



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**ESTUDIO DEL COMPORAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE  
TRES NIVELES CON CONEXIONES TRABE-COLUMNA TRABAJANDO A  
FLEXO-TORSIÓN**

TEMA DE EXAMEN SIN TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**MAESTRO EN ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

**GUILLERMO GÓMEZ OREJUELA**

MÉXICO, D. F.

1981



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.

0074



TEMA DE EXAMEN SIN TESIS  
MAESTRIA EN ESTRUCTURAS.

México, D. F.  
1981

Ing. Guillermo Gómez Orejuela.  
México, D. F., Noviembre, 1981.



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

9 de octubre de 1981

Dr. Gonzalo Alduncin G.  
Coordinador de la Sección de Estructuras  
DEPFI, UNAM  
P r e s e n t e

En relación con el exámen sin tesis del alumno GUILLERMO GOMEZ OREJUELA, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, estructuras, me permito proponer el siguiente tema:

"Estudio del comportamiento sísmico de una estructura de tres niveles -- con conexiones trabe-columna trabajando a flexo-torsión".

Se trata de estudiar el comportamiento de una estructura que falló durante el temblor del 14 de marzo de 1979 en la Ciudad de México, después de haber soportado varios temblores intensos.

El Ingeniero Gómez, deberá estudiar la evolución del estado del arte en cuanto al diseño de estructuras sometidas a torsión desde la década de los 50's en que fué diseñado esta estructura, hasta la fecha, tanto por lo que respecta a reglamentos de diseño ( el ACI de 1956, 1963, 1971 y - 1977 por ejemplo) como por lo que respecta a estudios teóricos y de laboratorio reportados en la literatura de la época para ver si la falla de la estructura está relacionada en cierta forma con el estado del arte que se tenía al momento de diseñarla y cual sería el diseño que debía darse a la misma conexión en la actualidad.

Se le proporcionarán datos de dimensiones, armados y resistencias de los materiales empleados. El plazo máximo para desarrollar el tema será de 30 días.

A t e n t a m e n t e.

ENRIQUE DEL VALLE C.  
PROFESOR TITULAR

EDVC/ldh

# I N D I C E

	<u>Página.</u>
I.- INTRODUCCION.	1
II.- LA TORSION. . . . .	2
2.1.- Teorías elásticas. . . . .	2
2.2.- Teoría plástica . . . . .	2
III. CRITERIOS DE TORSION . . . . .	6
3.1.- Torsión y Flexión. . . . .	7
3.2.- Torsión, Cortante y Flexión. . . . .	7
3.3.- Torsión y Cortante. . . . .	8
IV. RIGIDEZ TORSIONAL . . . . .	9
V. EL PROBLEMA PRESENTADO . . . . .	12
5.1.- Estructuración empleada . . . . .	12
5.2.- Consideraciones Sísmicas . . . . .	12
5.3.- Resumen de los Cálculos . . . . .	13
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES . . . . .	14
VII. GRAFICAS . . . . .	15
VIII. CUADRO DE RESULTADOS . . . . .	20
IX. APENDICE . . . . .	21
X. REFERENCIAS . . . . .	28



DEPA

T. UNAM  
1981  
GOM

## 1.- INTRODUCCION.

Hasta hace poco el problema de la torsión, se desconocía casi por completo en los elementos de concreto reforzado, es por esto que todo diseño se hacía considerando que el concreto es un material elástico. Este diseño se lo hacía cuando en realidad había un elemento sujeto a torsión directa, en caso contrario los efectos se despreciaban.

En este trabajo se trata de tocar el tema, debido a que en la ciudad de México ocurrió un colapso de un edificio en el sismo de Marzo de 1979, cuya estructura intrigaba por su disposición de ejes de columnas y vigas dejando elementos cortos sujetos a esta acción, especialmente al actuar una carga lateral.

Con esta premisa es que se trata de encontrar una razón que dé una idea de lo que pudo haber ocurrido o que puede ocurrir en dicho tipo de estructuras, pues hasta hoy en día existen varias construcciones similares que han soportado sismos intensos pero que no han sufrido daño alguno.

Se hace un recuento del avance en la evolución de los conocimientos en vigas de concreto reforzado. Luego se presenta una estructura típica que se estudiará diseñándola bajo diferentes puntos de vista, en épocas distintas para notar la diferencia de conocimientos y precauciones que se tomaron y los que se toman hoy en día. Principalmente se utilizan los códigos del American Concrete Institute y se comparan con métodos que se han desarrollado mediante experimentaciones de laboratorio.

El análisis de la estructura se hizo mediante computadora Burroughs 6700, con el paquete STRESS, introduciendo los datos en el mismo, como una estructura espacial ya que se quiso tener todos los elementos mecánicos en la pieza a estudiar.

## II.- LA TORSION.

En miembros de concreto reforzado ha sido relegado a un segundo plano el estudio consciente de este problema, siendo a mediados de este siglo que se pone énfasis en estudiar los efectos que esta sollicitación causa en el concreto.

El estudio en secciones de miembros homogéneos, elásticos e isotrópicos hizo que hasta hace poco los códigos de construcciones hagan, en base a esto sus recomendaciones. Se han aplicado por tanto varias teorías siendo las principales las siguientes:

### 2.1.- TEORIAS ELASTICAS:

Coulomb empieza suponiendo que las secciones permanecen planas y giran sin deformarse durante la torsión y desarrolla la teoría en secciones circulares, luego Navier aplica la misma hipótesis a secciones no circulares sin considerar el alabeo que se produce.

Ya por 1855 Saint Venant desarrolla la teoría elástica exacta, que permite calcular la resistencia de elementos sujetos a torsión con diferentes secciones, pero siempre de material elástico y homogéneo.

Prandtl, 1902, encuentra una semejanza entre las deflexiones de una membrana colocada en un tubo hueco, en el interior del cual se aplica una presión, y el esfuerzo de torsión. Demuestra que la pendiente de la membrana es proporcional al esfuerzo torsionante. Ver figura 1.

### 2.2.- TEORIA PLASTICA:

Se usa también la teoría del Montón de Arena, es una extensión de la teoría de membrana y representa el estado plástico de un material, fué propuesta por Nadai, 1925. Ver figura 1. En esta teoría se idealiza el concreto como un mate---



--rial elastoplástico.

Las teorías anteriores eran aplicables principalmente - para otros materiales, pero se empleó también en concreto.

Por los años 50 se hacen pruebas de laboratorio que re-- portan en países europeos, pero que no tienen trascendencia - en nuestro medio. Sin embargo las normas europeas de ese tiem-- po ya toman en cuenta la torsión.

Paralelo a todo esto se desarrollan los estudios acerca del esfuerzo cortante en el que se utiliza la analogía de una armadura plana. Esto influirá luego en los estudios de torsión pero como armadura espacial.

R. Saliger, 1953 (Ref. 1), reporta ensayos hechos en Ale-- mania y afirma que las grietas a torsión son a  $45^\circ$  producidos por esfuerzos tangenciales, idealizando como dos pares que - actúan en la línea de los estribos, como se indica en la figu-- ra 2.

Como resultados a estos ensayos se tiene que, los aceros longitudinales tienen poca eficacia y sólo sirven para arma-- zón; los zunchos son más eficaces que los estribos y la resis-- tencia se agota cuando alcanzan el límite de cedencia. Otro - resultado es que para piezas sin armar la rotura sigue inme-- diatamente a la formación de la primera grieta y en los miem-- bros reforzados la carga de rotura excede en mucho a la carga de fisuración de acuerdo al área de acero de refuerzo por tor-- sión y la resistencia que éstos tienen.

El ACI 1956, no incluye la torsión en absoluto y solo -- contempla refuerzo de estribos por esfuerzo cortante, aunque investigadores como Cowan y Armstrong (Ref. 2), publican en - 1955 los resultados de varias pruebas con concreto reforzado, con perfiles de acero como refuerzo del concreto y vigas pre-- esforzadas en las cuales hicieron intervenir la flexión y tor-- sión combinadas, haciendo variar la carga desde torsión pura a flexión pura. De estos ensayos se concluye lo siguiente:

La resistencia torsional puede ser aumentada con un adecuado refuerzo. A los esfuerzos cortantes por flexión se suman los de torsión en una carga de la viga y en el lado opuesto se restan, producen esfuerzos principales de tensión perpendicular a los cuales se fisura el concreto al vencer la resistencia de éste. En concreto reforzado y con perfiles encerrados por concreto, la presencia de flexión aumenta la resistencia a la torsión. El preesfuerzo ayuda a obtener grandes resistencias a torsión, debido a que se disminuyen las tensiones. En las vigas con perfiles ahogados aumenta la resistencia a torsión. Para obtener el momento resistente recomiendan la suma de la contribución del acero y concreto.

También Ferguson, 1958 (Ref. 3), habla de la validez del diseño elástico, el cual es cuestionable cuando se aplica a secciones ya fisuradas. Además las pruebas en sección T no concuerdan en el último esfuerzo sobre los resultados que dan el análisis elástico y el plástico. Hace notar también que en el caso de vigas monolíticas con losas, estas últimas modifican el centro de rotación y en todo caso ayudan a la torsión. Por tanto cree que la mayoría de situaciones en donde la losa crea únicamente torsión secundaria en el soporte con la viga puede ser ignorada. No sucede lo mismo, en el caso de una viga como la que muestra la figura 3.

El código del ACI 1963 establece una cláusula sobre torsión, la cual sólo permite que se incluyan los esfuerzos cortantes por torsión en los de corte por flexión y con esto se diseña. En el artículo 921 dice que se coloquen estribos cerrados y por lo menos una varilla en cada esquina. El código deja al diseñador según su criterio, comprobar, asegurándose de alguna manera, los lugares en que "crea que la torsión puede causar molestias" como dice Ferguson.

En 1968 por primera vez el ACI publica los trabajos de investigación realizados en una publicación especial (SP-18), en los que se presentan recomendaciones cuya importancia dará

la pauta para incluir seriamente el diseño por torsión en el código de 1971.

El código de 1977 guarda en su generalidad lo mismo que el de 1971 sobre este tema, lo único que cambia es que al referirse a las acciones externas e internas, en las ecuaciones básicas para el diseño, en vez de esfuerzos se ponen las fuerzas por la facilidad en el método de diseño por resistencia.

### III.- CRITERIOS DE TORSION.

Hsu (Ref. 4), publica los resultados de pruebas y expone una idea nueva sobre la falla por torsión. Explica que en observaciones con cámaras de alta velocidad, se obtuvo una secuencia de la formación de fisuras en una viga T de concreto simple, sometido a torsión pura. La fisura empieza en uno de los lados largos, luego la fisura viaja por los lados pequeños transversales y la zona opuesta a la primera fisura, que se mantiene en compresión, irá disminuyendo hasta que se produzca una falla frágil.

Si existe acero de refuerzo, cuando se acaba la resistencia a la tensión en el concreto o sea se alcanza el momento de agrietamiento, empieza a trabajar directamente el acero y se conforma un nuevo mecanismo que satisface el equilibrio. La viga se romperá si la parte opuesta falla por aplastamiento del concreto, o si fluye primero el acero de refuerzo y alcanza la rotura, en cuyo caso será una falla dúctil. La carga última será mucho mayor que la de fisuración.

De esta manera cuando se agrieta el elemento, el giro aumenta rápidamente bajo un momento constante debido a una transferencia de esfuerzos entre el concreto y acero después de haber alcanzado el momento de agrietamiento. Luego de esto la rigidez disminuye como se vé en la figura 4.

Se concluye por tanto que la rotura se produce básicamente por flexión como las vigas de hormigón en masa, ver figura 5. Se tiene entonces que la contribución de los estribos verticales y horizontales dan el momento torsor que resiste el acero.

Lampert al igual que Hsu han demostrado que hay similitud en el comportamiento a torsión de una viga sólida y una hueca dentro de ciertos límites. Como conclusión se tiene que el núcleo no contribuye en forma significativa a la torsión.

El ACI dispone en los dos últimos códigos que el espesor sea  $> x/4$  para que se considere igual, siendo  $x$  el lado menor.

### 3.1.- TORSION Y FLEXION:

En cuanto a la torsión unida a la flexión se construyen los diagramas de interacción con base en pruebas, pues no se puede medir los efectos por separado. Los diagramas como los de la figura 6a. muestran la interacción en vigas de concreto reforzado. Existen además expresiones que tratan de representar analíticamente el fenómeno, pero todo esto es muy aproximado y todavía no hay nada seguro al respecto. Lo que sí se ha encontrado es que se disminuye la resistencia a torsión en presencia a flexión, especialmente cuando se acercan las secciones a la forma cuadrada y con bajo porcentaje de acero. El tipo de falla será por el predominio de una u otra acción. Respecto a la ductibilidad de estas vigas, existe una relación  $T_u/\mu > 0.5$ , o sea cuando predomina la torsión entonces, habrá una falla frágil, de lo contrario será dúctil.

En la figura 6 b se muestra la influencia de la relación  $r = \rho/\rho$ . Cuando  $r < 1$ , según las pruebas de Cowan, la resistencia es mayor bajo cargas combinadas; si es  $r = 1$  o mayor, disminuye esta resistencia según Collins.

Cuando el acero fluye a tensión por torsión y se aplica un momento flexionante, parte de este acero trabajará a flexión y por consiguiente la capacidad a torsión disminuirá un poco. En cambio si no fluye, pudiendo ceder solo los estribos, la torsión puede aumentar en presencia de momento flexionante. Se ha visto que los elementos sujetos a torsión tratan de alargarse y cualquier restricción, o una precompresión como en elementos preesforzados, ayuda a la resistencia.

### 3.2.- TORSION, CORTANTE Y FLEXION:

Para las vigas sujetas a estas tres acciones los esfuerzos se suman en un lado y en el opuesto se restan, debiendo -

#### IV.- RIGIDEZ TORSIONAL.

##### a) SECCIONES NO AGRIETADAS:

En la teoría clásica de elasticidad de vigas homogéneas se llegó a obtener la rigidez para sección transversal rectangular como:

$$K_t = \frac{GJ}{L}$$

esta fórmula nos dá el momento torsional necesario para girar un ángulo unitario.

##### b) SECCIONES AGRIETADAS:

La rigidez, depende mucho de el contenido de refuerzo torsional y se ha encontrado que las secciones huecas y llenas tienen prácticamente la misma rigidez. La deformación en vigas de concreto es muy pequeña, esto hace que el giro esté gobernado por la elongación del refuerzo.

De la analogía de la armadura espacial, Lampert llega a obtener una expresión un tanto complicada, véase referencia 6.

Es obvio que la rigidez agrietada es mucho menor que la no agrietada, esto hace que resiste un momento mucho menor. Lampert (Ref. 6 ), en ensayos que llevó a cabo, probó vigas diseñadas con los resultados de un análisis que tomaba en cuenta la viga no agrietada y otras con rigidez igual a 0, y el resultado fué que ambas se comportaron satisfactoriamente y en forma similar.

Esto nos lleva a pensar que la rigidez no agrietada sobreestima la rotación y exige un armado muy fuerte debido a un momento muy fuerte. Hay que anotar que en las vigas de rigidez = 0, se armó con el mínimo acero requerido por torsión más el requerido por cortante por flexión.

REDISTRIBUCION DE MOMENTOS:

Esta disminución de la rigidez hace que exista una redistribución de momentos en las estructuras hiperestáticas. Si se usa la rigidez convencional, se tendrán momentos torsores muy grandes, pero como siempre hay fisuración, los momentos serán bajos y la redistribución resultante será la disminución del momento torsonante en el miembro y de ahí la necesidad de un mínimo de refuerzo torsional, que por otro lado abre mayor ductibilidad y grietas más cerradas.

Es por esto que hay que diferenciar entre Torsión y Equilibrio y Torsión de Compatibilidad, la primera es la que tiene una viga que sostiene una marquesina, por ejemplo, y la segunda sucede siempre en elementos hiperestáticos. Lampert llega a las siguientes conclusiones:

- Al diseñar por compatibilidad, usando la rigidez convencional, es sobrestimada la magnitud de la torsión.
- Luego de fisurarse, la rigidez disminuye y ocurre una redistribución.
- La redistribución es muy bien predicha usando la rigidez agrietada.
- La función del refuerzo torsional es distribuir la fisura causada por la torsión. El aumento de acero torsional únicamente aumenta el momento en el miembro teniendo un pequeño efecto sobre la torsión.
- Un procedimiento simple de diseño puede ser asumir la rigidez = 0 pero esto estará seguro siempre que se pruebe en la mayoría de estructuras.

Park y Paulay dicen de todas maneras que un refinamiento adicional en el cálculo de la rigidez no se justifica, pues todavía no se explican otros factores como el deslizamiento

de anclaje de varillas horizontales, y estribos en especial y los efectos del agrietamiento por otras causas como flexión y constante.



## V.- EL PROBLEMA PRESENTADO.

Hemos visto, de lo que se trata la torsión en concreto reforzado, y es de importancia el considerar por tanto en estructuras que tengan elementos sujetos a torsión, si ésta es importante para la estabilidad de la estructura.

La estructura en estudio tiene ejes de vigas desplazadas del eje de columnas, por lo que no forman marcos planos en el sentido X. Ver figura 8.

Con estas consideraciones se optó por hacer un análisis elástico espacial de la estructura para poder encontrar las acciones a que se somete el elemento indicado. Se utilizó el programa STRESS.

### 4.1.- ESTRUCTURACION EMPLEADA:

La estructuración que se estudia es la que se empleó en un edificio de tres plantas que colapsó totalmente en el sismo de Marzo de 1979, aquí en esta ciudad, luego de haber soportado otros sismos anteriores de regular intensidad. Las dimensiones son como muestra la figura 8, consta de losas apoyadas en vigas. Estas vigas junto con columnas forman marcos en el sentido Z y en el sentido X marcos no muy bien definidos por no estar sus elementos en el mismo plano.

### 4.2.- CONSIDERACIONES SISMICAS:

Se utilizó el análisis estático, para definir las fuerzas laterales, con un coeficiente sísmico de 0,06 que se utilizó en el análisis en la época en que se diseñó (1962). Este coeficiente corresponde a zona blanda del D. F.

Luego se analizó también con las consideraciones sísmicas del análisis estático que constan en el reglamento del Distrito Federal, en vigencia. Para esto tenemos, por tanto, el coe-

- coeficiente sísmico de 0.24. Se utilizó  $Q = 2$ , este factor por ductilidad se consideró en vista de la importancia de la estructura y por no tener definida regularmente sus ejes de columnas y vigas. Este segundo análisis se hizo con columnas de 15 x 80 y vigas de igual sección.

#### 4. - RESUMEN DE LOS CALCULOS:

- Los elementos que más se afectan con los momentos torsionantes son los del primer piso y luego disminuyen hacia arriba ver figura 9.
- Los elementos inferiores a torsión, tienen una interacción mayor con corte y flexión que los superiores. Debido a esto, se diseñó un elemento inferior, con la dirección del sismo  $X$  combinando con carga viva, muerta y efecto torsionante por excentricidad accidental, ya que la estructura es simétrica en geometría y cargas.
- El efecto del sismo en sentido  $Z$  fué muy pequeño y no se consideró en la combinación de cargas.
- En la figura 9 se muestran las viguetas a torsión y los elementos mecánicos de cada una en el eje  $B$ .
- Se hicieron varios diseños según diferentes criterios, dos de los cuales se adjuntan en el Apéndice B. En el cuadro No. 1 se resumen los resultados obtenidos.

## VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Antes de nada debo anotar que los datos con que se hizo el estudio fueron únicamente concernientes a las dimensiones de la estructura y a la geometría de cada elemento por la dificultad de obtener más información sobre el edificio real, - por obvias razones. Sin embargo se puede estimar lo siguiente:

- Cuando se hizo el análisis, se consideró como un elemento más cada vigueta, para obtener todas las acciones que podrían presentarse, lógicamente apareció una torsión muy alta junto a los demás elementos mecánicos. Podemos en primera instancia suponer que el análisis del edificio que colapsó, no se consideró así, sino como un marco plano, lo que lleva a suprimir prácticamente la torsión en las viguetas.
- En cuanto a los reglamentos, vemos que a medida que se fué conociendo más el problema de la torsión, fueron cambiando las especificaciones.

Así, tomando como línea de estudio los reglamentos del ACI, en los de 1956 y 1963, prácticamente no existía ninguna opción de cálculo ni diseño de piezas sometidas a torsión, -- excepto en el del 1963 en el que sólo se decía que se sumen los efectos de cortante y torsión.

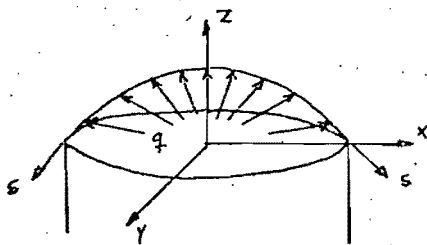
De todo esto podemos concluir que los diseños hechos en la época en que no se tomaban en cuenta las consideraciones sobre torsión, estaban de acuerdo, claro está, a los reglamentos en vigencia en aquel entonces, lo cual llegó a obtener -- pequeñas secciones en las viguetas, menor cantidad de refuerzo en el alma y no tenía ningún refuerzo longitudinal por no incluir esta acción en el diseño. Hay que anotar también que en cuanto a recomendaciones sísmicas se ha avanzado mucho; -- por ejemplo hoy se utilizan estribos con una pequeña separa--

-ción en los nudos, esto es en cabezas y pies de columnas y vigas, lo cual da mayor ductibilidad y permite la formación de articulaciones que en nuestro caso, hubieran dado un aviso previo a una falla frágil.

- Como se sabe que la estructura resistió varios sismos anteriores al del colapso, se puede pensar en que luego de agrietadas las secciones, la estructura se volvió más vulnerable a la acción sísmica. Esto debido a que la resistencia se disminuye mientras más agrietado esté el miembro. Era muy probable que se articulen primero las viguetas sometidas a momentos torsionantes en los pisos inferiores, lo que traía como consecuencia que aumenten en los pisos superiores, al igual que los momentos flexionantes en las columnas, con lo que el riesgo a que se formen mecanismos de colapso era mayor.

- Una vez más se comprueba que los modelos arquitectónicos que tienen una estructuración complicada, si no se toman las debidas precauciones, no se comportan como se desea debido a las incertidumbres que se crean.

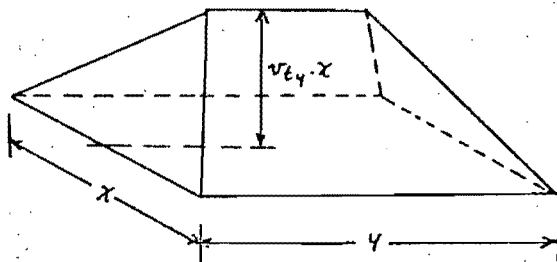
# VII GRAFICOS



ANALOGIA DE LA MEMBRANA

$$\nabla^2 z = -\frac{q}{s}$$

(PRANDTL)



ANALOGIA DEL MONTON DE ARENA  
(NADAI)

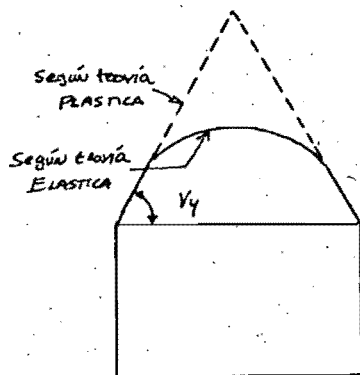


FIGURA 1.

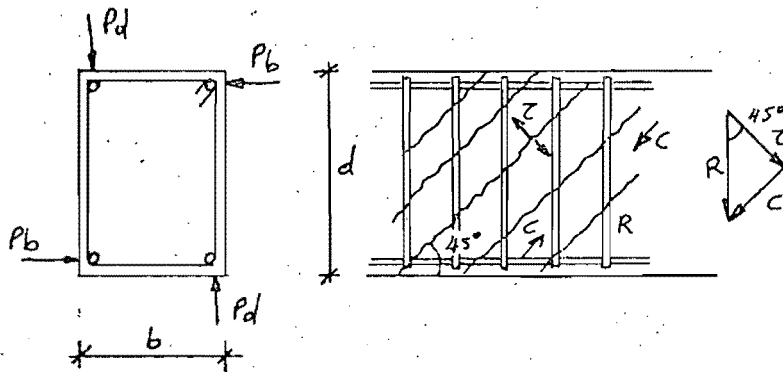


FIGURA 2

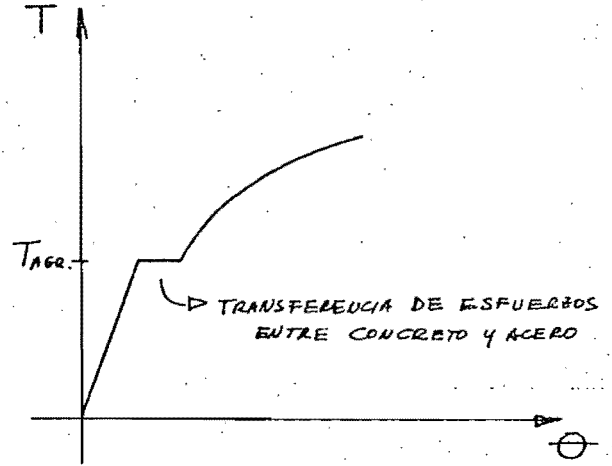
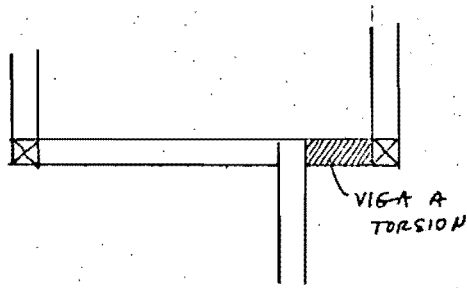
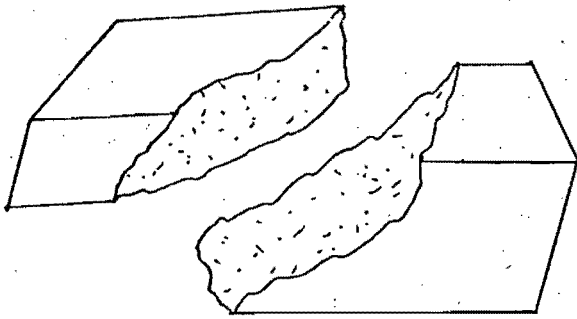
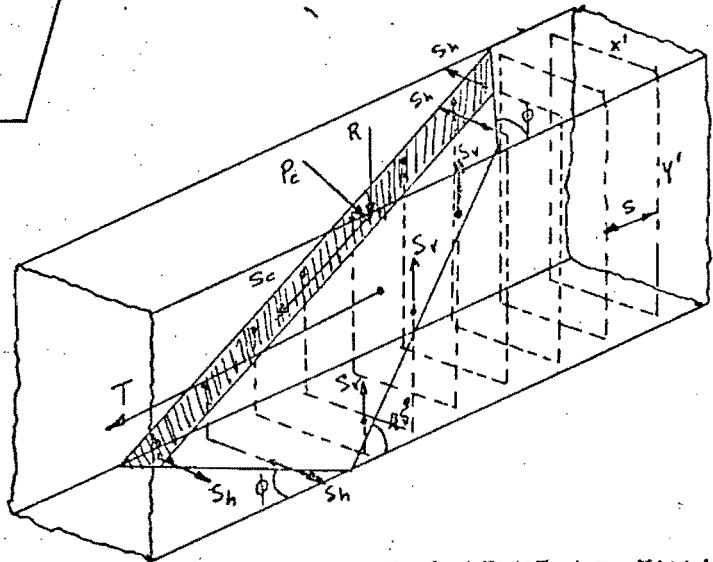


FIGURA 3

FIGURA 4



SUPERFICIE DE FALLA EN  
CONCRETO SIMPLE.



SUPERFICIE DE FALLA  
CONCRETO REFORZADO.

FIGURA 5

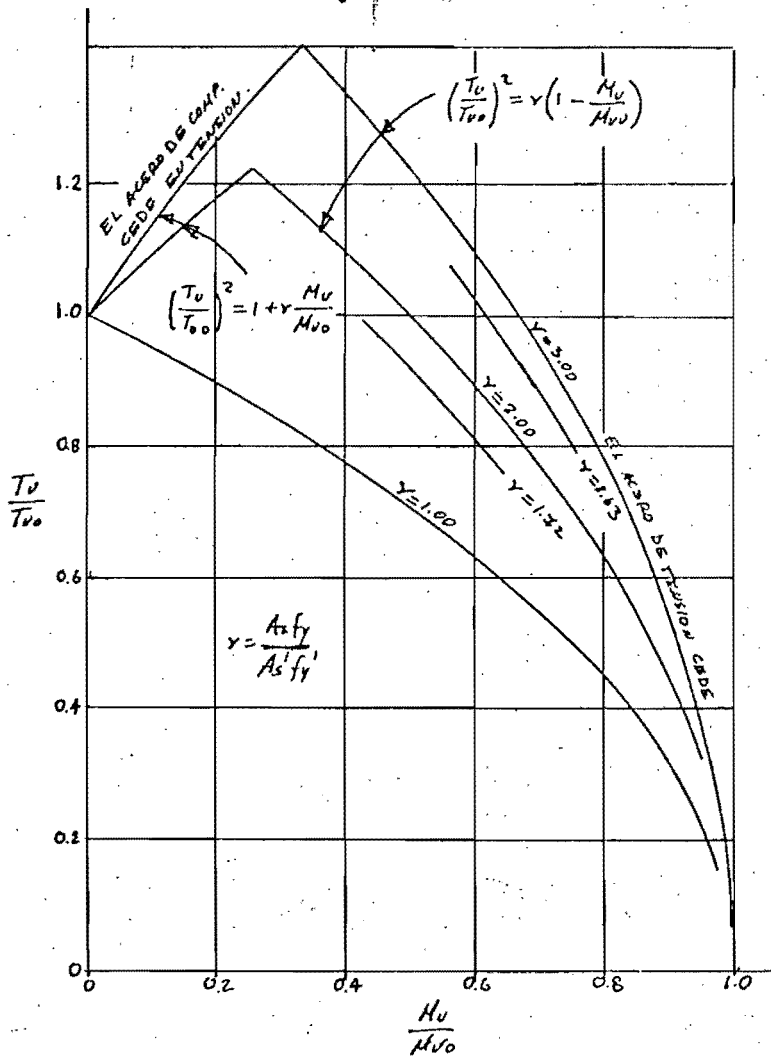
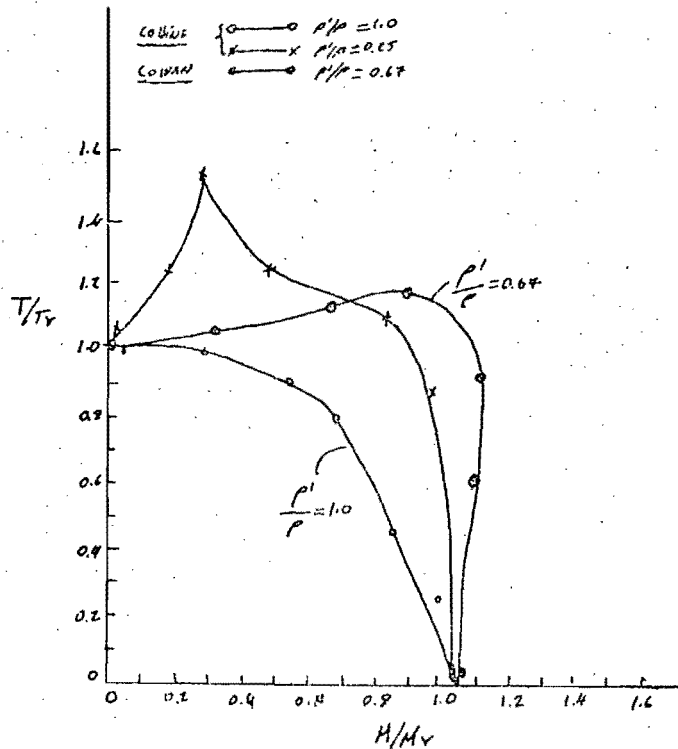


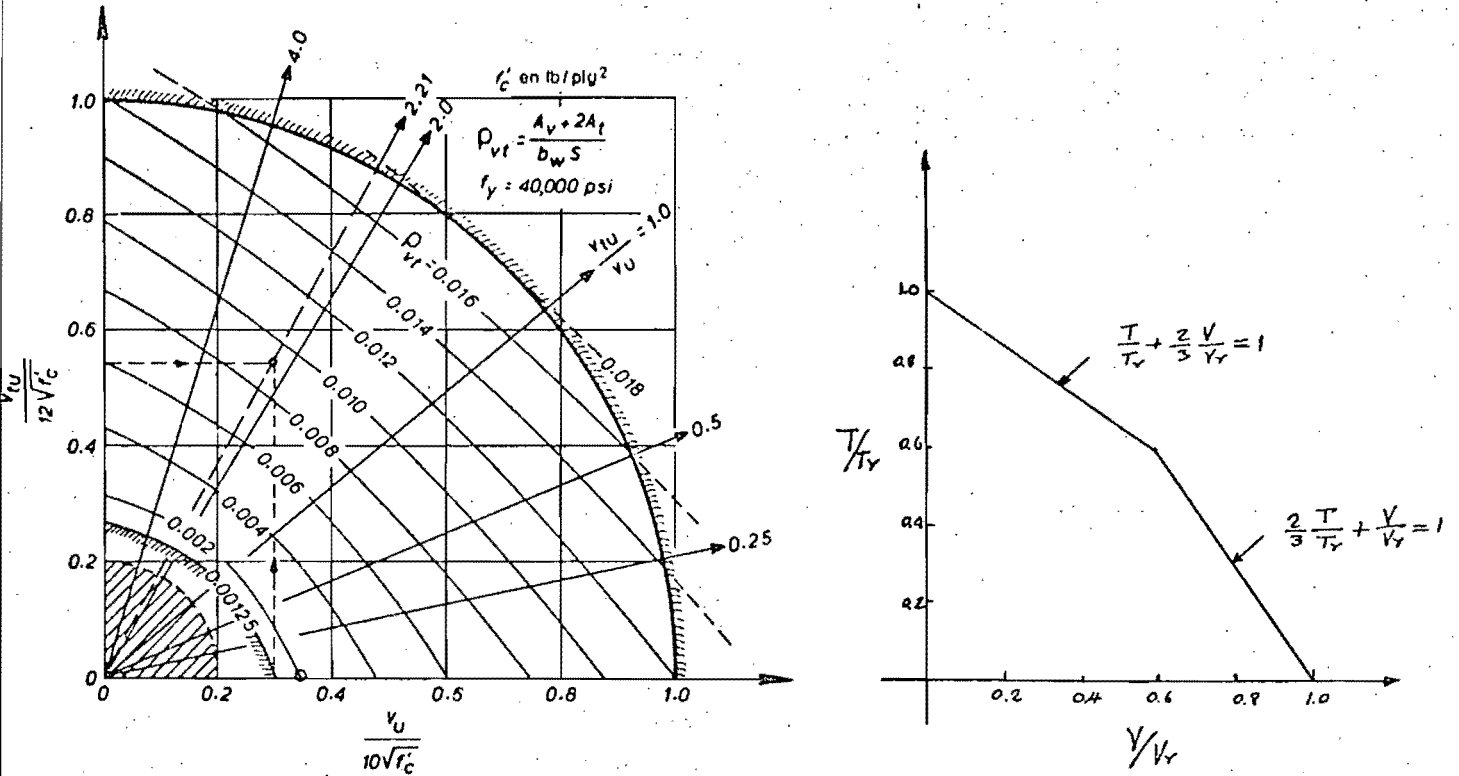
FIGURA 6a

DIAGRAMA DE INTERACCION DE FLEXION Y TORSION

FIGURA 6b

EFCIO DE P/P EN LA INTERACCION TORSION-FLEXION

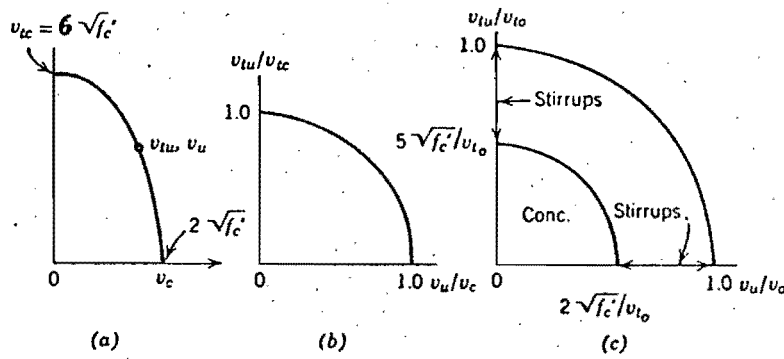




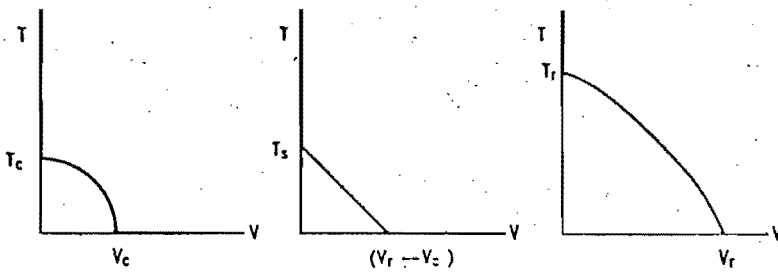
Un diagrama de interacción para cortante y torsión.

FIGURA 7b

FIGURA 7a



Shear-torsion interaction diagram.



(a) Interacción de la contribución del concreto

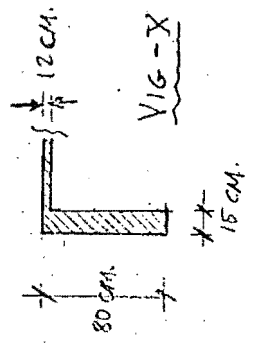
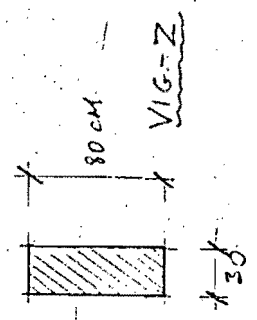
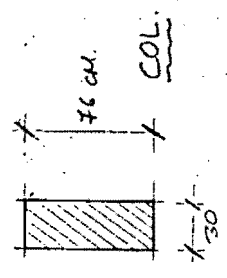
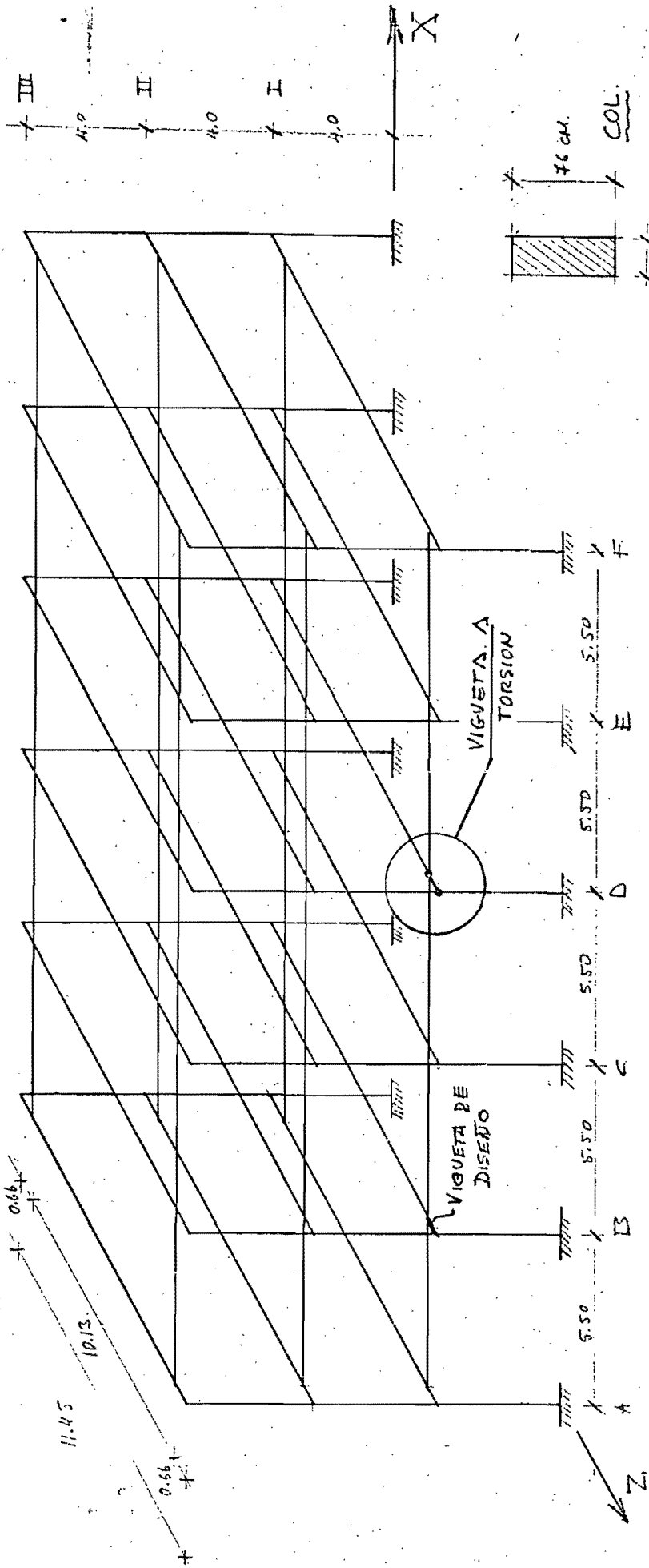
(b) Interacción de la contribución del refuerzo transversal

(c) Interacción total

Interacciones torsión-cortante en elementos con refuerzo transversal



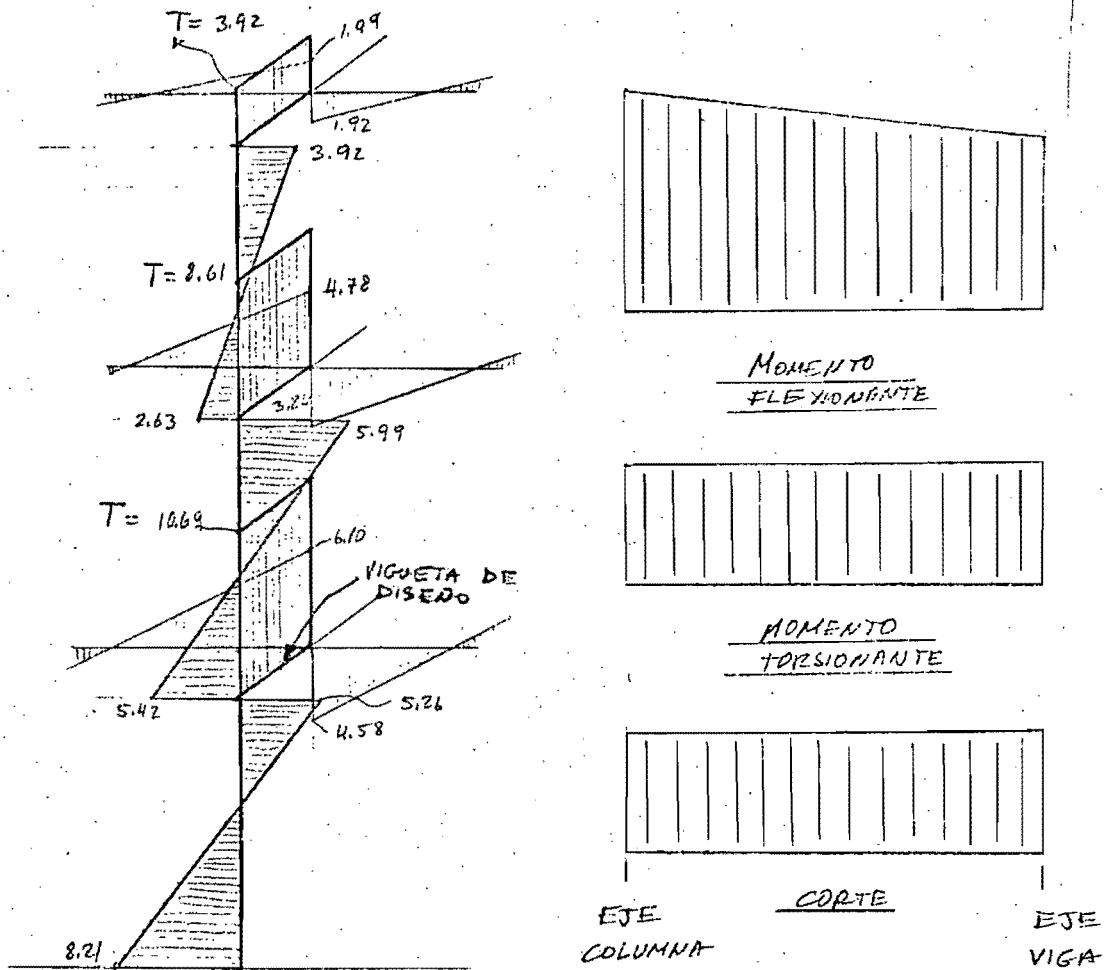
I y II  $\left\{ \begin{array}{l} C.M. = 0.340 \text{ T/m}^2 \\ C.V. = 0.400 \text{ "} \end{array} \right.$   
 III  $\left\{ \begin{array}{l} C.M. = 0.440 \text{ "} \\ C.V. = 0.100 \text{ "} \end{array} \right.$



ESTRUCTURA DE ESTUDIO

FIGURA 8





SISMO X C=0.06  
EJE (B)

FIGURA 9

VIII CUADRO DE RESULTADOS

	b x h	A <sub>t</sub> /s	A <sub>g</sub> /s	ESTRIBOS φ 1/2 @	ACERO LONGITUDINAL TENSION	τ <sub>c</sub> + N <sub>Tc</sub>	PERMISIBLES
R. SAIGER D.N. DISEÑO ELASTICO	30 x 80					118 Kg/cm <sup>2</sup>	18 Kg/cm <sup>2</sup>
	60 x 80	0.0799	0.0901	10 cm <sup>2</sup> s	No ESPECIFICA	17.87	" "
COWAN ACI-63 DISEÑO ELASTICO	30 x 80					59.76	3061 "
	45 x 80	0.1309	0.1256	6.6 cm <sup>2</sup>	10 # 6	28.88	" "
ACI-63 DISEÑO PLASTICO	30 x 80					73.44	25.87 "
	60 x 80	0.0912	0.2377	7.7 cm <sup>2</sup>	8 # 6	24.67	" "
Hsu, ACI-63 SP-18, 1968 DISEÑO PLASTICO	30 x 80					α <sub>t</sub> > 1.5	37.70 "
	50 x 80	0.0716	0.1001	10 cm <sup>2</sup> s	8 # 5	33.70	37.70 "
ACI-71077 DISEÑO ULTIMA RESISTENCIA C = 5.02 SISNO	30 x 80					75.83	44.10 "
	45 x 80	0.0939	0.1185	8.3 cm <sup>2</sup>	8 # 6	33.70	41.67 "
ACI-71077 D. ULTIMA RESISTEN Q = E SISNO	45 x 80					T <sub>s</sub> > 4T <sub>c</sub>	
	70 x 80	0.2195	0.1738	4.1 cm <sup>2</sup> s	14 # 8	ok.	46.37

DISEÑO POR TORSION SEGÚN COWAN : DISEÑO ELASTICO

\* MAGAZINE CONCRETE RESEARCH, Vol 7, N° 19, MARZO, 1955

DAJOS :  $V = 34.52 \text{ Ton}$   
 $T = 11.10 \text{ Ton-m.}$  } OBTENIDAS CON  $C = 0.06$   
 POR SISMO, + CM + CV

a) ESFUERTOS PERMISIBLES : ACI-63

$N_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{210} = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_t = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

$\times 1.333 \rightarrow$  POR SISMO.  
 $\underline{5.60 \text{ Kg/cm}^2}$  (Concreto Simple)

$N_{m\acute{o}x} = 1.32 \sqrt{210} = 19.13$   
 $\times 1.333$   
 $\underline{25.51 \text{ Kg/cm}^2}$

$b = 30 \text{ cm}$  ✓  
 $d = 76 \text{ cm}$  ✓  
 $f_v = 1400 \text{ Kg/cm}^2$  ✓

$N_{\text{ corte}} = \frac{34.52 \times 10^3}{30 \times 76} = 15.14 \text{ Kg/cm}^2$

$N_{m\acute{o}x} = 1.20 \times 25.51 = 30.61 \text{ Kg/cm}^2$

COWAN recomienda aumentar 20% en presencia de Fibras.

b) SECCION INICIAL 30 X 80

$N = \frac{\alpha T}{624}$

$\alpha = 3 + \frac{2.4}{0.45 + \frac{d}{b}}$

$N = \frac{3.876 \times 11.1 \times 10^5}{30^2 \times 80} = 59.76 \text{ Kg/cm}^2$

$\alpha = 3.876$

$\gamma = 3 \text{ cmts.}$

$N > N_{m\acute{o}x}$

Aumentamos a  $\boxed{45 \times 80}$

$\alpha = 4.211$

$N = \frac{4.211 \times 11.10 \times 10^5}{45^2 \times 80} = 28.88 < N_{m\acute{o}x}$

OK.

SE ACEPTA LA SECCION

$\lambda = 1.660$  para  $h/b = 2.67$

(TABLA 10 EN EL MISMO ARTICULO)

c)  $M_T = T.$   $N_{\text{corte}} = \frac{34.52 \times 10^3}{45 \times 76} = 10.09 \text{ Kg/cm}^2$

$$M_T = T_c + T_s = \frac{1}{d} b^2 d (N_{\text{max}} - N_{\text{corte}}) + \frac{A_n}{p} \cdot 2 \cdot b' \cdot d' \cdot f_n$$

$$11.10 \times 10^5 = \frac{45^2 \times 76}{4.214} (30.61 - 10.09) + \frac{A_n}{p} \times 1.66 \times 39 \times 74 \times 1400$$

$$\frac{A_n}{p} = 0.0538 \quad (1 \text{ RAMAL})$$

$$\begin{cases} b' = 45 - 2 \times 3 = 39 \\ d' = 80 - 2 \times 3 = 74 \\ r = 3 \text{ cmts hasta} \\ \text{el eje del estribo} \end{cases}$$

d) POR CORTANTE

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_s \times b}{f_n}$$

$$V_s = V - V_c = 34.520 - 5.6 \times 45 \times 76 = \underline{15368 \text{ Kg}}$$

$$V_s = 15368 \text{ Kg} \quad \rightarrow \quad V_s = \frac{15368}{76 \times 45} = 4.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{4.49 \times 45}{1400} = 0.1444 \quad (2 \text{ RAMALES})$$

e) REFUERZO POR CORTE Y TORSION

$$0.0538 + \frac{0.1444}{2} = 0.1260 = \frac{A_n}{s}$$

usando  $\phi 1/2'' \quad A = 1.27 \text{ cm}^2$

$$s = 10.07 \text{ cmts.}$$

∴ usar 1  $\phi 1/2'' @ 10 \text{ cmts.}$

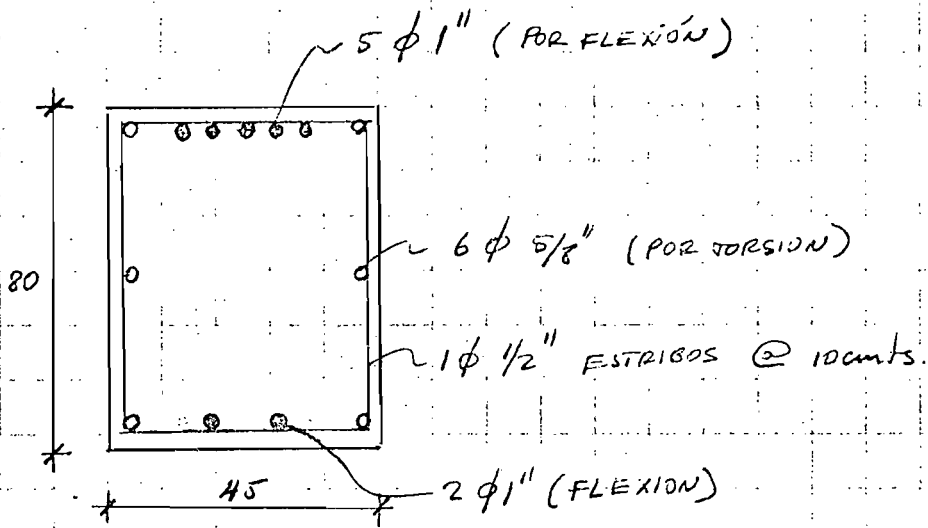
f) ACEGO LONGITUDINAL :

$$A_d = 2 \cdot \frac{A_t}{p} (b' + d')$$

$$= 2 \times 0.0538 (39 + 74) = 12.16 \text{ cm}^2$$

usar 6  $\phi 5/8''$

3) Sección final:



DISEÑO POR TORSION CON ACI-77,

\* ELEMENTOS MECANICOS OBTENIDOS CON CARGAS SISMICAS CON C=0.06.

Sección original 30x80.

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4000 \text{ Kg/cm}^2.$$

CORTE:  $V_{CM} = 19.15 \text{ Ton}$

$$V_{CV} = 14.15 \text{ Ton}$$

$$V_{SISMO X} = 1.22 \text{ Ton}$$

TORSION:  $T_{CM} = 0.20 \text{ T-m}$

$$T_{CV} = 0.21 \text{ T-m}$$

$$T_{SISMO X} = 10.69 \text{ T-m}$$

$$V_U = 0.75(1.4 \times 19.15 + 1.7 \times 14.15 + 1.87 \times 1.22) = 39.86 \text{ Ton}$$

$$T_U = 0.75(1.4 \times 0.20 + 1.7 \times 0.21 + 1.87 \times 10.69) = 15.47 \text{ Ton-m.}$$

a) Si  $T_U > \phi(0.13 \sqrt{f'c} \cdot x^2 y)$ . Se necesita refuerzo torsionante

$$\phi = 0.85 \text{ ; (9.3.d) } \quad x = 30, \quad y = 80$$

$$0.85(0.13 \sqrt{210} \times 30^2 \times 80) = 115293.39 \text{ Kg-cmts.}$$

$$= 1.15 \text{ T-m.}$$

$T_U > 1.15$  ∴ si se necesita refuerzo torsionante

b) Máximo momento T

$$T_{m\acute{o}x} = \frac{3.2 \sqrt{f'c} x^2 y}{3 \sqrt{1 + \left(\frac{0.4 V_U}{C_t T_U}\right)^2}}$$

$$C_t = \frac{b d}{x^2 y}$$

(11.6.9.4  
COMENTARIOS)

$$C_t = \frac{30 \times 76}{30^2 \times 80} = 0.0317 \frac{1}{\text{cm}}$$

$$T_{m\acute{o}x} = \frac{3.2 \sqrt{210} \text{ Kg/cm}^2 \cdot 30^2 \times 80}{3 \sqrt{1 + \frac{0.4 \times 39.86 \text{ Ton}}{0.0317 \times 15.47 \text{ T-cm}}}} = 1058403.42 \text{ Kg-cm}$$

$$= 10.58 \text{ T-m}$$

$T_U > T_{m\acute{o}x}$  ∴ LA SECCIÓN NO PASA.

c) PROBARLOS CON 45x80

$C_t = 0.0211$  ✓

$$T_{máx} = \frac{3.2 \sqrt{210 \times 45^2 \times 80}}{3 \sqrt{1 + \left( \frac{0.4 \times 39.86}{0.0211 \times 1547} \right)^2}} = 2250038.29 \text{ Kg-cm} = \underline{\underline{22.50 \text{ T-m}}}$$

$T_u < 22.5 \therefore$  Sección correcta.

d)  $0.85 (0.13 \sqrt{210 \times 45^2 \times 80}) = 2.59 \text{ T-m}$

Si se necesita refuerzo por torsión

e) MOMENTO TORSIONANTE QUE TOMA EL CONCRETO  $T_c$

$$T_c = \frac{0.2 \sqrt{f'_c} x^2 y}{\sqrt{1 + \left( \frac{0.4 V_u}{C_t T_u} \right)^2}} = \frac{0.2 \sqrt{210 \times 45^2 \times 80^2}}{\sqrt{1 + \left( \frac{0.4 \times 39.86}{0.011 \times 1547} \right)^2}} \quad (11.6.6.1)$$

$T_c = \underline{\underline{4.22 \text{ Ton-m}}}$

f) MOMENTO TORSIONANTE QUE TOMA EL REFUERZO  $T_s$

$$T_u = \phi (T_c + T_s) \rightarrow T_s = \frac{T_u - \phi T_c}{\phi} \quad (11.6.5)$$

$T_s = \frac{15.47 - 0.85 \times 4.22}{0.85} = \underline{\underline{13.98 \text{ T-m}}}$

$T_s < 4 T_c$

$H \times 4.22 = 16.88 \text{ T-m}$

$\therefore T_s < 16.88 \text{ T-m} \quad (11.6.9.4)$

g) ACERO POR TORSION

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_s}{\alpha_t \cdot X_1 \cdot Y_1 \cdot f_y}$$

$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \frac{y_1}{x_1} \leq 1.5$

(11.6.9.1)

$X_1 = 45 - 2 \times 3 = 39 \text{ cms}$

$Y_1 = 80 - 2 \times 3 = 74 "$

Expusimos 3 cm al eje del acero.



$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \times \frac{74}{39} = 1.29 < 1.5 \quad \text{ok.}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{13.98 \times 10^5 \text{ Kg-cm}}{1.29 \times 39 \times 74 \times 4000} = 0.0939 \quad (\text{1 ramal de estribo})$$

h) REFUERZO POR CORTE (11.3)

$$V_u = 39.86 \text{ Ton.} \quad d = 80 - 4 = 76, \quad b = 45$$

$$V_c = \frac{0.53 \sqrt{f_c} b \cdot d}{\sqrt{1 + (2.5 C_t \frac{I_u}{V_u})^2}} = \frac{0.53 \sqrt{210} 45 \times 76}{\sqrt{1 + (2.5 \times 0.0211 \frac{1547}{39.86})^2}} \quad (11.3.1.4)$$

$$V_c = 11523.6 \text{ Kg} = \underline{\underline{11.52 \text{ Ton}}}$$

$$V_u = \phi (V_c + V_s) \quad \rightarrow \quad V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (11.1.1)$$

$$V_s = \frac{39.86 - 0.85 \times 11.52}{0.85} = \underline{\underline{35.27 \text{ Ton}}} \quad \phi = 0.85 \quad (9.3)$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{35.27 \times 10^3}{4000 \times 76} = 0.1164 \quad (\text{2 ramales})$$

i) REFUERZO TOTAL :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{A_t}{s} + \frac{A_s}{2s} = 0.0939 + \frac{0.1164}{2} = 0.1521$$

$$\frac{A_v}{s} = 0.1521.$$

Suponiendo  $\phi 1/2'' \quad A = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{1.27}{0.1521} = \underline{\underline{8.3 \text{ cm}^2}}$$

Acero mínimo  $A_s + 2A_t = \frac{3.5 b_s}{f_y}$  (11.5.5.5)

$\frac{3.5 \times 45 \times 8.3}{4000} = 0.3264 \text{ cm}^2$   $A_t$

j) ACERO LONGITUDINAL : (11.6.9.3)

-  $A_l = 2 \frac{A_t}{s} (x_1 + y_1) = 2 \times 0.0939 (39 + 74) = \underline{21.22 \text{ cm}^2}$

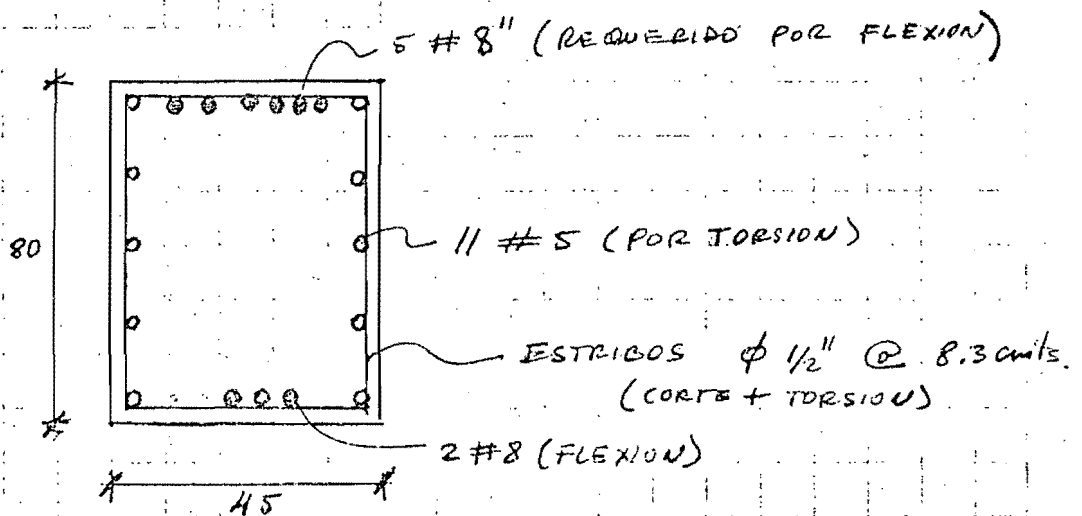
-  $A_l = \left[ \frac{28 \cdot X \cdot S}{f_y} \left( \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3C_t}} \right) - 2A_t \right] \frac{x_1 + y_1}{s}$   $2A_t \text{ por } \frac{3.5 b_s}{f_y}$

$= \left[ \frac{28 \times 45 \times 8.3}{4000} \left( \frac{15.47}{15.47 + \frac{39.86 \times 10^2}{3 \times 0.021}} \right) - 0.3264 \right] \frac{39 + 74}{8.3}$

$= 20.85 \text{ cm}^2$

Rige  $21.22 \text{ cm}^2$  usando  $\phi 5/8''$   $A = 2 \text{ cm}^2$  @  $18.5 \text{ cm}$   
 $11 \phi 5/8''$

k) SECCION FINAL :



REFERENCIAS

- 1.- R. Saliger, "El Hormigón Armado", Editorial Labor, S. A. Segunda edición, Barcelona, 1953.
- 2.- H. J. Cowan y S. Armstrong, "Experiments on the Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams and of Concrete Encased Steel Joints in Combined Bending and Torsion", Magazine of Concrete Research, Vol. 7, No. 19, - Marzo 1955.
- 3.- P. M. Ferguson, "Reinforced Concrete Fundamentals", J. Wiley, 1a., 2a. y 3a. Ediciones, New York, 1958, 1965, - 1973.
- 4.- "Torsion of structural concrete", SP - 18, American Concrete Institute, 1968.
- 5.- ACI, "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado", ACI - 318, 1956, 1963, 1971, 1977.
- 6.- M. P. Collins y P. Lampert, "Redistribution of Moments at Cracking the Key to Simpler Torsion Design", ACI Detroit, SP - 18, 1973.
- 7.- G. Winter y A. H. Wilson, "Proyecto de Estructuras de Hormigón", Reverté, Bogotá, 1977.
- 8.- R. Park y T. Paulay, "Estructuras de Concreto Reforzado", Limusa, México, 1979.
- 9.- O. M. González, F. Robles, J. Casillas y R. Díaz de Cossío, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Limusa, México, 1979.