.10	0.32	0.63	1.02	1.53	2.02	2.52	3.97	3.23
Vi/w <sup>2</sup>	14.42	14.41	14.30	13.97	13.34	12.32	10.78	8.75	6.23	3.23
ΔXi/w <sup>2</sup>	0.11	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.013	0.007
Xi/w <sup>2</sup>	0.01	0.03	0.05	0.07	0.09	0.11	0.12	0.14	0.15	0.16
W	22.01	22.01	22.01	22.01	22.01	22.01	22.01	22.01	22.01	22.01

$$W_1^2 = 22$$

$$W_1 = 4.69 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 1.33 \text{ seg}$$



SEGUNDO MODO DE VIBRACION

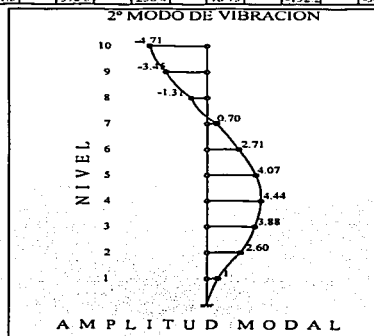
(METODO DE HOLZER)

W <sub>supuesta</sub>	Ki(ton/cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99	RESIDUO
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
	X	1	2.60	3.8	4.44	4.07	3.71	0.70	-1.31	-3.45	-4.71	
118.57	ΔX	1	1.66	1.09	0.47	-0.40	-1.31	-1.74	-2.07	-2.08	-1.27	0.007
	V	1013	877.5	606.1	223.3	-208	-598.4	-854.4	-913.4	-801.4	-457.1	
	F	102.5	271.3	182.8	431.3	390.4	256.4	78.75	-132.4	-344.4	-457.1	

$$W_1^2 = 118.57$$

$$W_1 = 10.88 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.57 \text{ seg}$$



TERCER MODO DE VIBRACION

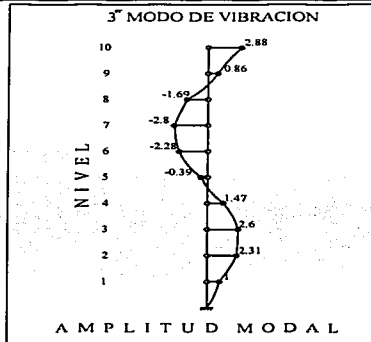
(METODO DE HOLZER)

W <sub>1</sub> puesta	Ki(ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99	RESIDUO
		0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
309.94	X	1	1	3.31	2.6	-1.2	-1.8	-2.28	-2.8	-1.69	0.86	2.88
	ΔX	1	1.4	0.2	-1.2	-1.8	-1.7	-0.4	1.1	2.3	1.9	0.003
	V	1013	714.2	92.1	-573.4	-916.6	-702.7	-208	488.7	899.1	691.8	
	F	265.9	622.1	666	342.7	-123.4	-584.6	-696.8	-410.4	207.1	691.8	

$$W_1^2 = 309.94$$

$$W_1 = 17.6 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.57 \text{ seg}$$



CUARTO MODO DE VIBRACION

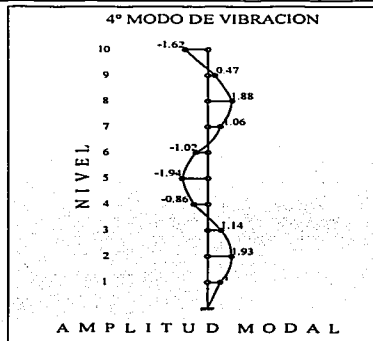
(METODO DE HOLZER)

W <sub>1</sub> puesta	Ki(ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99	RESIDUO
		0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
570.14	X	1	1.93	1.14	-0.86	-1.04	-1.02	1.06	1.88	0.47	-1.62	-0.006
	ΔX	1	0.91	-0.83	-2.12	-0.92	1.08	1.89	0.95	-1.40	-2.28	
	V	1013	483.2	-162.8	-996.4	-481.4	491.5	930.6	332.6	-539	-818.8	
	F	496.7	946	533.6	-515.1	-972.4	-439.1	498	971.6	279.7	-818.8	

$$W_1^2 = 570.14$$

$$W_1 = 23.8 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.26 \text{ seg}$$



QUINTO MODO DE VIBRACION

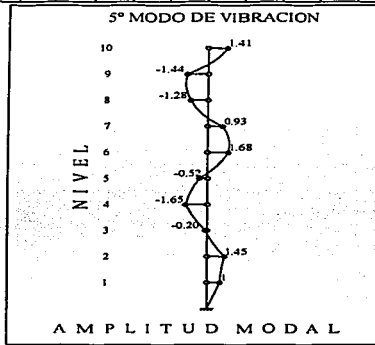
(METODO DE HOLZER)

W <sup>2</sup> supuesta	Ki(ton/cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99	RESIDUO
	m(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
893.88	X	1	1.45	-0.2	-1.58	-1.65	1.11	1.68	0.93	-1.28	-1.44	1.41
	ΔX	1	0.40	-1.55	-1.58	1.11	2.31	-0.49	-2.37	-0.29	3.23	0.004
	V	1013	211.6	-858.5	-745.2	581.3	1052	-244.2	-1161	-111.7	1159	
	F	768.4	1070	-113.3	-1326	-471.3	1296	916.4	-1019	-1271	1159	

$$W_1^2 = 893.88$$

$$W_1 = 29.89 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.21 \text{ seg}$$



SEXTO MODO DE VIBRACION

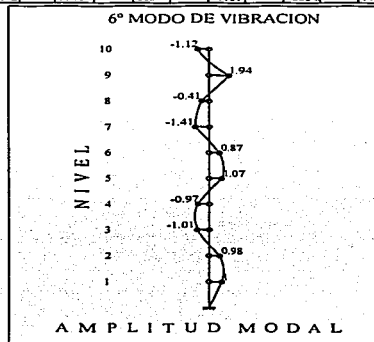
(METODO DE HOLZER)

W <sup>2</sup> supuesta	Ki(ton/cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99	RESIDUO
	m(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
1208.7	X	1	0.98	-1.01	-0.97	1.07	0.87	-1.41	-0.41	1.94	-1.12	
	ΔX	1	-0.17	-1.75	0.04	1.85	-0.16	-1.91	0.53	2.21	-2.51	-0.004
	V	1013	-93.68	-971.3	22.05	965.2	-75.8	-938.9	241.6	850.4	-900.2	
	F	1073	877.6	-993.3	-943.2	1041	861	-1181	-608.8	1750	-900	

$$W_1^2 = 1208.76$$

$$W_1 = 34.76 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.18 \text{ seg}$$



SEPTIMO MODO DE VIBRACION

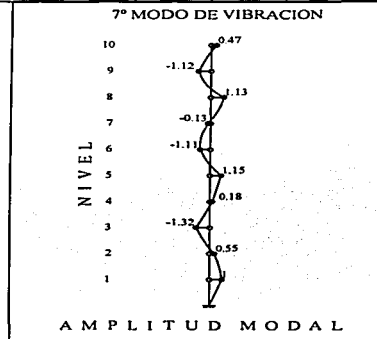
( METODO DE HOLZER )

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99	RESIDUO
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
	X	1	0.61	-1.49	1.28	0.71	-1.72	0.59	-1.31	1.13	-1.12	1.43
1493.87	ΔX	1	-0.61	-1.49	1.28	0.71	-1.72	0.59	-1.31	1.13	-1.12	1.43
	V	1013	-322.5	-825.5	600.4	369.3	-782.8	293.9	-594.6	411.1	-513.5	-0.005
	F	1302	501.0	-1426	1231	1152	-1077	-300.7	1406	-1323	513.5	

$$W_1^2 = 1493.87$$

$$W_1 = 38.65 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.16 \text{ seg}$$



OCTAVO MODO DE VIBRACION

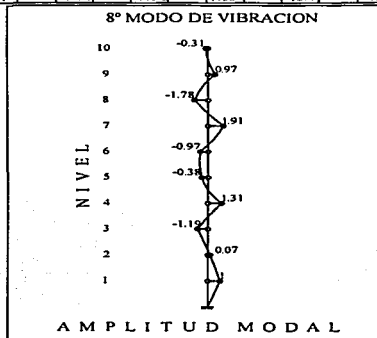
( METODO DE HOLZER )

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99	RESIDUO
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
	X	1	-1.13	-0.69	1.96	-1.63	-0.11	1.88	-2.34	1.66	-0.76	-0.31
1820.16	ΔX	1	-1.13	-0.69	1.96	-1.63	-0.11	1.88	-2.34	1.66	-0.76	-0.31
	V	1013	-508.5	-387.2	920.5	-850.6	-51.1	924.7	-1038	640.4	-372.8	-0.001
	F	1578	-211.3	-1308	1771	-799.4	-975.8	1918	-1699	613.2	-272.8	

$$W_1^2 = 1820.16$$

$$W_1 = 42.66 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.14 \text{ seg}$$



NOVENO MODO DE VIBRACION

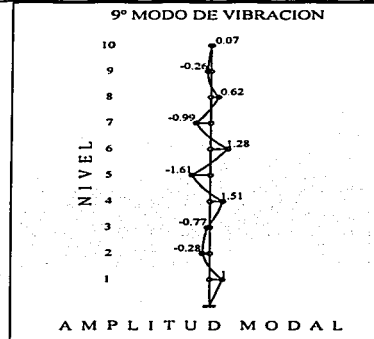
(METODO DE HOLZER)

W <sub>supuesta</sub>	K <sub>i</sub> (ton/cm) m <sub>i</sub> (ton-s <sup>2</sup> /cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99	RESIDUO				
	X	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	0.07				
2052.65	ΔX	1	-1.57	-0.28	0.36	1.22	-2.43	-1.61	2.80	1.28	-2.52	1.75	0.62	-0.87	0.31	0.002
	V	1013	-830.9	204.4	575.5	-1262	1275	-1236	790.2	1127	-317	112.6	-449.6	112.5		
	F	1810	-1035	-371.1	1837	-2537	2511	-2026	1127	-449.6	112.5					

$$W_1^2 = 2052.65$$

$$W_1 = 45.3 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2 \delta / W_1) = 0.13 \text{ seg}$$



DECIMO MODO DE VIBRACION

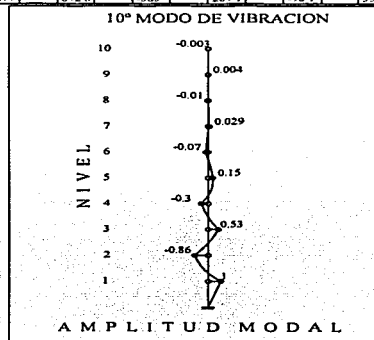
(METODO DE HOLZER)

W <sub>supuesta</sub>	K <sub>i</sub> (ton/cm) m <sub>i</sub> (ton-s <sup>2</sup> /cm)	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99	RESIDUO
	X	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	0.07
2444.05	ΔX	1	-2.02	1.829	-1.34	0.871	-0.53	0.291	-0.15	0.062	-0.03	-0.004
	V	1013	-1067	1013	-627	452.2	-240	142.8	-66.3	23.79	-11.9	-0.004
	F	2047	-2080	1640	-1079	692.6	-183	209.1	-90.1	35.69	-10.8	-0.004

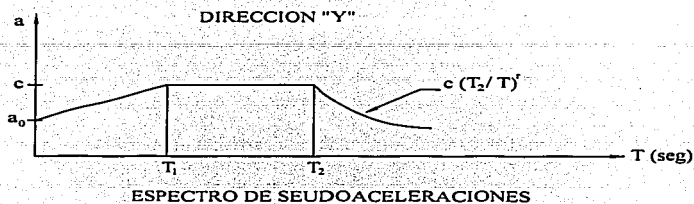
$$W_1^2 = 2444.05$$

$$W_1 = 49.43 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2 \delta / W_1) = 0.12 \text{ seg}$$



TESIS CON FALLA DE ORIGEN



DEACUERDO A LO ANTERIOR:

$$c = 0.20$$

$$a_0 = 0.08$$

$$T_1 = 0.5$$

$$T_2 = 2$$

$$r = 2/3$$

SUELO TIPO II

ZONA "B"

$$Q = 4$$

URUAPAN; MICH.

1<sup>er</sup> MODO →

$$T = 1.33 > T_1 = 0.5$$

$$Q' = Q = 4$$

2<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.57 > T_1 = 0.5$$

$$Q' = Q = 4$$

3<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.35 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.35/0.5) = 3.14$$

$$Q' = 3.14$$

4<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.26 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.26/0.5) = 2.57$$

$$Q' = 2.57$$

5<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.21 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.21/0.5) = 2.26$$

$$Q' = 2.26$$

6<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.18 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.18/0.5) = 2.08$$

$$Q' = 2.08$$

7<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.16 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.16/0.5) = 1.97$$

$$Q' = 1.97$$

8<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.14 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.14/0.5) = 1.88$$

$$Q' = 1.88$$

9<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.13 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.13/0.5) = 1.83$$

$$Q' = 1.83$$

10<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.12 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.12/0.5) = 1.76$$

$$Q' = 1.76$$

SEUDOACELERACIONES →

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_1 \quad , \quad \text{si } T < T_1$$

$$a = c \quad , \quad \text{si } T_1 \text{ entre } T_2$$

$$a = c(T_2/T)^r \quad , \quad \text{si } T > T_2$$

1<sup>er</sup> MODO →

$$T = 1.33 > T_1 = 0.5$$

$$a = c = 0.20$$

$$a = 0.20(981) = 196.2 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 196.2/4 = 49.05 \text{ cm}^2$$

2<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.57 > T_1 = 0.5$$

$$a = c = 0.20$$

$$a = 0.20(981) = 196.2 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 196.2/4 = 49.05 \text{ cm}^2$$

3<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.35 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.35/0.5) = 0.16$$

$$a = 0.16(981) = 162.53 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 162.53/3.1 = 51.76 \text{ cm}^2$$

4<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.26 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.26/0.5) = 0.14$$

$$a = 0.14(981) = 140.40 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 140.40/2.5 = 54.46 \text{ cm}^2$$

5<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.21 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.21/0.5) = 0.130$$

$$a = 0.130(981) = 127.92 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 127.92/2.2 = 56.60 \text{ cm}^2$$

6<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.18 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.18/0.5) = 0.12$$

$$a = 0.12(981) = 121.09 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 121.09/2.08 = 58.05 \text{ cm}^2$$

7<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.16 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.16/0.5) = 0.118$$

$$a = 0.118(981) = 116.85 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 116.85/1.96 = 59.07 \text{ cm}^2$$

8<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.14 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.14/0.5) = 0.113$$

$$a = 0.113(981) = 113.08 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 113.08/1.88 = 60.09 \text{ cm}^2$$

9<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.13 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.13/0.5) = 0.111$$

$$a = 0.111(981) = 111.20 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 111.20/1.83 = 60.63 \text{ cm}^2$$

10<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.12 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.12/0.5) = 0.110$$

$$a = 0.110(981) = 108.38 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 108.38/1.76 = 61.51 \text{ cm}^2$$

TRABAJE CON  
FALLA DE ORIGEN



ANALISIS SISMICO MODAL ESPECTRAL "Y"

	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 5	MODO 6	MODO 7	MODO 8	MODO 9	MODO 10												
$\Gamma$	0,085	0,099	0,096	0,11	0,087	0,076	0,095	0,05	0,06	0,228												
$\Delta_j$	49,05	49,05	51,73	54,46	56,6	58,05	59,08	60,09	60,64	61,51												
$W_j^2$	22	118,6	309,9	570,1	893,9	1209	1494	1820	2053	2444												
	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	$\sqrt{\Sigma U_{max}^2}$									
1	1	0,18951	1	0,04095	1	0,016023	1	0,010507	1	0,005509	1	0,000165	1	0,000376	1	0,001651	1	0,00177	1	0,005738	0,195078233	
2	2,77	0,52495	2,6	0,10648	2,31	0,037012	1,93	0,020279	1,45	0,007988	0,98	0,003577	0,55	0,002007	0,07	0,000116	-0,28	-0,0005	-0,86	-0,00491	0,537395273	
3	4,75	0,90018	3,88	0,1589	2,6	0,041659	1,14	0,011978	-0,2	-0,0011	-1,01	-0,003049	-1,32	-0,005	-1,19	-0,00196	-0,77	-0,00136	0,53	0,003041	0,915153301	
4	6,83	1,29436	4,44	0,18184	1,47	0,023553	-0,86	-0,00904	-1,65	-0,00909	-0,97	-0,00354	0,18	0,000665	1,31	0,002162	1,51	0,00258	-0,3	-0,00172	1,307358449	
5	8,74	1,65633	4,07	0,16668	-0,39	-0,00635	-1,94	-0,02038	-0,52	-0,00286	1,07	0,003905	1,15	0,00432	-0,38	-0,00063	-1,61	-0,00285	0,15	0,000861	1,664847234	
6	10,75	2,03725	2,71	0,11099	-2,28	-0,03653	-1,02	-0,01072	1,68	0,009255	0,87	0,003175	-1,11	-0,0042	-0,97	-0,0016	1,28	0,00227	-0,07	-0,0004	2,04065292	
7	12,52	2,37268	0,7	0,02867	-2,8	-0,04486	1,06	0,011138	0,93	0,005123	-1,41	-0,00515	-0,13	-0,0005	1,91	0,003153	-0,99	-0,00175	0,029	0,000166	2,37331958	
8	13,85	2,62473	-1,31	-0,0537	-1,69	-0,02708	1,88	0,019754	-1,28	-0,00705	-0,41	-0,0015	1,13	0,00425	-1,78	-0,00294	0,62	0,0011	-0,01	-5,7E-05	2,6255098	
9	15,02	2,84646	-3,45	-0,1413	0,86	0,01378	0,47	0,004938	-1,44	-0,00793	1,94	0,007081	-1,12	-0,0042	0,97	0,001601	-0,26	-0,00046	0,004	2,3E-05	2,850026269	
10	15,64	2,96396	-4,71	-0,1929	2,88	0,046145	-1,62	-0,01702	1,41	0,007767	-1,12	-0,00409	0,47	0,00177	-0,31	-0,00051	0,07	0,00012	-0,003	-1,7E-05	2,970648642	
NIVEL	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\sqrt{\Sigma \Delta_{rel}^2}$
1	0,18951	0,04095	0,01602	0,01051	0,00551	0,00365	0,00376	0,001651	0,00177	0,00574	0,195078233											
2	0,33544	0,06553	0,02099	0,00977	0,00248	-7E-05	-0,0017	-0,00154	-0,0023	-0,0107	0,34274913											
3	0,37523	0,05242	0,00465	-0,0083	-0,0091	-0,0073	-0,007	-0,00208	-0,0099	0,00798	0,379330154											
4	0,39418	0,02293	-0,0181	-0,021	-0,008	0,00015	0,00564	0,004127	0,00404	-0,0048	0,396014875											
5	0,36197	-0,0152	-0,0298	-0,0113	0,00622	0,00745	0,00364	-0,00279	-0,0055	0,00258	0,363894164											
6	0,38092	-0,0557	-0,0103	0,00967	0,01212	-0,0007	-0,0085	-0,00907	0,00512	-0,0013	0,386599848											
7	0,33544	-0,0823	-0,0083	0,02186	-0,0041	-0,0083	0,00368	0,004754	-0,004	0,00057	0,346379909											
8	0,25205	-0,0823	0,01779	0,00862	-0,0122	0,00365	0,00473	-0,00609	0,00285	-0,0002	0,266318088											
9	0,22173	-0,0876	0,04086	-0,0148	-0,0099	0,00858	-0,0085	0,004539	-0,0016	8E-05	0,242697959											
10	0,1175	-0,0516	0,03237	-0,022	0,0157	-0,0112	0,00597	-0,00211	0,00058	-4E-05	0,135683029											
K	ENTRE PISO	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$\sqrt{\Sigma V^2}$
1011,90	1	192,151	41,5248	16,2459	10,6536	5,58553	3,7007	3,80942	1,673673	1,79723	5,81806	197,7956728										
571,1	2	191,567	37,4224	11,9872	5,58064	1,41573	-0,0417	-0,9656	-0,87671	-1,2957	-6,0953	195,7440283										
508,56	3	190,828	26,6595	9,3607	-4,2214	-4,6236	-1,6938	-3,573	-0,15773	-0,4417	4,05628	192,9121432										
473,13	4	186,5	10,851	-8,5663	-9,9426	-3,7792	0,06907	2,66639	1,952464	1,9121	-2,2334	187,3665176										
491,73	5	178,714	-7,4815	-14,714	-5,6028	3,07344	3,67617	1,99934	-1,37733	-2,7305	1,27489	179,6654654										
431,84	6	164,496	-24,053	-13,077	-1,17445	5,23362	-0,3152	-3,6668	-0,42057	2,21216	-0,5452	166,9492784										
427,45	7	143,382	-35,187	-3,5614	9,34195	-1,7661	-3,5571	1,57285	2,032078	-1,7199	0,24282	148,0600919										
462,43	8	116,556	-38,066	8,22442	3,98427	-5,6298	1,6878	2,18911	-2,81666	1,31968	-0,1035	123,1534732										
373,78	9	83,8776	-32,759	15,2719	-5,5376	-0,3295	3,20597	-1,696735	-0,583	0,01003	90,71364311											
359,99	10	42,2978	-18,576	11,6514	-7,9054	3,65186	-4,0206	2,1505	-0,76061	0,21057	-0,0145	48,84453559										

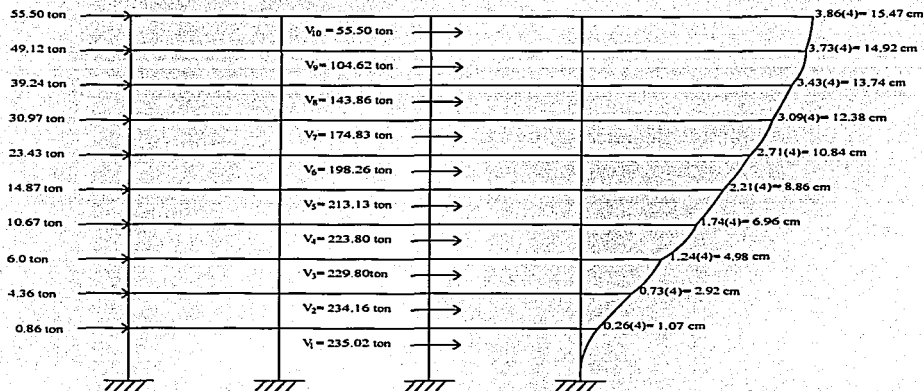
IMPRESO CON FALLA DE ORIGEN

CRITERIOS DE DISEÑO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES EN CONCRETO REFORZADO UTILIZANDO MARCOS DE CILINDROS

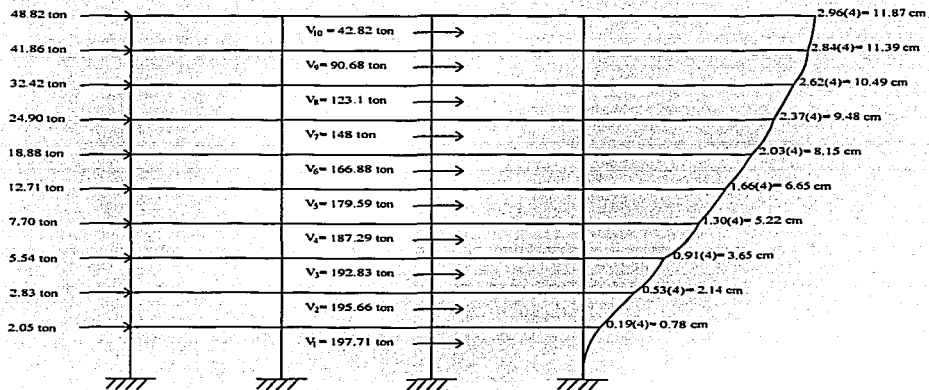
### III.8.- DESPLAZAMIENTOS

DEL ANALISIS SISMICO MODAL SE OBTUVO:

DIRECCION "X"



DIRECCION "Y"



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.8.1.- REVISIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS

DIRECCION "X"

H ACUMULADA		$\sqrt{\sum U_{max}^2}$		U MAX. PERMISIBLE	
410	cm	1,07	cm	4,1	cm
790	cm	2,92	cm	7,9	cm
1170	cm	4,98	cm	11,7	cm
1550	cm	6,96	cm	15,5	cm
1930	cm	8,86	cm	19,3	cm
2310	cm	10,86	cm	23,1	cm
2690	cm	12,38	cm	26,9	cm
3070	cm	13,74	cm	30,7	cm
3450	cm	14,92	cm	34,5	cm
3830	cm	15,47	cm	38,3	cm
H ENTREPISO		$\sqrt{\sum \Delta_{rel}^2}$		U MAX. PERMISIBLE	
410	cm	1,07	cm	4,1	cm
380	cm	1,85	cm	3,8	cm
380	cm	2,06	cm	3,8	cm
380	cm	1,98	cm	3,8	cm
380	cm	1,9	cm	3,8	cm
380	cm	2	cm	3,8	cm
380	cm	1,52	cm	3,8	cm
380	cm	1,36	cm	3,8	cm
380	cm	1,18	cm	3,8	cm
380	cm	0,55	cm	3,8	cm

OK cumple

OK cumple

$U_{MAX. PERMISIBLE} = 0.01H$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DIRECCION "Y"

H ACUMULADA		$\sqrt{\Sigma U_{max}^2}$		U MAX. PERMISIBLE	
410	cm	0,78	cm	4,1	cm
790	cm	2,14	cm	7,9	cm
1170	cm	3,65	cm	11,7	cm
1550	cm	5,22	cm	15,5	cm
1930	cm	6,65	cm	19,3	cm
2310	cm	8,15	cm	23,1	cm
2690	cm	9,48	cm	26,9	cm
3070	cm	10,49	cm	30,7	cm
3450	cm	11,39	cm	34,5	cm
3830	cm	11,87	cm	38,3	cm
H ENTREPISO		$\sqrt{\Sigma U_{rel}^2}$		U MAX. PERMISIBLE	
410	cm	0,78	cm	4,1	cm
380	cm	1,36	cm	3,8	cm
380	cm	1,51	cm	3,8	cm
380	cm	1,57	cm	3,8	cm
380	cm	1,43	cm	3,8	cm
380	cm	1,5	cm	3,8	cm
380	cm	1,33	cm	3,8	cm
380	cm	1,01	cm	3,8	cm
380	cm	0,9	cm	3,8	cm
380	cm	0,48	cm	3,8	cm

OK cumple

OK cumple

$U_{MAX. PERMISIBLE} = 0.01H$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.9.- CORTANTES SÍSMICOS TOTALES Y EFECTOS DE TORSION

DIRECCION "X"

ENTREPISO	MODAL (ton)	ESTATICO (ton)	80% ESTATICO	V DISEÑO (ton)
1	235,02	660,8	528,64	528,64
2	234,16	647,9	518,32	518,32
3	229,18	623,1	498,48	498,48
4	223,8	586,4	469,12	469,12
5	213,1	537,8	430,24	430,24
6	198,2	477,2	381,76	381,76
7	174,8	404,8	323,84	323,84
8	143,8	320,4	256,32	256,32
9	104,6	224,1	179,28	179,28
10	55,5	115,8	92,64	92,64

DIRECCION "Y"

ENTREPISO	MODAL (ton)	ESTATICO (ton)	80% ESTATICO	V DISEÑO (ton)
1	197,7	660,8	528,64	528,64
2	195,6	647,9	518,32	518,32
3	192,8	623,1	498,48	498,48
4	187,2	586,4	469,12	469,12
5	179,5	537,8	430,24	430,24
6	166,8	477,2	381,76	381,76
7	148	404,8	323,84	323,84
8	123,1	320,4	256,32	256,32
9	90,6	224,1	179,28	179,28
10	48,8	115,8	92,64	92,64

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### RIGIDECES DE ENTREPISO

#### DIRECCION "X"

MARCO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	219.2	126.2	111.268	112.25	110.9	97.125	112.08	101.085	83.915	93.5325
2	219.2	126.2	111.268	112.25	110.9	97.125	112.08	101.085	83.915	93.5325
3	219.2	126.2	111.268	112.25	110.9	97.125	112.08	101.085	83.915	93.5325
4	219.2	126.2	111.268	112.25	110.9	97.125	112.08	101.085	83.915	93.5325
$\Sigma$	876.8	504.8	445.07	449	443.6	388.5	448.3	404.34	335.66	374.13

#### DIRECCION "Y"

MARCO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A	202.786	114.22	101.712	94.626	98.746	86.368	85.49	92.486	74.756	71.998
B	202.786	114.22	101.712	94.626	98.746	86.368	85.49	92.486	74.756	71.998
C	202.786	114.22	101.712	94.626	98.746	86.368	85.49	92.486	74.756	71.998
D	202.786	114.22	101.712	94.626	98.746	86.368	85.49	92.486	74.756	71.998
E	202.786	114.22	101.712	94.626	98.746	86.368	85.49	92.486	74.756	71.998
$\Sigma$	1013.93	571.1	508.56	473.13	493.73	431.84	427.45	462.43	373.78	359.99

### CENTRO DE CORTANTE

NIVEL	FUERZAS SISMICAS		FUERZAS CORTANTES		Xi	Yi	FiyXi	FixYi	EFiyXi	EFixYi	Xci	Yci
	Fix	Fiy	Vix	Viy								
10	92,64	92,64	92,64	92,64	16	10,5	1482,2	972,72	1482,2	972,72	16,00	10,5
9	86,64	86,64	179,28	179,28	16	10,5	1386,2	909,72	2868,5	1882,4	16,00	10,5
8	77,04	77,04	256,32	256,32	16	10,5	1232,6	808,92	4101,1	2691,4	16,00	10,5
7	67,52	67,52	323,84	323,84	16,0	10,5	1079,6	708,96	5180,8	3400,3	16,00	10,5
6	57,92	57,92	381,76	381,76	16	10,5	926,72	608,16	6107,5	4008,5	16,00	10,5
5	48,48	48,48	430,24	430,24	16	10,5	775,68	509,04	6883,2	4517,5	16,00	10,5
4	38,88	38,88	469,12	469,12	16	10,5	622,08	408,24	7505,2	4925,8	16,00	10,5
3	29,36	29,36	498,48	498,48	16	10,5	469,76	308,28	7975	5234	16,00	10,5
2	19,84	19,84	518,32	518,32	16	10,5	317,44	208,32	8292,4	5442,4	16,00	10,5
1	10,38	10,38	528,70	528,70	16	10,5	166,08	109,094	8458,5	5551,5	16,00	10,5

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

T O R S I O N E N T R E P I S O 1							
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	528,7	0	21	2,1	-2,1	1110,27	-1110,27
Y	528,7	0	32	3,2	-3,2	1691,84	-1691,84
Xv = 16		Xt = 16		esx = 0		EKxjYtj^2 + EKyjXtj^2 = 183483,2	
Yv = 10,5		Yt = 10,5		esy = 0			

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO Vy		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
1	219,2	21	4603,2	10,5	2301,6	24166,8	132,175	13,927147	146,1021	21,22232	152,469	65,05296
2	219,2	14	3068,8	3,5	767,2	2685,2	132,175	4,6423822	136,8174	7,074106	138,940	48,11932
3	219,2	7	1534,4	-3,5	-767,2	2685,2	132,175	-4,6423822	136,8174	7,074106	138,940	48,11932
4	219,2	0	0	-10,5	-2301,6	24166,8	132,175	13,927147	146,1021	21,22232	152,469	65,05296
SUMA	876,8		9206,4			53704						iRIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO Vx		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
A	202,78	0	0	-16	-3244,48	51911,68	105,74	29,916314	135,6563	19,63258	141,54609	60,32948
B	202,78	8	1622,24	-8	-1622,24	12977,92	105,74	14,958157	120,6982	9,816291	123,64304	46,02574
C	202,78	16	3244,48	0	0	0	105,74	0	105,74	0	105,74	31,722
D	202,78	24	4866,72	8	1622,24	12977,92	105,74	14,958157	120,6982	9,816291	123,64304	46,02574
E	202,78	32	6488,96	16	3244,48	51911,68	105,74	29,916314	135,6563	19,63258	141,54609	60,32948
SUMA	1013,9		16222,4			129779,2						iRIGE!

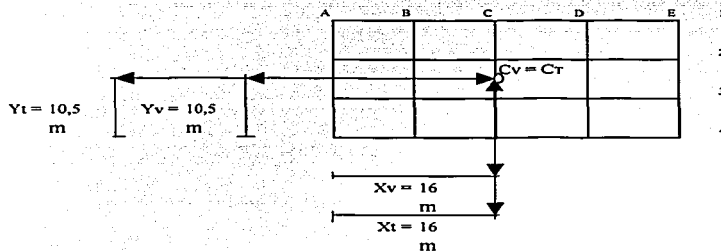
PARA CORTANTE EN "X"

e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!  
 e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!  
 e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!

FIGURA:



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 2							
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	518,3	0	21	2,1	-2,1	1088,43	-1088,43
Y	518,3	0	32	3,2	-3,2	1658,56	-1658,56
Xv = 16		Xt = 16		esx = 0		EKxjYtj^2 + EKyjXtj^2 = 104019,8	
Yv = 10,5		Yt = 10,5		esy = 0			

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO Vy		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
1	126,2	21	2650,2	10,5	1325,1	13913,55	129,575	13,865424	143,4404	21,12826	149,779	64,16039
2	126,2	14	1766,8	3,5	441,7	1545,95	129,575	4,6218079	134,1968	7,042755	136,310	47,3018
3	126,2	7	883,4	-3,5	-441,7	1545,95	129,575	4,6218079	134,1968	7,042755	136,310	47,3018
4	126,2	0	0	-10,5	-1325,1	13913,55	129,575	13,865424	143,4404	21,12826	149,779	64,16039
SUMA	504,8		5300,4			30919						iRIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO Vx		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
A	114,22	0	0	-16	-1827,52	29240,32	103,66	29,139179	132,7992	19,12259	138,53595	58,96234
B	114,22	8	913,76	-8	-913,76	7310,08	103,66	14,569589	118,2296	9,561293	121,09798	45,03017
C	114,22	16	1827,52	0	0	0	103,66	0	103,66	0	103,66	31,098
D	114,22	24	2741,28	8	913,76	7310,08	103,66	14,569589	118,2296	9,561293	121,09798	45,03017
E	114,22	32	3655,04	16	1827,52	29240,32	103,66	29,139179	132,7992	19,12259	138,53595	58,96234
SUMA	571,1		9137,6			73100,8						iRIGE!

PARA CORTANTE EN "X"

$$e1 = 2,1 < 0,2b = 4,2 \quad \text{iCUMPLE!}$$

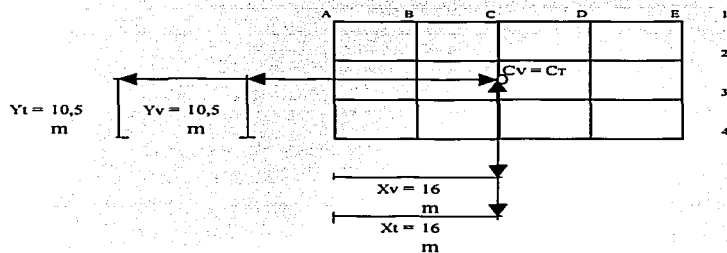
$$e2 = 2,1 < 0,2b = 4,2 \quad \text{iCUMPLE!}$$

PARA CORTANTE EN "Y"

$$e1 = 3,2 < 0,2b = 6,4 \quad \text{iCUMPLE!}$$

$$e2 = 3,2 < 0,2b = 6,4 \quad \text{iCUMPLE!}$$

FIGURA:



TRABAJA CON  
FALLA DE ORIGEN



T O R S I O N E N T R E P I S O 3

SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es+0.1b	e2 = es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
X	498,48	0	21	2,1	-2,1	1046,81	-1046,81
Y	498,48	0	32	3,2	-3,2	1595,14	-1595,14

$X_v = 16$        $X_t = 16$        $es_x = 0$        $EK_xjY_{tj}^2 + EK_yjX_{tj}^2 = 92353,1$   
 $Y_v = 10,5$        $Y_t = 10,5$        $es_y = 0$

EJE X	K <sub>xj</sub>	Y <sub>j</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>j</sub>	Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>x</sub>			EFECTO V <sub>y</sub>		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub> +0.3V <sub>x</sub>	0.3V <sub>y</sub> +V <sub>x</sub>
1	111,26	21	2336,46	10,5	1168,23	12266,42	124,62	13,241705	137,8617	20,17784	143,915	61,53635
2	111,26	14	1557,64	3,5	389,41	1362,935	124,62	4,4139017	129,0339	6,725945	131,052	45,43612
3	111,26	7	778,82	-3,5	-389,41	1362,935	124,62	4,4139017	129,0339	6,725945	131,052	45,43612
4	111,26	0	0	-10,5	-1168,23	12266,42	124,62	13,241705	137,8617	20,17784	143,915	61,53635
SUMA	445,04		4672,92			27258,7						¡RIGE!

EJE Y	K <sub>yj</sub>	X <sub>j</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>j</sub>	X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>y</sub>			EFECTO V <sub>x</sub>		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub> +0.3V <sub>x</sub>	0.3V <sub>y</sub> +V <sub>x</sub>
A	101,71	0	0	-16	-1627,36	26037,76	99,696	28,107996	127,804	18,44587	133,33776	56,78707
B	101,71	8	813,68	-8	-813,68	6509,44	99,696	14,053998	113,75	9,222936	116,51688	43,34794
C	101,71	16	1627,36	0	0	0	99,696	0	99,696	0	99,696	29,9088
D	101,71	24	2441,04	8	813,68	6509,44	99,696	14,053998	113,75	9,222936	116,51688	43,34794
E	101,71	32	3254,72	16	1627,36	26037,76	99,696	28,107996	127,804	18,44587	133,33776	56,78707
SUMA	508,6		8136,8			65094,4						¡RIGE!

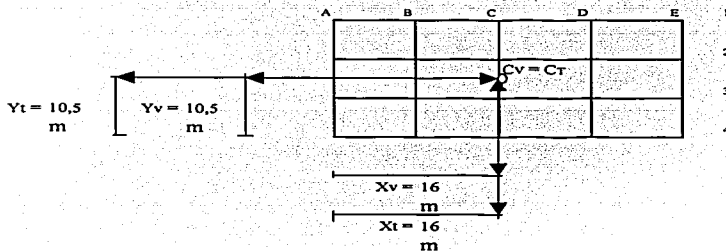
PARA CORTANTE EN "X"

$e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2$  ¡CUMPLE!  
 $e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2$  ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

$e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4$  ¡CUMPLE!  
 $e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4$  ¡CUMPLE!

FIGURA:



TRABAJOS CON  
FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 4							
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	469,12	0	21	2,1	-2,1	985,15	-985,15
Y	469,12	0	32	3,2	-3,2	1501,18	-1501,18
$X_v = 16$ $X_t = 16$ $e_s = 0$ $E K_{xj} Y_{tj}^2 + E K_{yj} X_{tj}^2 =$						88058,05	
$Y_v = 10,5$ $Y_t = 10,5$ $e_s = 0$							

EJE X	K <sub>xj</sub>	Y <sub>j</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>j</sub>	Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>x</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>y</sub>	V <sub>x</sub> +0.3V <sub>y</sub>	0.3V <sub>x</sub> +V <sub>y</sub>
1	112,25	21	2357,25	10,5	1178,625	12375,56	117,28	13,185902	130,4659	20,0928	136,494	59,23257
2	112,25	14	1571,5	3,5	392,875	1375,063	117,28	4,3953005	121,6753	6,697601	123,685	43,20019
3	112,25	7	785,75	-3,5	-392,875	1375,063	117,28	4,3953005	121,6753	6,697601	123,685	43,20019
4	112,25	0	0	-10,5	-1178,63	12375,56	117,28	13,185902	130,4659	20,0928	136,494	59,23257
SUMA	449		4714,5			27501,25						iRIGE!

EJE Y	K <sub>yj</sub>	X <sub>j</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>j</sub>	X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>y</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub> +0.3V <sub>x</sub>	0.3V <sub>y</sub> +V <sub>x</sub>
A	94,62	0	0	-16	-1513,92	24222,72	93,824	25,808799	119,6328	16,93702	124,71391	52,82686
B	94,62	8	756,96	-8	-756,96	6055,68	93,824	12,904399	106,7284	8,468512	109,26895	40,48703
C	94,62	16	1513,92	0	0	0	93,824	0	93,824	0	93,824	28,1472
D	94,62	24	2270,88	8	756,96	6055,68	93,824	12,904399	106,7284	8,468512	109,26895	40,48703
E	94,62	32	3027,84	16	1513,92	24222,72	93,824	25,808799	119,6328	16,93702	124,71391	52,82686
SUMA	473,1		7569,6			60556,8						iRIGE!

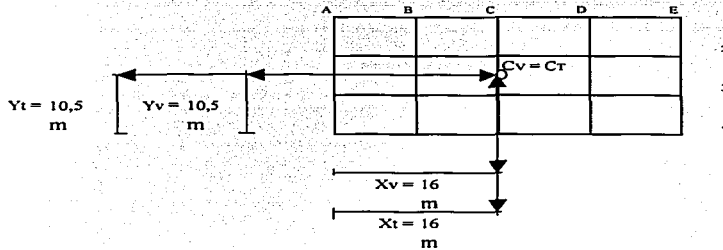
PARA CORTANTE EN "X"

$c1 = 2,1 < 0.2b = 4,2$  ¡CUMPLE!  
 $c2 = 2,1 < 0.2b = 4,2$  ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

$c1 = 3,2 < 0.2b = 6,4$  ¡CUMPLE!  
 $c2 = 3,2 < 0.2b = 6,4$  ¡CUMPLE!

FIGURA:



T O R S I O N E N T R E P I S O S								
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es+0.1b	e2 = es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2	
X	430,24	0	21	2,1	-2,1	903,50	-903,50	
Y	430,24	0	32	3,2	-3,2	1376,77	-1376,77	
Xv= 16		Xt= 16		esx= 0		EKxjYjtj^2+EKyjXtjt^2 =		90364,1
Yv= 10,5		Yt= 10,5		esy= 0				

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO Vy		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
1	110,9	21	2328,9	10,5	1164,45	12226,73	107,56	11,642735	119,2027	17,74131	124,525	53,50213
2	110,9	14	1552,6	3,5	388,15	1358,525	107,56	3,8809115	111,4409	5,91377	113,215	39,34604
3	110,9	7	776,3	-3,5	-388,15	1358,525	107,56	3,8809115	111,4409	5,91377	113,215	39,34604
4	110,9	0	0	-10,5	-1164,45	12226,73	107,56	11,642735	119,2027	17,74131	124,525	53,50213
SUMA	443,6		4657,8			27170,5						iRIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO Vx		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
A	98,74	0	0	-16	-1579,84	25277,44	86,048	24,070103	110,1181	15,796	114,8569	48,83144
B	98,74	8	789,92	-8	-789,92	6319,36	86,048	12,035051	98,08305	7,898002	100,45245	37,32292
C	98,74	16	1579,84	0	0	0	86,048	0	86,048	0	86,048	25,8144
D	98,74	24	2369,76	8	789,92	6319,36	86,048	12,035051	98,08305	7,898002	100,45245	37,32292
E	98,74	32	3159,68	16	1579,84	25277,44	86,048	24,070103	110,1181	15,796	114,8569	48,83144
SUMA	493,7		7899,2			63193,6						iRIGE!

PARA CORTANTE EN "X"

$$e1 = 2,1 < 0,2b = 4,2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

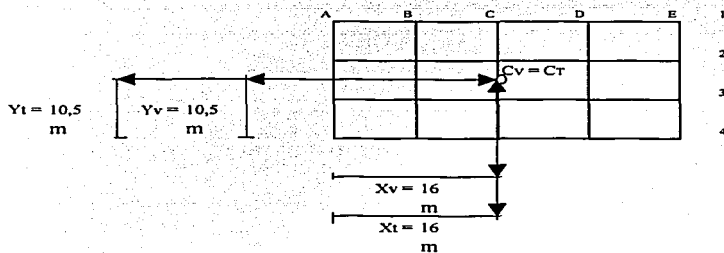
$$e2 = 2,1 < 0,2b = 4,2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

PARA CORTANTE EN "Y"

$$e1 = 3,2 < 0,2b = 6,4 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$e2 = 3,2 < 0,2b = 6,4 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

FIGURA:



**TRABAJA CON FALLA DE ORIGEN**

ESTÁ TRABAJO SE REALIZÓ EN LA ESCUELA...

T O R S I O N E N T R E P I S O 6							
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	381,76	0	21	2,1	-2,1	801,70	-801,70
Y	381,76	0	32	3,2	-3,2	1221,63	-1221,63
Xv = 16		Xt = 16		esx = 0		EKxjYtj^2 + EKyjXtj^2 = 79064,8	
Yv = 10,5		Yt = 10,5		esy = 0			

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy	Vx + 0.3Vy	0.3Vx + Vy
1	97,12	21	2039,52	10,5	1019,76	10707,48	95,44	10,340095	105,7801	15,75633	110,507	47,49036
2	97,12	14	1359,68	3,5	339,92	1189,72	95,44	3,4466982	98,8867	5,252112	100,462	34,91812
3	97,12	7	679,84	-3,5	-339,92	1189,72	95,44	3,4466982	98,8867	5,252112	100,462	34,91812
4	97,12	0	0	-10,5	-1019,76	10707,48	95,44	10,340095	105,7801	15,75633	110,507	47,49036
SUMA	388,48		4079,04			23794,4						iRIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy + 0.3Vx	0.3Vy + Vx
A	86,36	0	0	-16	-1381,76	22108,16	76,352	21,349605	97,7016	14,01068	101,90481	43,32116
B	86,36	8	690,88	-8	-690,88	5527,04	76,352	10,674802	87,0268	7,005339	89,128404	33,11338
C	86,36	16	1381,76	0	0	0	76,352	0	76,352	0	76,352	22,9056
D	86,36	24	2072,64	8	690,88	5527,04	76,352	10,674802	87,0268	7,005339	89,128404	33,11338
E	86,36	32	2763,52	16	1381,76	22108,16	76,352	21,349605	97,7016	14,01068	101,90481	43,32116
SUMA	431,8		6908,8			55270,4						iRIGE!

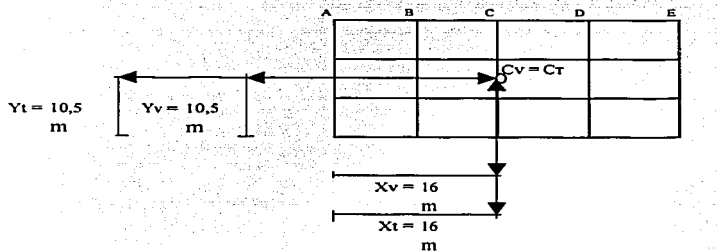
PARA CORTANTE EN "X"

e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!  
 e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!  
 e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!

FIGURA:



TEMA CON  
FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 7									
SENTIDO	V	es	b	$e1=1.5 es+0.1b$	$e2=es-0.1b$	$M1l=Ve1$	$M2=Ve2$		
X	323,84	0	21	2,1	-2,1	680,06	-680,06		
Y	323,84	0	32	3,2	-3,2	1036,29	-1036,29		
$Xv=16$		$Xt=16$		$esx=0$		$EKxjYtj^2+EKyjXtj^2=$		82173,2	
$Yv=10,5$		$Yt=10,5$		$esy=0$					

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy	$Vx+0.3Vy$
1	112,08	21	2353,68	10,5	1176,84	12356,82	80,96	9,7395077	90,69951	14,84115	95,152	42,05101
2	112,08	14	1569,12	3,5	392,28	1372,98	80,96	3,2465026	84,2065	4,947052	85,691	30,209
3	112,08	7	784,56	-3,5	-392,28	1372,98	80,96	3,2465026	84,2065	4,947052	85,691	30,209
4	112,08	0	0	-10,5	-1176,84	12356,82	80,96	9,7395077	90,69951	14,84115	95,152	42,05101
SUMA	448,32		4707,36			27459,6						iRIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy	$Vy+0.3Vx$
A	85,49	0	0	-16	-1367,84	21885,44	64,768	17,24986	82,01786	11,32022	85,413926	35,92558
B	85,49	8	683,92	-8	-683,92	5471,36	64,768	8,6249299	73,39293	5,66011	75,090963	27,67799
C	85,49	16	1367,84	0	0	0	64,768	0	64,768	0	64,768	19,4304
D	85,49	24	2051,76	8	683,92	5471,36	64,768	8,6249299	73,39293	5,66011	75,090963	27,67799
E	85,49	32	2735,68	16	1367,84	21885,44	64,768	17,24986	82,01786	11,32022	85,413926	35,92558
SUMA	427,5		6839,2			54713,6						iRIGE!

PARA CORTANTE EN "X"

$$e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

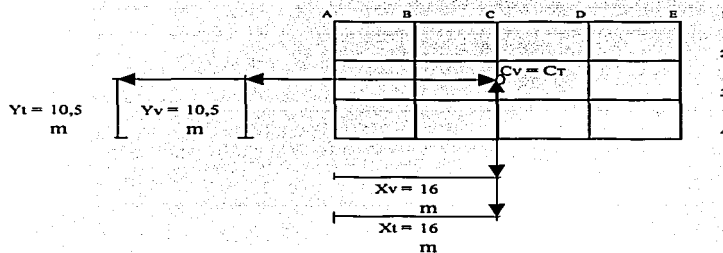
$$e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

PARA CORTANTE EN "Y"

$$e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

FIGURA:



TRABAJA CON FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 8							
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	256,32	0	21	2,1	-2,1	538,27	-538,27
Y	256,32	0	32	3,2	-3,2	820,22	-820,22
Xv = 16		Xt = 16		esx = 0		EKxjYtj^2 + EKyjXtj^2 = 83951,8	
Yv = 10,5		Yt = 10,5		esy = 0			

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO Vy		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy	Vx+0.3Vy
1	101,08	21	2122,68	10,5	1061,34	11144,07	64,08	6,8049715	70,88497	10,36948	73,996	31,63497
2	101,08	14	1415,12	3,5	353,78	1238,23	64,08	2,2683238	66,34832	3,456493	67,385	23,36099
3	101,08	7	707,56	-3,5	-353,78	1238,23	64,08	2,2683238	66,34832	3,456493	67,385	23,36099
4	101,08	0	0	-10,5	-1061,34	11144,07	64,08	6,8049715	70,88497	10,36948	73,996	31,63497
SUMA	404,32		4245,36			24764,6						¡RIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO Vx		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy	Vy+0.3Vx
A	92,48	0	0	-16	-1479,68	23674,88	51,264	14,456736	65,72074	9,487233	68,566906	29,20345
B	92,48	8	739,84	-8	-739,84	5918,72	51,264	7,2283682	58,49237	4,743617	59,915453	22,29133
C	92,48	16	1479,68	0	0	0	51,264	0	51,264	0	51,264	15,3792
D	92,48	24	2219,52	8	739,84	5918,72	51,264	7,2283682	58,49237	4,743617	59,915453	22,29133
E	92,48	32	2959,36	16	1479,68	23674,88	51,264	14,456736	65,72074	9,487233	68,566906	29,20345
SUMA	462,4		7398,4			59187,2						¡RIGE!

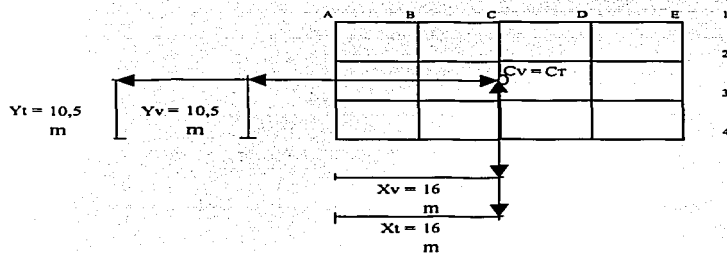
PARA CORTANTE EN "X"

e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!  
e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!  
e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!

FIGURA:



TRABAJO CON FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 9

SENTIDO	V	es	b	c1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Vc1	Mt2 = Ve2
X	179,28	0	21	2,1	-2,1	376,49	-376,49
Y	179,28	0	32	3,2	-3,2	573,70	-573,70

$X_v = 16$        $X_t = 16$        $es_x = 0$        $EK_x Y_{tj}^2 + EK_{y_j} X_{tj}^2 = 68397,95$   
 $Y_v = 10,5$        $Y_t = 10,5$        $es_y = 0$

EJE X	K <sub>xj</sub>	Y <sub>j</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>j</sub>	Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>x</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>y</sub>	V <sub>x</sub> + 0.3V <sub>y</sub>	0.3V <sub>x</sub> + V <sub>y</sub>
1	83,91	21	1762,11	10,5	881,055	9251,078	44,82	4,8496576	49,66966	7,389954	51,887	22,29085
2	83,91	14	1174,74	3,5	293,685	1027,898	44,82	1,6165525	46,43655	2,463318	47,176	16,39428
3	83,91	7	587,37	-3,5	-293,685	1027,898	44,82	1,6165525	46,43655	2,463318	47,176	16,39428
4	83,91	0	0	-10,5	-881,055	9251,078	44,82	4,8496576	49,66966	7,389954	51,887	22,29085
SUMA	335,64		3524,22			20557,95						¡RIGE!

EJE Y	K <sub>yj</sub>	X <sub>j</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>j</sub>	X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>y</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub> + 0.3V <sub>x</sub>	0.3V <sub>y</sub> + V <sub>x</sub>
A	74,75	0	0	-16	-1196	19136	35,856	10,031593	45,88759	6,583233	47,862563	20,34951
B	74,75	8	598	-8	-598	4784	35,856	5,0157966	40,8718	3,291617	41,859282	15,55316
C	74,75	16	1196	0	0	0	35,856	0	35,856	0	35,856	10,7568
D	74,75	24	1794	8	598	4784	35,856	5,0157966	40,8718	3,291617	41,859282	15,55316
E	74,75	32	2392	16	1196	19136	35,856	10,031593	45,88759	6,583233	47,862563	20,34951
SUMA	373,8		5980			47840						¡RIGE!

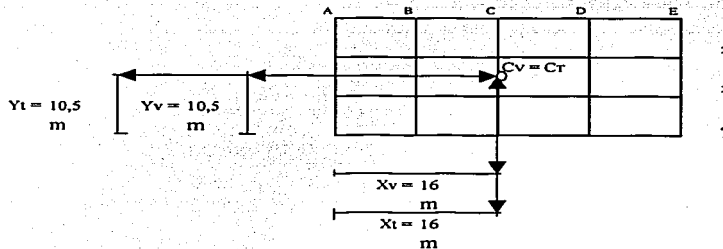
PARA CORTANTE EN "X"

$c1 = 2,1$        $<$        $0,2b = 4,2$       ¡CUMPLE!  
 $c2 = 2,1$        $<$        $0,2b = 4,2$       ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

$c1 = 3,2$        $<$        $0,2b = 6,4$       ¡CUMPLE!  
 $c2 = 3,2$        $<$        $0,2b = 6,4$       ¡CUMPLE!

FIGURA:



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 10

SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	92,64	0	21	2,1	-2,1	194,54	-194,54
Y	92,64	0	32	3,2	-3,2	296,45	-296,45
$X_v = 16$ $X_t = 16$ $es_x = 0$ $EK_xjY_{tj}^2 + EK_yjX_{tj}^2 =$ 68988,45 $Y_v = 10,5$ $Y_t = 10,5$ $es_y = 0$							

EJE X	K <sub>xj</sub>	Y <sub>j</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>j</sub>	Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>x</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>y</sub>	V <sub>x</sub> + 0.3V <sub>y</sub>	0.3V <sub>x</sub> + V <sub>y</sub>
1	93,53	21	1964,13	10,5	982,065	10311,68	23,16	2,7693745	25,92937	4,219999	27,195	11,99881
2	93,53	14	1309,42	3,5	327,355	1145,743	23,16	0,9231248	24,08312	1,406666	24,505	8,631604
3	93,53	7	654,71	-3,5	-327,355	1145,743	23,16	0,9231248	24,08312	1,406666	24,505	8,631604
4	93,53	0	0	-10,5	-982,065	10311,68	23,16	2,7693745	25,92937	4,219999	27,195	11,99881
SUMA	374,12		3928,26			22914,85						¡RIGE!

EJE Y	K <sub>yj</sub>	X <sub>j</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>j</sub>	X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>y</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub> + 0.3V <sub>x</sub>	0.3V <sub>y</sub> + V <sub>x</sub>
A	71,99	0	0	-16	-1151,84	18429,44	18,528	4,9495338	23,47753	3,248132	24,451973	10,29139
B	71,99	8	575,92	-8	-575,92	4607,36	18,528	2,4747669	21,00277	1,624066	21,489987	7,924896
C	71,99	16	1151,84	0	0	0	18,528	0	18,528	0	18,528	5,5584
D	71,99	24	1727,76	8	575,92	4607,36	18,528	2,4747669	21,00277	1,624066	21,489987	7,924896
E	71,99	32	2303,68	16	1151,84	18429,44	18,528	4,9495338	23,47753	3,248132	24,451973	10,29139
SUMA	360,0		5759,2			46073,6						¡RIGE!

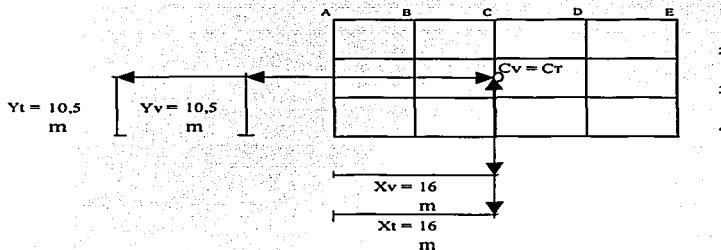
PARA CORTANTE EN "X"

e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!  
 e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!  
 e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!

FIGURA:



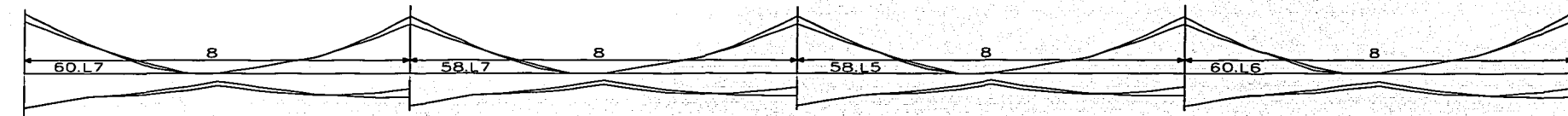
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



### III.10.- DISEÑO ESTRUCTURAL PARA $Q = 4$

ENVOLVENTE PARA MIEMBROS 51, 52, 53 Y 54

MOMENT MZ ENVELOPE



Y  
Z

J=220, M=510

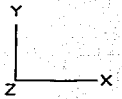
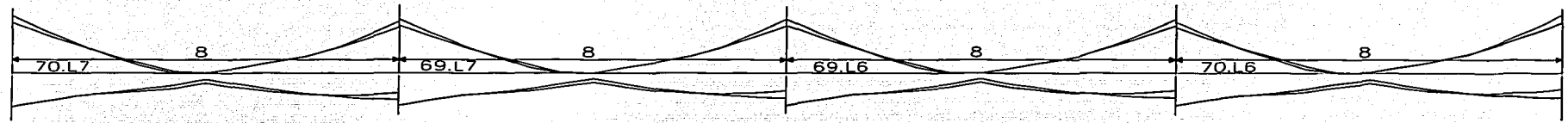
Maximum= 59.63

UNIT MET MTO

NO  
CON  
FALLA DE ORIGEN

ENVOLVENTE PARA VIGAS 55, 56, 57 Y 58

MOMENT MZ ENVELOPE



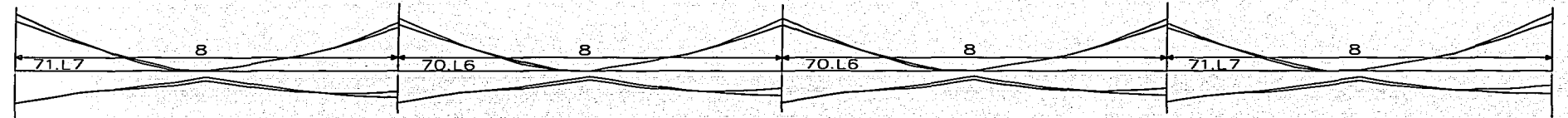
J=220,M=510

Maximum= 69.68

UNIT MET MTO

MOMENT MZ ENVELOPE

ENVOLVENTE PARA VIGAS 59, 60, 61 Y 62



Y  
Z X

J=220,M=510

Maximum= 70.78

UNIT MET MTO

PROCESADO CON  
FALTA DE ORIGEN

### III.11.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS 51, 55, 59

VIGA 51

#### FLEXION

#### CALCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

$$M_{max} (-) = 5963000 \text{ kg - cm}$$

$$M / bd^2 = 17,31$$

$$A_s (-) = 20,582 \text{ cm}^2$$

$$p = 0,00496$$

De las ayudas de diseño

$$M_{max} (+) = 4381000 \text{ kg - cm}$$

$$M / bd^2 = 12,72$$

$$A_s (+) = 14,776 \text{ cm}^2$$

$$p = 0,00356$$

De las ayudas de diseño

b	50	0,5
d	83	0,83
f'c	200	0,2
f* <sub>c</sub>	160	0,16
f <sub>y</sub>	4200	4,2
h	90	0,9

SE PROPONE :

PARA  $M_u (-)$  =

$$N = 7,22$$

$$8,00$$

Var #

$$6$$

Diam.

$$1,9$$

Separación según las NTC-96 :

$$X > 1,5 T.M.A \quad 2,865$$

$$DIAM. VAR \quad 1,9$$

PARA  $M_u (+)$  =

$$N = 5,18$$

$$6,00$$

Var #

$$6$$

Diam.

$$1,9$$

$$X = 3,54$$

cm

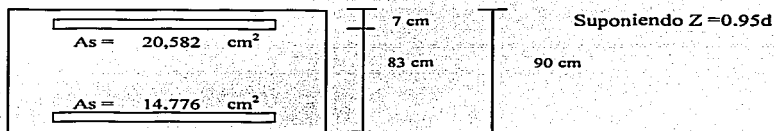
VERDADERO

#### DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

#### CALCULO DE REFUERZO TRANSVERSAL ( Estribos verticales )

Las fuerzas cortantes de diseño  $V_u$  se obtendrán del equilibrio de la viga de acuerdo con el inciso 5.2.4 NTC-96.

Momentos resistentes en los extremos de las vigas, sin factor de reducción y con el esfuerzo en el acero de tensión de 1.25  $f_y$ .



$$M_R = 1.25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot Z$$

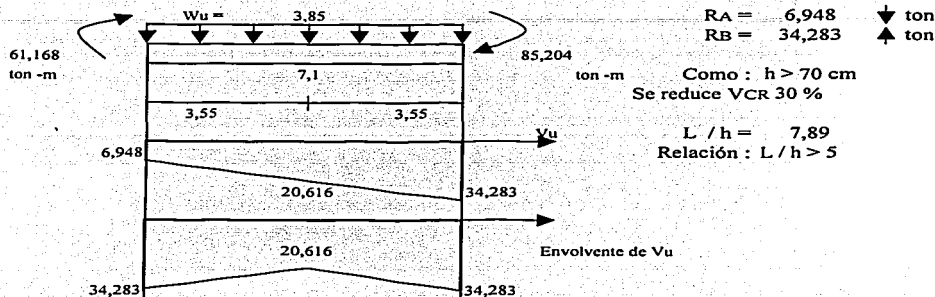
$$M_R (-) = 8520357 \text{ kg - cm}$$

$$85,204 \text{ ton -m}$$

$$M_R (+) = 6116778 \text{ kg - cm}$$

$$61,168 \text{ ton -m}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



$$e = 0,00248 < 0,01$$

VERDADERO

Por lo tanto :

$$VCR = FR \cdot b \cdot d (0,20 + 30 e) \sqrt{f^*c}$$

$$V_u / 2 = 17141,59 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ sismo} = 12790$$

$$V_u = 34283,18 \text{ kg} < 17141,59$$

VERDADERO

Por lo tanto se tomará en cuenta el VCR.

$$V_u \text{ max} = 2 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c}$$

$$V_u \text{ max} = 83990,1 \text{ kg}$$

$$VCR = 10082,80 \text{ kg}$$

Reducción del 30 %

$$VCR = 7057,962 \text{ kg}$$

$$1,5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c} = 62992,57 \text{ kg}$$

$$\text{Como : } V_u > VCR$$

$$\text{Pero : } V_u < 1,5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c}$$

VERDADERO

VERDADERO

Por lo tanto :

Utilizando EST # 3 DE DOS RAMAS

$$S_{nec} = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - VCR} \leq \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3,5 b}$$

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - VCR} \quad 14,55 \text{ cm}$$

RIGE : 14,55

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3,5 b} \quad 27,26 \text{ cm}$$

Además : la separación de estribos no deberá ser menor de 0.5 d.

$$S_{max} = 0,5 d \quad 41,5 \text{ cm}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### ESTRIBOS EN LA ZONA CENTRAL

$$\begin{aligned}
 V_u &= 20615,68 \text{ kg} \\
 e &= 0,00248 < 0,01 && \text{VERDADERO} \\
 V_{CR} &= FR \cdot b \cdot d (0,20 + 30e) \sqrt{f_c} \\
 V_{CR} &= 10082,8 \text{ kg} \\
 \text{Reducción del 30 \%} \\
 V_{CR} &= 7057,962 \text{ kg} \\
 V_u &= 20615,68 \text{ kg} > V_{CR} = 7057,96 && \text{VERDADERO} \\
 1,5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} &= 62992,57 \text{ kg} \\
 \text{Además : } V_u &< 1,5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}
 \end{aligned}$$

$$S_{nec} = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3,5 b}$$

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{CR}} \quad 29,209 \text{ cm}$$

RIGE : 27,26

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3,5 b} \quad 27,264 \text{ cm}$$

Además : la separación de estribos no deberá ser menor de 0.5 d.

$$S_{max} = 0,5 d \quad 41,5 \text{ cm}$$

### REFUERZO TRANSVERSAL POR CONFINAMIENTO ( Según 5.2.3 NTC-96 )

$$\begin{aligned}
 0,25 d &= 20,75 \text{ cm} \\
 8 db &= 15,2 \text{ cm} \\
 24 de &= 22,8 \text{ cm} \\
 30 \text{ cm} &= 30 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

RIGE : 15,2

$$\text{RIGE : } 14,55$$

Por lo tanto, rige :

SE COLOCARAN EST # 3 DE DOS RAMAS @ 14 cm

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.11.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS 51, 55, 59

VIGA 55

#### FLEXION

#### CALCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

Mmax (-) = 6968000 kg - cm

M / bd<sup>2</sup> = 20,23

As (-) = 24,430 cm<sup>2</sup>

p = 0,00589

De las ayudas de diseño

Mmax (+) = 5150000 kg - cm

M / bd<sup>2</sup> = 14,95

As (+) = 17,563 cm<sup>2</sup>

p = 0,00423

De las ayudas de diseño

b	50	0,5
d	83	0,83
f'c	200	0,2
f*c	160	0,16
f'c	136	0,136
fy	4200	4,2
h	90	0,9

SE PROPONE :

PARA Mu (-) =

N = 8,57

9,00

Var #

6

Diam.

1,9

Separación según las NTC-96 :

X > | 1.5 T.M.A 2,865  
DIAM. VAR 1,9

PARA Mu (+) =

N = 6,16

7,00

Var #

6

Diam.

1,9

X = 3,27 cm

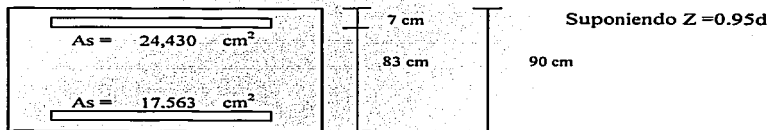
VERDADERO

#### DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

#### CALCULO DE REFUERZO TRANSVERSAL ( Estribos verticales )

Las fuerzas cortantes de diseño Vu se obtendrán del equilibrio de la viga de acuerdo con el inciso 5.2.4 NTC-96.

Momentos resistentes en los extremos de las vigas, sin factor de reducción y con el esfuerzo en el acero de tensión de 1.25 fy.

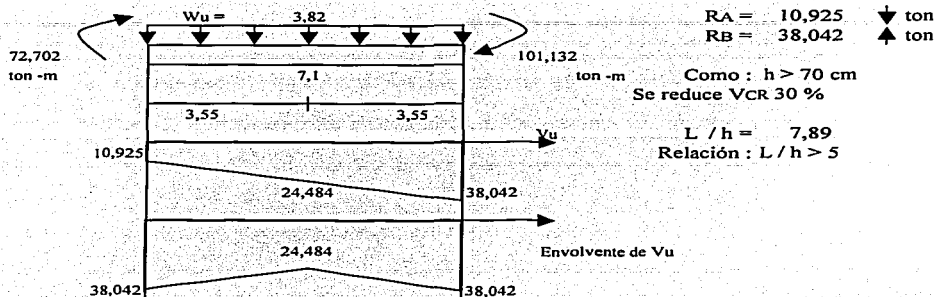


MR = 1.25 · As · fy · Z

MR (-) = 10113164 kg - cm      101,132 ton -m

MR (+) = 7270218 kg - cm      72,702 ton -m

TECNO CON  
FALLA DE ORIGEN



$$e = 0,002943 < 0,01$$

VERDADERO

Por lo tanto :

$$VCR = FR \cdot b \cdot d (0,20 + 30 e) \sqrt{f^*c}$$

$$V_u / 2 = 19020,90 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ sismo} = 15090 < 19020,9$$

VERDADERO

Por lo tanto se tomará en cuenta el VCR.

$$V_u = 38041,8 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ max} = 2 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c}$$

$$V_u \text{ max} = 83990,1 \text{ kg}$$

$$VCR = 10593,84 \text{ kg}$$

Reducción del 30 %

$$VCR = 7415,687 \text{ kg}$$

$$1,5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c} = 62992,57 \text{ kg}$$

$$\text{Como : } V_u > VCR$$

$$\text{Pero : } V_u < 1,5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c}$$

VERDADERO

Por lo tanto :

Utilizando EST # 3 DE DOS RAMAS

$$S_{nec} = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - VCR} \leq \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3,5 b}$$

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - VCR} \quad 12,93 \text{ cm}$$

RIGE : 12,93

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3,5 b} \quad 27,26 \text{ cm}$$

Además : la separación de estribos no deberá ser menor de 0.5 d.

$$S_{max} = 0,5 d \quad 41,5 \text{ cm}$$

TITIS CON  
FALLA DE ORIGEN



### ESTRIBOS EN LA ZONA CENTRAL

$$\begin{aligned}
 V_u &= 24483,64 \text{ kg} \\
 e &= 0,002943 < 0,01 && \text{VERDADERO} \\
 VCR &= FR \cdot b \cdot d (0,20 + 30 e) \sqrt{f_c} \\
 VCR &= 10593,84 \text{ kg} \\
 \text{Reducción del 30 \%} \\
 VCR &= 7415,687 \text{ kg} \\
 V_u &= 24483,64 \text{ kg} > VCR = 7415,69 && \text{VERDADERO} \\
 1.5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} &= 62992,57 \text{ kg} \\
 \text{Además: } V_u &< 1.5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}
 \end{aligned}$$

$$S_{nec} = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - VCR} \leq \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3,5 b}$$

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - VCR} \quad 23,202 \text{ cm} \quad \text{RIGE: } 23,20$$

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3,5 b} \quad 27,264 \text{ cm}$$

Además : la separación de estribos no deberá ser menor de 0.5 d.

$$S_{max} = 0,5 d \quad 41,5 \text{ cm}$$

### REFUERZO TRANSVERSAL POR CONFINAMIENTO ( Según 5.2.3 NTC-96 )

$$\begin{aligned}
 0,25 d &= 20,75 \text{ cm} \\
 8 db &= 15,2 \text{ cm} && \text{RIGE: } 15,2 \\
 24 de &= 22,8 \text{ cm} \\
 30 \text{ cm} &= 30 \text{ cm} \\
 \text{RIGE: } &12,93
 \end{aligned}$$

Por lo tanto, rige :

SE COLOCARAN EST: # 3 DE DOS RAMAS @ 12 cm

TRABAJA CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.11.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS 51, 55, 59

VIGA 59

#### FLEXION

#### CALCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

$$M_{max} (-) = 7078000 \text{ kg - cm}$$

$$M / bd^2 = 20,55$$

$$A_s (-) = 24,859 \text{ cm}^2$$

$$p = 0,00599$$

De las ayudas de diseño

$$M_{max} (+) = 5123000 \text{ kg - cm}$$

$$M / bd^2 = 14,87$$

$$A_s (+) = 17,464 \text{ cm}^2$$

$$p = 0,00421$$

De las ayudas de diseño

b	50	0,5
d	83	0,83
f'c	200	0,2
f*c	160	0,16
f'c	136	0,136
fy	4200	4,2
h	90	0,9

SE PROPONE :

PARA  $M_u (-) =$

$$N = 8,72 \quad 9,00$$

Var #

6

Diam.

1,9

Separación según las NTC-96 :

$$X > \begin{cases} 1,5 \text{ T.M.A} & 2,865 \\ \text{DIAM. VAR} & 1,9 \end{cases}$$

PARA  $M_u (+) =$

$$N = 6,13 \quad 7,00$$

Var #

6

Diam.

1,9

$$X = 3,27 \quad \text{cm}$$

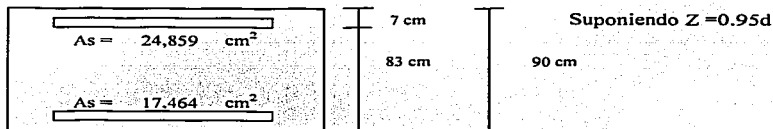
VERDADERO

#### DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

#### CALCULO DE REFUERZO TRANSVERSAL ( Estribos verticales )

Las fuerzas cortantes de diseño  $V_u$  se obtendrán del equilibrio de la viga de acuerdo con el inciso 5.2.4 NTC-96.

Momentos resistentes en los extremos de las vigas, sin factor de reducción y con el esfuerzo en el acero de tensión de 1.25  $f_y$ .

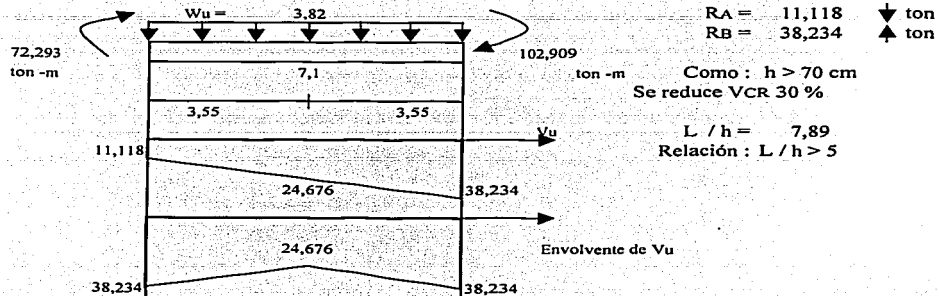


$$M_R = 1.25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot Z$$

$$M_R (-) = 10290898 \text{ kg - cm} \quad 102,909 \text{ ton -m}$$

$$M_R (+) = 7229255 \text{ kg - cm} \quad 72,293 \text{ ton -m}$$

FECHA CON  
FALLA DE ORIGEN



$$e = 0,002995 < 0,01 \quad \text{VERDADERO}$$

Por lo tanto :

$$VCR = FR \cdot b \cdot d (0,20 + 30 e) \sqrt{f^*c}$$

$$Vu / 2 = 19117,22 \text{ kg}$$

$$Vu \text{ sismo} = 15010 < 19117,22 \quad \text{VERDADERO}$$

$$Vu = 38234,43 \text{ kg}$$

$$Vu \text{ max} = 2 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c}$$

$$Vu \text{ max} = 83990,1 \text{ kg}$$

$$VCR = 10650,86 \text{ kg}$$

Reducción del 30 %

$$VCR = 7455,604 \text{ kg}$$

$$1,5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c} = 62992,57 \text{ kg}$$

$$\text{Como : } Vu > VCR \quad \text{VERDADERO}$$

$$\text{Pero : } Vu < 1,5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*c} \quad \text{VERDADERO}$$

Por lo tanto :

Utilizando EST # 3 DE DOS RAMAS

$$S_{nec} = \frac{FR \cdot Av \cdot fy \cdot d}{Vu - VCR} \leq \frac{FR \cdot Av \cdot fy}{3,5 b}$$

$$S = \frac{FR \cdot Av \cdot fy \cdot d}{Vu - VCR} \quad 12,87 \text{ cm}$$

RIGE : 12,87

$$S = \frac{FR \cdot Av \cdot fy}{3,5 b} \quad 27,26 \text{ cm}$$

Además : la separación de estribos no deberá ser menor de 0.5 d.

$$S_{\text{max}} = 0,5 d \quad 41,5 \text{ cm}$$

### ESTRIBOS EN LA ZONA CENTRAL

$$\begin{aligned}
 V_u &= 24676,27 \text{ kg} \\
 e &= 0,002995 < 0,01 && \text{VERDADERO} \\
 V_{CR} &= FR \cdot b \cdot d (0.20 + 30 e) \sqrt{f_c} \\
 V_{CR} &= 10650,86 \text{ kg} \\
 \text{Reducción del 30 \%} \\
 V_{CR} &= 7455,604 \text{ kg} \\
 V_u &= 24676,27 \text{ kg} > V_{CR} = 7455,60 && \text{VERDADERO} \\
 1.5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} &= 62992,57 \text{ kg} \\
 \text{Además : } V_u &< 1.5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}
 \end{aligned}$$

$$S_{nec} = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{CR}} \quad 22,996 \text{ cm} \quad \text{RIGE : } 23,00$$

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3.5 b} \quad 27,264 \text{ cm}$$

Además : la separación de estribos no deberá ser menor de 0.5 d.

$$S_{max} = 0.5 d \quad 41,5 \text{ cm}$$

### REFUERZO TRANSVERSAL POR CONFINAMIENTO ( Según 5.2.3 NTC-96 )

$$\begin{aligned}
 0.25 d &= 20,75 \text{ cm} \\
 8 db &= 15,2 \text{ cm} && \text{RIGE : } 15,2 \\
 24 de &= 22,8 \text{ cm} \\
 30 \text{ cm} &= 30 \text{ cm} \\
 \text{RIGE : } &12,87
 \end{aligned}$$

Por lo tanto, rige :

SE COLOCARAN EST # 3 DE DOS RAMAS @ 12 cm

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.11.1.- REVISIÓN DE LAS DEFLEXIONES DE DOS VIGAS CRITICAS

DEFLEXIONES PARA LA VIGA MARCO B  
DEL N-9 EJE "Y"

$$A_s (-) = 17,58 \text{ cm}^2$$

$$A_s (+) = 8,27 \text{ cm}^2$$

$$W = 39 \text{ kg/cm}$$

$$L = 700 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$d = 78 \text{ cm}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 0,0036823$$

CONSTANTES :

$$E_C = 8000 \cdot \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

$$E_C = 113137,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_S = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_S = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_S}{E_C} = 18,562$$

$$(n - 1) = 17,562$$

CALCULO DE I<sub>1</sub> :

$$nA_{SI} = 326,312 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1)A_{SI} = 145,234 \text{ cm}^2$$

SECCION TRANSFORMADA AGRIETADA 1 :

Tomando momentos estáticos de las áreas respecto al eje neutro :

$$nA_{SI} (d - c) = bc \cdot \frac{c}{2} + (n - 1)A_{SI} (c - 7)$$

$$326,312 (78 - c) = 45 \cdot c (c / 2) + 145,234 (c - 7)$$

$$22,5 c^2 + 471,546 c - 26468,982$$

Resolviendo :

$$c = 25,38 \text{ cm}$$

$$nA_{SI} (d - c)^2 = 903346,02$$

$$\frac{b \cdot c^3}{3} = 245367,56$$

$$(n - 1)A_{SI} (c - 7)^2 = 49089,72$$

$$\sum I_1 = 1197803,30 \text{ cm}^4$$

ESTE MOMENTO DE INERCIA SE UTILIZARÁ PARA TODA LA VIGA, YA QUE COMO CORRE EL ÁREA DE ACERO POR TODA LA VIGA LOS MOMENTOS SERÁN LOS MISMOS.

DEFLEXIÓN INMEDIATA BAJO LA CARGA MUERTA Y VIVA MEDIA:

$$\Delta_i = \frac{WL^4}{185 E_c I}$$

$$\begin{aligned} W &= 39 && \text{kg/cm} \\ L &= 700 && \text{cm} \\ \Delta_i &= 0,374 && \text{cm} \end{aligned}$$

DEFLEXION DIFERIDA BAJO LA CARGA MUERTA Y VIVA MEDIA :

$$\Delta_d = \Delta_i \frac{4}{(1+50 p^*)} \quad \text{Ecuación 2,37 para concreto clase 2}$$

CUANTÍA QUE SE USARÁ :

$$\begin{aligned} p^* &= 0,003682 \\ \Delta_d &= 1,2617 && \text{cm} \end{aligned}$$

DEFLEXION TOTAL :

$$\Delta_T = 1,6352 \quad \text{cm}$$

POR LO TANTO :

$$\frac{700}{240} = 2,9167 \quad \text{cm}$$

VERDADERO

OK CUMPLE!

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**DEFLEXIONES PARA LA VIGA MARCO A DEL N-9 EJE " Y "**

$$\begin{aligned} A_s (-) &= 15,02 \text{ cm}^2 \\ A_s (+) &= 9,38 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= 21,78 \text{ kg/cm} \\ L &= 700 \text{ cm} \\ b &= 45 \text{ cm} \\ d &= 78 \text{ cm} \\ h &= 85 \text{ cm} \\ f_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ p' &= 0,0034758 \end{aligned}$$

CONSTANTES :

$$E_C = 8000 \cdot \sqrt{f_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$E_C = 113137,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_S = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_S = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_S}{E_C} = 18,562$$

$$(n - 1) = 17,562$$

CALCULO DE I<sub>t</sub> :

$$nA_{S1} = 278,795 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1)A'_{S1} = 164,727 \text{ cm}^2$$

SECCION TRANSFORMADA AGRIETADA 1 :

Tomando momentos estáticos de las áreas respecto al eje neutro :

$$nA_{S1} (d - c) = bc \cdot \frac{c}{2} + (n - 1) A'_{S1} (c - 7)$$

$$278,795 (78 - c) = 45 \cdot c \cdot (c / 2) + 164,727 (c - 7)$$

$$22,5 c^2 + 443,522 c - 22899,065$$

Resolviendo :

$$c = 23,53 \text{ cm}$$

$$nA_{S1} (d - c)^2 = 827064,35$$

$$\frac{b \cdot c^3}{3} = 195507,89$$

$$(n - 1)A'_{S1} (c - 7)^2 = 45030,64$$

$$\Sigma I_1 = 1067602,88 \text{ cm}^4$$

ESTE MOMENTO DE INERCIA SE UTILIZARÁ PARA TODA LA VIGA, YA QUE COMO CORRE EL ÁREA DE ACERO POR TODA LA VIGA LOS MOMENTOS SERÁN LOS MISMOS.

DEFLEXIÓN INMEDIATA BAJO LA CARGA MUERTA Y VIVA MEDIA:

$$\Delta_i = \frac{WL^4}{185 E_C I}$$

$$\begin{aligned} W &= 21,78 & \text{kg/cm} \\ L &= 700 & \text{cm} \\ \Delta_i &= 0,234 & \text{cm} \end{aligned}$$

DEFLEXION DIFERIDA BAJO LA CARGA MUERTA Y VIVA MEDIA :

$$\Delta_d = \Delta_i \frac{4}{(1+50 p')}$$

Ecuación 2,37 para concreto clase 2

CUANTÍA QUE SE USARÁ :

$$\begin{aligned} p' &= 0,003476 \\ \Delta_d &= 0,7975 & \text{cm} \end{aligned}$$

DEFLEXION TOTAL :

$$\Delta_T = 1,0315 \quad \text{cm}$$

POR LO TANTO :

$$\frac{700}{240} = 2,9167 \quad \text{cm}$$

VERDADERO

OK CUMPLE!

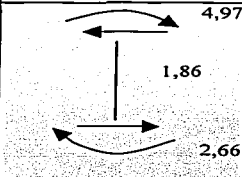
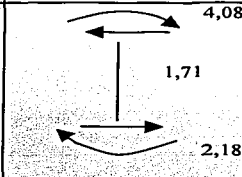
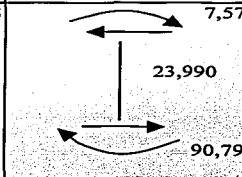
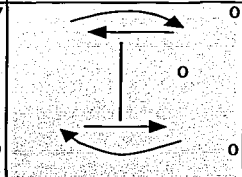
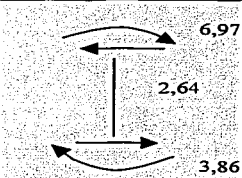
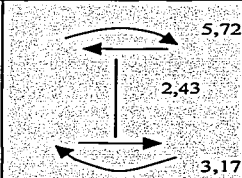
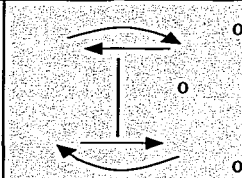
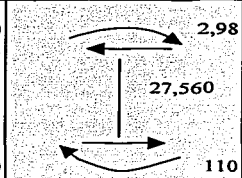
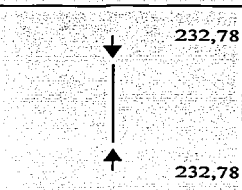
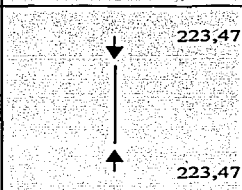
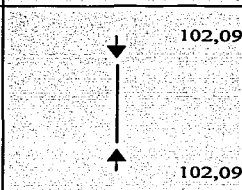
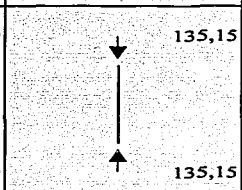
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



### III.12.- DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DE LA COLUMNA 1 - A

( Fuerzas en ton y Momentos en ton-m )

N - 1

	CM + CV max	CM + CV inst	Sismo Dirección X	Sismo Dirección Y
Dirección X				
Dirección Y				
Vertical				

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

( Fuerzas en ton y Momentos en ton-m )

N - 2

	CM + CV max	CM + CV inst	Sismo Dirección X	Sismo Dirección Y
Dirección X				
Dirección Y				
Vertical				

TEMA CON FALLA DE ORIGEN

### III.13.- DIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA N - 1

#### III.13.1.- EFECTOS DE ESBELTEZ

#### COLUMNA DE ESQUINA :

RIGIDEZES RELATIVAS ( I / L ) cm<sup>3</sup>

DIRECCION "X"

17861	3797
17861	3797
16555	

DIRECCION "Y"

17861	3290
17861	3290
16555	

REVISION PARA VER SI SE PUEDEN DESPRECIAR LOS EFECTOS DE ESBELTEZ:

DIRECCION "X"  
LONGITUD EFECTIVA:

$$\text{EXTREMO SUPERIOR } \Psi = \frac{35722}{3797} = 9,41$$

$$\text{EXTREMO INFERIOR } \Psi = \frac{0}{0} = 0,00$$

CARGAS VERTICALES NO CAUSAN DESPLAZAMIENTO LATERAL (INCISO 1.3.2 b)  
DE LA FIG. 1.1a DE LAS NORMAS :

$$K = 0,68$$

$$H' = L \cdot K$$

$$H' = 217,6 \text{ cm}$$

LOS EFECTOS PUEDEN DESPRECIARSE SI:

$$H' / r \leq 34 - 12 M_1 / M_2 \quad (\text{INCISO 1.3.2b})$$

$$M_1 = 2,66 \quad \text{Por lo tanto:} \quad M_1 / M_2 = 0,535$$

$$M_2 = 4,97$$

$$H' / r = 7,64$$

$$34 - 12 M_1 / M_2 = 27,58$$

$$27,58 > H' / r$$

VERDADERO

POR LO TANTO SE DESPRECIAN LOS EFECTOS DE ESBELTEZ !

DIRECCION "Y"  
LONGITUD EFECTIVA:

$$\text{EXTREMO SUPERIOR } \Psi = \frac{35722}{3290} = 10,86$$

$$\text{EXTREMO INFERIOR } \Psi = \frac{0}{0} = 0,00$$

DE LA FIG. 1.1a DE LAS NORMAS:

$$K = 0,69$$

$$H' = L \cdot K$$

$$H' = 224,25 \text{ cm}$$

LOS EFECTOS PUEDEN DESPRECIARSE SI:

$$H' / r \leq 34 - 12 M_1 / M_2 \quad (\text{INCISO 1.3.2b})$$

$$M_1 = 3,86$$

$$M_2 = 6,97$$

$$H' / r = 7,87$$

$$34 - 12 M_1 / M_2 = 27,354$$

$$27,354 > H' / r$$

VERDADERO

$$\text{Por lo tanto: } M_1 / M_2 = 0,554$$

POR LO TANTO SE DESPRECIAN LOS EFECTOS DE ESBELTEZ !

TRABAJA CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.13.2.- DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO

$$P_u = F_c \cdot P \quad F_c = 1,4$$

$$P_u = 325,892 \text{ ton}$$

Momento  $M_c$  en la dirección "X"

$$M_{2bx} = F_c \cdot M_{2b}$$

$$M_{2bx} = 3,724$$

$$P_u(0.05h) = 14,665 \text{ ton-m}$$

$$\text{Rige } M_{2bx} = 14,665 \text{ ton-m}$$

$$M_{2sx} = F_c \cdot M_{2s}$$

$$M_{2sx} = 0$$

$$M_c = F_{ab} \cdot M_{2b} + F_{as} \cdot M_{2s}$$

$$M_{cx} = 14,665 \text{ ton-m}$$

$$M_{cx} = 14,665 \text{ ton-m}$$

RIGE ! VERDADERO

Según 1.3.2d

Momento  $M_c$  en la dirección "Y"

$$M_{2by} = F_c \cdot M_{2b}$$

$$M_{2by} = 5,404$$

$$P_u(0.05h) = 14,665 \text{ ton-m}$$

$$\text{Rige } M_{2by} = 14,665 \text{ ton-m}$$

$$M_{2sy} = F_c \cdot M_{2s}$$

$$M_{2sy} = 0$$

$$M_c = F_{ab} \cdot M_{2b} + F_{as} \cdot M_{2s}$$

$$M_{cy} = 14,665 \text{ ton-m}$$

$$M_{cy} = 14,665 \text{ ton-m}$$

RIGE ! VERDADERO

Por lo tanto se revisará con los sig. valores:

$$P_u = 325,892 \text{ ton}$$

$$e_x = 0,045$$

$$e_x / h = 0,05$$

$$e_x = \frac{M_{cx}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{M_{cy}}{P_u} \quad e_y = 0,045$$

$$e_y / h = 0,05$$

Aplicando la formula de Bresler:

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} + \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

$$q = e \frac{f_y}{r'c}$$

$$\text{Suponiendo } P = P_{\min} = 0,01$$

$$q_{\min} = 0,308$$

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

$$d/h = 0,9$$

$$d/h = 0,95$$

$$d/h = 0,926$$

$$K_x = 1,18$$

$$K_x = 1,19$$

$$K_x = 1,185$$

$$K_y = 1,18$$

$$K_y = 1,19$$

$$K_y = 1,185$$

$$P_{RO} = (bhf'c + A_s f_y)$$

$$A_s = e \cdot b \cdot h$$

$$A_s = 83,6 \text{ cm}^2$$

$$P_{RO} = 1190,46 \text{ ton}$$

$$P_{RX} = F_R K b h f'c$$

$$P_{RX} = 1078,02 \text{ ton}$$

$$P_{RY} = 1078,02 \text{ ton}$$

$$P_R = 984,98 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$P_R = 984,9843 \text{ ton}$$

>

$$P_u = 325,892 \text{ ton}$$

VERDADERO

Por lo tanto rige:

$$P = P_{\min} = 0,01$$

TRABAJO CON  
 FALLA DE ORIGEN

FLEXOCOMPRESION BAJO CARGAS MUERTAS + VIVA MAXIMA Y SISMO :

EFFECTOS DE ESBELTEZ :

REVISION :

DIRECCION "X"

EFFECTOS POR CARGA VERTICAL :

$H' = 307,2$  cm  
 $r = 0,3 \cdot h$  0.3 forma aproximada !  
 Donde h es el ancho de la columna.

$H'/r = 10,779$

$M_1 = 2,660$

$M_2 = 4,970$

$34 - 12 M_1 / M_2 = 27,577$

El elemento se deforma en curvatura doble por lo que se cumple que :

$H'/r = 10,779 < 34 - 12 M_1 / M_2$  Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez !

EFFECTOS POR CARGAS LATERALES :

SE DESPRECIAN SI :

$\frac{\Delta_{\text{ENTREPISO}}}{h} \leq 0,08 \frac{V}{W_u}$	Desplazamiento = 1,07
	$h = 410$
	$v = 507,68$
	$W_u = 8261$
$\frac{\Delta_{\text{ENTREPISO}}}{h} = 0,00261$	

$0,08 \frac{V}{W_u} = 0,00351$

$0,00261 < 0,00351$  VERDADERO  
Por lo tanto se desprecian !

DIRECCION "Y"

EFFECTOS POR CARGA VERTICAL :

$H' = 310,4$  cm  
 $r = 0,3 \cdot h$  0.3 forma aproximada !  
 Donde h es el ancho de la columna.

$H'/r = 10,891$

$M_1 = 3,860$

$M_2 = 6,970$

$34 - 12 M_1 / M_2 = 27,354$

El elemento se deforma en curvatura doble por lo que se cumple que :

$H'/r = 10,891 < 27,354$  VERDADERO  
 Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez !

EFFECTOS POR CARGAS LATERALES :

SE DESPRECIAN SI :

$\frac{\Delta_{\text{ENTREPISO}}}{h} \leq 0,08 \frac{V}{W_u}$	Desplazamiento = 0,76
	$h = 410$
	$v = 507,68$
	$W_u = 8261$
$\frac{\Delta_{\text{ENTREPISO}}}{h} = 0,001854$	

$0,08 \frac{V}{W_u} = 0,0035$   $0,0035 > 0,0019$  VERDADERO  
 Por lo tanto se desprecian !

### III.13.3.- FLEXO COMPRESIÓN PRINCIPAL EN DIRECCIÓN " X "

#### 1.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

FA1 = 223,5	Pu = 1.1 (FA1 + 1.7 (FA2 + 0.3FA3))	b = 95	cm	0,950	m
FA2 = 102,1	Pu = 512,624 ton	d = 88	cm	0,880	m
FA3 = 135,2		h = 95	cm	0,950	m
M2bx = 2,18	Momento Mc en la dirección x.	f'c = 160	kg/cm <sup>2</sup>	0,160	ton/cm <sup>2</sup>
M2by = 3,17	M2bx = 2,398 ton-m	f'c = 136	kg/cm <sup>2</sup>	0,136	ton/cm <sup>2</sup>
M2sx = 90,79	Pu (0.05h) = 11,678 ton-m	fy = 4200	kg/cm <sup>2</sup>	4,200	ton/cm <sup>2</sup>
M2sy = 110	Rige M2bx = 11,678				
	M2sx = 99,869				
	Mcx = Fab·M2bx + Fas·M2sx				
	Mcx = 111,547				
	Pu (0.05h) = 24,350				
	Rige Mcx = 111,547 ton-m				
	Momento Mc en la dirección y.				
	M2by = 3,487 ton-m				
	Pu (0.05h) = 11,678				
	Rige M2by = 11,678				
	M2sy = 36,300				
	Mcy = Fab·M2by + Fas·M2sy				
	Mcy = 47,978				
	Pu (0.05h) = 24,350				
	Rige Mcy = 47,978				

Fab = Fas = 1  
Según 2.13a NTC-96

Fab = Fas = 1  
Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:  
Pu = 512,624

$$ex = \frac{Mcx}{Pu} \quad ey = \frac{Mcy}{Pu}$$

$$ex = 0,22 \quad ey = 0,09$$

$$ex/h = 0,23 \quad ey/h = 0,10$$

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin = 0,01

qmin = 0,308 As = 83,60 cm<sup>2</sup>  
Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

De las ayudas de diseño se tiene:

d/h = 0,9	d/h = 0,95	d/h = 0,926
Kx = 0,77	Kx = 0,79	Kx = 0,780
Ky = 1,05	Ky = 1,05	Ky = 1,050

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

$$PRO = b \cdot h \cdot f'c + As \cdot fy$$

$$PRX = FR \cdot K \cdot b \cdot h \cdot f'c$$

PRO = 1262,816  
PRX = 766,29  
PRY = 1031,02

PR = 674,30 VERDADERO  
Pu = 512,62

Rige P=Pmin=0.01

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

**1.2.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.**

$FA_1 = 223,5$        $P_u = 1.1 (FA_1 + (FA_2 + 0.3FA_3))$   
 $FA_2 = 102,1$        $P_u = 402,776$  ton  
 $FA_3 = 135,2$

$b = 95$ cm	0,950 m
$d = 88$ cm	0,880 m
$h = 95$ cm	0,950 m
$f'c = 160$ kg/cm <sup>2</sup>	0,160 ton/cm <sup>2</sup>
$f'c = 136$ kg/cm <sup>2</sup>	0,136 ton/cm <sup>2</sup>
$f_y = 4200$ kg/cm <sup>2</sup>	4,200 ton/cm <sup>2</sup>

**Momento Mc en la dirección x.**  
 $M_{2bx} = 2,18$        $M_{2bx} = 2,398$  ton-m  
 $M_{2by} = 3,17$        $P_u (0.05h) = 11,678$  ton-m  
 $M_{2sx} = 90,79$       Rige  $M_{2bx} = 11,678$   
 $M_{2sy} = 110$        $M_{2sx} = 99,869$   
 $M_{cx} = Fab \cdot M_{2bx} + Fas \cdot M_{2sx}$        $Fab = Fas = 1$   
 $M_{cx} = 111,547$        $P_u (0.05h) = 19,132$       Según 2.13a NTC-96  
Rige  $M_{cx} = 111,5469$  ton-m

**Momento Mc en la dirección y.**  
 $M_{2by} = 3,4870$  ton-m  
 $P_u (0.05h) = 11,678$   
Rige  $M_{2by} = 11,6779$   
 $M_{2sy} = 36,3000$   
 $M_{cy} = Fab \cdot M_{2by} + Fas \cdot M_{2sy}$        $Fab = Fas = 1$   
 $M_{cy} = 47,9779$        $P_u (0.05h) = 19,132$       Según 2.13a NTC-96  
Rige  $M_{cy} = 47,9779$

Por lo tanto se revisará con los sig valores:  
 $P_u = 402,776$

$$e_x = \frac{M_{cx}}{P_u} \qquad e_y = \frac{M_{cy}}{P_u}$$

$$e_x = 0,277 \qquad e_y/h = 0,292$$

$$e_y = 0,119 \qquad e_y/h = 0,125$$

Aplicando la ecua. 2.15 y con  $P = P_{min} = 0,01$

$$q_{min} = 0,308 \qquad A_s = 83,60 \text{ cm}^2$$

De las ayudas de diseño se tiene:

$d/h = 0,9$	$d/h = 0,95$	$d/h = 0,926$
$K_x = 0,64$	$K_x = 0,67$	$K_x = 0,6556$
$K_y = 0,98$	$K_y = 0,99$	$K_y = 0,9852$

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

$$PRO = b \cdot h \cdot f'c + A_s \cdot f_y$$

$$PRX = FR \cdot K \cdot b \cdot h \cdot f'c$$

$$\begin{aligned}
 PRO &= 1262,816 \\
 PRX &= 643,746752 \\
 PRY &= 967,387584
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 PR &= 557,030 \text{ VERDADERO} \\
 P_u &= 402,776
 \end{aligned}$$

$$\text{Rige } P = P_{min} = 0,01$$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



**2.-FUERZA AXIAL EN DIRECCIÓN X ES DE TENSION.**

**2.1.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.**

FA1 = 223,5	Pu = 1.1 (FA1 - (FA2 + 0.3FA3))	b = 95	cm	0,950	m
FA2 = 102,1	Pu = 88,924	d = 88	cm	0,880	m
FA3 = 135,2		h = 95	cm	0,950	m
M2bx = 2,18	Momento Mc en la dirección x.	f'c = 160	kg/cm <sup>2</sup>	0,160	ton/cm <sup>2</sup>
M2by = 3,17	M2bx = 2,398	f'c = 136	kg/cm <sup>2</sup>	0,136	ton/cm <sup>2</sup>
M2sx = 90,79	Pu (0.05h) = 11,678	fy = 4200	kg/cm <sup>2</sup>	4,200	ton/cm <sup>2</sup>
M2sy = 110	Rige M2bx = 11,678				
	M2sx = 99,869				
	Mcx = Fab · M2bx + Fas · M2sx				
	Mcx = 88,191				
	Pu (0.05h) = 4,224				
	Rige Mcx = 88,191				

Fab = Fas = 1  
Según 2.13a NTC-96

	Momento Mc en la dirección y.
M2by = 3,487	ton-m
Pu (0.05h) = 11,678	
Rige M2by = 11,678	
M2sy = 36,300	
Mcy = Fab · M2by + Fas · M2sy	
Mcy = 47,978	
Pu (0.05h) = 4,224	
Rige Mcy = 47,978	

Fab = Fas = 1  
Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:  
Pu = 88,924

$$ex = \frac{Mcx}{Pu} \quad ey = \frac{Mcy}{Pu}$$

$$ex = 0,992 \quad ey = 0,540$$

$$ex/h = 1,044 \quad ey/h = 0,568$$

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01  
qmin= 0,308      As= 83,60 cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

d / h = 0,9	d / h = 0,95	d/h = 0,926
Kx = 0,18	Kx = 0,2	Kx = 0,1904
Ky = 0,39	Ky = 0,4	Ky = 0,3952

$$PR = \left( \frac{1}{PRX} + \frac{1}{PRY} - \frac{1}{PRO} \right)^{-1}$$

PRO = 1262,816  
PRX = 186,957568  
PRY = 388,054784

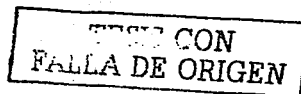
Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

$$PRO = b \cdot h \cdot f'c + As \cdot fy$$

$$PRX = FR \cdot K \cdot b \cdot h \cdot f'c$$

PR = 140,18 VERDADERO  
Pu = 88,924

Rige P=Pmin=0.01



**2.2.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.**

FA1 = 223,5	Pu = 1.1(FA1 - 1.7(FA2 + 0.3FA3))	b = 95	cm	0,950	m
FA2 = 102,1	Pu = -20,924 ton	d = 88	cm	0,880	m
FA3 = 135,2		h = 95	cm	0,950	m
M2bx = 2,18	Momento Mc en la dirección x.	f'c = 160	kg/cm <sup>2</sup>	0,160	ton/cm <sup>2</sup>
M2by = 3,17	M2bx = 2,398 ton-m	f'c = 136	kg/cm <sup>2</sup>	0,136	ton/cm <sup>2</sup>
M2sx = 90,79	Pu (0.05h) = 11,678 ton-m	fy = 4200	kg/cm <sup>2</sup>	4,200	ton/cm <sup>2</sup>
M2sy = 110	Rige M2bx = 11,678				
	M2sx = 99,869				
	Mcx = Fab·M2bx + Fas·M2sx				
	Mcx = 88,191				
	Pu (0.05h) = -0,994				
	Rige Mcx = 88,191 ton-m				

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

Momento Mc en la dirección y.

M2by = 3,487	ton-m
Pu (0.05h) = 11,678	
Rige M2by = 11,678	
M2sy = 36,300	
Mcy = Fab·M2by + Fas·M2sy	
Mcy = 47,978	
Pu (0.05h) = -0,994	
Rige Mcy = 47,978	

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

Pu = 20,924	
ex = 4,215	ex/h = 4,437
ey = 2,293	ey/h = 2,414

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01

qmin= 0,308      As= 83,60 cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

d / h = 0,9	d / h = 0,95	d/h = 0,926
Kx = 0,03	Kx = 0,03	Kx = 0,03
Ky = 0,12	Ky = 0,15	Ky = 0,1356

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

PRO = b·h·f'c + As·fy

PRX = FR·K·b·h·f'c

PRO = 1262,816
PRX = 29,4576
PRY = 133,148352

PR = 24,591	VERDADERO
Pu = 20,924	

Rige P=Pmin=0.01

TIPIC CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.13.4.- FLEJO COMPRESIÓN PRINCIPAL EN DIRECCIÓN " Y "

1.- SI LA FUERZA QUE CAUSA EL SISMO EN DIRECCION X ES DE COMPRESION.

1.1.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

FA1 = 223,5	Pu = 1.1(FA1 + 1.7(0.3FA2 + FA3))	b = 95	cm	0,950	m
FA2 = 102,1	Pu = 555,952 ton	d = 88	cm	0,880	m
FA3 = 135,2		h = 95	cm	0,950	m
M2bx = 2,18	Momento Mc en la dirección x.	f'c = 160	kg/cm <sup>2</sup>	0,160	ton/cm <sup>2</sup>
M2by = 3,17	M2bx = 2,398 ton-m	f'c = 136	kg/cm <sup>2</sup>	0,136	ton/cm <sup>2</sup>
M2sx = 90,79	Pu (0.05h) = 11,68 ton-m	fy = 4200	kg/cm <sup>2</sup>	4,200	ton/cm <sup>2</sup>
M2sy = 110	Rige M2bx = 11,678				
	M2sx = 29,961				
	Mcx = Fab·M2bx + Fas·M2sx				
	Mcx = 41,639				
	Pu (0.05h) = 26,41				
	Rige Mcx = 41,639 ton-m				

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

Momento Mc en la dirección y.

M2by = 3,487 ton-m					
Pu (0.05h) = 11,68					
Rige M2by = 11,678					
M2sy = 121,000					
Mcy = Fab·M2by + Fas·M2sy					
Mcy = 132,678					
Pu (0.05h) = 26,41					
Rige Mcy = 132,678					

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

Pu = 555,952	
ex = 0,075	ex/h = 0,079
ey = 0,239	ey/h = 0,251

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01

qmin = 0,308 As = 83,60 cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

d/h = 0,9	d/h = 0,95	d/h = 0,926
Kx = 1,1	Kx = 1,1	Kx = 1,1
Ky = 0,78	Ky = 0,8	Ky = 0,7904

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

PRO = b·h·f'c + As·fy

PRX = FR·K·b·h·f'c

PRO = 1262,82
PRX = 1080,11
PRY = 776,11

PR = 703,024 VERDADERO
Pu = 555,952

Rige P=Pmin=0.01

TRABAJA CON FALLA DE ORIGEN

**FLEXOCOMPRESION PRINCIPAL EN DIRECCION Y**

**1.2.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.**

$FA1 = 223,5$        $Pu = 1.1(FA1 + (0.3FA2 + FA3))$   
 $FA2 = 102,1$        $Pu = 428,263$  ton  
 $FA3 = 135,2$

Momento  $M_c$  en la dirección x.  
 $M2bx = 2,18$        $M2bx = 2,398$  ton-m  
 $M2by = 3,17$        $Pu (0.05h) = 11,678$  ton-m  
 $M2sx = 90,79$       Rige  $M2bx = 11,678$   
 $M2sy = 110$        $M2sx = 29,961$

$Mcx = Fab \cdot M2bx + Fas \cdot M2sx$        $Fab = Fas = 1$   
 $Mcx = 41,639$   
 $Pu (0.05h) = 20,342$       Según 2.13a NTC-96  
 Rige  $Mcx = 41,639$  ton-m

Momento  $M_c$  en la dirección y.

$M2by = 3,487$  ton-m  
 $Pu (0.05h) = 11,678$   
 Rige  $M2by = 11,678$   
 $M2sy = 121,000$   
 $Mcy = Fab \cdot M2by + Fas \cdot M2sy$        $Fab = Fas = 1$   
 $Mcy = 132,678$   
 $Pu (0.05h) = 20,342$       Según 2.13a NTC-96  
 Rige  $Mcy = 132,678$

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

$Pu = 428,263$   
 $ex = 0,097$        $ex/h = 0,102$   
 $ey = 0,310$        $ey/h = 0,326$

Aplicando la ecu. 2.15 y con  $P = P_{min} = 0,01$

$q_{min} = 0,308$        $As = 83,60$  cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

$d/h = 0,9$        $d/h = 0,95$   
 $Kx = 1,05$        $Kx = 1,05$   
 $Ky = 0,64$        $Ky = 0,67$

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

$d/h = 0,926$   
 $Kx = 1,05$   
 $Ky = 0,6556$

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

$$PRO = b \cdot h \cdot f'c + As \cdot fy$$

$$PRX = FR \cdot K \cdot b \cdot h \cdot f'c$$

$PRO = 1262,82$   
 $PRX = 1031,02$   
 $PRY = 643,75$

$PR = 577,553$  VERDADERO  
 $Pu = 428,263$

Rige  $P = P_{min} = 0.01$

CON  
 FALLA DE ORIGEN

2.-FUERZA AXIAL EN DIRECCIÓN X ES DE TENSION.

2.1.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

FA1 = 223,5	Pu = 1.1(FA1 + (0.3FA2 + FA3))				
FA2 = 102,1	Pu = 63,437 ton	b = 95 cm	0,950 m		
FA3 = 135,2		d = 88 cm	0,880 m		
M2bx = 2,18	Momento Mc en la dirección x.	h = 95 cm	0,950 m		
M2by = 3,17	M2bx = 2,398 ton-m	f'c = 160 kg/cm <sup>2</sup>	0,160 ton/cm <sup>2</sup>		
M2sx = 90,79	Pu (0.05h) = 11,678 ton-m	f'c = 136 kg/cm <sup>2</sup>	0,136 ton/cm <sup>2</sup>		
M2sy = 110	Rige M2bx = 11,678	fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	4,200 ton/cm <sup>2</sup>		
	M2sx = 29,961				
	Mcx = Fab·M2bx + Fas·M2sx				
	Mcx = -18,283 18,283	Fab = Fas = 1			
	Pu (0.05h) = 3,013				
	Rige Mcx = 18,283 ton-m				Según 2.13a NTC-96

Momento Mc en la dirección y.

M2by = 3,487 ton-m					
Pu (0.05h) = 11,678					
Rige M2by = 11,678					
M2sy = 121,000					
Mcy = Fab·M2by + Fas·M2sy		Fab = Fas = 1			
Mcy = -109,322 109,322					
Pu (0.05h) = 3,013					
Rige Mcy = 109,322					Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

Pu = 63,437			
ex = 0,288	ex/h = 0,303		
ey = 1,723	ey/h = 1,81		

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01

qmin= 0,308 As= 83,60 cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

d/h = 0,9	d/h = 0,95	d/h = 0,926
Kx= 0,64	Kx= 0,67	Kx= 0,6556
Ky= 0,9	Ky= 1	Ky= 0,952

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

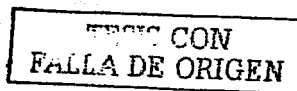
PRO = b·h·f'c + As·fy

PRX = FR·K·b·h·f'c

PRO= 1262,816
PRX= 643,746752
PRY= 934,78784

PR= 546,064 VERDADERO
Pu= 63,437

Rige P=Pmin=0.01



**2.2.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.**

FA1 = 223,5	Pu = 1.1(FA1 - 1.7 (0.3FA2 + FA3))				
FA2 = 102,1	Pu = -64,252 ton		b = 95 cm	0,950 m	
FA3 = 135,2			d = 88 cm	0,880 m	
	<b>Momento Mc en la dirección x.</b>		h = 95 cm	0,950 m	
M2bx = 2,18	M2bx = 2,398 ton-m		f'c = 160 kg/cm <sup>2</sup>	0,160 ton/cm <sup>2</sup>	
M2by = 3,17	Pu (0.05h) = 11,678 ton-m		f'c = 136 kg/cm <sup>2</sup>	0,136 ton/cm <sup>2</sup>	
M2sx = 90,79	Rige M2bx = 11,678		fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	4,200 ton/cm <sup>2</sup>	
M2sy = 110	M2sx = 29,961				
	Mcx = Fab·M2bx+ Fas·M2sx				
	Mcx = -18,283 18,283				
	Pu (0.05h) = 3,013				
	Rige Mcx = 18,283 ton-m				

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

**Momento Mc en la dirección y.**

	M2by = 3,487 ton-m				
	Pu (0.05h) = 11,678				
	Rige M2by = 11,678				
	M2sy = 121,000				
	Mcy = Fab·M2by+ Fas·M2sy				
	Mcy = -109,322 109,322				
	Pu (0.05h) = 3,013				
	Rige Mcy = 109,322				

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

Pu = 64,252		
ex = 0,285	ex/h = 0,300	
ey = 1,701	ey/h = 1,791	

Aplicando la ecu. 2.15 y con P=Pmin= 0,01

qmin= 0,308 As= 83,60 cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

d / h = 0,9	d / h = 0,95
Kx = 0,64	Kx = 0,67
Ky = 0,9	Ky = 1

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

d/h = 0,92
Kx = 0,6556
Ky = 0,952

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

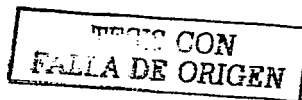
PRO = b·h·f'c + As·fy

PRX = FR·K·b·h·f'c

PRO = 1262,816
PRX = 643,746752
PRY = 934,78784

PR = 546,1 VERDADERO
Pu = 64,25

Rige P=Pmin=0.01



### III.14.- DIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA N - 2

#### III.14.1.- EFECTOS DE ESBELTEZ

#### COLUMNA DE ESQUINA :

RIGIDECES RELATIVAS ( I / L ) cm<sup>3</sup>

DIRECCION "X"

17861	3797
17861	3797
17861	

DIRECCION "Y"

17861	3290
17861	3290
17861	

REVISION PARA VER SI SE PUEDEN DESPRECIAR LOS EFECTOS DE ESBELTEZ:

DIRECCION "X"  
LONGITUD EFECTIVA:

$$\text{EXTREMO SUPERIOR } \Psi = \frac{35722}{3797} = 9,41$$

$$\text{EXTREMO INFERIOR } \Psi = \frac{35722}{3797} = 9,41$$

CARGAS VERTICALES NO CAUSAN DESPLAZAMIENTO LATERAL (INCISO 1.3.2 b)  
DE LA FIG. 1.1a DE LAS NORMAS :

$$K = 0,955$$

$$H' = L \cdot K$$

$$H' = 276,95 \text{ cm}$$

LOS EFECTOS PUEDEN DESPRECIARSE SI:

$$H' / r \leq 34 - 12 \cdot M_1 / M_2 \quad (\text{INCISO 1.3.2b})$$

$$M_1 = 8,04 \quad \text{Por lo tanto:} \quad M_1 / M_2 = 1,031$$

$$M_2 = 7,8$$

$$H' / r = 9,72$$

$$34 - 12 \cdot M_1 / M_2 = 21,63$$

$$21,63 > H' / r$$

VERDADERO

POR LO TANTO SE DESPRECIAN LOS EFECTOS DE ESBELTEZ !

TECIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DIRECCION "Y"  
LONGITUD EFECTIVA:

$$\text{EXTREMO SUPERIOR } \Psi = \frac{35722}{3290} = 10,86$$

$$\text{EXTREMO INFERIOR } \Psi = \frac{35722}{3290} = 10,86$$

DE LA FIG. 1.1a DE LAS NORMAS:

$$K = 0,975$$

$$H' = L \cdot K$$

$$H' = 287,625 \text{ cm}$$

LOS EFECTOS PUEDEN DESPRECIARSE SI:

$$H' / r \leq 34 - 12 M_1 / M_2 \quad (\text{INCISO 1.3.2b})$$

$$M_1 = 5,95$$

Por lo tanto:

$$M_1 / M_2 = 1,017$$

$$M_2 = 5,85$$

$$H' / r = 10,09$$

$$34 - 12 M_1 / M_2 = 21,795$$

$$21,795 > H' / r$$

VERDADERO

POR LO TANTO SE DESPRECIAN LOS EFECTOS DE ESBELTEZ !

IMPRESOS CON  
FALLA DE ORIGEN



### III.14.2.- DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO

$$P_u = F_c \cdot P \qquad F_c = 1,4$$

$$P_u = 297,892 \text{ ton}$$

Momento  $M_c$  en la dirección "X"

$$M_{2bx} = F_c \cdot M_{2b}$$

$$M_{2bx} = 11,256$$

$$P_u (0.05h) = 13,405 \text{ ton-m}$$

$$\text{Rige } M_{2bx} = 13,405 \text{ ton-m}$$

$$M_{2sx} = F_c \cdot M_{2s}$$

$$M_{2sx} = 0$$

$$M_c = F_{ab} \cdot M_{2b} + F_{as} \cdot M_{2s}$$

$$M_{cx} = 13,405 \text{ ton-m}$$

$$M_{cx} = 13,405 \text{ ton-m}$$

Según 1.3.2d

RIGE ! VERDADERO

Momento  $M_c$  en la dirección "Y"

$$M_{2by} = F_c \cdot M_{2b}$$

$$M_{2by} = 8,33$$

$$P_u (0.05h) = 13,405 \text{ ton-m}$$

$$\text{Rige } M_{2by} = 13,405 \text{ ton-m}$$

$$M_{2sy} = F_c \cdot M_{2s}$$

$$M_{2sy} = 0$$

$$M_c = F_{ab} \cdot M_{2b} + F_{as} \cdot M_{2s}$$

$$M_{cy} = 13,405 \text{ ton-m}$$

$$M_{cy} = 13,405 \text{ ton-m}$$

RIGE ! VERDADERO

Por lo tanto se revisará con los sig. valores:

$$P_u = 297,892 \text{ ton}$$

$$e_x = 0,045$$

$$e_x / h = 0,05$$

$$e_x = \frac{M_{cx}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{M_{cy}}{P_u} \qquad e_y = 0,045$$

$$e_y / h = 0,05$$

Aplicando la formula de Bresler:

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

$$q = e \frac{f_y}{f'c}$$

Suponiendo  $P = P_{min} = 0,01$

$$q_{min} = 0,308$$

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

$$d / h = 0,9$$

$$d / h = 0,95$$

$$d / h = 0,926$$

$$K_x = 1,18$$

$$K_x = 1,19$$

$$K_x = 1,185$$

$$K_y = 1,18$$

$$K_y = 1,19$$

$$K_y = 1,185$$

$$P_{RO} = (b h f'c + A_s f_y)$$

$$A_s = e \cdot b \cdot h$$

$$A_s = 83,6 \text{ cm}^2$$

$$P_{RO} = 1190,46 \text{ ton}$$

$$P_{RX} = F_R K b h f'c$$

$$P_{RX} = 1078,02 \text{ ton}$$

$$P_{RY} = 1078,02 \text{ ton}$$

$$P_R = 984,98 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$P_R = 984,9843 \text{ ton} >$$

$$P_u = 297,892 \text{ ton}$$

VERDADERO

Por lo tanto rige:  $P = P_{min} = 0,01$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**FLEXOCOMPRESION BAJO CARGAS MUERTAS + VIVA MAXIMA Y SISMO :**

**EFFECTOS DE ESBELTEZ :**

**REVISION :**

**DIRECCION "X"**

**EFFECTOS POR CARGA VERTICAL :**

$H' = 276,95$  cm  
 $r = 0.3 * h$       0.3 forma aproximada !  
 Donde h es el ancho de la columna.

$H' / r = 9,718$

$M_1 = 8,040$

$M_2 = 7,800$

$34 - 12 M_1 / M_2 = 21,631$

El elemento se deforma en curvatura doble por lo que se cumple que :

$H' / r = 9,718 < 34 - 12 M_1 / M_2$       Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez !

**EFFECTOS POR CARGAS LATERALES :**

**SE DESPRECIAN SI :**

$$\frac{\Delta_{ENTREPISO}}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W_u}$$

Desplazamiento = 1,4  
 $h = 380$   
 $v = 498$   
 $W_u = 7428$

$$\frac{\Delta_{ENTREPISO}}{h} = 0,00368$$

$$0.08 \frac{V}{W_u} = 0,00383$$

$0,003684 < 0,00383$       VERDADERO  
 Por lo tanto se desprecian !

**DIRECCION "Y"**

**EFFECTOS POR CARGA VERTICAL :**

$H' = 287,62$  cm  
 $r = 0.3 * h$       0.3 forma aproximada !  
 Donde h es el ancho de la columna.

$H' / r = 10,092$

$M_1 = 5,950$

$M_2 = 5,850$

$34 - 12 M_1 / M_2 = 21,795$

El elemento se deforma en curvatura doble por lo que se cumple que :

$H' / r = 10,092 < 21,795$       VERDADERO  
 Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez !

**EFFECTOS POR CARGAS LATERALES :**

**SE DESPRECIAN SI :**

$$\frac{\Delta_{ENTREPISO}}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W_u}$$

Desplazamiento = 1,3  
 $h = 380$   
 $v = 498$   
 $W_u = 7428$

$$\frac{\Delta_{ENTREPISO}}{h} = 0,003421$$

$$0.08 \frac{V}{W_u} = 0,0038$$

$0,0038 > 0,0034$       VERDADERO  
 Por lo tanto se desprecian !

### III.14.3.- FLEJO COMPRESIÓN PRINCIPAL EN DIRECCIÓN " X "

#### 1.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

FA1 = 204,3	Pu = 1.1 (FA1 + 1.7 (FA2 + 0.3FA3))	b = 95	cm	0,950	m
FA2 = 89,3	Pu = 458,424 ton	d = 88	cm	0,880	m
FA3 = 118,9		h = 95	cm	0,950	m
M2bx = 6,59	Momento Mc en la dirección x.	f'c = 160	kg/cm <sup>2</sup>	0,160	ton/cm <sup>2</sup>
M2by = 4,88	M2bx = 7,249 ton-m	f'c = 136	kg/cm <sup>2</sup>	0,136	ton/cm <sup>2</sup>
M2sx = 44,81	Pu (0.05h) = 10,675 ton-m	fy = 4200	kg/cm <sup>2</sup>	4,200	ton/cm <sup>2</sup>
M2sy = 55,38	Rige M2bx = 10,675				
	M2sx = 49,291				

Mcx = Fab · M2bx + Fas · M2sx  
 Mcx = 59,966  
 Pu (0.05h) = 21,775  
 Rige Mcx = 59,966 ton-m

Fab = Fas = 1  
 Según 2.13a NTC-96

Momento Mc en la dirección y.  
 M2by = 5,368 ton-m  
 Pu (0.05h) = 10,675  
 Rige M2by = 10,675  
 M2sy = 18,275  
 Mcy = Fab · M2by + Fas · M2sy  
 Mcy = 28,950  
 Pu (0.05h) = 21,775  
 Rige Mcy = 28,950

Fab = Fas = 1  
 Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:  
 Pu = 458,424

$$e_x = \frac{M_{cx}}{P_u} \quad e_y = \frac{M_{cy}}{P_u}$$

ex = 0,13      ex/h = 0,14  
 ey = 0,06      ey/h = 0,07

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01

qmin = 0,308      As = 83,60 cm<sup>2</sup>

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

De las ayudas de diseño se tiene:

d/h = 0,9	d/h = 0,95	d/h = 0,926
Kx = 0,99	Kx = 1	Kx = 0,995
Ky = 1,05	Ky = 1,05	Ky = 1,050

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

PRO = b · h · f'c + As · fy

PRX = FR · K · b · h · f'c

PRO = 1262,816  
 PRX = 977,21  
 PRY = 1031,02

PR = 832,39 VERDADERO  
 Pu = 458,42

Rige P=Pmin=0.01

TRABAJA CON  
FALLA DE ORIGEN

**1.2.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.**

FA1 = 204,3	Pu = 1.1 (FA1 + (FA2 + 0.3FA3))	b = 95	cm	0,950	m
FA2 = 89,3	Pu = 362,197	d = 88	cm	0,880	m
FA3 = 118,9		h = 95	cm	0,950	m
M2bx = 6,59	M2bx = 7,249	ρ'c = 160	kg/cm <sup>2</sup>	0,160	ton/cm <sup>2</sup>
M2by = 4,88	Pu (0.05h) = 10,675	ρ'c = 136	kg/cm <sup>2</sup>	0,136	ton/cm <sup>2</sup>
M2sx = 44,81	Rige M2bx = 10,675	fy = 4200	kg/cm <sup>2</sup>	4,200	ton/cm <sup>2</sup>
M2sy = 55,38	M2sx = 49,291				
	Mcx = Fab·M2bx + Fas·M2sx				
	Mcx = 59,966	Fab = Fas = 1			
	Pu (0.05h) = 17,204				
	Rige Mcx = 59,9657	Según 2.13a NTC-96			
	Momento Mc en la dirección y.				
	M2by = 5,3680				
	Pu (0.05h) = 10,675				
	Rige M2by = 10,6747				
	M2sy = 18,2754				
	Mcy = Fab·M2by + Fas·M2sy	Fab = Fas = 1			
	Mcy = 28,9501				
	Pu (0.05h) = 17,204	Según 2.13a NTC-96			
	Rige Mcy = 28,9501				

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

Pu = 362,197

$$ex = \frac{Mcx}{Pu} \quad ey = \frac{Mcy}{Pu}$$

ex = 0,166  
ey = 0,080

ex/h = 0,174  
ey/h = 0,084

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01

qmin= 0,308      As= 83,60 cm<sup>2</sup>

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

De las ayudas de diseño se tiene:

d / h = 0,9	d / h = 0,95	d/h = 0,926
Kx= 0,9	Kx= 0,91	Kx= 0,9052
Ky= 1,1	Ky= 1,1	Ky= 1,1

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

PRO = b·h·f'c + As·fy

PRX = FR·K·b·h·f'c

PRO= 1262,816  
PRX= 888,833984  
PRY= 1080,112

PR= 794,270 VERDADERO  
Pu= 362,197

Rige P=Pmin=0.01

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## 2.-FUERZA AXIAL EN DIRECCIÓN X ES DE TENSION.

### 2.1.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

$$FA1 = 204,3 \quad Pu = 1.1 (FA1 - (FA2 + 0.3FA3))$$

$$FA2 = 89,3 \quad Pu = 87,263 \quad \text{ton}$$

$$FA3 = 118,9$$

Momento Mc en la dirección x.

$$M2bx = 6,59 \quad M2bx = 7,249 \quad \text{ton-m}$$

$$M2by = 4,88 \quad Pu (0.05h) = 10,675 \quad \text{ton-m}$$

$$M2sx = 44,81 \quad \text{Rige } M2bx = 10,675$$

$$M2sy = 55,38 \quad M2sx = 49,291$$

$$Mcx = Fab \cdot M2bx + Fas \cdot M2sx$$

$$Mcx = 38,616$$

$$Pu (0.05h) = 4,145$$

$$\text{Rige } Mcx = 38,616 \quad \text{ton-m}$$

Momento Mc en la dirección y.

$$M2by = 5,368 \quad \text{ton-m}$$

$$Pu (0.05h) = 10,675$$

$$\text{Rige } M2by = 10,675$$

$$M2sy = 18,275$$

$$Mcy = Fab \cdot M2by + Fas \cdot M2sy$$

$$Mcy = 28,950$$

$$Pu (0.05h) = 4,145$$

$$\text{Rige } Mcy = 28,950$$

$$b = 95 \quad \text{cm} \quad 0,950 \quad \text{m}$$

$$d = 88 \quad \text{cm} \quad 0,880 \quad \text{m}$$

$$h = 95 \quad \text{cm} \quad 0,950 \quad \text{m}$$

$$f'c = 160 \quad \text{kg/cm}^2 \quad 0,160 \quad \text{ton/cm}^2$$

$$f'y = 136 \quad \text{kg/cm}^2 \quad 0,136 \quad \text{ton/cm}^2$$

$$fy = 4200 \quad \text{kg/cm}^2 \quad 4,200 \quad \text{ton/cm}^2$$

$$Fab = Fas = 1$$

Según 2.13a NTC-96

$$Fab = Fas = 1$$

Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

$$Pu = 87,263$$

$$ex = \frac{Mcx}{Pu} \quad ey = \frac{Mcy}{Pu}$$

$$ex = 0,443 \quad ex/h = 0,466$$

$$ey = 0,332 \quad ey/h = 0,349$$

Aplicando la ecua. 2.15 y con  $P = P_{min} = 0,01$

$$q_{min} = 0,308 \quad As = 83,60 \quad \text{cm}^2$$

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

De las ayudas de diseño se tiene:

$$d/h = 0,9 \quad d/h = 0,95$$

$$Kx = 0,48 \quad Kx = 0,5$$

$$Ky = 0,59 \quad Ky = 0,6$$

$$d/h = 0,926$$

$$Kx = 0,4904$$

$$Ky = 0,5952$$

$$PRO = b \cdot h \cdot f'c + As \cdot fy$$

$$PRX = FR \cdot K \cdot b \cdot h \cdot f'c$$

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

$$PRO = 1262,816$$

$$PRX = 481,533568$$

$$PRY = 584,438784$$

$$P_R = 333,79 \quad \text{VERDADERO}$$

$$Pu = 87,263$$

$$\text{Rige } P = P_{min} = 0,01$$

2.2.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

$FA_1 = 204,3$        $P_u = 1.1(FA_1 - 1.7(FA_2 + 0.3FA_3))$   
 $FA_2 = 89,3$        $P_u = -8,964$  ton  
 $FA_3 = 118,9$

Momento  $M_c$  en la dirección x.  
 $M_{2bx} = 6,59$        $M_{2bx} = 7,249$  ton-m  
 $M_{2by} = 4,88$        $P_u(0.05h) = 10,675$  ton-m  
 $M_{2sx} = 44,81$       Rige  $M_{2bx} = 10,675$   
 $M_{2sy} = 55,38$        $M_{2sx} = 49,291$   
 $M_{cx} = Fab \cdot M_{2bx} + Fas \cdot M_{2sx}$        $Fab = Fas = 1$   
 $M_{cx} = 38,616$   
 $P_u(0.05h) = -0,426$       Según 2.13a NTC-96  
 Rige  $M_{cx} = 38,616$  ton-m

Momento  $M_c$  en la dirección y.  
 $M_{2by} = 5,368$  ton-m  
 $P_u(0.05h) = 10,675$   
 Rige  $M_{2by} = 10,675$   
 $M_{2sy} = 18,275$   
 $M_{cy} = Fab \cdot M_{2by} + Fas \cdot M_{2sy}$        $Fab = Fas = 1$   
 $M_{cy} = 28,950$   
 $P_u(0.05h) = -0,426$       Según 2.13a NTC-96  
 Rige  $M_{cy} = 28,950$

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

$P_u = 8,964$   
 $e_x = 4,308$        $e_x/h = 4,535$   
 $e_y = 3,230$        $e_y/h = 3,4$

Aplicando la ecua. 2.15 y con  $P = P_{min} = 0,01$   
 $q_{min} = 0,308$        $As = 83,60$  cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

$d/h = 0,9$        $d/h = 0,95$        $d/h = 0,926$   
 $K_x = 0,02$        $K_x = 0,02$        $K_x = 0,02$   
 $K_y = 0,05$        $K_y = 0,06$        $K_y = 0,0552$

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

$P_{RO} = 1262,816$   
 $P_{RX} = 19,6384$   
 $P_{RY} = 54,201984$

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

$$P_{RO} = b \cdot h \cdot f'_c + A_s \cdot f_y$$

$$P_{RX} = F_R \cdot K \cdot b \cdot h \cdot f'_c$$

$P_R = 14,582$  VERDADERO  
 $P_u = 8,964$

Rige  $P = P_{min} = 0,01$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

### III.14.4.- FLEJO COMPRESIÓN PRINCIPAL EN DIRECCIÓN " Y "

1.- SI LA FUERZA QUE CAUSA ELSISMO EN DIRECCION X ES DE COMPRESION.

1.1.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

FA1 = 204,3	Pu = 1.1(FA1 + 1.7(0.3FA2 + FA3))	b = 95	cm	0,950	m
FA2 = 89,3	Pu = 497,170	d = 88	cm	0,880	m
FA3 = 118,9		h = 95	cm	0,950	m
M2bx = 6,59	Momento Mc en la dirección x.	f'c = 160	kg/cm <sup>2</sup>	0,160	ton/cm <sup>2</sup>
M2by = 4,88	M2bx = 7,249	f'c = 136	kg/cm <sup>2</sup>	0,136	ton/cm <sup>2</sup>
M2sx = 44,81	Pu (0.05h) = 10,67	fy = 4200	kg/cm <sup>2</sup>	4,200	ton/cm <sup>2</sup>
M2sy = 55,38	Rige M2bx = 10,675				
	M2sx = 14,787				
	Mcx = Fab·M2bx + Fas·M2sx				
	Mcx = 25,462				
	Pu (0.05h) = 23,62				
	Rige Mcx = 25,462				

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

Momento Mc en la dirección y.

M2by = 5,368	ton-m
Pu (0.05h) = 10,67	
Rige M2by = 10,675	
M2sy = 60,918	
Mcy = Fab·M2by + Fas·M2sy	
Mcy = 71,593	
Pu (0.05h) = 23,62	
Rige Mcy = 71,593	

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

Pu = 497,170	
ex = 0,051	ex/h = 0,054
ey = 0,144	ey/h = 0,152

Aplicando la eua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01

qmin = 0,308      As = 83,60 cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

d/h = 0,9	d/h = 0,95
Kx = 1,18	Kx = 1,18
Ky = 0,92	Ky = 0,93

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

d/h = 0,926
Kx = 1,18
Ky = 0,9252

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

PRO = b · h · f'c + As · fy

PRX = FR · K · b · h · f'c

PRO = 1262,82
PRX = 1158,67
PRY = 908,47

PR = 853,293	VERDADERO
Pu = 497,170	

Rige P=Pmin=0.01

### FLEXOCOMPRESION PRINCIPAL EN DIRECCION Y

#### 1.2.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

FA1 = 204,3	Pu = 1.1(FA1 + (0.3FA2 + FA3))	b = 95	cm	0,950 m
FA2 = 89,3	Pu = 384,989 ton	d = 88	cm	0,880 m
FA3 = 118,9		h = 95	cm	0,950 m
M2bx = 6,59	Momento Mc en la dirección x.	f'c = 160	kg/cm <sup>2</sup>	0,160 ton/cm <sup>2</sup>
M2by = 4,88	M2bx = 7,249 ton-m	f'c = 136	kg/cm <sup>2</sup>	0,136 ton/cm <sup>2</sup>
M2sx = 44,81	Rige M2bx = 10,675	fy = 4200	kg/cm <sup>2</sup>	4,200 ton/cm <sup>2</sup>
M2sy = 55,38	M2sx = 14,787			
	Mcx = Fab·M2bx + Fas·M2sx			
	Mcx = 25,462			
	Rige Mcx = Pu (0.05h) = 18,287			
	Rige Mcx = 25,462 ton-m			

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

#### Momento Mc en la dirección y.

M2by = 5,368	ton-m			
	Pu (0.05h) = 10,675			
Rige M2by = 10,675				
M2sy = 60,918				
Mcy = Fab·M2by + Fas·M2sy				
Mcy = 71,593				
Rige Mcy = Pu (0.05h) = 18,287				
Rige Mcy = 71,593				

Fab = Fas = 1

Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

Pu = 384,989			
ex = 0,066	ex/h = 0,070		
ey = 0,186	ey/h = 0,196		

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01

qmin= 0,308      As= 83,60 cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

d / h = 0,9	d / h = 0,95
Kx = 1,05	Kx = 1,05
Ky = 0,88	Ky = 0,89

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

d/h = 0,926
Kx = 1,05
Ky = 0,8852

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

PRO = 1262,82
PRX = 1031,02
PRY = 869,20

PRO = b·h·f'c + As·fy

PRX = FR·K·b·h·f'c

PR = 752,714 VERDADERO
Pu = 384,989

Rige P=Pmin=0.01

TFSIS CON  
FALLA DE ORIGEN



**2.-FUERZA AXIAL EN DIRECCIÓN X ES DE TENSION.**

**2.1.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.**

FA1 = 204,3      Pu = 1.1(FA1 + (0.3FA2 + FA3))  
 FA2 = 89,3      Pu = 64,471 ton  
 FA3 = 118,9

**Momento Mc en la dirección x.**  
 M2bx = 6,59      M2bx = 7,249 ton-m  
 M2by = 4,88      Pu (0.05h) = 10,675 ton-m  
 M2sx = 44,81      Rige M2bx = 10,675  
 M2sy = 55,38      M2sx = 14,787  
 Mcx = Fab·M2bx + Fas·M2sx  
 Mcx = -4,113      4,113  
 Pu (0.05h) = 3,062  
 Rige Mcx = 4,113 ton-m

b = 95 cm      0,950 m  
 d = 88 cm      0,880 m  
 h = 95 cm      0,950 m  
 f'c = 160 kg/cm<sup>2</sup>      0,160 ton/cm<sup>2</sup>  
 f'c = 136 kg/cm<sup>2</sup>      0,136 ton/cm<sup>2</sup>  
 fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>      4,200 ton/cm<sup>2</sup>

Fab = Fas = 1  
 Según 2.13a NTC-96

**Momento Mc en la dirección y.**  
 M2by = 5,368 ton-m  
 Pu (0.05h) = 10,675  
 Rige M2by = 10,675  
 M2sy = 60,918  
 Mcy = Fab·M2by + Fas·M2sy  
 Mcy = -50,243      50,243  
 Pu (0.05h) = 3,062  
 Rige Mcy = 50,243

Fab = Fas = 1  
 Según 2.13a NTC-96

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

Pu = 64,471  
 ex = 0,064      ex/h = 0,067  
 ey = 0,779      ey/h = 0,82

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01  
 qmin= 0,308      As= 83,60 cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

d/h = 0,9      d/h = 0,95  
 Kx = 1,17      Kx = 1,17  
 Ky = 0,24      Ky = 0,28

Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :

d/h = 0,926  
 Kx = 1,17  
 Ky = 0,2608

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

PRO = b·h·f'c + As·fy  
 PRX = FR·K·b·h·f'c

PRO = 1262,816  
 PRX = 1148,8464  
 PRY = 256,084736

PR = 251,035 VERDADERO  
 Pu = 64,471

Rige P=Pmin=0.01

TEST CON  
 FALLA DE ORIGEN

**2.2.- FUERZA AXIAL DE SISMO SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.**

FA1 = 204,3	Pu = 1.1(FA1 - 1.7 (0.3FA2 + FA3))				
FA2 = 89,3	Pu = -47,710 ton		b = 95 cm	0,950 m	
FA3 = 118,9			d = 88 cm	0,880 m	
			h = 95 cm	0,950 m	
M2bx = 6,59	M2bx = 7,249 ton-m		f'c = 160 kg/cm <sup>2</sup>	0,160 ton/cm <sup>2</sup>	
M2by = 4,88	Pu (0.05h) = 10,675 ton-m		f'c = 136 kg/cm <sup>2</sup>	0,136 ton/cm <sup>2</sup>	
M2sx = 44,81	Rige M2bx = 10,675		fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	4,200 ton/cm <sup>2</sup>	
M2sy = 55,38	M2sx = 14,787				
	Mcx = Fab·M2bx + Fas·M2sx	Fab = Fas = 1			
	Mcx = -4,113 4,113				
	Pu (0.05h) = 3,062	Según 2.13a NTC-96			
	Rige Mcx = 4,113 ton-m				

**Momento Mc en la dirección y.**

M2by = 5,368 ton-m				
Pu (0.05h) = 10,675				
Rige M2by = 10,675				
M2sy = 60,918				
Mcy = Fab·M2by + Fas·M2sy	Fab = Fas = 1			
Mcy = -50,243 50,243				
Pu (0.05h) = 3,062	Según 2.13a NTC-96			
Rige Mcy = 50,243				

Por lo tanto se revisará con los sig valores:

Pu = 47,710		
ex = 0,086	ex/h = 0,091	
ey = 1,053	ey/h = 1,109	

Aplicando la ecua. 2.15 y con P=Pmin= 0,01  
qmin= 0,308 As= 83,60 cm<sup>2</sup>

De las ayudas de diseño se tiene:

d/h = 0,9	d/h = 0,95	Interpolando en los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño :
Kx = 1	Kx = 1	d/h = 0,926
Ky = 0,18	Ky = 0,2	Ky = 0,1904

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

PRO = 1262,816
PRX = 981,92
PRY = 186,957568

$$PRO = b \cdot h \cdot f'c + As \cdot fy$$

$$PRX = FR \cdot K \cdot b \cdot h \cdot f'c$$

PR = 179,4 VERDADERO
Pu = 47,71

Rige P=Pmin=0.01

CON  
 FALLA DE ORIGEN

### III.15.- RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LA COLUMNA

DIRECCION " X "

( INCISO 5.3,2 )

ENTREPISO	SECCION ( cm )	COLUMNA 1 - A		
		As ( cm <sup>2</sup> )	P	q
1 -- 2	95 x 88	83,6	0,01	0,308
2 -- 3	95 x 88	83,6	0,01	0,308

Se debe cumplir con:

$$\sum Me \geq 1.5 \sum Mg$$

$\sum Me$  = Suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, referidos al centro del nudo.

$\sum Mg$  = Suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan a ese nudo, referidos al centro del nudo.

NUDO 1 - A N - 1

1.- SI EL SISMO ACTUA DE DERECHA A IZQUIERDA ( CAUSA FUERZA AXIAL DE COMPRESION EN LA COLUMNA ).

1.1.- LA FRACCION DE LA FUERZA AXIAL SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

$$\begin{aligned} Pu &= 512,54 \text{ ton} \\ Ku &= ( Pu / ( 0.8bh^2c ) ) \\ Ku &= 0,52 \end{aligned}$$

1.2.- FUERZA AXIAL DEBIDA AL SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

$$\begin{aligned} Pu &= 402,71 \text{ ton} \\ Ku &= ( Pu / ( 0.8bh^2c ) ) \\ Ku &= 0,41 \end{aligned}$$

De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$  Figuras 12 y 13 de las ayudas de diseño.

$$K = 0,410$$

Interpolando para  $d/h = 0,926$

$$\begin{aligned} d/h = 0,9 & & d/h = 0,95 & & d/h = 0,926 \\ R = 0,21 & & R = 0,22 & & R = 0,2152 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Me &= 0.8Rbh^2c \\ Me &= 200,744 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

NUDO 1 - A N - 2

1.1.- LA FRACCION DE LA FUERZA AXIAL SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

$$\begin{aligned} Pu &= 458,36 \text{ ton} \\ Ku &= ( Pu / ( 0.8bh^2c ) ) \\ Ku &= 0,47 \end{aligned}$$

1.2.- FUERZA AXIAL DEBIDA AL SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

$$\begin{aligned} Pu &= 362,15 \text{ ton} \\ Ku &= ( Pu / ( 0.8bh^2c ) ) \\ Ku &= 0,37 \end{aligned}$$

TRABAJA CON  
FALLA DE ORIGEN

De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$  Figuras 12 y 13 de las ayudas de diseño.  
 $K = 0,369$

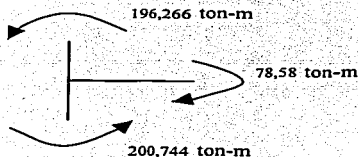
Interpolando para  $d/h = 0,926$

$d/h = 0,9$	$d/h = 0,95$	$d/h = 0,926$
$R = 0,2$	$R = 0,22$	$R = 0,2104$

$$Me = 0,8Rbh^2f'c$$

$$Me = 196,266 \text{ ton-m}$$

MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO DE LA VIGA QUE LLEGA A ESTE NUDO.



$$\sum Me = 397,010$$

$$1,5 Mg = 117,87 \quad \text{VERDADERO}$$

Como  
 $\sum Me > 1,5 Mg$  Por lo tanto se cumple con 5.3.2 !

NUDO 1 - A N - 1

2.- SI EL SISMO ACTUA DE IZQUIERDA A DERECHA ( CAUSA FUERZA AXIAL DE TENSION EN LA COLUMNA ).

2.1.- LA FRACCION DE LA FUERZA AXIAL SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

$$Pu = 20,91 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0,8bhf'c ) )$$

$$Ku = 0,02$$

2.2.- FUERZA AXIAL DEBIDA AL SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

$$Pu = 88,91 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0,8bhf'c ) )$$

$$Ku = 0,09$$

De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$  Figuras 12 y 13 de las ayudas de diseño.

$$K = 0,201$$

Interpolando para  $d/h = 0,926$

$d/h = 0,9$	$d/h = 0,95$	$d/h = 0,926$
$R = 0,135$	$R = 0,145$	$R = 0,1402$

$$Me = 0,8Rbh^2f'c$$

$$Me = 130,782 \text{ ton-m}$$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

NUDO 1 - A - N - 2

2.1.- LA FRACCIÓN DE LA FUERZA AXIAL SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

$$Pu = 8,97 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0.8bh^2f'c ) )$$

$$Ku = 0,01$$

2.2.- FUERZA AXIAL DEBIDA AL SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

$$Pu = 87,24 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0.8bh^2f'c ) )$$

$$Ku = 0,09$$

De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$  Figuras 12 y 13 de las ayudas de diseño.

$$K = 0,009$$

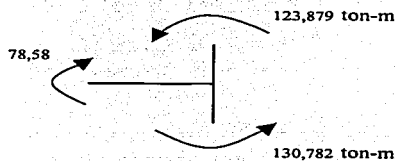
Interpolando para  $d/h = 0.926$

$d/h = 0,9$	$d/h = 0,95$	$d/h = 0,926$
$R = 0,125$	$R = 0,14$	$R = 0,133$

$$Me = 0.8Rbh^2f'c$$

$$Me = 123,879 \text{ ton-m}$$

MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO:



$$\Sigma Me = 254,661$$

$$1.5 Mg = 117,87 \quad \text{VERDADERO}$$

Como  
 $\Sigma Me > 1.5 Mg$  Por lo tanto se cumple con 5.3.2 !

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

**DIRECCION " Y "**

( INCISO 5.3.2 )

COLUMNA 1 - A				
ENTREPISO	SECCION (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	P	q
1 - 2	95 x 88	83,6	0,01	0,308
2 - 3	95 x 88	83,6	0,01	0,308

Se debe cumplir con:

$$\sum Me \geq 1.5 \sum Mg$$

$\sum Me$  = Suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, referidos al centro del nudo.

$\sum Mg$  = Suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan a ese nudo, referidos al centro del nudo.

**NUDO 1 - A N - 1**

1.- SI EL SISMO ACTUA DE DERECHA A IZQUIERDA ( CAUSA FUERZA AXIAL DE COMPRESION EN LA COLUMNA ).

1.1.- LA FRACCION DE LA FUERZA AXIAL SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

$$Pu = 555,82 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0.8bh^2f'c ) )$$

$$Ku = 0,57$$

1.2.- FUERZA AXIAL DEBIDA AL SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

$$Pu = 428,17 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0.8bh^2f'c ) )$$

$$Ku = 0,44$$

De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$  Figuras 12 y 13 de las ayudas de diseño.

$$K = 0,436$$

Interpolando para  $d/h = 0,926$

$$d/h = 0,9$$

$$R = 0,205$$

$$d/h = 0,95$$

$$R = 0,22$$

$$d/h = 0,926$$

$$R = 0,2128$$

$$Me = 0.8Rbh^2f'c$$

$$Me = 198,505 \text{ ton-m}$$

**NUDO 1 - A N - 2**

1.1.- LA FRACCION DE LA FUERZA AXIAL SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

$$Pu = 497,06 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0.8bh^2f'c ) )$$

$$Ku = 0,51$$

1.2.- FUERZA AXIAL DEBIDA AL SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

$$Pu = 384,91 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0.8bh^2f'c ) )$$

$$Ku = 0,39$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

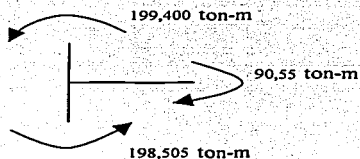
De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$  Figuras 12 y 13 de las ayudas de diseño.  
 $K = 0,392$

Interpolando para  $d/h = 0,926$

$d/h = 0,9$	$d/h = 0,95$	$d/h = 0,926$
$R = 0,207$	$R = 0,22$	$R = 0,21376$

$Me = 0,8Rbh^2f_c$   
 $Me = 199,400 \text{ ton-m}$

MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO DE LA VIGA QUE LLEGA A ESTE NUDO.



$$\begin{aligned} \sum Me &= 397,905 \\ 1.5 Mg &= 135,825 \end{aligned} \quad \text{VERDADERO}$$

Como  
 $\sum Me > 1.5 Mg$  Por lo tanto se cumple con 5.3.2 !

NUDO 1 - A N - 1

2.- SI EL SISMO ACTUA DE IZQUIERDA A DERECHA ( CAUSA FUERZA AXIAL DE TENSION EN LA COLUMNA ).

2.1.- LA FRACCION DE LA FUERZA AXIAL SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

$$Pu = 64,18 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0.8bh^2f_c ) )$$

$$Ku = 0,07$$

2.2.- FUERZA AXIAL DEBIDA AL SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

$$Pu = 63,46 \text{ ton}$$

$$Ku = ( Pu / ( 0.8bh^2f_c ) )$$

$$Ku = 0,06$$

De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$  Figuras 12 y 13 de las ayudas de diseño.  
 $K = 0,065$

Interpolando para  $d/h = 0,926$

$d/h = 0,9$	$d/h = 0,95$	$d/h = 0,926$
$R = 0,14$	$R = 0,15$	$R = 0,1452$

$$\begin{aligned} Me &= 0,8Rbh^2f_c \\ Me &= 135,446 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

NUDO 1 - A N - 2

2.1.- LA FRACCIÓN DE LA FUERZA AXIAL SE TOMA IGUAL A 1.7 VECES LA CALCULADA.

$$P_u = 47,66 \text{ ton}$$

$$K_u = ( P_u / ( 0.8bh^2f^c ) )$$

$$K_u = 0,05$$

2.2.- FUERZA AXIAL DEBIDA AL SISMO SE TOMA IGUAL A LA CALCULADA.

$$P_u = 64,48 \text{ ton}$$

$$K_u = ( P_u / ( 0.8bh^2f^c ) )$$

$$K_u = 0,07$$

De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$  Figuras 12 y 13 de las ayudas de diseño.

$$K = 0,049$$

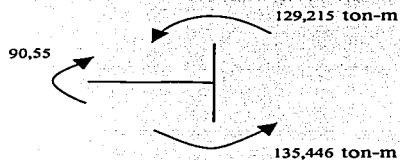
Interpolando para  $d/h = 0.926$

$d/h = 0,9$	$d/h = 0,95$	$d/h = 0,926$
$R = 0,138$	$R = 0,139$	$R = 0,139$

$$M_e = 0.8Rbh^2f^c$$

$$M_e = 129,215 \text{ ton-m}$$

MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO:



$$\sum M_e = 264,661$$

$$1.5 M_g = 135,825$$

VERDADERO

Como

$$\sum M_e > 1.5 M_g$$

Por lo tanto se cumple con 5.3.2 !



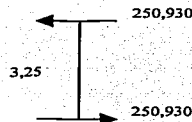
### III.16.- DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

#### ENTREPISO 1 - 2 COLUMNA 1 - A

$P_u = 555,82$       Condición que rige !  
 $K_u = ( P_u / (bh^2 \cdot c) )$       Sin Factores de carga  
 $K_u = 0,453$   
 De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$        $K_u = 0,45$   
 $d/h = 0,9$        $d/h = 0,95$        $d/h = 0,926$   
 $R = 0,21$        $R = 0,22$        $R = 0,215$

$$M_R = Rbh^2 f'c$$

$$M_R = 250,930 \text{ ton-m}$$



$$V_u = M_R \cdot 2 / H$$

$$V_u = 154,418 \text{ ton}$$

$$154418,25 \text{ kg}$$

#### CONTRIBUCION DEL CONCRETO:

$$5 \text{ VAR \# } 8 \quad 5,07$$

$$P = 0,0030$$

$$V_{CR} = 0,8bd (0,2+30P)(\sqrt{f'c})$$

$$V_{CR} = 24615,17 \text{ kg} \quad 24,615 \text{ ton}$$

#### REVISION POR FUERZA CORTANTE DE LA SECCION DE 95 X 95 cm:

Limite para  $V_u$        $2F_Rbd\sqrt{f'c} = 169194,5 \text{ kg}$        $169,195 \text{ ton}$       ( Inciso 2.1.5b )

Como  $2F_Rbd\sqrt{f'c} > V_u$       VERDADERO      Por lo tanto se acepta la sección !

#### SEPARACION DE ESTRIBOS:

##### EST # 3 DE CUATRO RAMAS

$$A_{uEST} = 0,71$$

$$A_u = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$((0,8A_u f_y) / (V_u - V_{CR})) = 6,47 \text{ cm} \quad 6,47 \text{ Rige !}$$

La separación no debe ser mayor que ninguno de los valores sig:

$$((0,8A_u f_y) / (3,5b)) = 28,70 \text{ cm}$$

$$1,5F_Rbd\sqrt{f'c} = 126895,9 \text{ kg} \quad 126,90 \text{ ton}$$

$$1,5F_Rbd\sqrt{f'c} < V_u \text{ VERDADERO}$$

Por lo tanto la separación no debe ser mayor de 0.25d:

$$0,25d = 22 \text{ cm}$$

Por lo tanto rige: EST # 3 @ 6,00 cm

**REQUISITOS MINIMOS PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL:**

$$\frac{850}{\sqrt{F_y}} d_b = 33,31 \text{ cm} \quad \text{Rige!} \quad 33,31$$

$$\frac{h}{2} \geq 47,5 \text{ cm}$$

$$48 d_c = 45,6 \text{ cm}$$

**SEPARACION EN LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA ( 5.3.4 ):**

Suponiendo EST # 3 de cuatro ramas:

$$S \leq \frac{A_{sh} f_y}{0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) f'_{ch_c}} = 24,59 \quad \text{Rige!} \quad 5,52 \text{ cm}$$

Por lo tanto rige: EST # 3 @ 5,00 cm DE CUATRO RAMAS !

$$S \leq \frac{A_{sh} f_y}{0.12 f'_{ch_c}} = 5,52$$

Ash = 2,84 cm<sup>2</sup>  
 Ag = 9025 cm<sup>2</sup>  
 Ac = 8281 cm<sup>2</sup>  
 hc = 90 cm

SEGÚN LAS NORMAS LA SEPARACION NO DEBE SER MAYOR QUE NINGUNO DE LOS TRES VALORES SIGUIENTES:

- La mitad de la obtenida como máxima para todo el elemento. 16,66 cm Incisos: ( 4.2.3 )
- La cuarta parte de la menor dimensión transversal de la columna. 23,75 cm ( 5.3.4b ) Rige! 10,00 cm
- 10 cm 10 cm ( 5.3.4b )

Por lo tanto rige:

**EST # 3 @ 5 cm DE CUATRO RAMAS !**

LA LONGITUD EN LA QUE SE COLOCARAN ESTOS ESTRIBOS NO SERA MENOR QUE NINGUNO DE LOS TRES VALORES SIG:

- Dimensión transversal máxima de la columna. 95 cm Rige! 95,0 cm
- Un sexto de la altura libre. 54,2 cm
- 60 cm 60 cm

**LONGITUD EN QUE SE COLOCARAN LOS ESTRIBOS 95 cm**

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

**ENTREPISO 2 - 3 COLUMNA 1 - A**

$P_u = 497,06$       Condición que rige !  
 $K_u = ( P_u / (bh f^* c) )$       Sin Factores de carga  
 $K_u = 0,405$   
 De las ayudas de diseño con  $q = 0,308$        $K_u = 0,40$   
 $d/h = 0,9$        $d/h = 0,95$        $d/h = 0,926$   
 $R = 0,205$        $R = 0,22$        $R = 0,213$

$M_R = Rbh^2 f^* c$   
 $M_R = 248,131 \text{ ton-m}$



$V_u = M_R * 2 / H$   
 $V_u = 168,225 \text{ ton}$   
 $168224,53 \text{ kg}$

**CONTRIBUCION DEL CONCRETO:**

$5 \text{ VAR } \# 8 \quad 5,07$   
 $P = 0,0030$   
 $V_{CR} = 0.8bd(0.2+30P)(\sqrt{f^*c})$   
 $V_{CR} = 24615,17 \text{ kg} \quad 24,615 \text{ ton}$

**REVISION POR FUERZA CORTANTE DE LA SECCION DE 95 X 95 cm:**

Limite para  $V_u$        $2F_Rbd\sqrt{f^*c} = 169194,5 \text{ kg} \quad 169,195 \text{ ton}$       ( Inciso 2.1.5b )

Como  $2F_Rbd\sqrt{f^*c} > V_u$       VERDADERO      Por lo tanto se acepta la sección !

**SEPARACION DE ESTRIBOS:**

EST # 3 DE CUATRO RAMAS

$A_{uEST} = 0,71$   
 $A_u = 2,84 \text{ cm}^2$

$((0.8A_u f_y d) / (V_u - V_{CR})) = 5,85 \text{ cm} \quad 5,85 \text{ Rige !}$

La separación no debe ser mayor que ninguno de los valores sig:

$((0.8A_u f_y) / (3.5b)) = 28,70 \text{ cm}$

$1.5F_Rbd\sqrt{f^*c} = 126895,9 \text{ kg} \quad 126,90 \text{ ton}$

$1.5F_Rbd\sqrt{f^*c} < V_u$       VERDADERO

Por lo tanto la separación no debe ser mayor de 0.25d:

$0.25d = 22 \text{ cm}$

Por lo tanto rige: EST # 3 @ 5,00 cm

TERCER CON  
 FALLA DE ORIGEN

**REQUISITOS MINIMOS PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL:**

$$\frac{850}{\sqrt{F_y}} d_b = 33,31 \text{ cm} \quad \text{Rige!} \quad 33,31$$

$$\frac{h_{min}}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

$$48 d_c = 45,6 \text{ cm}$$

**SEPARACION EN LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA ( 5.3.4 ):**

Suponiendo EST # 3 de cuatro ramas:

$$S \leq \frac{A_{sh} f_y}{0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) f'_{ch_c}} = 24,59 \quad \text{Rige!} \quad 5,52 \text{ cm}$$

Por lo tanto rige: EST # 3 @ 5,00 cm DE CUATRO RAMAS !

$$S \leq \frac{A_{sh} f_y}{0.12 f'_{ch_c}} = 5,52$$

$$A_{sh} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 9025 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 8281 \text{ cm}^2$$

$$h_c = 90 \text{ cm}$$

SEGÚN LAS NORMAS LA SEPARACION NO DEBE SER MAYOR QUE NINGUNO DE LOS TRES VALORES SIGUIENTES:

• La mitad de la obtenida como máxima para todo el elemento.	16,66	cm	Incisos: ( 4.2.3 )	
• La cuarta parte de la menor dimensión transversal de la columna.	23,75	cm	( 5.3.4b )	Rige! 10,00 cm
• 10 cm	10	cm	( 5.3.4b )	

Por lo tanto rige:

EST # 3 @ 5 cm DE CUATRO RAMAS !

LA LONGITUD EN LA QUE SE COLOCARAN ESTOS ESTRIBOS NO SERA MENOR QUE NINGUNO DE LOS TRES VALORES SIG:

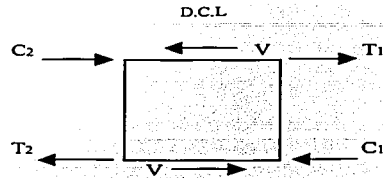
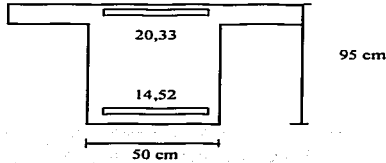
• Dimensión transversal máxima de la columna.	95	cm	Rige!	95,0	cm
• Un sexto de la altura libre.	54,2	cm			
• 60 cm	60	cm			

LONGITUD EN QUE SE COLOCARAN LOS ESTRIBOS 95 cm

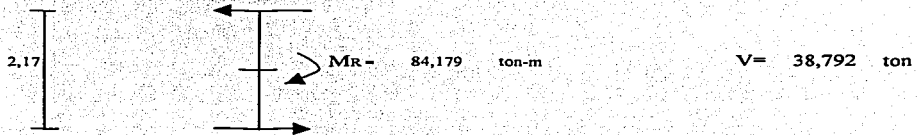
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

### III.17.- REVISIÓN DE UNIÓN VIGA - COLUMNA

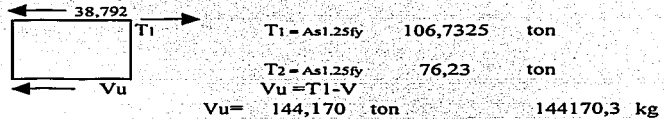
#### N - 1 REVISIÓN POR FUERZA CORTANTE



Para el cálculo de  $V$ , se supone que existen puntos de inflexión a media altura de las columnas que llegan al nudo y que actúa, en el extremo de la viga, el máximo momento resistente valuado sin FR y con el esfuerzo en el acero de tensión igual a  $1.25 f_y$ .



Obtención de la fuerza cortante,  $V_u$ , en un plano horizontal a media altura del nudo:



El nudo no está confinado, por lo que la resistencia de diseño a fuerza cortante se tomará igual a:  
 $4.5 F_R \sqrt{f'_c} b_e h$  ( Incisos 5.4.2 y 5.4.3 )

Donde:  $b_e$  = Ancho efectivo del nudo.

$h$  = Dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza.

El ancho efectivo  $b_e$ , se tomará como la menor de las sig. cantidades:

- El promedio del ancho de la o las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. 72,5 cm      Rige !      72,5 cm
- El ancho de o las vigas mas h. 145 cm

sustituyendo:

$$4.5 F_R \sqrt{f'_c} b_e h = 313634,7 \text{ kg} > V_u = 144170,3 \text{ kg}$$

VERDADERO

Por lo tanto se aceptan las dimensiones del nudo !

TRIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO:**

EST # 3 @ 5,00 cm DE CUATRO RAMAS !

**ANCLAJE DEL REFUERZO:**

Barras del lecho superior ( 8 # 6 )

Según 3.8, el radio interior de dobléz no será menor que los valores sig:

$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = 9,40$ cm	Rige ! 9,4 cm
Norma NOM B6 para la prueba de doblado	2.5 db = 4,75 cm

La distancia, paralela a la barra, entre la sección crítica (plano externo del núcleo de la columna según ( 5.4.4 ), y el paño externo de la barra en el dobléz, se tomará como la mayor de las sig:

<ul style="list-style-type: none"> <li>· <math>((0,9 \times 0,076 d_b f_y) / (\sqrt{f'_c})) = 38,60</math> cm</li> <li>· 15 cm</li> <li>· 8db =</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rige ! 38,60 cm</li> <li>15 cm</li> <li>15,2 cm</li> </ul>
--	---

Tramo recto después del dobléz no será menor que 12 db.

12db = 22,8 cm

Barras del lecho inferior ( 6 # 6 )

Los requisitos de anclaje de las barras # 6 son los mismos que para las del lecho superior.

Radio interior =	9,4	cm
Distancia paralela =	38,60	cm
Tramo recto =	22,8	cm

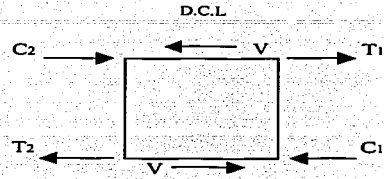
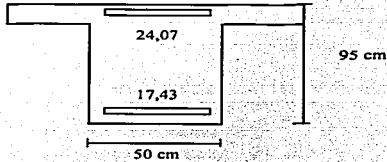
De acuerdo con el segundo párrafo de 5.4.4 los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través del nudo deben cumplir con las relaciones sig:

h columnas / db barras de vigas >	20	>	20	VERDADERO
h viga / db barras de columna >	20	>	20	VERDADERO
h columna =	95			
db barras de viga =	1,9			
h viga =	95			
db barras de columnas =	2,54			
h columnas / db barras de vigas =	50	>	20	VERDADERO
h viga / db barras de columna =	37,4	>	20	VERDADERO

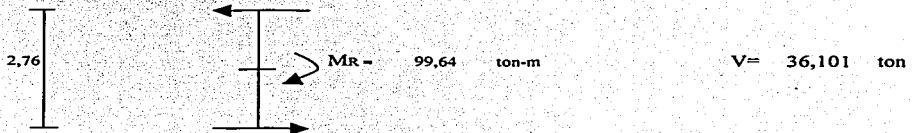
Por lo tanto se aceptan los diámetros de las barras seleccionadas para vigas y columnas !

HECHO CON  
 BARRA DE ORIGEN

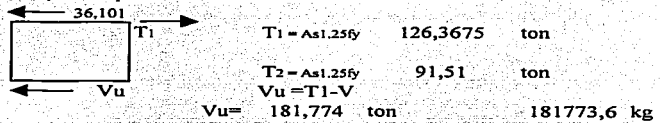
**N - 2**  
**REVISION POR FUERZA CORTANTE**



Para el cálculo de V, se supone que existen puntos de inflexión a media altura de las columnas que llegan al nudo y que actúa, en el extremo de la viga, el máximo momento resistente valuado sin FR y con el esfuerzo en el acero de tensión igual a 1.25 fy.



Obtención de la fuerza cortante, Vu, en un plano horizontal a media altura del nudo:



El nudo no está confinado, por lo que la resistencia de diseño a fuerza cortante se tomará igual a:  
 $4.5 F_R \sqrt{f_c} b_e h$  (Incisos 5.4.2 y 5.4.3)

Donde:  $b_e$  = Ancho efectivo del nudo.

$h$  = Dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza.

El ancho efectivo  $b_e$ , se tomará como la menor de las sig. cantidades:

- El promedio del ancho de la o las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. 72,5 cm Rige ! 72,5 cm
- El ancho de o las vigas mas h. 145 cm

sustituyendo:

$$4.5 F_R \sqrt{f_c} b_e h = 313634,7 \text{ kg} > Vu = 181773,6 \text{ kg}$$

VERDADERO

Por lo tanto se aceptan las dimensiones del nudo !

**TRABAJOS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO:**

EST # 3 @	5.00	cm	DE CUATRO RAMAS !
-----------	------	----	-------------------

**ANCLAJE DEL REFUERZO:**

Barras del lecho superior ( 9 # 6 )

Según 3.8, el radio interior de dobléz no será menor que los valores sig:

- $\frac{f_y}{60\sqrt{f_c}} d_b = 9,40 \text{ cm}$  Rige ! 9,4 cm
- Norma NOM B6 para la prueba de doblado  $2.5 d_b = 4,75 \text{ cm}$

La distancia, paralela a la barra, entre la sección crítica (plano externo del núcleo de la columna según ( 5.4.4 ), y el paño externo de la barra en el dobléz, se tomará como la mayor de las sig:

- $(( 0.9 \times 0.076 d_b f_y ) / (\sqrt{f_c})) = 38,60 \text{ cm}$  Rige ! 38,60 cm
- 15 cm 15 cm
- 8db = 15,2 cm 15,2 cm

Tramo recto después del dobléz no será menor que 12 db.

12db = 22,8 cm

Barras del lecho inferior ( 7 # 6 )

Los requisitos de anclaje de las barras # 6 son los mismos que para las del lecho superior.

- Radio interior = 9,4 cm
- Distancia paralela = 38,60 cm
- Tramo recto = 22,8 cm

De acuerdo con el segundo párrafo de 5.4.4 los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través del nudo deben cumplir con las relaciones sig:

h columnas / db barras de vigas >	20	>	20	VERDADERO
h viga / db barras de columna >	20	>	20	VERDADERO
h columna =	95			
db barras de viga =	1,9			
h viga =	95			
db barras de columnas =	2,54			
h columnas / db barras de vigas =	50	>	20	VERDADERO
h viga / db barras de columna =	37,4	>	20	VERDADERO

Por lo tanto se aceptan los diámetros de las barras seleccionadas para vigas y columnas !

TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN



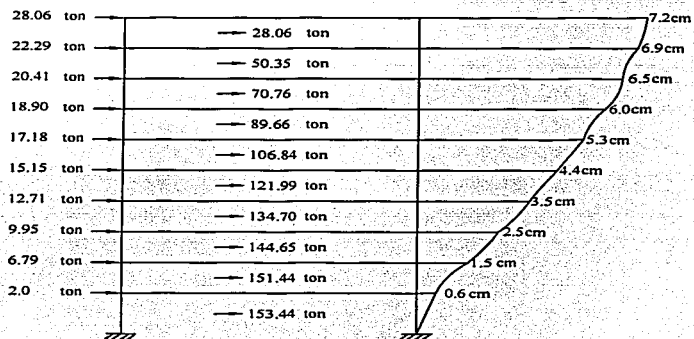
## **CAPITULO IV**

### **DISEÑO DEL EDIFICIO DE 10 NIVELES DE ACUERDO CON EL RCEM**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## IV.1.- ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL

### OBTENCIÓN DE RIGIDECES DIRECCIÓN "X"



$$K_1 = \frac{153.44}{0.6} = 255.73 \text{ ton/cm}^2$$

POR 4 MARCOS

$$K_1 = 1022.93 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_2 = \frac{151.44}{1.5 - 0.6} = 168.26 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_2 = 673.06 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_3 = \frac{144.65}{2.5 - 1.5} = 144.65 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_3 = 578.60 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_4 = \frac{134.7}{3.5 - 2.5} = 134.7 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_4 = 538.80 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_5 = \frac{121.99}{4.4 - 3.5} = 135.54 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_5 = 542.17 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_6 = \frac{106.84}{5.3 - 4.4} = 118.71 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_6 = 474.84 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_7 = \frac{89.66}{6.0 - 5.3} = 128.08 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_7 = 512.34 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_8 = \frac{70.76}{6.5 - 6.0} = 141.52 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_8 = 566.08 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_9 = \frac{50.35}{6.9 - 6.5} = 125.87 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_9 = 503.50 \text{ ton/cm}^2$$

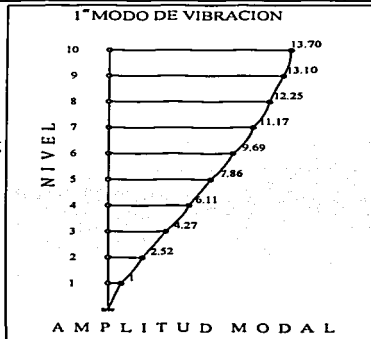
$$K_{10} = \frac{28.06}{7.2 - 6.9} = 93.53 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_{10} = 374.13 \text{ ton/cm}^2$$

PRIMER MODO DE VIBRACION (METODO DE NEWMARK)

Ki(ton/cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13
mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814
X	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Fi/w <sup>2</sup>	0.01	0.12	0.36	0.70	1.18	1.73	2.02	2.85	3.21	3.44
Vi/w <sup>2</sup>	15.94	15.8	15.44	14.73	13.55	11.82	9.52	6.66	6.66	3.44
ΔXi/w <sup>2</sup>	0.14	0.022	0.026	0.024	0.025	0.023	0.021	0.018	0.010	0.006
Xi/w <sup>2</sup>	0.014	0.036	0.061	0.085	0.11	0.134	0.154	0.172	0.182	0.189
w <sup>2</sup>	46.84	46.84	46.84	46.84	46.84	46.84	46.84	46.84	46.84	46.84

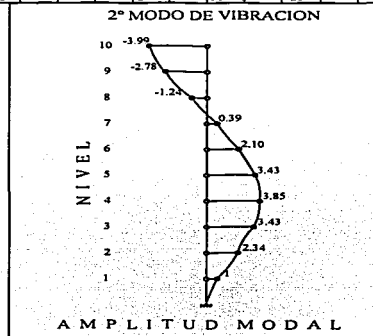
$W_1^2 = 46.846$   
 $W_1 = 6.84 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.918 \text{ seg}$



SEGUNDO MODO DE VIBRACION (METODO DE HOLZER)

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13	RESIDUO
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
	X	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
139.16	ΔX	1	1.43	1.17	3.43	3.85	-0.47	-1.28	-1.81	-2.08	-1.38	-0.92
	V	1022	1043	722	236.6	-279.4	-742	-1038	-1095	-885.5	-493.2	
	F	132.5	321.14	475.7	526	463	295.8	56.762	-209.7	-391.4	-493.8	0.004

$W_1^2 = 139.16$   
 $W_1 = 11.79 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.53 \text{ seg}$



TEMA CON FALLA DE ORIGEN

TERCER MODO DE VIBRACION

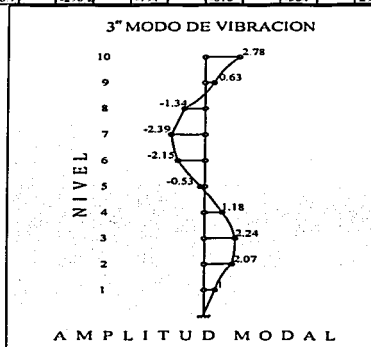
( METODO DE HOLZER )

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13	RANGO
	mi(ton-s/cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
355.28	X	1	1	2.07	2.24	1.18	-0.53	-2.15	-2.39	-1.34	0.63	2.78
	$\Delta X$	1	1.23	0.102	-1.13	-1.91	-1.41	-0.052	1.44	1.69	1.46	0.007
	V	1022	818.8	62.867	-729	-1120	-829	-35.47	780.8	1084	788	
	F	357.5	755.9	792.2	390.7	-290.2	-794	-816	-304	296.8	788	

$$W_1^2 = 355.28$$

$$W_1 = 18.84 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.33 \text{ seg}$$



CUARTO MODO DE VIBRACION

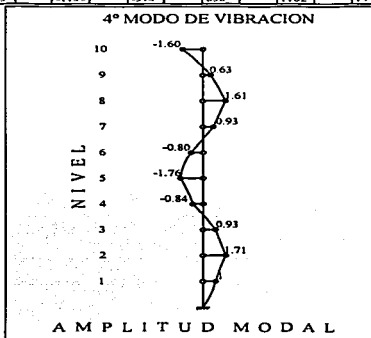
( METODO DE HOLZER )

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13	RANGO
	mi(ton-s/cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
642.47	X	1	1.71	0.93	-0.84	-1.76	-0.80	0.93	1.61	0.63	-1.60	
	$\Delta X$	1	0.71	-0.98	-1.67	-0.79	1.16	1.86	0.40	-1.37	-2.01	
	V	1022	516	-606	-1082	-457	681	1056	219	-883	-1082	
	F	660.5	1122	476	-625	-1139	-374	836	1102	190.1	-1082	

$$W_1^2 = 642.47$$

$$W_1 = 25.34 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.24 \text{ seg}$$

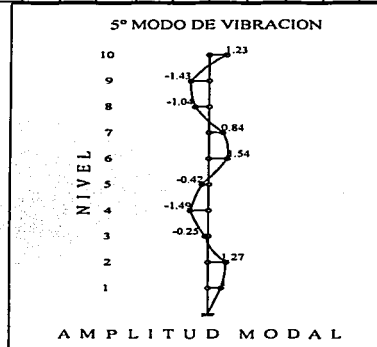


QUINTO MODO DE VIBRACION

(METODO DE HOLZER)

Wsupuesta	Ki (ton/cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13	RESIDUO
	mi (ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
991.13	X	i										
	$\Delta X$	1	0.26	-1.69	-0.97	1.25	-1.49	1.54	-0.78	-1.85	-0.38	2.09
	V	1022	104	-1042	-628	735	-871	426	-1003	547	-121	
	F	081.3	1237	-414	-628	-1364	735	-135	1317	-1251	-873	0121

$W_1^2 = 991.13$   
 $W_1 = 31.48 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.2 \text{ seg}$

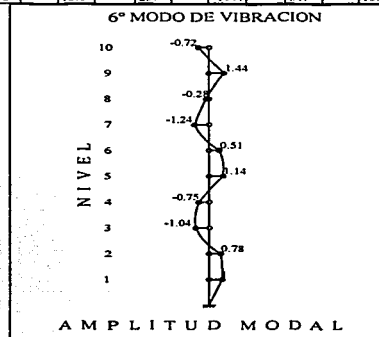


SEXTO MODO DE VIBRACION

(METODO DE HOLZER)

Wsupuesta	Ki (ton/cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13	RESIDUO
	mi (ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
1376.96	X	i	0.78	-1.04	-0.75	1.14	0.51	-1.24	-0.28	2.29	1.44	-0.72
	$\Delta X$	1	-0.10	-1.96	0.23	1.90	-0.28	-1.95	0.57	-1.68	-2.61	-0.005
	V	1022	-81.69	-1301	161.1	1299	-1681	1250	-1362	1138	-1195	
	F	1344	1026	-1565	-796	1875	-1875	259	-1997	547	1555	-1071

$W_1^2 = 1376.96$   
 $W_1 = 37.10 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.16 \text{ seg}$



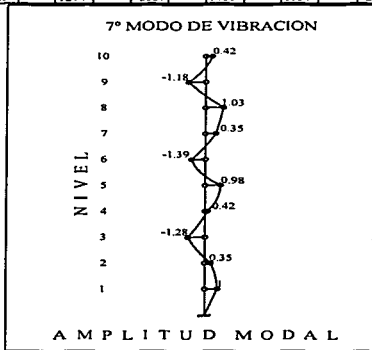
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

SEPTIMO MODO DE VIBRACION

(METODO DE HOLZER)

Wsupuesta	Ki(ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13	RESIDUO
X	1	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
$\Delta X$	1		-0.52	-1.81	1.54	1.02	-2.31	0.68	1.87	-2.81	1.85	0.003
V	1022		-583.2	-1201	1048	697	-1376	240.7	1098	-1398	849.2	
F		1759	341.5	-2287	1405	1274	-2669	1461	1104	-2210	995	

$W_1^2 = 1721.52$   
 $W_1 = 41.49 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.15 \text{ seg}$

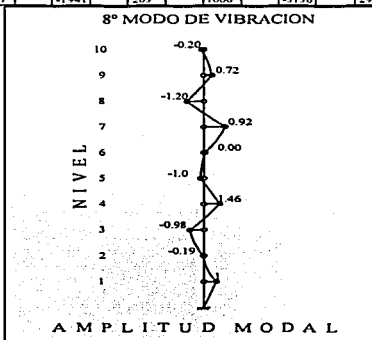


OCTAVO MODO DE VIBRACION

(METODO DE HOLZER)

Wsupuesta	Ki(ton/cm) mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13	RESIDUO
X	1	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
$\Delta X$	1		-1.19	-1.03	-0.98	2.35	1.46	-1.0	0.00	0.92	-1.20	-0.20
V	1022		-601.7	-399	-1841	1599	-1019	-82	7.78	-2.99	1.95	-0.83
F		2077	601.7	-502	-1841	2777	-1941	203	1660	-1316	967.9	-381.9

$W_1^2 = 2146.39$   
 $W_1 = 46.32 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.13 \text{ seg}$



CON  
 FALLA DE ORIGEN

NOVENO MODO DE VIBRACION

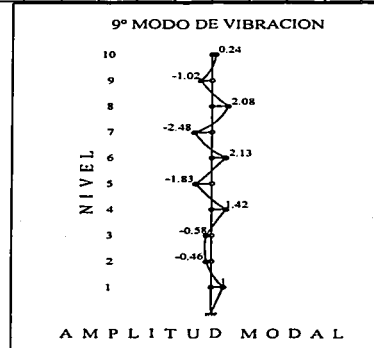
(METODO DE HOLZER)

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13	RESIDUO
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
	X	1	-0.46	0.84	0.84	-1.83	2.13	-2.48	2.08	-1.02	0.24	
2360.832	ΔX	1	-1.46	-0.01	1.66	-2.53	2.5	-2.01	1.30	-0.61	0.20	-0.02
	V	1022	-1074	9.31	1130	-1726	1490	-1292	763.5	-302.9	94.4	
	F	2250	-1078	-1066	2642	-3384	3545	-3238	2978	-2166	691.9	

$$W_1^2 = 2360.832$$

$$W_1 = 48.58 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.12 \text{ seg}$$



DECIMO MODO DE VIBRACION

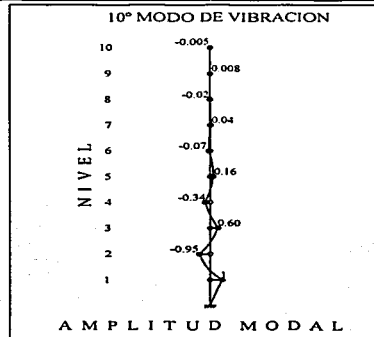
(METODO DE HOLZER)

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	1022.93	673.06	578.60	538.80	542.17	474.84	512.34	566.08	503.50	374.13	RESIDUO
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
	X	1	-0.95	1.56	-1.1	-0.34	0.16	-0.07	0.04	-0.02	0.008	-0.002
2754.422	ΔX	1	-1.91	1.56	-1.1	0.71	-0.39	0.19	-0.09	0.03	-0.005	0.002
	V	1022	-1194	964	-749.4	488.6	-237.3	127.8	-54.07	16.55	-4.20	
	F	2571	-2359	1644	-1049	567	-296.1	146.2	-76.31	39.28	-10.37	

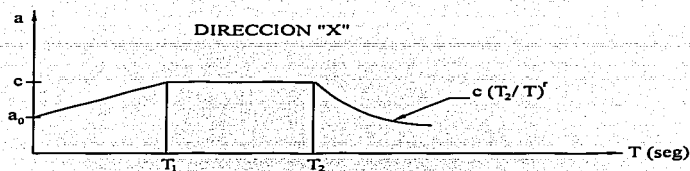
$$W_1^2 = 2754.422$$

$$W_1 = 52.48 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.12 \text{ seg}$$



TRABAJOS CON  
FALLA DE ORIGEN



ESPECTRO DE SEUDOACELERACIONES

DEACUERDO A LO ANTERIOR:

$$c = 0.20$$

$$a_0 = 0.08$$

$$T_1 = 0.5$$

$$T_2 = 2$$

$$r = 2/3$$

SUELO TIPO II  
ZONA "B"  
Q=4  
URUAPAN; MICH.

1<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.91 > T_1 = 0.5$$

$$Q = Q = 4$$

2<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.53 > T_1 = 0.5$$

$$Q = Q = 4$$

3<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.33 < T_1 = 0.5$$

$$Q = 1 + (4 - 1)(0.33/0.5) = 2.99$$

$$Q = 2.99$$

4<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.24 < T_1 = 0.5$$

$$Q = 1 + (4 - 1)(0.24/0.5) = 2.48$$

$$Q = 2.48$$

5<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.20 < T_1 = 0.5$$

$$Q = 1 + (4 - 1)(0.2/0.5) = 2.2$$

$$Q = 2.2$$

6<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.16 < T_1 = 0.5$$

$$Q = 1 + (4 - 1)(0.16/0.5) = 2.01$$

$$Q = 2.01$$

7<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.15 < T_1 = 0.5$$

$$Q = 1 + (4 - 1)(0.15/0.5) = 1.90$$

$$Q = 1.90$$

8<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.13 < T_1 = 0.5$$

$$Q = 1 + (4 - 1)(0.13/0.5) = 1.81$$

$$Q = 1.81$$

9<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.12 < T_1 = 0.5$$

$$Q = 1 + (4 - 1)(0.12/0.5) = 1.77$$

$$Q = 1.77$$

10<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.12 < T_1 = 0.5$$

$$Q = 1 + (4 - 1)(0.12/0.5) = 1.72$$

$$Q = 1.72$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



ANALISIS SISMICO MODAL ESPECTRAL "X"

	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 5	MODO 6	MODO 7	MODO 8	MODO 9	MODO 10											
$\Gamma$	0,096	0,117	0,106	0,12	0,095	0,097	0,081	0,07	0,022	0,18											
$\Delta_j$	49,05	49,05	52,46	55,18	57,07	58,84	60,01	61,04	61,49	62,05											
$W_j^2$	46,85	139,2	355,3	642,5	991,1	1377	1722	2146	2361	2754											
	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	a	$U_{max}$	$a$	$U_{max}$	$\sqrt{\Sigma U_{max}^2}$				
1	1	0,10052	1	0,04124	1	0,015652	1	0,010306	1	0,00547	1	0,004145	1	0,00282	1	0,001991	1	0,00057	1	0,004055	0,110595066
2	2,52	0,2533	2,34	0,0965	2,07	0,032399	1,71	0,017624	1,27	0,006947	0,78	0,003233	0,35	0,00099	-0,19	-0,00038	-0,46	-0,00026	-0,95	-0,00385	0,213695204
3	4,27	0,42921	3,43	0,14145	2,24	0,039306	0,93	0,009585	-0,25	-0,00137	-1,04	-0,00431	-1,28	-0,0036	-0,98	-0,00195	-0,58	-0,00033	-0,6	0,002433	0,453420682
4	6,11	0,61416	3,85	0,15877	1,18	0,018469	-0,84	-0,00866	-1,49	-0,00315	-0,75	-0,00311	0,42	0,00119	1,46	0,002906	1,42	0,00081	0,34	-0,00138	0,634744684
5	7,86	0,79006	3,43	0,14145	-0,53	-0,0083	-1,76	-0,01814	-0,42	-0,0023	1,14	0,004725	0,98	0,00277	-1	-0,00199	-1,83	-0,00108	0,16	0,000649	0,802896155
6	9,69	0,97401	2,1	0,0886	-2,15	-0,03365	-0,8	-0,00825	1,54	0,008424	0,51	0,002114	-1,39	-0,0039	0	0	2,13	0,00122	-0,07	-0,00028	0,978509026
7	11,17	1,12277	0,39	0,01608	-2,39	-0,03741	0,93	0,009585	0,84	0,004595	-1,24	-0,00514	0,35	0,00099	0,92	0,001831	-2,48	-0,00142	0,04	0,000162	1,23573258
8	12,25	1,23133	-1,24	-0,0511	-1,34	-0,02997	1,61	0,016593	-1,04	-0,00569	-0,28	-0,00116	1,03	0,00291	-1,2	-0,00239	2,08	0,00119	-0,02	-8,1E-05	1,232699709
9	13,1	1,31677	-2,78	-0,1146	0,63	0,009861	0,63	0,006493	-1,43	-0,00782	1,44	0,005969	-1,18	-0,0033	0,72	0,001433	-1,02	-0,00058	0,008	3,24E-05	1,321843129
10	13,7	1,37708	-1,99	-0,1645	2,78	0,043512	-1,6	-0,016449	1,23	0,006728	-0,72	-0,00298	0,42	0,00119	-0,2	-0,00064	0,24	0,00014	-0,005	-2E-05	1,387673438

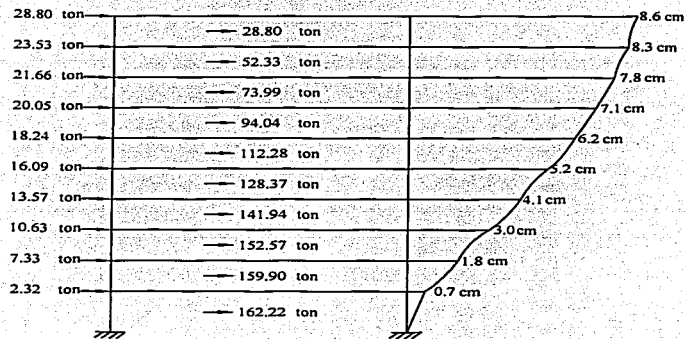
NIVEL	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\Delta_{rel}$	$\sqrt{\Sigma \Delta_{rel}^2}$
1	0,10052	0,04124	0,01565	0,01031	0,00547	0,00414	0,00282	0,001991	0,00057	0,00405	0,110595066											
2	0,15279	0,05526	0,01675	0,00732	0,00148	-0,0009	-0,0018	-0,00237	-0,0008	-0,0079	0,163726258											
3	0,1759	0,04495	0,00266	-0,008	-0,0003	-0,0075	-0,0046	-0,00157	-7E-05	0,000629	0,182273721											
4	0,18495	0,01732	-0,0166	-0,0182	-0,0068	0,0012	0,0048	0,004857	0,00115	-0,0018	0,187682357											
5	0,1759	-0,0173	-0,0268	-0,0095	0,00585	0,00783	0,00158	-0,0049	-0,0019	0,00203	0,179382728											
6	0,18395	-0,0548	-0,0254	0,00989	0,01072	-0,0026	-0,0067	0,001991	0,00227	-0,0009	0,194323343											
7	0,14876	-0,0705	-0,0038	0,01783	-0,0038	-0,0073	0,00491	0,001831	-0,0026	0,00045	0,165945182											
8	0,10836	-0,0672	0,01643	0,00701	-0,0103	0,00398	0,00192	-0,00422	0,00261	-0,0002	0,129508772											
9	0,08544	-0,0635	0,03083	-0,0101	-0,0021	0,00713	-0,0062	0,003822	-0,0018	0,00011	0,117944665											
10	0,06031	-0,0499	0,03365	-0,023	0,01455	-0,009	0,00452	-0,00183	0,00072	-5E-05	0,090022569											

K	ENTRE PISO	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$V = K \Delta_{rel}$	$\sqrt{\Sigma V^2}$
1022,93	1	102,821	42,1848	16,0107	10,5428	5,5956	4,24003	2,8883	2,03638	0,58615	4,14791	113,1310104										
673,06	2	102,834	37,1937	11,272	4,92518	0,99407	-0,6138	-1,253	-1,59443	-0,5631	-5,322	110,1975955										
578,6	3	101,778	26,0085	1,53954	-4,6514	-3,8109	-1,3649	-2,6629	-0,90993	-0,0398	3,63659	105,4635747										
538,3	4	99,6513	9,33227	-8,9392	-9,829	-6,5497	0,64766	2,58627	2,61706	0,61748	-2,0537	101,1232542										
542,17	5	95,1099	-9,3906	-14,511	-5,1408	3,17337	4,24737	0,85727	-2,65506	-1,0097	1,09923	97,2593388										
474,84	6	87,3446	-26,044	-12,04	4,69817	5,09101	-1,24	-3,1775	0,94526	1,07747	-0,4429	92,27249636										
512,34	7	76,218	-36,13	-1,9246	9,13512	-1,9618	-3,7164	2,51712	0,938318	-1,3534	0,22853	85,02035466										
566,08	8	61,4525	-38,052	9,30316	3,96732	-5,8215	2,25254	1,08688	-2,38901	1,47912	-0,1377	73,31232543										
503,5	9	43,0186	-31,976	15,5249	-5,0855	-1,0742	3,58964	-3,1419	1,924441	-0,8944	0,05717	56,28851305										
374,13	10	22,5638	-18,669	12,59	-8,5988	5,44384	-3,3496	1,6902	-0,6852	0,27012	-0,0197	33,68014385										

FALLA DE ORIGEN  
 MARRAS CON

CRITERIOS DE DISEÑO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES EN CONCRETO REFORZADO UTILIZANDO MARCOS DÚCTILES

OBTENCION DE RIGIDECES DIRECCION "Y"



$$K_1 = \frac{162.22}{0.7} = 231.74 \text{ ton/cm}^2$$

POR 5 MARCOS

$$K_1 = 1158.71 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_2 = \frac{159.9}{1.8 - 0.7} = 145.36 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_2 = 726.81 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_3 = \frac{152.57}{3.0 - 1.8} = 127.14 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_3 = 635.70 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_4 = \frac{141.94}{4.1 - 3.0} = 129.03 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_4 = 645.18 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_5 = \frac{128.37}{5.2 - 4.1} = 116.70 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_5 = 583.50 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_6 = \frac{112.28}{6.2 - 5.2} = 112.28 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_6 = 561.40 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_7 = \frac{94.04}{7.1 - 6.2} = 104.48 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_7 = 522.44 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_8 = \frac{73.99}{7.8 - 7.1} = 105.70 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_8 = 528.50 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_9 = \frac{52.33}{8.3 - 7.8} = 104.66 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_9 = 523.30 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_{10} = \frac{28.8}{8.6 - 8.3} = 96.0 \text{ ton/cm}^2$$

$$K_{10} = 480.0 \text{ ton/cm}^2$$

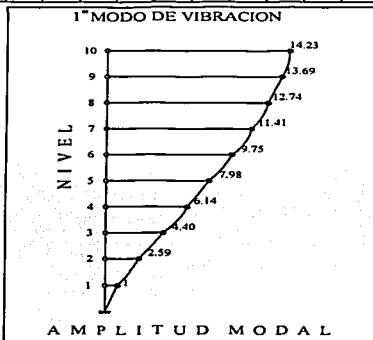
HECHO CON  
FOLIA DE ORIGEN

PRIMER MODO DE VIBRACION

(METODO DE NEWMARK)

Ki(ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0
mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814
$\Delta X$		2.59	2.40	6.14	7.98	9.75	11.41	12.74	13.69	14.23
$F/W_1^4$	0.007	0.05	0.135	0.269	0.46	0.682	0.917	1.09	1.29	1.39
$V_1/W_1^4$	6.30	6.30	6.25	6.11	5.84	5.38	4.70	3.78	2.69	1.39
$\Delta X_1/W_1^4$	0.04	0.007	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.013	0.007
$X_1/W_1^4$	0.004	0.01	0.018	0.023	0.032	0.039	0.046	0.05	0.054	0.056
$W_1^2$	65.08	65.08	65.08	65.08	65.08	65.08	65.08	65.08	65.08	65.08

$W_1^2 = 65.08$   
 $W_1 = 8.06 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.77 \text{ seg}$

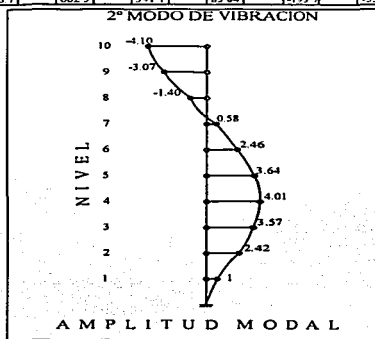


SEGUNDO MODO DE VIBRACION

(METODO DE HOLZER)

W <sub>supuesta</sub>	Ki(ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0	RESIDUO
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
147.72	X	1	1	1.44	2.42	3.57	4.01	3.64	2.46	0.58	-1.40	0.007
	$\Delta X$	1	1.44	1.04	3.57	0.47	-0.40	-1.31	-1.74	-2.07	-2.08	-1.27
	V	1158	1377	953	348	-328	-598	-854	-933	-801	-679	1
	F	174.6	423	605.5	676.7	602.3	391.1	83.84	-191.7	-533	-679	

$W_1^2 = 147.72$   
 $W_1 = 12.15 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2\delta/W_1) = 0.51 \text{ seg}$

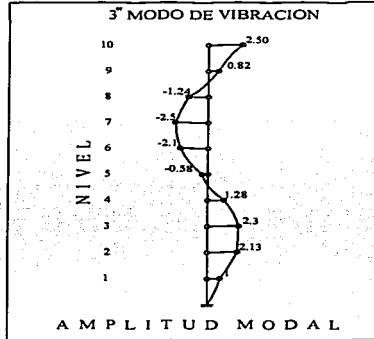


TERCER MODO DE VIBRACION

( METODO DE HOLZER )

W <sup>2</sup> supuesta	Ki(ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0	RESIDUO
	mi(ton-g <sup>1/2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
395.59	X	1	2.13	2.30	1.28	-0.58	-2.17	-2.50	-1.24	0.82	2.50	0.003
	ΔX	1	1.15	0.16	-1.03	-1.8	-1.7	-0.4	1.1	2.3	1.9	
	V	1158	1106	150	-879	-916.6	-792.2	-208	488.7	899.1	1087	
	F		445.8	956.1	1029	569.7	-267	-951	-1087	-655	426	

$W_1^2 = 395.59$   
 $W_1 = 19.88 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2 \delta / W_1) = 0.31 \text{ seg}$

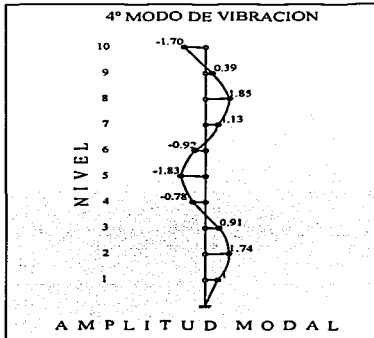


CUARTO MODO DE VIBRACION

( METODO DE HOLZER )

W <sup>2</sup> supuesta	Ki(ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0	RESIDUO
	mi(ton-g <sup>1/2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814	
727.66	X	1	1.74	0.91	-1.79	-0.92	-1.83	-0.92	1.13	1.85	-1.70	-0.006
	ΔX	1	0.74	-0.81	-1.79	-0.92	1.08	1.89	0.95	-1.40	-3.28	
	V	1158	711	-746	-1520	-81.4	491.5	930.6	432.6	-539	-818.8	
	F		840.8	1357	773.2	-724	-1501	-721	977	1491	210.3	

$W_1^2 = 727.66$   
 $W_1 = 26.97 \text{ rad/s}$   
 $T_1 = (2 \delta / W_1) = 0.23 \text{ seg}$



ANÁLISIS CON FALLA DE ORIGEN

QUINTO MODO DE VIBRACION

(METODO DE HOLZER)

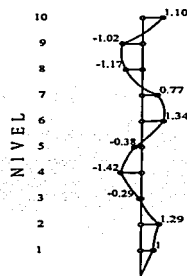
W <sub>supuesta</sub>	Ki(ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0	RESIDUO		
	m(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814			
1116.39	X	1	1.29	-0.20	-1.38	-1.42	1.11	2.31	-0.49	-2.57	-1.17	-1.02	1.10	0.004
	ΔX	1	0.20	-1.56	-1.58	1.11	2.31	-0.49	-2.57	-0.29	3.23			
	V	1158	199.6	-1425	-348	581.3	1032	-244.2	-1161	-111.7	1159			
	F	1332	1625	-177	-1980	-170	1941	611.7	-1452	-1230	333			

$$W_1^2 = 1116.39$$

$$W_1 = 33.41 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.18 \text{ seg}$$

5° MODO DE VIBRACION



AMPLITUD MODAL

SEXTO MODO DE VIBRACION

(METODO DE HOLZER)

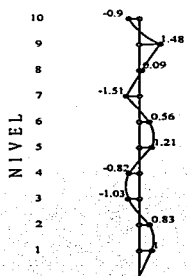
W <sub>supuesta</sub>	Ki(ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0	RESIDUO	
	m(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814		
1513.89	X	1	0.83	-1.03	-0.82	1.85	1.21	-0.56	-1.51	0.09	1.48	-0.9	-0.004
	ΔX	1	-0.25	-1.72	0.04	1.85	1.21	-0.16	-1.91	0.53	2.21	-2.51	
	V	1158	-240	-1573	22.05	965.2	965.2	-75.8	-938.0	241.6	850.4	-900.2	
	F	1792	1333	-1741	-1388	2220	2220	664.2	-2524	-118.6	3633	-2327	

$$W_1^2 = 1513.89$$

$$W_1 = 38.9 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.16 \text{ seg}$$

6° MODO DE VIBRACION



AMPLITUD MODAL

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

SÉPTIMO MODO DE VIBRACION

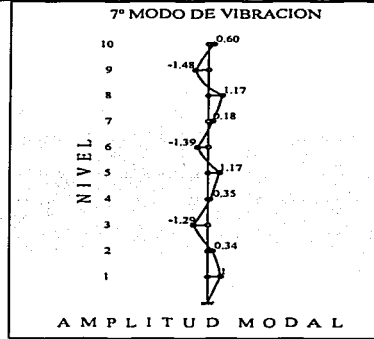
(METODO DE HOLZER)

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0	RESIDUO	
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814		
1930.13	X	1	0.34	-1.49	-1.29	0.35	1.17	-1.39	0.18	1.17	-1.48	0.60	-0.005
	ΔX	1	-0.08		1.28	0.71		-1.72	0.59	1.31	-2.11	1.43	
	V	1558	-656	-1342	600.4	369.3		-782.8	291.9	504.6	-811.1	513.5	
	F	2208	685	-2548	572.8	2384		-2639	-29.64	2261	-2497	1153	

$$W_1^2 = 1930.13$$

$$W_1 = 43.93 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.14 \text{ seg}$$



OCTAVO MODO DE VIBRACION

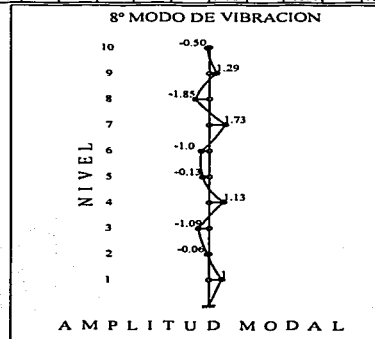
(METODO DE HOLZER)

Wsupuesta	Ki(ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0	RESIDUO	
	mi(ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814		
2270.21	X	1	-0.06	-1.09	1.13	0.844	-0.13	-1.0	1.73	-1.85	1.20	-0.50	-0.001
	ΔX	1	-1.13	-0.69	1.96	-1.63	-0.11	1.88	-2.34	1.66	-0.76		
	V	1158	-598.5	-387.2	920.5	-850.6	-51.1	324.7	-1058	640.4	-272.8		
	F	1578	-211.3	-1308	1771	-799.5	-975.5	1938	-1699	913.2	-272.8		

$$W_1^2 = 2270.21$$

$$W_1 = 47.64 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.13 \text{ seg}$$



ANÁLISIS CON FALLA DE ORIGEN

NOVENO MODO DE VIBRACION

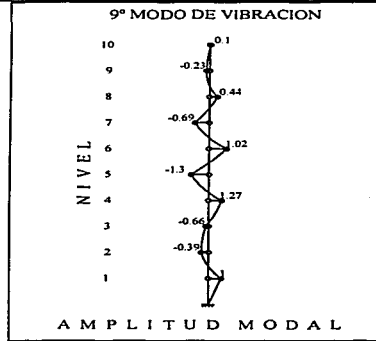
(METODO DE HOLZER)

W <sub>1</sub> puesta	K <sub>i</sub> (ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0	RESIDUO							
	m <sub>i</sub> (ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814								
2554.638	X	1	1	-1.50	0.36	1.23	-2.43	-1.30	2.80	1.02	-2.52	-0.69	1.75	0.44	-0.87	-0.23	0.31	0.1	0.002
	ΔX	1158	-1438	204.4	575.9	-1262	1275	-1236	790.2	-337	-337	112.6	537.1	-1771	537.1	0.002			
	V	2990	-1502	-1293	3464	-4705	5382	-5695	4146	-1771	537.1	0.002							
	F																		

$$W_1^2 = 2554.638$$

$$W_1 = 50.54 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.12 \text{ seg}$$



DECIMO MODO DE VIBRACION

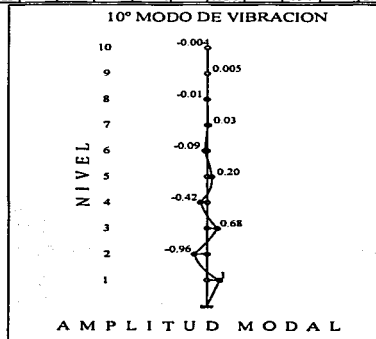
(METODO DE HOLZER)

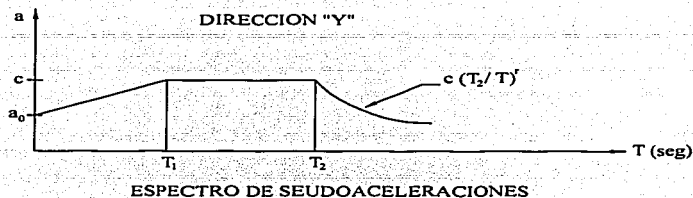
W <sub>1</sub> puesta	K <sub>i</sub> (ton/cm)	1158.71	726.81	635.70	645.18	583.50	561.40	522.44	528.50	523.30	480.0	RESIDUO						
	m <sub>i</sub> (ton-s <sup>2</sup> /cm)	0.849	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.844	0.814							
3044.904	X	1	1	-2.02	1.829	0.68	-1.34	0.871	-0.53	0.291	0.03	-0.13	-0.01	0.062	-0.03	-0.005	0.0004	0.0004
	ΔX	1158	-1940	1638	-627	452.2	-240	142.8	-66.3	23.79	-11.9	29.83	-7.40	0.0004				
	V	3492	-3578	2660	-1523	746.6	-165.4	193.5	-95.7	29.83	7.40	0.0004						
	F																	

$$W_1^2 = 3044.904$$

$$W_1 = 55.18 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = (2\delta/W_1) = 0.11 \text{ seg}$$





DEACUERDO A LO ANTERIOR:

$$c = 0.20$$

$$a_0 = 0.08$$

$$T_1 = 0.5$$

$$T_2 = 2$$

$$r = 2/3$$

SUELO TIPO II

ZONA "B"

$$Q = 4$$

URUAPAN; MICH.

1<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.77 > T_1 = 0.5$$

$$Q' = Q = 4$$

2<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.51 > T_1 = 0.5$$

$$Q' = Q = 4$$

3<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.31 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.31/0.5) = 2.89$$

$$Q' = 2.89$$

4<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.23 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.23/0.5) = 2.39$$

$$Q' = 2.39$$

5<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.18 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.18/0.5) = 2.12$$

$$Q' = 2.12$$

6<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.16 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.16/0.5) = 1.96$$

$$Q' = 1.96$$

7<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.14 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.14/0.5) = 1.85$$

$$Q' = 1.85$$

8<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.13 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.13/0.5) = 1.79$$

$$Q' = 1.79$$

9<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.12 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.12/0.5) = 1.74$$

$$Q' = 1.74$$

10<sup>o</sup> MODO →

$$T = 0.11 < T_1 = 0.5$$

$$Q' = 1 + (4 - 1)(0.11/0.5) = 1.68$$

$$Q' = 1.68$$



SEUDOACELERACIONES →

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_1, \quad \text{si } T < T_1$$

$$a = c, \quad \text{si } T_1 \text{ entre } T_2$$

$$a = c(T_2/T)^r, \quad \text{si } T > T_2$$

1<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.77 > T_1 = 0.5$$

$$a = c = 0.20$$

$$a = 0.20(981) = 196.2 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 196.2/4 = 49.05 \text{ cm/s}^2$$

2° MODO →

$$T = 0.51 > T_1 = 0.5$$

$$a = c = 0.20$$

$$a = 0.20(981) = 196.2 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 196.2/4 = 49.05 \text{ cm/s}^2$$

3<sup>er</sup> MODO →

$$T = 0.31 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.31/0.5) = 0.15$$

$$a = 0.15(981) = 152.87 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 152.87/2.89 = 52.89 \text{ cm/s}^2$$

4° MODO →

$$T = 0.23 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.23/0.5) = 0.13$$

$$a = 0.13(981) = 133.33 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 133.33/2.39 = 55.78 \text{ cm/s}^2$$

5° MODO →

$$T = 0.18 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.18/0.5) = 0.125$$

$$a = 0.125(981) = 122.74 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 122.74/2.12 = 57.89 \text{ cm/s}^2$$

6° MODO →

$$T = 0.16 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.16/0.5) = 0.118$$

$$a = 0.118(981) = 116.38 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 116.38/1.968 = 59.38 \text{ cm/s}^2$$

7° MODO →

$$T = 0.14 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.14/0.5) = 0.114$$

$$a = 0.114(981) = 112.14 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 112.14/1.85 = 60.62 \text{ cm/s}^2$$

8° MODO →

$$T = 0.13 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.13/0.5) = 0.111$$

$$a = 0.111(981) = 109.55 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 109.55/1.79 = 61.20 \text{ cm/s}^2$$

9° MODO →

$$T = 0.124 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.124/0.5) = 0.109$$

$$a = 0.109(981) = 107.67 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 107.67/1.74 = 61.88 \text{ cm/s}^2$$

10° MODO →

$$T = 0.11 < T_1 = 0.5$$

$$a = 0.08 + (0.2 - 0.08)(0.11/0.5) = 0.107$$

$$a = 0.107(981) = 105.32 \text{ cm/s}^2$$

$$a = 105.32/1.68 = 62.69 \text{ cm/s}^2$$

ANÁLISIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ANALISIS SISMICO MODAL ESPECTRAL "Y"

Γ	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 5	MODO 6	MODO 7	MODO 8	MODO 9	MODO 10	√ΣU <sub>max</sub> <sup>2</sup>											
	0,093	0,112	0,108	0,109	0,111	0,085	0,069	0,047	0,08	0,171												
Δ <sub>j</sub>	49,05	49,05	52,89	55,78	57,89	59,38	60,62	61,2	61,88	62,69												
W <sub>j</sub> <sup>2</sup>	65,08	147,7	395,6	727,7	1116	1514	1930	2270	2555	3045												
	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	a	U <sub>max</sub>	√ΣU <sub>max</sub> <sup>2</sup>							
1	1	0,0709	1	0,03719	1	0,014439	1	0,008356	1	0,005756	1	0,003334	1	0,00217	1	0,001267	1	0,00194	1	0,003521	0,081492807	
2	2,59	0,18154	2,42	0,09	2,13	0,030756	1,74	0,014539	1,29	0,007425	0,83	0,002767	0,34	0,00074	-0,06	-7,6E-05	-0,39	-0,00076	-0,96	-0,00338	0,205643737	
3	4,4	0,30841	3,57	0,13277	2,3	0,033211	0,91	0,007604	-0,29	-0,00167	-1,03	-0,00343	-1,29	-0,0028	-1,09	-0,00138	-0,66	-0,00128	0,68	0,002394	0,337543051	
4	6,14	0,43037	4,01	0,14913	1,28	0,018483	-0,78	-0,00652	-1,42	-0,00817	-0,82	-0,00273	0,35	0,00076	1,13	0,001432	1,27	0,00246	-0,42	-0,00148	0,455990901	
5	7,98	0,55934	3,64	0,13537	-0,58	-0,00837	-1,83	-0,014529	-0,38	-0,00219	1,21	0,004034	1,17	0,00254	-0,13	-0,00016	-1,3	-0,00252	0,2	0,000704	0,575783252	
6	9,75	0,68341	2,46	0,09149	-2,17	-0,03133	-0,92	-0,00769	1,34	0,007713	0,56	0,001867	-1,39	-0,003	-1	-0,00127	1,02	0,00193	-0,99	-0,00032	0,690313305	
7	11,41	0,79976	0,58	0,02157	-2,5	-0,0161	1,13	0,009442	0,77	0,004432	-1,51	-0,00503	0,18	0,00039	1,73	0,002192	-0,69	-0,00134	0,03	0,000106	0,80095346	
8	12,74	0,89298	-1,4	-0,0521	-1,24	-0,0179	1,85	0,015458	-1,17	-0,00673	0,09	0,0003	1,17	0,00254	-1,85	-0,00234	0,44	0,00085	-0,01	-3,5E-05	0,894846034	
9	13,69	0,95957	-3,07	-0,1142	0,82	0,01184	0,39	0,003259	-1,02	-0,00587	1,48	0,004934	-1,48	-0,0032	1,29	0,001634	-0,23	-0,00045	0,005	1,76E-05	0,966456158	
10	14,23	0,99742	-4,1	-0,1525	2,5	0,036099	-1,7	-0,0142	1,1	0,006311	-0,9	-0,003	0,6	0,0013	-0,5	-0,00063	0,1	0,00019	-0,004	-1,4E-05	1,009780869	
NIVEL	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	Δ <sub>rel</sub>	√ΣΔ <sub>rel</sub> <sup>2</sup>
1	0,0709	0,01719	0,0144	0,0036	0,00576	0,00333	0,00217	0,001267	0,00194	0,00352	0,081492807											
2	0,1145	0,05281	0,01632	0,00618	0,00167	-0,006	-0,0014	-0,00134	-0,0027	-0,0069	0,124802535											
3	0,12687	0,04277	0,00245	-0,0069	-0,0091	-0,0062	-0,0035	-0,00131	-0,0005	0,00577	0,134713413											
4	0,12196	0,01636	-0,0147	-0,0141	-0,0065	0,0007	0,00355	0,002813	0,00374	-0,0039	0,125104243											
5	0,12897	-0,0138	-0,0269	-0,0038	0,00599	0,00677	0,00178	-0,0016	-0,005	0,00218	0,133184376											
6	0,12406	-0,0439	-0,023	0,0076	0,0099	-0,0022	-0,0055	-0,0011	0,0045	-0,001	0,134382419											
7	0,11635	-0,0699	-0,0048	0,01713	-0,0033	-0,0069	0,0034	0,003459	-0,0033	0,00042	0,137243397											
8	0,09322	-0,0736	0,01819	0,00602	-0,0112	0,00533	0,00215	-0,00454	0,00219	-0,0001	0,121091154											
9	0,06639	-0,0621	0,02975	-0,0122	0,00086	0,00463	-0,0057	0,003978	-0,0013	5,3E-05	0,096940672											
10	0,03785	-0,0383	0,02426	-0,0175	0,0122	-0,0079	0,00451	-0,00227	0,00064	-3E-05	0,063490713											
K	ENTRE PISO	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	V = KΔ <sub>rel</sub>	√ΣV <sup>2</sup>
1158,71	1	81,2174	43,0916	16,7112	9,68169	6,66938	3,86131	2,51104	1,468108	2,24536	4,07939	94,42653002										
726,81	2	81,0014	38,3819	11,8591	4,49396	1,21319	-0,4119	-1,0395	-0,97614	-1,9577	-5,0153	90,70773041										
635,7	3	80,6502	27,1874	1,56046	-4,4087	-5,7812	-3,9421	-2,2455	-0,82961	-0,3326	3,67043	85,63736171										
645,18	4	78,6873	10,5573	-9,5024	-9,1105	-4,1963	0,45172	2,293	1,814751	2,41295	-2,4986	80,71475537										
583,5	5	75,2546	-8,029	-15,671	-5,1193	3,49289	3,94913	1,03689	-0,91153	-2,9659	1,27366	77,17308324										
561,4	6	69,6498	-24,636	-12,889	4,26865	5,55791	-1,2166	-3,1145	-0,61884	2,5239	-0,5732	75,44229022										
522,44	7	60,7881	-36,527	-2,4894	8,94884	-1,714	-3,6056	1,77752	1,807101	-1,7312	2,22072	71,70144023										
528,5	8	49,2687	-38,916	9,6154	3,17946	-5,9014	2,81923	1,13386	-2,39724	1,15727	-0,0744	63,99667508										
523,3	9	34,8457	-32,5	15,5657	-6,3838	0,45181	2,4251	-3,0052	2,081918	-0,6794	0,02764	50,72905383										
480	10	18,1681	-18,385	11,644	-1,3823	5,85717	-3,8088	2,16363	-1,08862	0,30695	-0,0152	30,47554214										

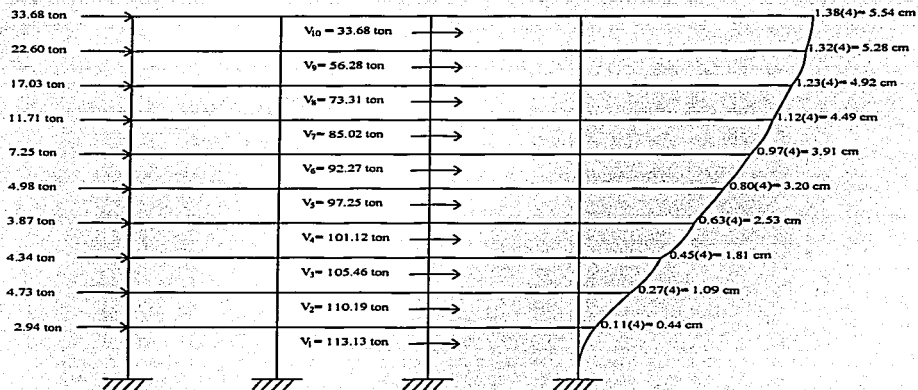
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

\* CRITERIOS DE DISEÑO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES EN CONCRETO REFORZADO UTILIZANDO MARCOS DÚCTILES \*

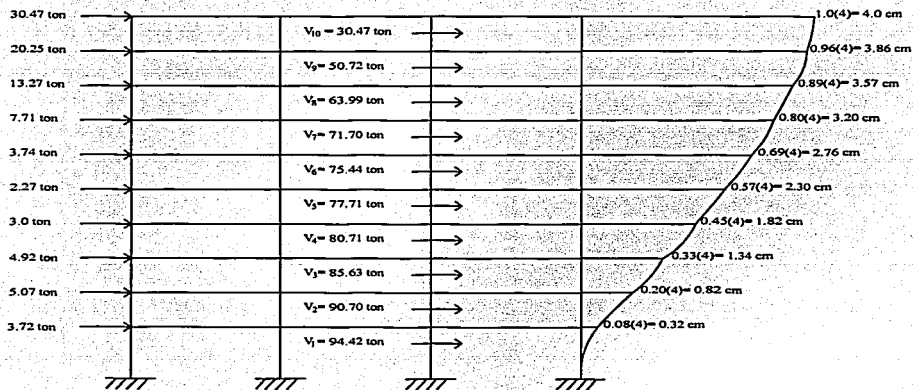
## IV.2.- DESPLAZAMIENTOS

DEL ANALISIS SISMICO MODAL SE OBTUVO:

DIRECCION "X"



DIRECCION "Y"



### IV.2.1.- REVISIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS

DIRECCION "X"

H ACUMULADA		$\sqrt{\sum U_{max}^2}$		U MAX. PERMISIBLE	
410	cm	0,44	cm	4,1	cm
790	cm	1,09	cm	7,9	cm
1170	cm	1,81	cm	11,7	cm
1550	cm	2,53	cm	15,5	cm
1930	cm	3,2	cm	19,3	cm
2310	cm	3,91	cm	23,1	cm
2690	cm	4,49	cm	26,9	cm
3070	cm	4,92	cm	30,7	cm
3450	cm	5,28	cm	34,5	cm
3830	cm	5,54	cm	38,3	cm
H ENTREPISO		$\sqrt{\sum \Delta_{rel}^2}$		U MAX. PERMISIBLE	
410	cm	0,44	cm	4,1	cm
380	cm	0,65	cm	3,8	cm
380	cm	0,72	cm	3,8	cm
380	cm	0,72	cm	3,8	cm
380	cm	0,67	cm	3,8	cm
380	cm	0,71	cm	3,8	cm
380	cm	0,58	cm	3,8	cm
380	cm	0,43	cm	3,8	cm
380	cm	0,36	cm	3,8	cm
380	cm	0,26	cm	3,8	cm

OK cumple

OK cumple

$U_{MAX. PERMISIBLE} = 0.01H$

TRABAJOS CON  
FALLA DE ORIGEN

DIRECCION "Y"

H ACUMULADA		$\sqrt{\Sigma U_{max}^2}$		U MAX. PERMISIBLE	
410	cm	0,32	cm	4,1	cm
790	cm	0,82	cm	7,9	cm
1170	cm	1,34	cm	11,7	cm
1550	cm	1,82	cm	15,5	cm
1930	cm	2,3	cm	19,3	cm
2310	cm	2,76	cm	23,1	cm
2690	cm	3,2	cm	26,9	cm
3070	cm	3,57	cm	30,7	cm
3450	cm	3,86	cm	34,5	cm
3830	cm	4	cm	38,3	cm
H ENTREPISO		$\sqrt{\Sigma \Delta_{rel}^2}$		U MAX. PERMISIBLE	
410	cm	0,32	cm	4,1	cm
380	cm	0,5	cm	3,8	cm
380	cm	0,52	cm	3,8	cm
380	cm	0,48	cm	3,8	cm
380	cm	0,48	cm	3,8	cm
380	cm	0,46	cm	3,8	cm
380	cm	0,44	cm	3,8	cm
380	cm	0,37	cm	3,8	cm
380	cm	0,29	cm	3,8	cm
380	cm	0,14	cm	3,8	cm

OK cumple

OK cumple

$U_{MAX. PERMISIBLE} = 0,01H$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### IV.3.- CORTANTES SÍSMICOS TOTALES Y EFECTOS DE TORSIÓN

#### DIRECCION "X"

ENTREPISO	MODAL (ton)	ESTATICO (ton)	80% ESTATICO	V DISEÑO (ton)
1	235,02	660,8	528,64	528,64
2	234,16	647,9	518,32	518,32
3	229,18	623,1	498,48	498,48
4	223,8	586,4	469,12	469,12
5	213,1	537,8	430,24	430,24
6	198,2	477,2	381,76	381,76
7	174,8	404,8	323,84	323,84
8	143,8	320,4	256,32	256,32
9	104,6	224,1	179,28	179,28
10	55,5	115,8	92,64	92,64

#### DIRECCION "Y"

ENTREPISO	MODAL (ton)	ESTATICO (ton)	80% ESTATICO	V DISEÑO (ton)
1	197,7	660,8	528,64	528,64
2	195,6	647,9	518,32	518,32
3	192,8	623,1	498,48	498,48
4	187,2	586,4	469,12	469,12
5	179,5	537,8	430,24	430,24
6	166,8	477,2	381,76	381,76
7	148	404,8	323,84	323,84
8	123,1	320,4	256,32	256,32
9	90,6	224,1	179,28	179,28
10	48,8	115,8	92,64	92,64

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

RIGIDECES DE ENTREPISO

DIRECCION "X"

MARCO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	255,733	168,265	144,65	134,7	135,543	118,71	128,09	141,52	125,875	93,5325
2	255,733	168,265	144,65	134,7	135,543	118,71	128,09	141,52	125,875	93,5325
3	255,733	168,265	144,65	134,7	135,543	118,71	128,09	141,52	125,875	93,5325
4	255,733	168,265	144,65	134,7	135,543	118,71	128,09	141,52	125,875	93,5325
$\Sigma$	1022,93	673,06	578,6	538,8	542,17	474,84	512,34	566,08	503,5	374,13

DIRECCION "Y"

MARCO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A	231,742	145,362	127,14	129,036	116,7	112,28	104,49	105,7	104,66	96
B	231,742	145,362	127,14	129,036	116,7	112,28	104,49	105,7	104,66	96
C	231,742	145,362	127,14	129,036	116,7	112,28	104,49	105,7	104,66	96
D	231,742	145,362	127,14	129,036	116,7	112,28	104,49	105,7	104,66	96
E	231,742	145,362	127,14	129,036	116,7	112,28	104,49	105,7	104,66	96
$\Sigma$	1158,71	726,81	635,7	645,18	583,5	561,4	522,44	528,5	523,3	480

CENTRO DE CORTANTE

NIVEL	FUERZAS SISMICAS		FUERZAS CORTANTES		Xi	Yi	FiyXi	FixYi	EFiyXi	EFixYi	Xci	Yci
	Fix	Fiy	Vix	Viy								
10	92,64	92,64	92,64	92,64	16	10,5	1482,2	972,72	1482,2	972,72	16,00	10,5
9	86,64	86,64	179,28	179,28	16	10,5	1386,2	909,72	2868,5	1882,4	16,00	10,5
8	77,04	77,04	256,32	256,32	16	10,5	1232,6	808,92	4101,1	2691,4	16,00	10,5
7	67,52	67,52	323,84	323,84	16,0	10,5	1079,6	708,96	5180,8	3400,3	16,00	10,5
6	57,92	57,92	381,76	381,76	16	10,5	926,72	608,16	6107,5	4008,5	16,00	10,5
5	48,48	48,48	430,24	430,24	16	10,5	775,68	509,04	6883,2	4517,5	16,00	10,5
4	38,88	38,88	469,12	469,12	16	10,5	622,08	408,24	7505,2	4925,8	16,00	10,5
3	29,36	29,36	498,48	498,48	16	10,5	469,76	308,28	7975	5234	16,00	10,5
2	19,84	19,84	518,32	518,32	16	10,5	317,44	208,32	8292,4	5442,4	16,00	10,5
1	10,38	10,38	528,70	528,70	16	10,5	166,08	109,094	8458,5	5551,5	16,00	10,5

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 1

SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	528,64	0	21	2,1	-2,1	1110,14	-1110,14
Y	528,64	0	32	3,2	-3,2	1691,65	-1691,65

$Xv = 16$        $Xt = 16$        $esx = 0$        $EKxjYtj^2 + EKyjXtj^2 = 210967,45$   
 $Yv = 10,5$        $Yt = 10,5$        $esy = 0$

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy		
1	255,73	21	5370,33	10,5	2685,165	28194,23	132,16	14,129762	146,2898	21,53107	152,749	65,41799
2	255,73	14	3580,22	3,5	895,055	3132,693	132,16	4,7099206	136,8699	7,177022	139,023	48,238
3	255,73	7	1790,11	-3,5	-895,055	3132,693	132,16	4,7099206	136,8699	7,177022	139,023	48,238
4	255,73	0	0	-10,5	-2685,17	28194,23	132,16	14,129762	146,2898	21,53107	152,749	65,41799
SUMA	1022,92		10740,7			62653,85						¡RIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx		
A	231,74	0	0	-16	-3707,84	59325,44	105,728	29,731412	135,4594	19,51124	141,31278	60,14906
B	231,74	8	1853,92	-8	-1853,92	14831,36	105,728	14,865706	120,5937	9,755619	123,52039	45,93373
C	231,74	16	3707,84	0	0	0	105,728	0	105,728	0	105,728	31,7184
D	231,74	24	5561,76	8	1853,92	14831,36	105,728	14,865706	120,5937	9,755619	123,52039	45,93373
E	231,74	32	7415,68	16	3707,84	59325,44	105,728	29,731412	135,4594	19,51124	141,31278	60,14906
SUMA	1158,7		18539,2			148313,6						¡RIGE!

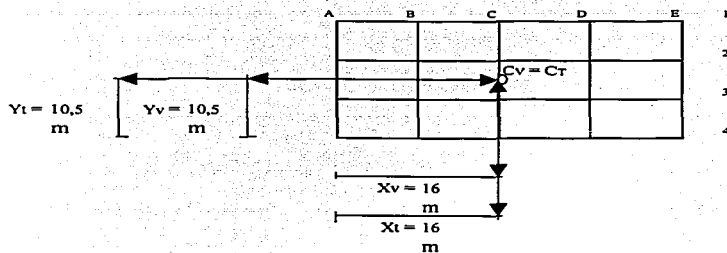
PARA CORTANTE EN "X"

$e1 = 2,1$        $<$        $0.2b = 4,2$       ¡CUMPLE!  
 $e2 = 2,1$        $<$        $0.2b = 4,2$       ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

$e1 = 3,2$        $<$        $0.2b = 6,4$       ¡CUMPLE!  
 $e2 = 3,2$        $<$        $0.2b = 6,4$       ¡CUMPLE!

FIGURA:



ESTE CON  
 FALLA DE ORIGEN



## T O R S I O N   E N T R E P I S O 2

SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	518,32	0	21	2,1	-2,1	1088,47	-1088,47
Y	518,32	0	32	3,2	-3,2	1658,62	-1658,62

$$X_v = 16 \quad X_t = 16 \quad e_{sx} = 0 \quad E K_{xj} Y_{tj}^2 + E K_{yj} X_{tj}^2 = 134254,1$$

$$Y_v = 10,5 \quad Y_t = 10,5 \quad e_{sy} = 0$$

EJE X	K <sub>xj</sub>	Y <sub>j</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>j</sub>	Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>x</sub>			EFECTO	V <sub>x</sub> +0.3V <sub>y</sub>	0.3V <sub>x</sub> +V <sub>y</sub>
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>y</sub>		
1	168,26	21	3533,46	10,5	1766,73	18550,67	129,58	14,323854	143,9039	21,82683	150,452	64,99798
2	168,26	14	2355,64	3,5	588,91	2061,185	129,58	4,774618	134,3546	7,275608	136,537	47,58199
3	168,26	7	1177,82	-3,5	-588,91	2061,185	129,58	4,774618	134,3546	7,275608	136,537	47,58199
4	168,26	0	0	-10,5	-1766,73	18550,67	129,58	14,323854	143,9039	21,82683	150,452	64,99798
SUMA	673,04		7066,92			41223,7						¡RIGE!

EJE Y	K <sub>yl</sub>	X <sub>j</sub>	K <sub>yl</sub> X <sub>j</sub>	X <sub>tj</sub>	K <sub>yl</sub> X <sub>tj</sub>	K <sub>yl</sub> X <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>y</sub>			EFECTO	V <sub>y</sub> +0.3V <sub>x</sub>	0.3V <sub>y</sub> +V <sub>x</sub>
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>x</sub>		
A	145,36	0	0	-16	-2325,76	37212,16	103,664	28,733285	132,3973	18,85622	138,05415	58,5754
B	145,36	8	1162,88	-8	-1162,88	9303,04	103,664	14,366643	118,0306	9,428109	120,85908	44,8373
C	145,36	16	2325,76	0	0	0	103,664	0	103,664	0	103,664	31,0992
D	145,36	24	3488,64	8	1162,88	9303,04	103,664	14,366643	118,0306	9,428109	120,85908	44,8373
E	145,36	32	4651,52	16	2325,76	37212,16	103,664	28,733285	132,3973	18,85622	138,05415	58,5754
SUMA	726,8		11628,8			93030,4						¡RIGE!

PARA CORTANTE EN "X"

$$e_1 = 2,1 < 0.2b = 4,2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

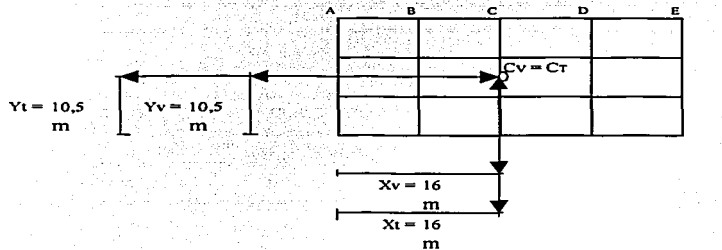
$$e_2 = 2,1 < 0.2b = 4,2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

PARA CORTANTE EN "Y"

$$e_1 = 3,2 < 0.2b = 6,4 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$e_2 = 3,2 < 0.2b = 6,4 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

FIGURA:



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 3

SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = -es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	498,48	0	21	2,1	-2,1	1046,81	-1046,81
Y	498,48	0	32	3,2	-3,2	1595,14	-1595,14
$X_v = 16$ $X_t = 16$ $es_x = 0$ $EK_x Y_{ij}^2 + EK_y X_{ij}^2 =$ 116808,85 $Y_v = 10,5$ $Y_t = 10,5$ $es_y = 0$							

EJE X	K <sub>xj</sub>	Y <sub>j</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>j</sub>	Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>x</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>y</sub>	V <sub>x</sub> +0.3V <sub>y</sub>	0.3V <sub>x</sub> +V <sub>y</sub>
1	144,65	21	3037,65	10,5	1518,825	15947,66	124,62	13,611282	138,2313	20,741	144,454	62,21039
2	144,65	14	2025,1	3,5	506,275	1771,963	124,62	4,5370939	129,1571	6,913667	131,231	45,6608
3	144,65	7	1012,55	-3,5	-506,275	1771,963	124,62	4,5370939	129,1571	6,913667	131,231	45,6608
4	144,65	0	0	-10,5	-1518,83	15947,66	124,62	13,611282	138,2313	20,741	144,454	62,21039
SUMA	578,6		6075,3			35439,25					¡RIGE!	

EJE Y	K <sub>yi</sub>	X <sub>i</sub>	K <sub>yi</sub> X <sub>i</sub>	X <sub>tj</sub>	K <sub>yi</sub> X <sub>tj</sub>	K <sub>yi</sub> X <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>y</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub> +0.3V <sub>x</sub>	0.3V <sub>y</sub> +V <sub>x</sub>
A	127,14	0	0	-16	-2034,24	32547,84	99,696	27,779483	127,4755	18,23029	132,94457	56,47293
B	127,14	8	1017,12	-8	-1017,12	8136,96	99,696	13,889741	113,5857	9,115143	116,32028	43,19087
C	127,14	16	2034,24	0	0	0	99,696	0	99,696	0	99,696	29,9088
D	127,14	24	3051,36	8	1017,12	8136,96	99,696	13,889741	113,5857	9,115143	116,32028	43,19087
E	127,14	32	4068,48	16	2034,24	32547,84	99,696	27,779483	127,4755	18,23029	132,94457	56,47293
SUMA	635,7		10171,2			81369,6					¡RIGE!	

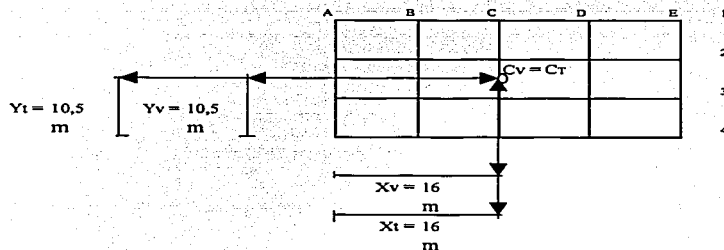
PARA CORTANTE EN "X"

$e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2$  ¡CUMPLE!  
 $e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2$  ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

$e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4$  ¡CUMPLE!  
 $e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4$  ¡CUMPLE!

FIGURA:



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 4								
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2	
X	469,12	0	21		2,1	-2,1	985,15	-985,15
Y	469,12	0	32		3,2	-3,2	1501,18	-1501,18
Xv = 16		Xt = 16		esx = 0		EKxjYtj^2 + EKyjXtj^2 =		115580,7
Yv = 10,5		Yt = 10,5		esy = 0				

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO Vy		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
1	134,7	21	2828,7	10,5	1414,35	14850,68	117,28	12,055211	129,3352	18,36985	134,846	57,17041
2	134,7	14	1885,8	3,5	471,45	1650,075	117,28	4,0184037	121,2984	6,123282	123,135	42,5128
3	134,7	7	942,9	-3,5	-471,45	1650,075	117,28	4,0184037	121,2984	6,123282	123,135	42,5128
4	134,7	0	0	-10,5	-1414,35	14850,68	117,28	12,055211	129,3352	18,36985	134,846	57,17041
SUMA	538,8		5657,4			33001,5						iRIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO Vx		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
A	129,03	0	0	-16	-2064,48	33031,68	93,824	26,813857	120,6379	17,59659	125,91683	53,78795
B	129,03	8	1032,24	-8	-1032,24	8257,92	93,824	13,406928	107,2309	8,798297	109,87042	40,96758
C	129,03	16	2064,48	0	0	0	93,824	0	93,824	0	93,824	28,1472
D	129,03	24	3096,72	8	1032,24	8257,92	93,824	13,406928	107,2309	8,798297	109,87042	40,96758
E	129,03	32	4128,96	16	2064,48	33031,68	93,824	26,813857	120,6379	17,59659	125,91683	53,78795
SUMA	645,2		10322,4			82579,2						iRIGE!

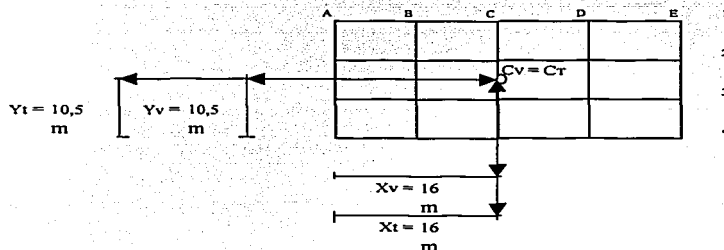
PARA CORTANTE EN "X"

e1 = 2,1 < 0,2b = 4,2 ¡CUMPLE!  
 e2 = 2,1 < 0,2b = 4,2 ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

e1 = 3,2 < 0,2b = 6,4 ¡CUMPLE!  
 e2 = 3,2 < 0,2b = 6,4 ¡CUMPLE!

FIGURA:



TRABAJOS CON  
 FOLIA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O S

SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	430,24	0	21	2,1	-2,1	903,50	-903,50
Y	430,24	0	32	3,2	-3,2	1376,77	-1376,77

$X_v = 16$        $X_t = 16$        $es_x = 0$        $EK_xjY_{tj}^2 + EK_yjX_{tj}^2 = 107895,3$   
 $Y_v = 10,5$        $Y_t = 10,5$        $es_y = 0$

EJE X	K <sub>xj</sub>	Y <sub>j</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>j</sub>	Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>x</sub>			EFECTO	V <sub>x</sub> +0.3V <sub>y</sub>	0.3V <sub>x</sub> +V <sub>y</sub>
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>y</sub>		
1	135,54	21	2846,34	10,5	1423,17	14943,29	107,56	11,917477	119,4775	18,15997	124,925	54,00321
2	135,54	14	1897,56	3,5	474,39	1660,365	107,56	3,9724924	111,5325	6,053322	113,348	39,51307
3	135,54	7	948,78	-3,5	-474,39	1660,365	107,56	3,9724924	111,5325	6,053322	113,348	39,51307
4	135,54	0	0	-10,5	-1423,17	14943,29	107,56	11,917477	119,4775	18,15997	124,925	54,00321
SUMA	542,16		5692,68			33207,3						¡RIGE!

EJE Y	K <sub>yj</sub>	X <sub>j</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>j</sub>	X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>y</sub>			EFECTO	V <sub>y</sub> +0.3V <sub>x</sub>	0.3V <sub>y</sub> +V <sub>x</sub>
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>x</sub>		
A	116,7	0	0	-16	-1867,2	29875,2	86,048	23,825887	109,8739	15,63574	114,56461	48,5979
B	116,7	8	933,6	-8	-933,6	7468,8	86,048	11,912943	97,96094	7,817869	100,3063	37,20615
C	116,7	16	1867,2	0	0	0	86,048	0	86,048	0	86,048	25,8144
D	116,7	24	2800,8	8	933,6	7468,8	86,048	11,912943	97,96094	7,817869	100,3063	37,20615
E	116,7	32	3734,4	16	1867,2	29875,2	86,048	23,825887	109,8739	15,63574	114,56461	48,5979
SUMA	583,5		9336			74688						¡RIGE!

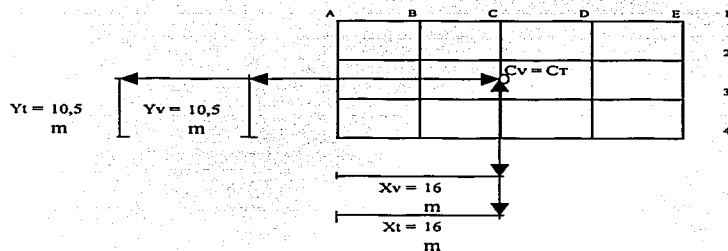
PARA CORTANTE EN "X"

$e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2$  ¡CUMPLE!  
 $e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2$  ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

$e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4$  ¡CUMPLE!  
 $e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4$  ¡CUMPLE!

FIGURA:



TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 6

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5 es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
X	381,76	0	21	2,1	-2,1	801,70	-801,70
Y	381,76	0	32	3,2	-3,2	1221,63	-1221,63

$X_v = 16$        $X_t = 16$        $es_x = 0$        $EK_x Y_j^2 + EK_y X_j^2 = 100943,15$   
 $Y_v = 10,5$        $Y_t = 10,5$        $es_y = 0$

EJE X	K <sub>xj</sub>	Y <sub>j</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>j</sub>	Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub>	K <sub>xj</sub> Y <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>x</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>y</sub>	V <sub>x</sub> +0.3V <sub>y</sub>	0.3V <sub>x</sub> +V <sub>y</sub>
1	118,71	21	2492,91	10,5	1246,455	13087,78	95,44	9,8994136	105,3394	15,08482	109,865	46,68664
2	118,71	14	1661,94	3,5	415,485	1454,198	95,44	3,2998045	98,7398	5,028274	100,248	34,65021
3	118,71	7	830,97	-3,5	-415,485	1454,198	95,44	3,2998045	98,7398	5,028274	100,248	34,65021
4	118,71	0	0	-10,5	-1246,46	13087,78	95,44	9,8994136	105,3394	15,08482	109,865	46,68664
SUMA	474,84		4985,82			29083,95						¡RIGE!

EJE Y	K <sub>yj</sub>	X <sub>j</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>j</sub>	X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub>	K <sub>yj</sub> X <sub>tj</sub> <sup>2</sup>	EFECTO DE V <sub>y</sub>			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub> +0.3V <sub>x</sub>	0.3V <sub>y</sub> +V <sub>x</sub>
A	112,28	0	0	-16	-1796,48	28743,68	76,352	21,741321	98,09332	14,26774	102,37364	43,69574
B	112,28	8	898,24	-8	-898,24	7185,92	76,352	10,870661	87,22266	7,133871	89,362822	33,30067
C	112,28	16	1796,48	0	0	0	76,352	0	76,352	0	76,352	22,9056
D	112,28	24	2694,72	8	898,24	7185,92	76,352	10,870661	87,22266	7,133871	89,362822	33,30067
E	112,28	32	3592,96	16	1796,48	28743,68	76,352	21,741321	98,09332	14,26774	102,37364	43,69574
SUMA	561,4		8982,4			71859,2						¡RIGE!

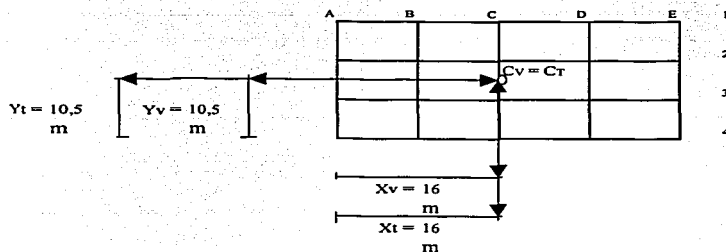
PARA CORTANTE EN "X"

$c1 = 2,1$        $<$        $0.2b = 4,2$       ¡CUMPLE!  
 $c2 = 2,1$        $<$        $0.2b = 4,2$       ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

$c1 = 3,2$        $<$        $0.2b = 6,4$       ¡CUMPLE!  
 $c2 = 3,2$        $<$        $0.2b = 6,4$       ¡CUMPLE!

FIGURA:



TRAZADO CON  
 PLATA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O 7								
SENTIDO	V	es	b	c1 = 1.5 es+0.1b	e2 = es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2	
X	323,84	0	21	2,1	-2,1	680,06	-680,06	
Y	323,84	0	32	3,2	-3,2	1036,29	-1036,29	
Xv= 16		Xt= 16		esx= 0		EKxjYtj^2+EKyjXtj^2 =		98255,65
Yv= 10,5		Yt= 10,5		esy= 0				

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
1	128,09	21	2689,89	10,5	1344,945	14121,92	80,96	9,308866	90,26887	14,18494	94,524	41,2656
2	128,09	14	1793,26	3,5	448,315	1569,103	80,96	3,1029553	84,06296	4,728313	85,481	29,9472
3	128,09	7	896,63	-3,5	-448,315	1569,103	80,96	3,1029553	84,06296	4,728313	85,481	29,9472
4	128,09	0	0	-10,5	-1344,95	14121,92	80,96	9,308866	90,26887	14,18494	94,524	41,2656
SUMA	512,36		5379,78			31382,05						RIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
A	104,49	0	0	-16	-1671,84	26749,44	64,768	17,632652	82,40065	11,57143	85,872081	36,29162
B	104,49	8	835,92	-8	-835,92	6687,36	64,768	8,8163262	73,58433	5,785714	75,32004	27,86101
C	104,49	16	1671,84	0	0	0	64,768	0	64,768	0	64,768	19,4304
D	104,49	24	2507,76	8	835,92	6687,36	64,768	8,8163262	73,58433	5,785714	75,32004	27,86101
E	104,49	32	3343,68	16	1671,84	26749,44	64,768	17,632652	82,40065	11,57143	85,872081	36,29162
SUMA	522,5		8359,2			66873,6						RIGE!

PARA CORTANTE EN "X"

$$c1 = 2,1 < 0,2b = 4,2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

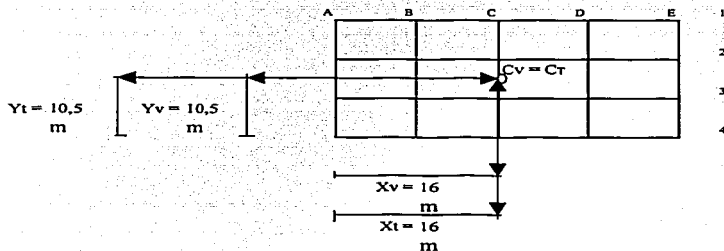
$$e2 = 2,1 < 0,2b = 4,2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

PARA CORTANTE EN "Y"

$$c1 = 3,2 < 0,2b = 6,4 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$e2 = 3,2 < 0,2b = 6,4 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

FIGURA:



CON  
BARRA DE ORIGEN

T O R S I O N E N T R E P I S O S								
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = -es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2	
X	256,32	0	21	2,1	-2,1	538,27	-538,27	
Y	256,32	0	32	3,2	-3,2	820,22	-820,22	
Xv = 16	Xt = 16	esx = 0	EKxjYjt <sup>2</sup> + EKyjXjt <sup>2</sup> =			102320,4		
Yv = 10,5	Yt = 10,5	esy = 0						

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj <sup>2</sup>	EFECTO DE Vx			EFECTO Vy		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
1	141,52	21	2971,92	10,5	1485,96	15602,58	64,08	7,8171182	71,89712	11,9118	75,471	33,48093
2	141,52	14	1981,28	3,5	495,32	1733,62	64,08	2,6057061	66,68571	3,9706	67,877	23,97631
3	141,52	7	990,64	-3,5	-495,32	1733,62	64,08	2,6057061	66,68571	3,9706	67,877	23,97631
4	141,52	0	0	-10,5	-1485,96	15602,58	64,08	7,8171182	71,89712	11,9118	75,471	33,48093
SUMA	566,08		5943,84			34672,4						jRIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj <sup>2</sup>	EFECTO DE Vy			EFECTO Vx		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
A	105,7	0	0	-16	-1691,2	27059,2	51,264	13,55705	64,82105	8,896814	67,490095	28,34313
B	105,7	8	845,6	-8	-845,6	6764,8	51,264	6,7785252	58,04253	4,448407	59,377047	21,86116
C	105,7	16	1691,2	0	0	0	51,264	0	51,264	0	51,264	15,3792
D	105,7	24	2536,8	8	845,6	6764,8	51,264	6,7785252	58,04253	4,448407	59,377047	21,86116
E	105,7	32	3382,4	16	1691,2	27059,2	51,264	13,55705	64,82105	8,896814	67,490095	28,34313
SUMA	528,5		8456			67648						jRIGE!

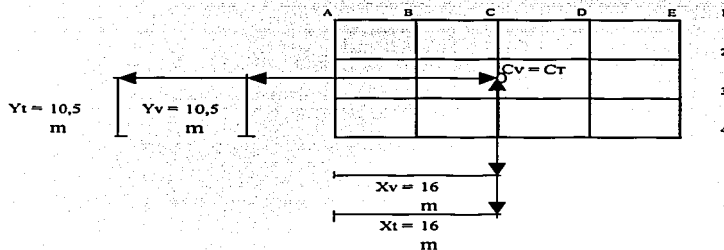
PARA CORTANTE EN "X"

e1 = 2,1 < 0,2b = 4,2 ¡CUMPLE!  
 e2 = 2,1 < 0,2b = 4,2 ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

e1 = 3,2 < 0,2b = 6,4 ¡CUMPLE!  
 e2 = 3,2 < 0,2b = 6,4 ¡CUMPLE!

FIGURA:



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

T O R S I O N E N T R E P I S O 9							
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	179,28	0	21	2,1	-2,1	376,49	-376,49
Y	179,28	0	32	3,2	-3,2	573,70	-573,70
Xv = 16		Xt = 16		esx = 0		EKxjYtj^2 + EKyjXtj^2 = 97820,55	
Yv = 10,5		Yt = 10,5		esy = 0			

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO Vy		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
1	125,87	21	2643,27	10,5	1321,635	13877,17	44,82	5,0866584	49,906666	7,751098	52,232	22,7231
2	125,87	14	1762,18	3,5	440,545	1541,908	44,82	1,6955528	46,51555	2,583699	47,291	16,53837
3	125,87	7	881,09	-3,5	-440,545	1541,908	44,82	1,6955528	46,51555	2,583699	47,291	16,53837
4	125,87	0	0	-10,5	-1321,64	13877,17	44,82	5,0866584	49,906666	7,751098	52,232	22,7231
SUMA	503,48		5286,54			30838,15						

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO Vx		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
A	104,66	0	0	-16	-1674,56	26792,96	35,856	9,8209259	45,67693	6,444983	47,610421	20,14806
B	104,66	8	837,28	-8	-837,28	6698,24	35,856	4,910463	40,76646	3,222491	41,73321	15,45243
C	104,66	16	1674,56	0	0	0	35,856	0	35,856	0	35,856	10,7568
D	104,66	24	2511,84	8	837,28	6698,24	35,856	4,910463	40,76646	3,222491	41,73321	15,45243
E	104,66	32	3349,12	16	1674,56	26792,96	35,856	9,8209259	45,67693	6,444983	47,610421	20,14806
SUMA	523,3		8372,8			66982,4						

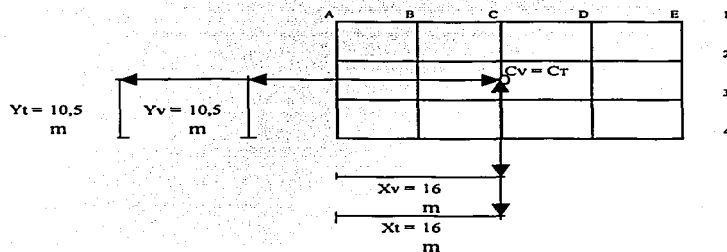
PARA CORTANTE EN "X"

e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!  
 e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!  
 e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!

FIGURA:



TESIS CON FALLA DE ORIGEN



T O R S I O N E N T R E P I S O 10							
SENTIDO	V	es	b	e1 = 1.5 es + 0.1b	e2 = es - 0.1b	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2
X	92,64	0	21	2,1	-2,1	194,54	-194,54
Y	92,64	0	32	3,2	-3,2	296,45	-296,45
Xv = 16		Xt = 16		esx = 0		EKxjYtj^2 + EKyjXtj^2 = 84354,85	
Yv = 10,5		Yt = 10,5		esy = 0			

EJE X	Kxj	Yj	KxjYj	Ytj	KxjYtj	KxjYtj^2	EFECTO DE Vx			EFECTO Vy		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy	
1	93,53	21	1964,13	10,5	982,065	10311,68	23,16	2,2648947	25,42489	3,451268	26,460	11,07874
2	93,53	14	1309,42	3,5	327,355	1145,743	23,16	0,7549649	23,91496	1,150423	24,260	8,324912
3	93,53	7	654,71	-3,5	-327,355	1145,743	23,16	0,7549649	23,91496	1,150423	24,260	8,324912
4	93,53	0	0	-10,5	-982,065	10311,68	23,16	2,2648947	25,42489	3,451268	26,460	11,07874
SUMA	374,12		3928,26			22914,85						¡RIGE!

EJE Y	Kyj	Xj	KyjXj	Xtj	KyjXtj	KyjXtj^2	EFECTO DE Vy			EFECTO Vx		
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx	
A	96	0	0	-16	-1536	24576	18,528	5,3979603	23,92596	3,542411	24,988684	10,7202
B	96	8	768	-8	-768	6144	18,528	2,6989801	21,22698	1,771206	21,758342	8,1393
C	96	16	1536	0	0	0	18,528	0	18,528	0	18,528	5,5584
D	96	24	2304	8	768	6144	18,528	2,6989801	21,22698	1,771206	21,758342	8,1393
E	96	32	3072	16	1536	24576	18,528	5,3979603	23,92596	3,542411	24,988684	10,7202
SUMA	480,0		7680			61440						¡RIGE!

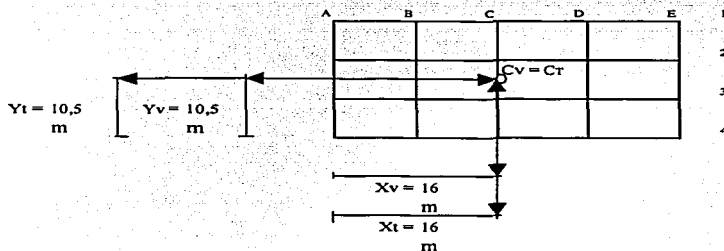
PARA CORTANTE EN "X"

e1 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!  
 e2 = 2,1 < 0.2b = 4,2 ¡CUMPLE!

PARA CORTANTE EN "Y"

e1 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!  
 e2 = 3,2 < 0.2b = 6,4 ¡CUMPLE!

FIGURA:

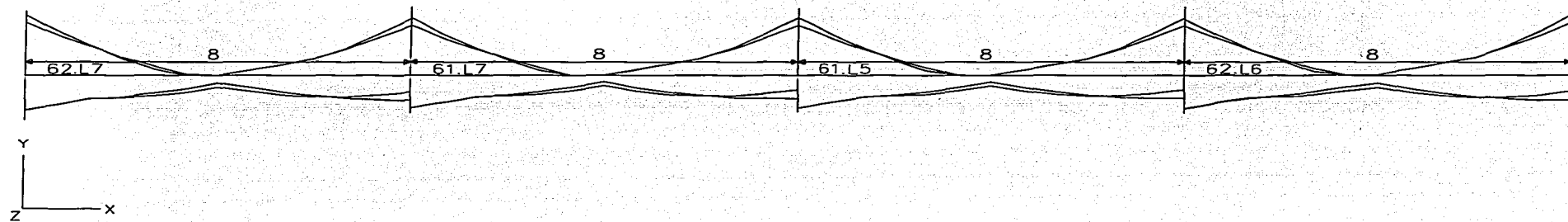


TFESIS CON FALLA DE ORIGEN

#### IV.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL PARA Q = 4

ENVOLVENTE PARA VIGAS 51, 52, 53 Y 54

MOMENT MZ ENVELOPE



puntos con  
 FALLA DE ORIGEN

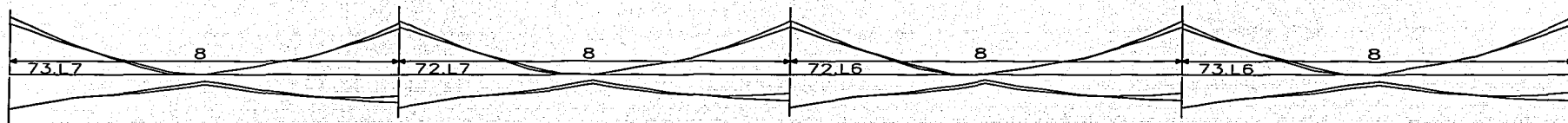
J=220, M=510

Maximum= 61.78

UNIT MET MTO

ENVOLVENTE PARA VIGAS 55, 56, 57 Y 58

MOMENT MZ ENVELOPE



Y  
Z X

J=220,M=510

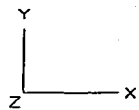
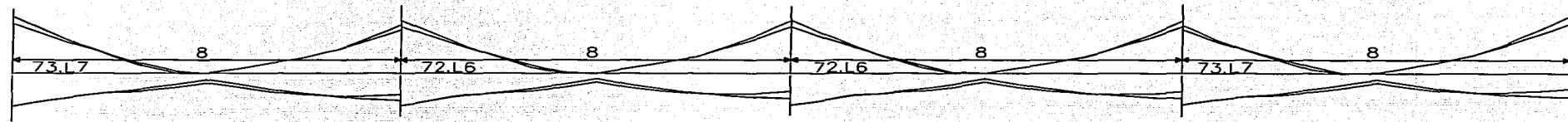
Maximum= 72.26

UNIT MET MTO

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ENVOLVENTE PARA VIGAS 59, 60,61 Y 62

MOMENT MZ ENVELOPE



J=220,M=510

Maximum= 72.90

UNIT MET MTO

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## IV.5.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS 51, 55, 59

### DISEÑO PARA MOMENTO NEGATIVO

#### VIGA 51

#### FLEXION

$$\begin{aligned} \text{Mu} (-) &= 61,78 \quad \text{ton-m} \\ \text{Mu} (-) &= 6178000 \quad \text{kg-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 50 \quad \text{cm} \\ d &= 83 \quad \text{cm} \\ h &= 90 \quad \text{cm} \\ f_c &= 200 \quad \text{kg/cm}^2 \\ f^*c &= 160 \quad \text{kg/cm}^2 \\ f^*c &= 136 \quad \text{kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\ell_{\text{NEC}} = \frac{f^*c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{Mu}}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f^*c}} \right]$$

$$e_{\text{NEC}} = 0,00516$$

$$\ell_{\text{MIN}} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$e_{\text{MIN}} = 0,00236$$

$$\ell_b = \frac{f^*c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$e_b = 0,01524$$

$$\ell_{\text{MAX}} = 0,75 \cdot \ell_b$$

$$e_{\text{MAX}} = 0,01143$$

$$e_{\text{MIN}} = 0,00236 < e_{\text{NEC}} = 0,00516 < e_{\text{MAX}} = 0,01143$$

$$A_s (-) = e_{\text{NEC}} \cdot b \cdot d$$

VERDADERO  
Por lo tanto fluye !

$$A_s (-) = 21,395 \quad \text{cm}^2$$

Utilizando varilla # 6  $a_o = 2,85$

$$N = A_s / a_o \quad N = 7,51$$

Por lo tanto :

SE UTILIZARAN 8 VAR # 6

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**DISEÑO PARA MOMENTO POSITIVO**

**VIGA 51**

**FLEXION**

$$\begin{aligned} \text{Mu (-)} &= 45,76 \quad \text{ton-m} \\ \text{Mu (-)} &= 4576000 \quad \text{kg-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 50 \quad \text{cm} \\ d &= 83 \quad \text{cm} \\ h &= 90 \quad \text{cm} \\ f'c &= 200 \quad \text{kg/cm}^2 \\ f^*c &= 160 \quad \text{kg/cm}^2 \\ f'c &= 136 \quad \text{kg/cm}^2 \\ fy &= 4200 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\ell_{\text{NEC}} = \frac{f'c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{Mu}}{Fr \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right]$$

$$\text{enec} = 0,00373$$

$$\ell_{\text{MIN}} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'c}}{fy}$$

$$\text{emin} = 0,00236$$

$$\ell_b = \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{4800}{fy + 6000}$$

$$\text{eb} = 0,01524$$

$$\ell_{\text{MAX}} = 0,75 \cdot \ell_b$$

$$\text{emax} = 0,01143$$

$$\text{emin} = 0,00236 < \text{enec} = 0,00373 < \text{emax} = 0,01143$$

VERDADERO

Por lo tanto fluye !

$$\text{As (-)} = \text{enec} \cdot b \cdot d$$

$$\text{As (-)} = 15,477 \quad \text{cm}^2$$

Utilizando varilla # 6  $a_o = 2,85$

$$N = \text{As} / a_o$$

$$N = 5,43$$

Por lo tanto :

SE UTILIZARAN 6 VAR # 6

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE**

$$\begin{aligned} V_u &= 27,77 && \text{ton-m} \\ V_u &= 27770 && \text{kg - cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 50 && \text{cm} \\ d &= 83 && \text{cm} \\ h &= 90 && \text{cm} \\ f_c &= 200 && \text{kg / cm}^2 \\ f_c^* &= 160 && \text{kg / cm}^2 \\ f_c^* &= 136 && \text{kg / cm}^2 \\ f_y &= 4200 && \text{kg / cm}^2 \end{aligned}$$

UTILIZANDO 4 VAR # 6 PARA CALCULAR VCR

$$e = \frac{a_o}{b d}$$

$$e_{nec} = 0,00275$$

$$e_{MIN} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$e_{min} = 0,00236$$

Por lo tanto se decide utilizar :

$$e_{nec} = 0,00275 \quad \text{Como} \quad e_{nec} < 0,01 \quad \text{VERDADERO}$$

$$V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d \cdot [ 0,20 + 30 \cdot e ] \cdot \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 11859,806 \quad \text{kg}$$

Como :

$$V_{CR} = 11859,806 < V_u = 27770 \quad \text{VERDADERO}$$

Pero como h es mayor de 70 cm se reducirá VCR 30 %

Por lo tanto :

$$V_{CR} = 8301,864 \quad \text{kg}$$

POR LO TANTO SE REQUIEREN ESTRIBOS

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

UTILIZANDO EST # 3 DE DOS RAMAS

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1,42 \text{ cm}$$

$$S_{NEC} = \frac{FR A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR A_v f_y}{3.5 b}$$

$$\frac{FR A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = 20,34 \text{ cm}$$

$$\frac{FR A_v f_y}{3.5 b} = 27,26 \text{ cm}$$

Además si :

$$1.5 FR b d \sqrt{f^* c} = 62992,57 \text{ kg} > V_u = 27770,00 \text{ VERDADERO}$$

Por lo tanto :

$$S_{max} = 0.5 d$$

$$S_{max} = 41,50 \text{ cm}$$

Por lo tanto RIGE :

$$20,34 \text{ cm}$$

POR LO TANTO SE UTILIZARAN EST # 3 @ 20 cm DE DOS RAMAS

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



DISEÑO PARA MOMENTO NEGATIVO

VIGA 55

FLEXION

Mu (-) = 72.26 ton-m  
 Mu (-) = 7226000 kg - cm

b = 50 cm  
 d = 83 cm  
 h = 90 cm  
 f'c = 200 kg / cm<sup>2</sup>  
 f'c = 160 kg / cm<sup>2</sup>  
 f'c = 136 kg / cm<sup>2</sup>  
 fy = 4200 kg / cm<sup>2</sup>

$$\ell_{NEC} = \frac{f'c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{Fr \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right]$$

enec = 0,00613

$$\ell_{MIN} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{fy}$$

emin = 0,00236

$$\ell_b = \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{4800}{fy + 6000}$$

eb = 0,01524

$$\ell_{MAX} = 0.75 \cdot \ell_b$$

emax = 0,01143

emin = 0,00236 < enec = 0,00613 < emax = 0,01143

VERDADERO  
 Por lo tanto fluye !

As (-) = enec · b · d

As (-) = 25,440 cm<sup>2</sup>

Utilizando varilla # 6 ao = 2.85

N = As / ao N = 8,93

Por lo tanto :

SE UTILIZARAN 9 VAR # 6

TESIS CON  
 FUELLA DE ORIGEN

**DISEÑO PARA MOMENTO POSITIVO**

**VIGA 55**

**FLEXION**

$$\begin{aligned} \text{Mu (-)} &= 53,84 \quad \text{ton-m} \\ \text{Mu (-)} &= 5384000 \quad \text{kg - cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 50 \quad \text{cm} \\ d &= 83 \quad \text{cm} \\ h &= 90 \quad \text{cm} \\ f'c &= 200 \quad \text{kg / cm}^2 \\ f'c &= 160 \quad \text{kg / cm}^2 \\ f'c &= 136 \quad \text{kg / cm}^2 \\ fy &= 4200 \quad \text{kg / cm}^2 \end{aligned}$$

$$\ell_{NEC} = \frac{f'c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{Mu}}{FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right]$$

$$enec = 0,00444$$

$$\ell_{MIN} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'c}}{fy}$$

$$emin = 0,00236$$

$$\ell_b = \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{4800}{fy + 6000}$$

$$eb = 0,01524$$

$$\ell_{MAX} = 0,75 \cdot \ell_b$$

$$emax = 0,01143$$

$$emin = 0,00236 < enec = 0,00444 < emax = 0,01143$$

$$As (-) = enec \cdot b \cdot d$$

VERDADERO  
Por lo tanto fluye !

$$As (-) = 18,424 \quad \text{cm}^2$$

Utilizando varilla # 6     $a_o = 2.85$

$$N = As / a_o$$

$$N = 6,46$$

Por lo tanto :

**SE UTILIZARAN 7 VAR # 6**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

$$\begin{aligned} V_u &= 30,79 \text{ ton-m} \\ V_u &= 30790 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 50 \text{ cm} \\ d &= 83 \text{ cm} \\ h &= 90 \text{ cm} \\ f_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*c &= 160 \text{ kg/cm}^2 \\ f'c &= 136 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

UTILIZANDO 4 VAR # 6 PARA CALCULAR VCR

$$e = \frac{a_o}{b \cdot d}$$

$$enec = 0,00275$$

$$e_{MIN} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$emin = 0,00236$$

Por lo tanto se decide utilizar :

$$enec = 0,00275 \quad \text{Como} \quad enec < 0,01 \quad \text{VERDADERO}$$

$$V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d \cdot [0,20 + 30 \cdot e] \cdot \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 11859,806 \text{ kg}$$

Como :

$$V_{CR} = 11859,806 < V_u = 30790 \quad \text{VERDADERO}$$

Pero como h es mayor de 70 cm se reducirá VCR 30 %

Por lo tanto :

$$V_{CR} = 8301,864 \text{ kg}$$

POR LO TANTO SE REQUIEREN ESTRIBOS

UTILIZANDO EST # 3 DE DOS RAMAS

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1,42 \text{ cm}$$

$$S_{NEC} = \frac{FR A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR A_v f_y}{3.5 b}$$

$$\frac{FR A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = 17,61 \text{ cm}$$

$$\frac{FR A_v f_y}{3.5 b} = 27,26 \text{ cm}$$

Además si :

$$1.5 FR b d \sqrt{f^* c} = 62992,57 \text{ kg} > V_u = 30790,00 \text{ VERDADERO}$$

Por lo tanto :

$$S_{max} = 0.5 d$$

$$S_{max} = 41,50 \text{ cm}$$

Por lo tanto RIGE :

$$17,61 \text{ cm}$$

POR LO TANTO SE UTILIZARAN EST # 3 @ 17 cm DE DOS RAMAS

HECHO CON  
FOLLA DE ORIGEN

DISEÑO PARA MOMENTO NEGATIVO

VIGA 59

FLEXION

Mu (-) = 72,9 ton-m  
 Mu (-) = 7290000 kg - cm

b = 50 cm  
 d = 83 cm  
 h = 90 cm  
 f'c = 200 kg / cm<sup>2</sup>  
 f\*c = 160 kg / cm<sup>2</sup>  
 f'c = 136 kg / cm<sup>2</sup>  
 fy = 4200 kg / cm<sup>2</sup>

$$l_{NEC} = \frac{f'c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right]$$

enec = 0,00619

$$l_{MIN} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'c}}{fy}$$

emin = 0,00236

$$l_b = \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{4800}{fy + 6000}$$

eb = 0,01524

$$l_{MAX} = 0,75 \cdot l_b$$

emax = 0,01143

emin = 0,00236 < enec = 0,00619 < emax = 0,01143

VERDADERO  
 Por lo tanto fluye !

As (-) = enec · b · d

As (-) = 25,692 cm<sup>2</sup>

Utilizando varilla # 6 ao = 2.85

N = As / ao N = 9,01

Por lo tanto :

SE UTILIZARAN 10 VAR # 6

TRABAJA CON  
 FALLA DE ORIGEN

**DISEÑO PARA MOMENTO POSITIVO**

**VIGA 59**

**FLEXION**

Mu (-) = 53,15 ton-m  
 Mu (-) = 5315000 kg - cm

b = 50 cm  
 d = 83 cm  
 h = 90 cm  
 f'c = 200 kg / cm<sup>2</sup>  
 f\*c = 160 kg / cm<sup>2</sup>  
 f'c = 136 kg / cm<sup>2</sup>  
 fy = 4200 kg / cm<sup>2</sup>

$$\ell_{NEC} = \frac{f'c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right]$$

enec = 0,00438

$$\ell_{MIN} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{fy}$$

emin = 0,00236

$$\ell_b = \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{4800}{fy + 6000}$$

eb = 0,01524

$\ell_{MAX} = 0.75 \cdot \ell_b$

emax = 0,01143

emin = 0,00236 < enec = 0,00438 < emax = 0,01143

As (-) = enec · b · d

VERDADERO  
 Por lo tanto fluye !

As (-) = 18,169 cm<sup>2</sup>

Utilizando varilla # 6 ao = 2.85

N = As / ao N = 6,38

Por lo tanto :

SE UTILIZARAN 7 VAR # 6

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

$$\begin{aligned} V_u &= 31 && \text{ton-m} \\ V_u &= 31000 && \text{kg - cm} \end{aligned}$$

UTILIZANDO 4 VAR # 6 PARA CALCULAR VCR

$$e = \frac{a_o}{b d}$$

$$enec = 0,00275$$

$$e_{MIN} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$emin = 0,00236$$

Por lo tanto se decide utilizar :

$$enec = 0,00275 \quad \text{Como} \quad enec < 0,01 \quad \text{VERDADERO}$$

$$V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d \cdot [0.20 + 30 \cdot e] \cdot \sqrt{f^* c}$$

$$V_{CR} = 11859,806 \quad \text{kg}$$

Como :

$$V_{CR} = 11859,806 < V_u = 31000 \quad \text{VERDADERO}$$

Pero como h es mayor de 70 cm se reducirá VCR 30 %

Por lo tanto :

$$V_{CR} = 8301,864 \quad \text{kg}$$

POR LO TANTO SE REQUIEREN ESTRIBOS

$$\begin{aligned} b &= 50 && \text{cm} \\ d &= 83 && \text{cm} \\ h &= 90 && \text{cm} \\ f_c &= 200 && \text{kg / cm}^2 \\ f^* c &= 160 && \text{kg / cm}^2 \\ f_c &= 136 && \text{kg / cm}^2 \\ f_y &= 4200 && \text{kg / cm}^2 \end{aligned}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

UTILIZANDO EST # 3 DE DOS RAMAS

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1,42 \text{ cm}$$

$$S_{NEC} = \frac{FR A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR A_v f_y}{3.5 b}$$

$$\frac{FR A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = 17,45 \text{ cm}$$

$$\frac{FR A_v f_y}{3.5 b} = 27,26 \text{ cm}$$

Además si :

$$1.5 FR b d \sqrt{f^* c} = 62992,57 \text{ kg} > V_u = 31000,00 \text{ VERDADERO}$$

Por lo tanto :

$$S_{max} = 0.5 d$$

$$S_{max} = 41,50 \text{ cm}$$

Por lo tanto RIGE :

$$17,45 \text{ cm}$$

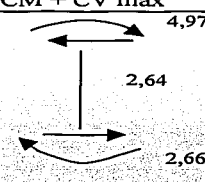
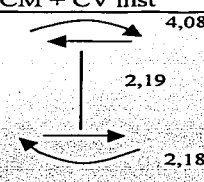
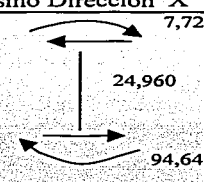
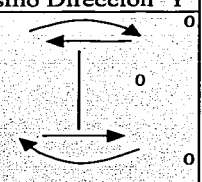
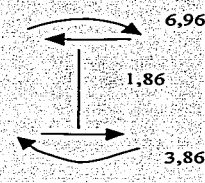
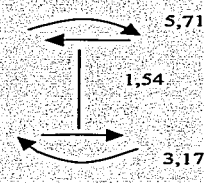
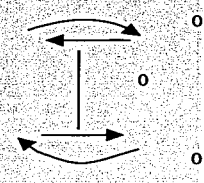
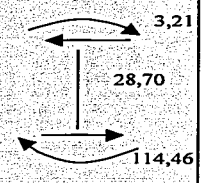
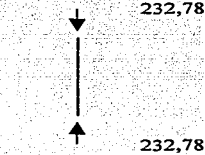
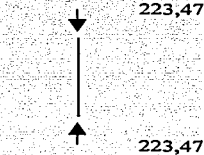
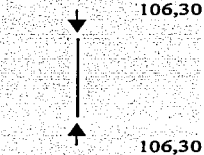
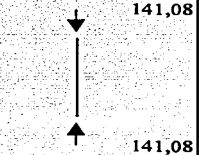
POR LO TANTO SE UTILIZARAN EST # 3 @ 17 cm DE DOS RAMAS

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



### IV.6.- DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN DE LA COLUMNA 1 - A

( Fuerzas en ton y Momentos en ton-m )  
N - 1

	CM + CV max	CM + CV inst	Sismo Dirección X	Sismo Dirección Y
D i r e c c i o n X				
D i r e c c i o n Y				
V e r t i c a l				

TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN

( Fuerzas en ton y Momentos en ton-m )  
N - 2

	CM + CV max	CM + CV inst	Sismo Dirección X	Sismo Dirección Y
Dirección X				
Dirección Y				
Vertical				

TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN

## IV.7.- DIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA N – 1

### IV.7.1.- EFECTOS DE ESBELTEZ

RIGIDECES RELATIVAS ( I / L )  
DIRECCION " X "

17861	3797
17861	3797
16555	

DIRECCION " Y "

17861	3290
17861	3290
16555	

REVISION PARA VER SI SE PUEDEN DESPRECIAR LOS EFECTOS DE ESBELTEZ :

·DEBIDOS A CARGA VERTICAL

DIRECCION " X "

LONGITUD EFECTIVA :

$$\text{EXTREMO SUPERIOR } \psi = \frac{34416}{3797} = 9,06$$

$$\text{EXTREMO INFERIOR } \psi = \frac{\quad}{\quad} = 0$$

CARGAS VERTICALES NO CAUSAN DESPLAZAMIENTO LATERAL

( INCISO 1.3.2.b )

De la Figura 1.1.a de las Normas se obtiene K :

$$K = 0,68$$

$$H' = K \cdot H = 248,200 \text{ cm}$$

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse si :

$$\frac{H'}{r} \leq 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

$$H' / r = 16,547$$

$$34 - 12 M1 / M2 = 27,572$$

$$34 - 12 M1 / M2 > H' / r \quad \text{VERDADERO}$$

$$Fabx = 1$$

Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez !

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DIRECCION " Y "

LONGITUD EFECTIVA :

$$\text{EXTREMO SUPERIOR } \Psi = \frac{34416}{3290} = 10,46$$

$$\text{EXTREMO INFERIOR } \Psi = \frac{0}{0} = 0$$

CARGAS VERTICALES NO CAUSAN DESPLAZAMIENTO LATERAL

( INCISO 1.3.2.b )

De la Figura 1.1.a de las Normas se obtiene K :

$$K = 0,9$$

$$H' = K \cdot H = 328,5$$

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse si :

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

$$H' / r = 24,333$$

$$34 - 12 M1 / M2 = 27,338$$

$$34 - 12 M1 / M2 > H' / r \quad \text{VERDADERO}$$

$$F_{aby} = 1$$

Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez !

· DEBIDOS A FUERZA LATERAL

ESTOS EFECTOS PUEDEN DESPRECIARSE SI SE CUMPLE LA CONDICION SIGUIENTE :

$$\frac{\Delta_{\text{ENTREPISO}}}{h} \leq 0,08 \frac{V}{W_u}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,44 && \text{cm} \\ h &= 365 && \text{cm} \\ V &= 528,64 && \text{ton} \\ W_u &= 8261 && \text{ton} \end{aligned}$$

DIRECCION " X "

$$\Delta_{\text{ENTREPISO}} / h = 0,00121$$

$$0,08 (V / W_u) = 0,00465$$

VERDADERO

Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez !

DIRECCION " Y "

$$\Delta_{\text{ENTREPISO}} / h = 0,000877$$

$$0,08 (V / W_u) = 0,00465$$

VERDADERO

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,32 && \text{cm} \\ h &= 365 && \text{cm} \\ V &= 528,64 && \text{ton} \\ W_u &= 8261 && \text{ton} \end{aligned}$$

Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez !

## IV.7.2.- DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO

SE DIMENSIONARA EN EL EXTREMO INFERIOR BAJO ( CM + CVins + SISMO )

ACCIONES INTERNAS DE DISEÑO CAUSADAS POR LA GRAVEDAD Y LAS

COMPONENTES DEL SISMO

EFFECTOS GRAVITACIONALES

DIRECCION VERTICAL

$$Pu = 246,202 \quad \text{ton}$$

DIRECCION " X "

$$M2b = -2,6378 \quad \text{ton - m}$$

$$ex \text{ min} = 4,75 \quad \text{cm}$$

$$Pu \text{ exmin} = 11,695$$

$$M2bx = -11,695 \quad \text{ton - m} \quad \text{RIGE !}$$

$$0,0475 \quad \text{m}$$

DIRECCION " Y "

$$M2b = -3,8236 \quad \text{ton - m}$$

$$ey \text{ min} = 4,4 \quad \text{cm}$$

$$Pu \text{ eymin} = 10,833$$

$$M2by = 10,833 \quad \text{ton - m} \quad \text{RIGE !}$$

$$0,044 \quad \text{m}$$

$$Pu = 116,93 \quad \text{ton}$$

$$M2s = 104,104 \quad \text{ton - m}$$

$$M2s = 0 \quad \text{ton - m}$$

100 % de los efectos de la componente en " x "

En la dirección " x "

En la dirección " y "

$$Pu = 155,188 \quad \text{ton}$$

$$M2s = 0 \quad \text{ton - m}$$

$$M2s = 125,906 \quad \text{ton - m}$$

100 % de los efectos de la componente en " y "

En la dirección " x "

En la dirección " y "

DIMENSIONAMIENTO CONSIDERANDO LA FLEXOCOMPRESION PRINCIPAL EN LA

DIRECCION " X "

$$Pu = Pu \text{ vert} + Pu \text{ x} + 0,3 Pu \text{ y}$$

$$Pu = 409,688 \quad \text{ton}$$

MOMENTO AMPLIFICADO DE DISEÑO EN LA DIRECCION " X "

$$M_{cx} = Fabx \cdot M2bx + F_{asx} \cdot M2sx$$

$$M_{cx} = 115,799 \quad \text{ton - m}$$

$$Pu \text{ exmin} = 19,460 \quad \text{ton - m}$$

$$M_{cx} = 115,799 \quad \text{ton - m}$$

MOMENTO AMPLIFICADO DE DISEÑO EN LA DIRECCION " Y "

$$M_{cy} = Faby \cdot M2by + F_{asy} \cdot M2sy$$

$$M_{cy} = 48,605 \quad \text{ton - m}$$

$$Pu \text{ exmin} = 18,026 \quad \text{ton - m}$$

$$M_{cy} = 48,605 \quad \text{ton - m}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Por lo tanto, la columna se dimensionará por flexocompresión biaxial con los datos siguientes :

$$\begin{array}{lll} P_u = & 409,688 & \text{ton} \\ e_x / P_u = & 0,283 & \text{m} \qquad \qquad \qquad 28,265 \quad \text{cm} \\ e_y / P_u = & 0,119 & \text{m} \qquad \qquad \qquad 11,864 \quad \text{cm} \end{array}$$

Aplicando la formula de Bresler

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}} \quad \text{ecua. 2.15}$$

Donde :

$P_R$  = Carga resistente de diseño aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

$P_{RO}$  = Carga axial resistente suponiendo  $e_x = e_y = 0$ .

$P_{RX}$  = Carga resistente considerando la flexión en x unicamente.

$P_{RY}$  = Carga resistente considerando la flexión en y unicamente.

La formula anterior solo será aplicable si se cumple lo siguiente :

$$\frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.10$$

Suponemos  $P = P_{min} = 0.01$

$$A_s = 83,6 \quad \text{cm}^2$$

$$P_{RO} = FR ( A_c \cdot f'_c + A_s \cdot f_y )$$

$$P_{RO} = 1262,816 \quad \text{ton}$$

Para el calculo de  $P_{RX}$  y de  $P_{RY}$ , se supondrá el refuerzo distribuido en la periferia !

$$e_x / h_x = 0,30 \qquad \qquad e_y / h_y = 0,12$$

$$q = P \frac{f_y}{f'_c} \qquad \qquad q = 0,309$$

De las figuras 12 y 13 de las Ayudas de Diseño se obtiene  $K =$

$$\begin{array}{lll} d / h = & 0,9 & d / h = 0,95 & d / h = 0,926 \\ K_x = & 0,6 & K_x = 0,62 & K_x = 0,6104 \\ K_y = & 1 & K_y = 1 & K_y = 1 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} P_{RX} = K \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c \\ P_{RX} = 599,363968 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} P_{RY} = K \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c \\ P_{RY} = 981,92 \end{array}$$

TEMA CON  
FALLA DE ORIGEN

Sustituyendo en la ecuación 2.15 :

$$PR = 527,714 \text{ ton} > Pu \text{ VERDADERO}$$

Por lo tanto se acepta  $P = P_{min} = 0.01$ ,  $As = 83,6 \text{ cm}^2$  OK !

DIMENSIONAMIENTO CONSIDERANDO LA FLEXOCOMPRESION PRINCIPAL EN LA DIRECCION " Y "

$$Pu = Pu_{vert} + 0.3 Pu_x + Pu_y$$

$$Pu = 436,469 \text{ ton}$$

MOMENTO AMPLIFICADO DE DISEÑO EN LA DIRECCION " X "

$$M_{cx} = Fabx \cdot M2bx + Fasx \cdot M2sx$$

$$M_{cx} = 42,926 \text{ ton - m}$$

$$Pu_{exmin} = 2,039 \text{ ton - m}$$

$$M_{cx} = 42,926 \text{ ton - m}$$

MOMENTO AMPLIFICADO DE DISEÑO EN LA DIRECCION " Y "

$$M_{cy} = Faby \cdot M2by + Fasy \cdot M2sy$$

$$M_{cy} = 136,739 \text{ ton - m}$$

$$Pu_{exmin} = 6,017 \text{ ton - m}$$

$$M_{cy} = 136,739 \text{ ton - m}$$

Por lo tanto, la columna se dimensionará por flexocompresión biaxial con los datos siguientes :

$$Pu = 436,469 \text{ ton}$$

$$ex / Pu = 0,098 \text{ m} \quad 9,835 \text{ cm}$$

$$ey / Pu = 0,313 \text{ m} \quad 31,328 \text{ cm}$$

Aplicando la formula de Bresler

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{PRX} + \frac{1}{PRY} - \frac{1}{PRO}} \quad \text{ecua. 2.15}$$

Donde :

PR = Carga resistente de diseño aplicada con las excentricidades  $ex$  y  $ey$ .

PRO = Carga axial resistente suponiendo  $ex = ey = 0$ .

PRX = Carga resistente considerando la flexión en x unicamente.

PRY = Carga resistente considerando la flexión en y unicamente.

La formula anterior solo será aplicable si se cumple lo siguiente :

$$\frac{PR}{PRO} \geq 0.10$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Suponemos  $P = P_{min} = 0.01$

$$A_s = 83,6 \text{ cm}^2$$

$$PRO = FR ( A_C \cdot f'_c + A_S \cdot f_y )$$

$$PRO = 1262,816 \text{ ton}$$

Para el calculo de  $PR_X$  y de  $PR_Y$ , se supondrá el refuerzo distribuido en la periferia !

$$e_x / h_x = 0,10 \quad e_y / h_y = 0,33$$

$$q = P \frac{f_y}{f'_c} \quad q = 0,309$$

De las figuras 12 y 13 de las Ayudas de Diseño se obtiene  $K =$

$d / h = 0,9$	$d / h = 0,95$	$d / h = 0,926$
$K_x = 1,06$	$K_x = 1,06$	$K_x = 1,06$
$K_y = 0,63$	$K_y = 0,66$	$K_y = 0,6456$

$$PR_X = K \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c$$

$$PR_X = 1040,835$$

$$PR_Y = K \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c$$

$$PR_Y = 633,928$$

Sustituyendo en la ecuación 2.15 :

$$PR = 572,622 \text{ ton}$$

$$PR > P_u \quad \text{VERDADERO}$$

Por lo tanto se acepta  $P = P_{min} = 0.01$ ,  $A_s = 83,6 \text{ cm}^2$  OK !

IMPRESO CON  
FOLIA DE ORIGEN



### IV.7.3.- DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

$$\begin{aligned} P_u &= 436,47 \quad \text{ton} \\ V_{ux} &= 24,96 \quad \text{ton} \\ V_{uy} &= 28,7 \quad \text{ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 95 \quad \text{cm} & 0,95 \quad \text{m} \\ d &= 88 \quad \text{cm} & 0,88 \quad \text{m} \\ h &= 95 \quad \text{cm} & 0,95 \quad \text{m} \\ f^*c &= 160 \quad \text{kg/cm}^2 & 0,16 \quad \text{ton/m}^2 \\ f''c &= 136 \quad \text{kg/cm}^2 & 0,136 \quad \text{ton/m}^2 \\ f_y &= 4200 \quad \text{kg/cm}^2 & 4,2 \quad \text{ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$V_u = \sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2}$$

$$V_u = 38,035$$

Si  $P_u \leq \frac{A_g f^*c}{20}$  No se tomará en cuenta el VCR

$$\frac{A_g f^*c}{20} = 90250 \quad \text{kg}$$

$$P_u = 436470 > 90250 \quad \text{VERDADERO}$$

POR LO TANTO SE TOMARÁ EN CUENTA EL VCR !

· Si  $P_u \leq 0.7 \cdot f^*c \cdot A_g + 2000 \cdot A_s$

Entonces VCR se podrá calcular como en vigas, pero modificado por el factor :

$$\text{Factor} = 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}$$

$$A_s = 5 \text{ var } \# 8$$

$$A_s = 25,35 \quad \text{cm}^2$$

$$0.7 \cdot f^*c \cdot A_g + 2000 \cdot A_s = 1061500 \quad \text{kg}$$

Como :  $P_u = 436470 < 1061500 \quad \text{VERDADERO}$

$$\text{Factor} = 1,339$$

$$e = \frac{A_s}{bh} \quad e = 0,00281$$

$$VCR = F_R \cdot b \cdot d \cdot [0.20 + 30 \cdot e] \cdot \sqrt{f^*c} \cdot \text{Factor}$$

Por lo tanto :  $VCR = 32189,276 \quad \text{kg}$

$$VCR = 32189,276 < V_u = 38035,40 \quad \text{VERDADERO}$$

Por lo tanto, se requieren estribos !

TRISIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**CON ESTRIBOS DEL # 3 DE CUATRO RAMAS :**

Se debe cumplir con :

fy estribo ≥ 0.06 fy varilla

Para la var # 8 :

fy varilla =	21294	kg	
0.06 fy varilla =	1277,64	kg	
fy estribo =	2982	kg	> 1277,64

VERDADERO

Por lo tanto se acepta el estribo del # 3 !

**SEPARACION DE ESTRIBOS**

$$S_{NEC} = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{CR}}$$

$$A_v = 2,84 \quad \text{cm}^2$$

$$S_{NEC} = 143,64 \quad \text{cm}$$

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3.5 b}$$

$$S = 28,70$$

$$S_{max} < \left[ \begin{array}{l} \frac{850}{\sqrt{f_y}} \cdot d_b = 33,31 \quad \text{cm} \\ 48 d_{est} = 45,6 \quad \text{cm} \\ \frac{\text{Dim. Menor}}{2} = 47,5 \quad \text{cm} \end{array} \right.$$

$$RIGE : 28,70 \quad \text{cm}$$

Por lo tanto :

**SE COLOCARAN EST #3 DE CUATRO RAMAS @ 28 cm**

**ZONAS DE CONFINAMIENTO**

Con una altura libre de : 365 cm  
 Se separarán los estribos @ 14 cm en una separación mínima de :

ZONA DE	≥	Dim. Mayor de la columna =	95 cm
CONFINAMIENTO		60 cm	60 cm
		1 / 6 h =	60,83 cm

$$\text{Por lo tanto : RIGE : 95,00 cm}$$

**LONGITUD DE ZONA DE CONFINAMIENTO : 95 cm**

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

## IV.8.- DIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA N - 2

### IV.8.1.- EFECTOS DE ESBELTEZ

RIGIDEZES RELATIVAS ( I / L )  
DIRECCION " X "

17861	3797
17861	3797
17861	

DIRECCION " Y "

17861	3290
17861	3290
17861	

REVISION PARA VER SI SE PUEDEN DESPRECIAR LOS EFECTOS DE ESBELTEZ :

·DEBIDOS A CARGA VERTICAL

DIRECCION " X "

LONGITUD EFECTIVA :

$$\text{EXTREMO SUPERIOR } \Psi = \frac{35722}{3797} = 9,41$$

$$\text{EXTREMO INFERIOR } \Psi = \frac{35722}{3797} = 9,41$$

CARGAS VERTICALES NO CAUSAN DESPLAZAMIENTO LATERAL

( INCISO 1.3.2.b )

De la Figura 1.1.a de las Normas se obtiene K :

$$K = 0,96$$

$$H' = K \cdot H = 316,800 \text{ cm}$$

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse si :

$$\frac{H'}{r} \leq 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

$$\begin{aligned} H' / r &= 21,120 \\ 34 - 12 M1 / M2 &= 21,605 \end{aligned}$$

$$34 - 12 M1 / M2 > H' / r \quad \text{VERDADERO}$$

$$Fabx = 1$$

Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez !

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DIRECCION " Y "

LONGITUD EFECTIVA :

$$\text{EXTREMO SUPERIOR } \Psi = \frac{35722}{3290} = 10,86$$

$$\text{EXTREMO INFERIOR } \Psi = \frac{35722}{3290} = 10,86$$

CARGAS VERTICALES NO CAUSAN DESPLAZAMIENTO LATERAL

( INCISO 1.3.2.b )

De la Figura 1.1.a de las Normas se obtiene K :

$$K = 0,97$$

$$H' = K \cdot H = 320,1$$

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse si :

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

$$H' / r = 23,711$$

$$34 - 12 M1 / M2 = 21,825$$

$$34 - 12 M1 / M2 > H' / r \quad \text{FALSO}$$

Por lo tanto se deben tomar en cuenta los efectos de esbeltez !

$$M1 = -4,86$$

$$M2 = -4,79$$

$$Fab = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{Pc}} \geq 1.0$$

$$Cm = 0.60 + 0.4 \frac{M1}{M2} \geq 0.40$$

$$Cm = 1,0058 \quad \text{VERDADERO}$$

$$v = \frac{Mo \text{ max carga muerta}}{Mo \text{ max carga total}}$$

$$v = 0,55 \quad \%$$

$$EI = \frac{0.40 \cdot E \cdot I}{(1 + v)}$$

$$E = 141421 \quad \text{kg / cm}^2$$

$$I = 645468 \quad \text{cm}^4$$

$$E = 23556833556 \quad \text{kg / cm}^2$$

$$Pc = \frac{FR \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I}{H'^2}$$

$$Pc = 7034108,054 \quad \text{kg}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$P_u = F_c \cdot P$$

$$P_u = 286,426 \text{ ton} \quad 286426 \text{ kg}$$

Por lo tanto :

$$F_{aby} = 1,0485$$

Por lo tanto se decide que para los efectos de esbeltez por cargas verticales se optará por utilizar los factores de amplificación  $F_{abx} = F_{aby} = 1$  ya que, las cargas verticales no causan desplazamiento lateral.

· DEBIDOS A FUERZA LATERAL

ESTOS EFECTOS PUEDEN DESPRECIARSE SI SE CUMPLE LA CONDICION SIGUIENTE :

$$\frac{\Delta_{\text{ENTREPISO}}}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W_u}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= 1,09 \text{ cm} \\ h &= 335 \text{ cm} \\ V &= 518,32 \text{ ton} \\ W_u &= 7427 \text{ ton} \end{aligned}$$

DIRECCION " X "

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{ENTREPISO}} / h &= 0,003253731 \\ 0.08 ( V / W_u ) &= 0,00508 \end{aligned}$$

VERDADERO

DIRECCION " Y "

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{ENTREPISO}} / h &= 0,002447761 \\ 0.08 ( V / W_u ) &= 0,00508 \end{aligned}$$

VERDADERO

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,82 \text{ cm} \\ h &= 335 \text{ cm} \\ V &= 518,32 \text{ ton} \\ W_u &= 7427 \text{ ton} \end{aligned}$$

TITULO CON  
FALLA DE ORIGEN

## IV.8.2.- DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO

SE DIMENSIONARA EN EL EXTREMO INFERIOR BAJO ( CM + CVins + SISMO )  
ACCIONES INTERNAS DE DISEÑO CAUSADAS POR LA GRAVEDAD Y LAS  
COMPONENTES DEL SISMO  
EFECTOS GRAVITACIONALES

	b =	95	cm	0,95	m
	d =	88	cm	0,88	m
	h =	95	cm	0,95	m
	f*c =	160	kg / cm <sup>2</sup>	0,16	ton / m <sup>2</sup>
	f''c =	136	kg / cm <sup>2</sup>	0,136	ton / m <sup>2</sup>
	fy =	4200	kg / cm <sup>2</sup>	4,2	ton / m <sup>2</sup>
<b>DIRECCION VERTICAL</b>					
	Pu =	225,049	ton		
<b>DIRECCION " X "</b>					
	M2b =	-7,249	ton - m		
	ex min =	4,75	cm	0,0475	m
	Pu exmin =	10,690			
	M2bx =	10,690	ton - m	RIGE !	
<b>DIRECCION " Y "</b>					
	M2b =	-5,346	ton - m		
	Ey min =	4,4	cm	0,044	m
	Pu eymin =	9,902			
	M2by =	9,902	ton - m	RIGE !	
	Pu =	102,234	ton	100 % de los efectos de la componente en " x "	
	M2s =	51,689	ton - m	En la dirección " x "	
	M2s =	0	ton - m	En la dirección " y "	
	Pu =	136,554	ton	100 % de los efectos de la componente en " y "	
	M2s =	0	ton - m	En la dirección " x "	
	M2s =	63,195	ton - m	En la dirección " y "	

DIMENSIONAMIENTO CONSIDERANDO LA FLEXOCOMPRESION PRINCIPAL EN LA  
DIRECCION " X "

$$Pu = Pu \text{ vert} + Pu \text{ x} + 0.3 Pu \text{ y}$$

$$Pu = 368,249 \text{ ton}$$

MOMENTO AMPLIFICADO DE DISEÑO EN LA DIRECCION " X "

$$M_{cx} = F_{abx} \cdot M_{2bx} + F_{asx} \cdot M_{2sx}$$

$$M_{cx} = 62,379 \text{ ton - m}$$

$$Pu \text{ exmin} = 17,492 \text{ ton - m}$$

$$M_{cx} = 62,379 \text{ ton - m}$$

MOMENTO AMPLIFICADO DE DISEÑO EN LA DIRECCION " Y "

$$M_{cy} = F_{aby} \cdot M_{2by} + F_{asy} \cdot M_{2sy}$$

$$M_{cy} = 28,861 \text{ ton - m}$$

$$Pu \text{ exmin} = 16,203 \text{ ton - m}$$

$$M_{cy} = 28,861 \text{ ton - m}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Por lo tanto, la columna se dimensionará por flexocompresión biaxial con los datos siguientes :

Pu =	368,249	ton		
ex / Pu =	0,169	m	16,939	cm
ey / Pu =	0,078	m	7,837	cm

Aplicando la formula de Bresler

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}} \quad \text{ecua. 2.15}$$

Donde :

- PR = Carga resistente de diseño aplicada con las excentricidades ex y ey.
- PRO = Carga axial resistente suponiendo ex = ey = 0.
- PRX = Carga resistente considerando la flexión en x unicamente.
- PRY = Carga resistente considerando la flexión en y unicamente.

La formula anterior solo será aplicable si se cumple lo siguiente :

$$\frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.10$$

Suponemos P = Pmin = 0.01

$$A_s = 83,6 \quad \text{cm}^2$$

$$P_{RO} = FR (A_c \cdot f'_c + A_s \cdot f_y)$$

$$P_{RO} = 1262,816 \quad \text{ton}$$

Para el calculo de PRX y de PRY, se supondrá el refuerzo distribuido en la periferia !

$$e_x / h_x = 0,18 \quad e_y / h_y = 0,08$$

$$q = P \frac{f_y}{f'_c} \quad q = 0,309$$

De las figuras 12 y 13 de las Ayudas de Diseño se obtiene K =

d / h =	0,9	d / h =	0,95	d / h =	0,926
Kx =	0,86	Kx =	0,88	Kx =	0,8704
Ky =	1,1	Ky =	1,1	Ky =	1,1

$$P_{RX} = K \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c$$

$$P_{RX} = 854,663168$$

$$P_{RY} = K \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c$$

$$P_{RY} = 1080,112$$

Suponemos  $P = P_{min} = 0.01$

$$A_s = 83,6 \text{ cm}^2$$

$$PRO = FR (A_c \cdot f'_c + A_s \cdot f_y)$$

$$PRO = 1262,816 \text{ ton}$$

Para el calculo de PRX y de PRY, se supondrá el refuerzo distribuido en la periferia !

$$e_x / h_x = 0,10 \qquad e_y / h_y = 0,33$$

$$q = P \frac{f_y}{f'_c} \qquad q = 0,309$$

De las figuras 12 y 13 de las Ayudas de Diseño se obtiene K =

$$\begin{array}{lll} d/h = 0,9 & d/h = 0,95 & d/h = 0,926 \\ K_x = 1,06 & K_x = 1,06 & K_x = 1,06 \\ K_y = 0,63 & K_y = 0,66 & K_y = 0,6456 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} P_{RX} = K \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c \\ P_{RX} = 1040,835 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} P_{RY} = K \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c \\ P_{RY} = 633,928 \end{array}$$

Sustituyendo en la ecuación 2.15 :

$$PR = 572,622 \text{ ton}$$

$$PR \quad > \quad Pu \qquad \text{VERDADERO}$$

Por lo tanto se acepta  $P = P_{min} = 0.01$ ,  $A_s = 83,6 \text{ cm}^2$  OK !



### IV.8.3.- DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

$$\begin{aligned} P_u &= 392,27 \text{ ton} \\ V_{ux} &= 20,14 \text{ ton} \\ V_{uy} &= 23,28 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 95 \text{ cm} & 0,95 \text{ m} \\ d &= 88 \text{ cm} & 0,88 \text{ m} \\ h &= 95 \text{ cm} & 0,95 \text{ m} \\ f^*c &= 160 \text{ kg/cm}^2 & 0,16 \text{ ton/m}^2 \\ f'c &= 136 \text{ kg/cm}^2 & 0,136 \text{ ton/m}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & 4,2 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$V_u = \sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2}$$

$$V_u = 30,783$$

Si  $P_u \leq \frac{A_g f'c}{20}$  No se tomará en cuenta el VCR

$$\frac{A_g f'c}{20} = 90250 \text{ kg}$$

$P_u = 392270 > 90250$  VERDADERO

POR LO TANTO SE TOMARÁ EN CUENTA EL VCR !

· Si  $P_u \leq 0.7 \cdot f^*c \cdot A_g + 2000 \cdot A_s$

Entonces VCR se podrá calcular como en vigas, pero modificado por el factor :

Factor :  $1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}$

$A_s = 5 \text{ var } \# 8$

$A_s = 25,35 \text{ cm}^2$

$0.7 \cdot f^*c \cdot A_g + 2000 \cdot A_s = 1061500 \text{ kg}$

Como :

$P_u = 392270 < 1061500$  VERDADERO

Factor = 1,304

$e = \frac{A_s}{bh} = 0,00281$

$VCR = F_R \cdot b \cdot d \cdot [0.20 + 30 \cdot e] \cdot \sqrt{f^*c} \cdot \text{Factor}$

Por lo tanto :  $VCR = 31364,846 \text{ kg}$

$VCR = 31364,846 < V_u = 30782,75$  FALSO

Por lo tanto, no se requieren estribos !

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

DEBIDO A ESTO, SE OPTA POR LA SEPARACIÓN QUE MARCA EL RCCEM :

• SEPARACION DE ESTRIBOS

$$S_{max} < \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{f_y}} \cdot d_b = & 33,31 & \text{cm} \\ 48 d_{est} = & 45,6 & \text{cm} \\ \frac{\text{Dim. Menor}}{2} = & 47,5 & \text{cm} \end{cases}$$

RIGE : 33,31 cm

Por lo tanto :

SE COLOCARAN EST # 3 DE CUATRO RAMAS @ 33 cm

ZONAS DE CONFINAMIENTO

Con una altura libre de : 335 cm  
 Se separarán los estribos @ 16,5 cm en una separación mínima de :

$$\text{ZONA DE CONFINAMIENTO} \geq \begin{cases} \text{Dim. Mayor de la columna} = & 95 & \text{cm} \\ 60 \text{ cm} & & \\ 1 / 6 h = & 55,83 & \text{cm} \end{cases}$$

Por lo tanto : RIGE : 95,00 cm

LONGITUD DE ZONA DE CONFINAMIENTO 95 cm

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

## **CAPITULO V**

### **CONCLUSIONES**

TFESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

A pesar de que se diseñaron los dos edificios con diferentes reglamentos, existe mucha similitud entre ellos. Existen diferencias como las debidas a que se utilizaron módulos de elasticidad distintos, lo que se traduce en cambios en la rigidez y los periodos de vibración, así como en los resultados en el análisis modal. Al final, los elementos mecánicos de diseño de ambos son muy semejantes.

Por lo anterior, se hará mención de algunas sugerencias, y se notarán las carencias con las que cuenta el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán ( RCEM ), en lo referente al diseño de marcos dúctiles.

La primer gran diferencia entre las NTC - 96 y el RCEM, es que el reglamento carece de requisitos para marcos dúctiles. Solamente menciona en su apartado XXXI, lo referente a utilizar el factor de comportamiento sísmico Q.

Una diferencia importante es que las NTC utiliza un modulo de elasticidad E de  $10000 \sqrt{f'c}$ , y el RCEM utiliza un valor E de  $8000 \sqrt{f'c}$ .

Otro punto importante es que el RCEM en sus disposiciones para diseñar estructuras de concreto menciona en su articulo 257, utilizar las disposiciones de estructuras para concreto del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., reconociendo de esta manera sus grandes limitaciones.

Con referencia en los resultados obtenidos se puede concluir lo siguiente :

- Para todas las vigas se utilizaron los mismos diámetros de varillas y de estribos encontrando que en el diseño con las NTC - 96, se obtuvieron separaciones mas pequeñas que con el RCEM.
- Para lo referente a las columnas se puede concluir lo siguiente : Para el diseño con las NTC - 96, se utilizaron barras del # 8 y estribos del # 3, lo que arrojó una separación de estribos no mayor a 5 cm. Las columnas del edificio diseñado con el RCEM, dan separaciones de estribos mas pequeñas, sin embargo, las barras utilizadas para estribos son del # 3. Para los entrepisos superiores, las columnas teóricamente no requieren estribos, por lo que rige la separación mínima, es decir, de 33 cm.

TRIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El diseño de las losas no se incluyó debido a que no existen requisitos para ello en lo referente a marcos dúctiles. Las NTC – 96 mencionan los requisitos para losas planas, pero este no es nuestro caso.

Estos son algunos de los resultados más significativos del desarrollo de este trabajo.

Los estudios anteriores trataron de ilustrar mediante los dos diseños que un conocimiento amplio del comportamiento estructural se debe manifestar mediante un dimensionamiento razonable. Sólo una estructura con un buen detallado de refuerzo puede lograr la capacidad deseada de comportamiento dúctil elevado ante ciclos intensos de carga y descarga, cuya finalidad es el propósito de este trabajo.

Sin embargo, no se puede exagerar la importancia de un detallado eficiente, especialmente para las estructuras en un país sísmico como el nuestro. El extenso daño y las fallas de las construcciones en ciudades que sufren temblores intensos se pueden atribuir a un detallado inferior al estándar o a veces negligente, destrucción que debe servir como recordatorio de que el detallado adecuado es de primordial importancia en el proceso general del diseño de estructuras.

Por todo lo anterior, se recomienda que se incorporen los requisitos para marcos dúctiles en el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán, esto con el fin de tener una herramienta completa, confiable y segura para el mejor desarrollo de la ingeniería estructural.

## ÁREAS DE LAS VIGAS Y SEPARACION DE ESTRIBOS

### E J E 1

N T C - 9 6					R C E M						
NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	cm <sup>2</sup>	S est.	NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	cm <sup>2</sup>	S est.
1	M max (+)	43,81	Area (+)	14,77	14	1	M max (+)	45,76	Area (+)	15,47	20
	M max (-)	59,63	Area (-)	20,58			M max (-)	61,78	Area (-)	21,39	
2	M max (+)	51,5	Area (+)	17,56	13	2	M max (+)	53,84	Area (+)	18,42	18
	M max (-)	69,68	Area (-)	24,43			M max (-)	72,26	Area (-)	25,44	
3	M max (+)	51,23	Area (+)	17,46	12	3	M max (+)	53,15	Area (+)	18,17	17
	M max (-)	70,78	Area (-)	24,86			M max (-)	72,9	Area (-)	25,69	
4	M max (+)	47,99	Area (+)	16,28	13	4	M max (+)	49,76	Area (+)	16,92	18
	M max (-)	68,36	Area (-)	23,92			M max (-)	70,31	Area (-)	24,67	
5	M max (+)	43,06	Area (+)	14,5	14	5	M max (+)	44,81	Area (+)	15,13	19
	M max (-)	63,88	Area (-)	22,19			M max (-)	65,82	Area (-)	22,93	
6	M max (+)	37,37	Area (+)	12,49	15	6	M max (+)	38,7	Area (+)	12,96	20
	M max (-)	58,4	Area (-)	20,12			M max (-)	59,85	Area (-)	20,66	
7	M max (+)	30,4	Area (+)	10,06	15	7	M max (+)	31,82	Area (+)	10,55	23
	M max (-)	51,36	Area (-)	17,51			M max (-)	52,91	Area (-)	18,08	
8	M max (+)	22,34	Area (+)	7,32	15	8	M max (+)	23,6	Area (+)	7,74	26
	M max (-)	43,04	Area (-)	14,5			M max (-)	44,41	Area (-)	14,99	
9	M max (+)	15,81	Area (+)	5,14	15	9	M max (+)	16,44	Area (+)	5,34	27
	M max (-)	33,83	Area (-)	11,25			M max (-)	34,39	Area (-)	11,45	
10	M max (+)	11,59	Area (+)	3,74	15	10	M max (+)	11,58	Area (+)	3,74	27
	M max (-)	22,34	Area (-)	7,32			M max (-)	22,45	Area (-)	7,35	

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## AREAS DE LAS VIGAS Y SEPARACION DE ESTRIBOS

E J E 2

N T C - 9 6					R C E M					
NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	S est.	NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	cm <sup>2</sup>	S est.
1	M max (+)	43,5	Area (+) 14,66	10	1	M max (+)	45,12	Area (+) 15,24	14	
	M max (-)	65,24	Area (-) 22,71			M max (-)	67,75	Area (-) 23,68		
2	M max (+)	51,44	Area (+) 17,54	9	2	M max (+)	53,06	Area (+) 18,13	13	
	M max (-)	76,34	Area (-) 27,05			M max (-)	78,87	Area (-) 28,07		
3	M max (+)	50,53	Area (+) 17,2	9	3	M max (+)	52,54	Area (+) 17,94	13	
	M max (-)	78,31	Area (-) 27,84			M max (-)	80,32	Area (-) 28,65		
4	M max (+)	47,3	Area (+) 16,03	9	4	M max (+)	49,17	Area (+) 16,71	13	
	M max (-)	76,15	Area (-) 26,98			M max (-)	78,21	Area (-) 27,8		
5	M max (+)	42,5	Area (+) 14,3	10	5	M max (+)	44,29	Area (+) 14,94	13	
	M max (-)	72,16	Area (-) 25,4			M max (-)	74,07	Area (-) 26,15		
6	M max (+)	36,72	Area (+) 12,26	11	6	M max (+)	38,16	Area (+) 12,77	14	
	M max (-)	66,8	Area (-) 23,31			M max (-)	68,38	Area (-) 23,92		
7	M max (+)	29,84	Area (+) 9,87	12	7	M max (+)	31,14	Area (+) 10,32	15	
	M max (-)	60,02	Area (-) 20,73			M max (-)	61,44	Area (-) 21,26		
8	M max (+)	24,63	Area (+) 8,09	13	8	M max (+)	25,02	Area (+) 8,22	17	
	M max (-)	52,11	Area (-) 17,78			M max (-)	53,26	Area (-) 18,21		
9	M max (+)	20,26	Area (+) 6,62	14	9	M max (+)	19,75	Area (+) 6,45	19	
	M max (-)	42,88	Area (-) 14,44			M max (-)	43,5	Area (-) 14,66		
10	M max (+)	17,74	Area (+) 5,77	15	10	M max (+)	17,8	Area (+) 5,8	24	
	M max (-)	29,35	Area (-) 9,7			M max (-)	29,61	Area (-) 9,8		

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## AREAS DE LAS VIGAS Y SEPARACION DE ESTRIBOS

### E J E A

N T C - 9 6					R C E M						
NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	cm <sup>2</sup>	S est.	NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	cm <sup>2</sup>	S est.
1	M max (+)	58,95	Area (+)	22,15	10	1	M max (+)	61,51	Area (+)	23,23	16
	M max (-)	76,48	Area (-)	29,86			M max (-)	79,16	Area (-)	31,1	
2	M max (+)	74,69	Area (+)	29,04	8	2	M max (+)	77,88	Area (+)	30,51	13
	M max (-)	92,46	Area (-)	37,56			M max (-)	95,79	Area (-)	39,27	
3	M max (+)	76,62	Area (+)	29,92	8	3	M max (+)	80,06	Area (+)	31,52	13
	M max (-)	94,37	Area (-)	38,54			M max (-)	97,95	Area (-)	40,4	
4	M max (+)	73,22	Area (+)	28,37	9	4	M max (+)	76,57	Area (+)	29,9	13
	M max (-)	90,81	Area (-)	36,73			M max (-)	94,3	Area (-)	38,5	
5	M max (+)	67,05	Area (+)	25,63	9	5	M max (+)	70,09	Area (+)	26,97	14
	M max (-)	84,36	Area (-)	33,57			M max (-)	87,53	Area (-)	35,11	
6	M max (+)	58,74	Area (+)	22,06	10	6	M max (+)	61,4	Area (+)	23,2	16
	M max (-)	75,76	Area (-)	29,53			M max (-)	78,52	Area (-)	30,8	
7	M max (+)	49,19	Area (+)	18,13	11	7	M max (+)	51,25	Area (+)	18,96	18
	M max (-)	65,51	Area (-)	24,96			M max (-)	67,66	Area (-)	15,9	
8	M max (+)	35,83	Area (+)	12,88	15	8	M max (+)	37,31	Area (+)	13,45	22
	M max (-)	53,15	Area (-)	19,74			M max (-)	54,7	Area (-)	20,38	
9	M max (+)	16,52	Area (+)	9,38	15	9	M max (+)	27,6	Area (+)	9,78	27
	M max (-)	41,37	Area (-)	15,02			M max (-)	42,48	Area (-)	15,5	
10	M max (+)	10,16	Area (+)	3,5	15	10	M max (+)	10,82	Area (+)	3,73	27
	M max (-)	26,55	Area (-)	9,39			M max (-)	27,28	Area (-)	9,66	

TFSIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## AREAS DE LAS VIGAS Y SEPARACION DE ESTRIBOS

E J E B

N T C - 9 6					R C E M						
NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	cm <sup>2</sup>	S est.	NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	cm <sup>2</sup>	S est.
1	M max (+)	52,78	Area (+)	15,59	8	1	M max (+)	55,26	Area (+)	20,61	13
	M max (-)	79,07	Area (-)	31,06			M max (-)	81,67	Area (-)	32,28	
2	M max (+)	68,86	Area (+)	26,42	7	2	M max (+)	71,93	Area (+)	27,8	11
	M max (-)	95,45	Area (-)	39,09			M max (-)	98,64	Area (-)	40,76	
3	M max (+)	71,51	Area (+)	27,6	7	3	M max (+)	74,69	Area (+)	29,04	11
	M max (-)	98,08	Area (-)	40,47			M max (-)	101,39	Area (-)	42,23	
4	M max (+)	68,81	Area (+)	26,4	7	4	M max (+)	71,83	Area (+)	27,75	11
	M max (-)	95,22	Area (-)	38,98			M max (-)	98,36	Area (-)	40,62	
5	M max (+)	63,23	Area (+)	23,97	7	5	M max (+)	65,96	Area (+)	25,15	12
	M max (-)	89,37	Area (-)	36,01			M max (-)	92,22	Area (-)	37,44	
6	M max (+)	55,3	Area (+)	20,62	8	6	M max (+)	57,88	Area (+)	21,7	12
	M max (-)	81,08	Area (-)	32			M max (-)	83,78	Area (-)	33,3	
7	M max (+)	45,35	Area (+)	16,6	9	7	M max (+)	47,95	Area (+)	17,63	14
	M max (-)	70,73	Area (-)	27,25			M max (-)	73,43	Area (-)	28,47	
8	M max (+)	34,58	Area (+)	12,4	11	8	M max (+)	36,67	Area (+)	13,2	16
	M max (-)	59,57	Area (-)	22,41			M max (-)	61,74	Area (-)	23,33	
9	M max (+)	23,5	Area (+)	8,27	13	9	M max (+)	25,65	Area (+)	9,06	19
	M max (-)	47,84	Area (-)	17,58			M max (-)	49,06	Area (-)	18,07	
10	M max (+)	10,73	Area (+)	3,7	15	10	M max (+)	14,92	Area (+)	5,17	25
	M max (-)	33,49	Area (-)	12			M max (-)	34,13	Area (-)	12,23	

TRABAJOS CON  
FALLA DE ORIGEN

## AREAS DE LAS VIGAS Y SEPARACION DE ESTRIBOS

### E J E C

N T C - 9 6					R C E M						
NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	cm <sup>2</sup>	S est.	NIVEL	MOMENTO	ton - m	AREA	cm <sup>2</sup>	S est.
1	M max (+)	51,27	Area (+)	18,97	8	1	M max (+)	53,77	Area (+)	20	13
	M max (-)	77,48	Area (-)	30,32			M max (-)	80,11	Area (-)	31,55	
2	M max (+)	67,13	Area (+)	25,66	7	2	M max (+)	70,2	Area (+)	27,02	11
	M max (-)	93,64	Area (-)	38,16			M max (-)	96,84	Area (-)	39,82	
3	M max (+)	69,86	Area (+)	26,87	7	3	M max (+)	73	Area (+)	28,27	11
	M max (-)	96,36	Area (-)	39,57			M max (-)	99,62	Area (-)	41,28	
4	M max (+)	67,29	Area (+)	25,73	7	4	M max (+)	70,29	Area (+)	27,06	11
	M max (-)	93,62	Area (-)	38,15			M max (-)	96,75	Area (-)	39,77	
5	M max (+)	61,86	Area (+)	23,38	8	5	M max (+)	64,64	Area (+)	24,58	12
	M max (-)	87,93	Area (-)	35,3			M max (-)	90,83	Area (-)	36,74	
6	M max (+)	54,33	Area (+)	20,22	8	6	M max (+)	56,84	Area (+)	21,26	13
	M max (-)	80,06	Area (-)	31,52			M max (-)	82,68	Area (-)	32,76	
7	M max (+)	45,06	Area (+)	16,47	9	7	M max (+)	47,23	Area (+)	17,34	14
	M max (-)	70,4	Area (-)	27,11			M max (-)	72,66	Area (-)	28,12	
8	M max (+)	34,57	Area (+)	12,4	11	8	M max (+)	35,79	Area (+)	12,86	16
	M max (-)	59,5	Area (-)	22,38			M max (-)	61,27	Area (-)	23,13	
9	M max (+)	23,33	Area (+)	8,21	13	9	M max (+)	24,43	Area (+)	8,61	19
	M max (-)	47,67	Area (-)	17,51			M max (-)	48,82	Area (-)	17,98	
10	M max (+)	10,73	Area (+)	3,7	15	10	M max (+)	14,96	Area (+)	5,2	25
	M max (-)	33,36	Area (-)	11,94			M max (-)	34,03	Area (-)	12,19	

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## AREAS DE LAS COLUMNAS

- A continuación se mencionan las áreas de acero que rigen para las columnas.
- Cabe mencionar que para la mayoría rige el porcentaje de acero mínimo, sin embargo, hay algunas columnas que requieren de un área de acero mayor.

CON VAR # 8 Y EST # 3				CON VAR # 8 Y EST # 3			
NTC - 96				RCEM			
COLUMNA	AREA	cm <sup>2</sup>	S est	COLUMNA	AREA	cm <sup>2</sup>	S est
1 - A	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	1 - A	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
2 - A	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	2 - A	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
3 - A	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	3 - A	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
4 - A	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	4 - A	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
1 - B	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	1 - B	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
2 - B	105,35	cm <sup>2</sup>	5 cm	2 - B	104,65	cm <sup>2</sup>	28 cm
3 - B	105,35	cm <sup>2</sup>	5 cm	3 - B	104,65	cm <sup>2</sup>	28 cm
4 - B	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	4 - B	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
1 - C	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	1 - C	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
2 - C	116,92	cm <sup>2</sup>	5 cm	2 - C	116,46	cm <sup>2</sup>	28 cm
3 - C	116,92	cm <sup>2</sup>	5 cm	3 - C	116,46	cm <sup>2</sup>	28 cm
4 - C	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	4 - C	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
1 - D	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	1 - D	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
2 - D	105,35	cm <sup>2</sup>	5 cm	2 - D	104,65	cm <sup>2</sup>	28 cm
3 - D	105,35	cm <sup>2</sup>	5 cm	3 - D	104,65	cm <sup>2</sup>	28 cm
1 - E	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	1 - E	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
2 - E	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	2 - E	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
3 - E	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	3 - E	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm
4 - E	83,6	cm <sup>2</sup>	5 cm	4 - E	83,6	cm <sup>2</sup>	28 cm

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## **BILIOGRAFÍA**

Martínez Ruiz, Guillermo

### **APUNTES DE CONCRETO**

Universidad Don Vasco, A. C.

Uruapan, Mich. 2000.

González Cuevas, Robles

### **ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO**

Editorial Trillas, tercera edición

México, D. F. 1995

Enrique Bazán Zurita, Roberto Meli Piralla

### **DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

Editorial Limusa, primera edición

México, D. F. 1998

Martínez Ruiz, Guillermo

### **APUNTES DE INGENIERÍA SÍSMICA**

Universidad Don Vasco, A. C.

Uruapan, Mich., 2000

Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal

### **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS – 96**

México, D. F. 1996

D. D. F.

Gobierno del Estado de Michoacán

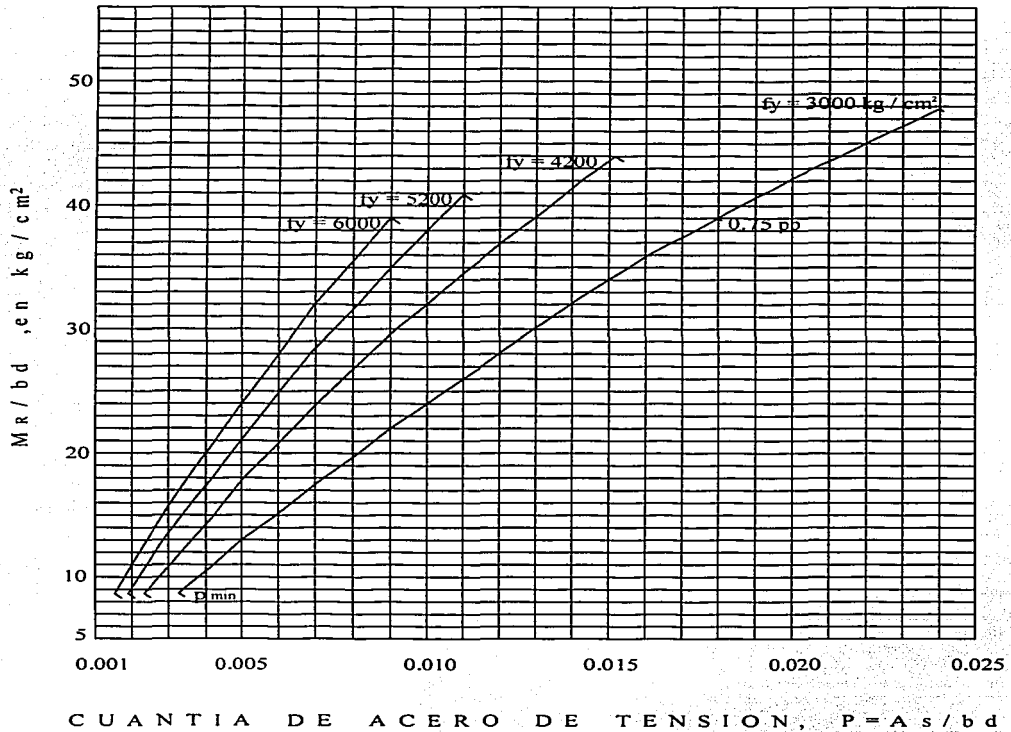
### **REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL ESTADO DE MICHOACÁN**

Morelia, Mich.

TECIS CON  
FALLA DE ORIGEN

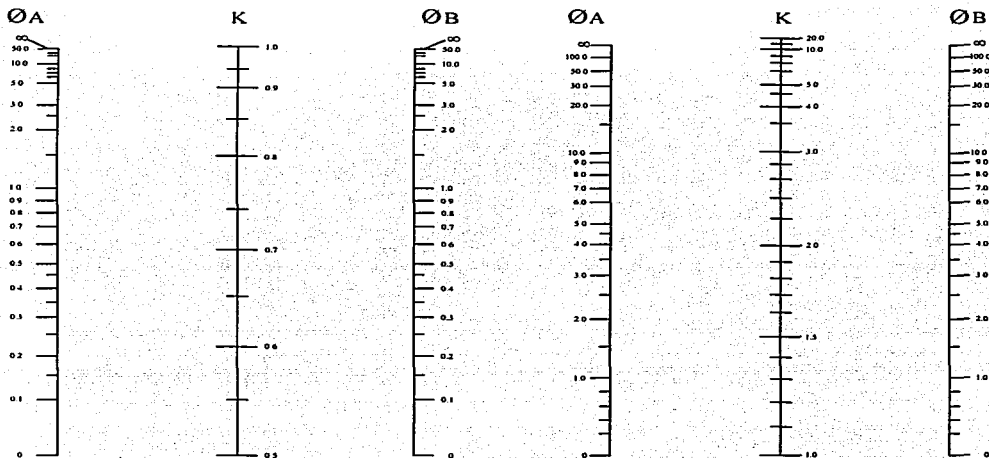
## **ANEXOS**

### MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS RECTANGULARES



TRCIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## NOMOGRAMAS PARA DETERMINAR LONGITUDES EFECTIVAS $H'$ DE MIEMBROS A FLEXOCOMPRESIÓN



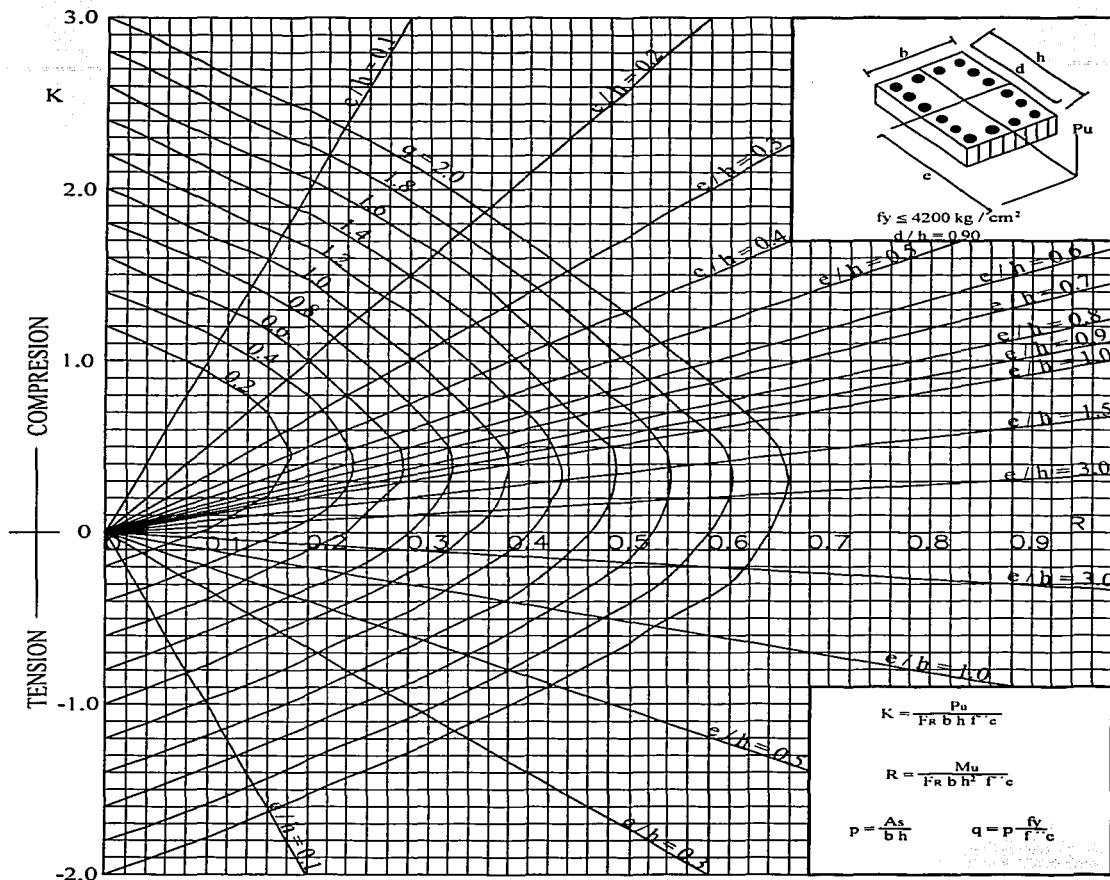
$\Phi$  = Cociente de  $\Sigma (I / L)$ , de las columnas entre  $\Sigma (I / L)$ , de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

$$H' = k \cdot H$$

A y B son los extremos de la columna.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## NOMOGRAMAS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS

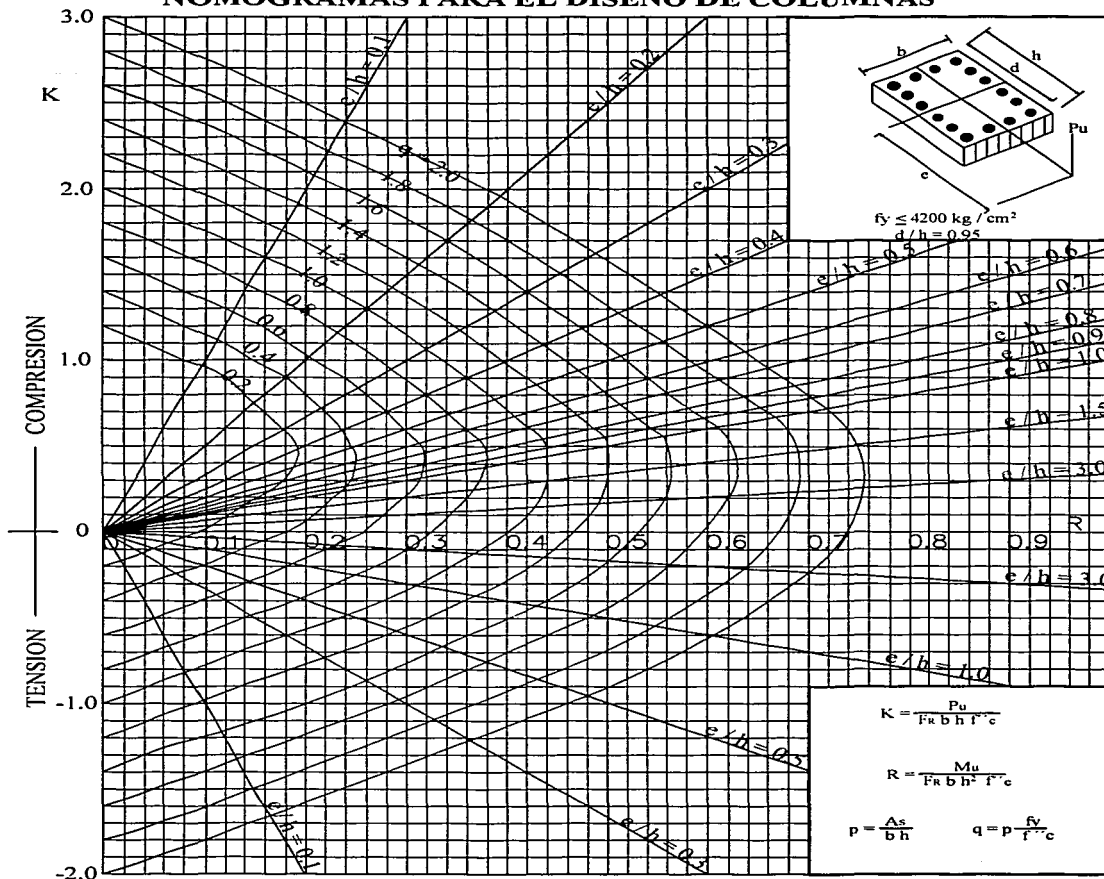


$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f^* c = 0.85 f^* c$ , si  $f^* c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f^* c = (1.05 - \frac{f^* c}{1250}) f^* c$ , si  $f^* c > 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial de diseo  
 $M_u$  = Momento flexionante de diseo

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



### NOMOGRAMAS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS



$A_s$  = Area total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f^*c$ , si  $f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = (1.05 - \frac{f^*c}{1250}) f^*c$ , si  $f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$

$F_R$  = Factor de resistencia

$P_u$  = Carga axial de diseño

$M_u$  = Momento flexionante de diseño

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN