

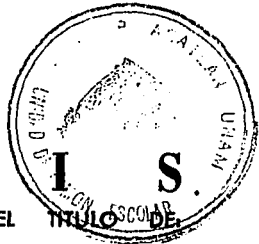


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ACATLAN

24  
2EJ

"REVISION ESTRUCTURAL DE UN  
EDIFICIO DE CONCRETO CONSTRUIDO EN  
EL AÑO DE 1956 EN LA CIUDAD DE MEXICO"



**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :  
**JUAN IGNACIO MANCILLA GONZALEZ**



MEXICO, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está 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.

A LA MEMORIA DE LOS SERES QUE  
ME DIERON LA VIDA.

A MIS HERMANOS POR APOYARME PARA  
CULMINAR UNA ETAPA DE MI VIDA.

A MIS SOBRINOS RECORDANDOLES QUE TODO  
HECHO DE SATISFACCION EN LA VIDA,  
REQUIERE DE UN GRAN ESFUERZO.

A MI ESPOSA A QUIEN ESPECIALMENTE  
DEDICO ESTE TRABAJO.

AGRADEZCO A LA CUNA DE MIS ASPIRACIONES LA  
E.N.P. No. 2 Y A LA ESCUELA NACIONAL DE  
ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN, POR MI  
FORMACION PROFESIONAL. Y LE RECONOZCO A  
LOS INGENIEROS QUE REVISARON EL TRABAJO SUS  
CONSTRUCTIVAS OBSERVACIONES Y SUGERENCIAS.

"REVISION ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO  
CONSTRUIDO EN EL AÑO DE 1956 EN LA CIUDAD DE MEXICO"

## PROLOGO . =====

A la fecha los sismos de 1985 capturan casi toda nuestra atención, en virtud que ha quedado demostrado la enorme importancia que en el comportamiento de las estructuras tienen las características locales del suelo sobre el que se desplantan.

Ello ha dado lugar a una microregionalización detallada con el intento consecuente de definir un efecto distinto para el sitio en que se ubica cada obra.

En virtud de lo anterior, resulta interesante conocer el por qué edificios construidos con reglamentos anteriores, prácticamente no han sufrido daños durante los movimientos sísmicos, aún los de mayor intensidad y así mismo es conveniente recordar que bastantes edificios, a pesar de tener características similares a los más afectados del 85, no presentaron daños aparentes, sin embargo se encuentran en situación vulnerable ante los sismos que sin duda ocurrirán en el futuro.

Recordando que después de 1985, cuando la reparación de los edificios dejó de ser el problema más urgente, las autoridades de la Ciudad decidieron ocuparse de aquellos inmuebles que aunque no hubieran sufrido daños, se encontraban en condiciones inadecuadas de seguridad, para lo cual se efectuó un programa que tenía el objeto de evaluar estructuralmente edificios y de tal manera conocer si alguna construcción tenía un nivel de seguridad adecuado o requería refuerzo.

Es precisamente el objeto de éste trabajo que pretende mostrar al estudiante y al profesionista interesado, una herramienta más para revisar edificios siguiendo los procedimientos de análisis y revisión que marca el Reglamento de Construcciones para el D.F. de 1987, y sus Normas Técnicas Complementarias, tomando en cuenta que el resultado de tal evaluación puede conducir finalmente a la elaboración de un proyecto de refuerzo de la estructura.

Por lo que respecta a un edificio, en el

presente trabajo, es conveniente aclarar que sólo se tratarán los temas referentes a la superestructura, principalmente por dos motivos: el primero consiste en que a la fecha no se cuenta con información estructural confiable de la cimentación, de la cuál sólo se conoce que se trata de un cajón formado por contratrabes, losa corrida y pilotes; el segundo que por la extensión de los trabajos que se tendrían que ejecutar para obtener dicha información. El análisis y revisión de la cimentación puede ser razón de otro trabajo similar.



# CONTENIDO .

=====

## CAPITULO I. ANTECEDENTES.

- I.1 La práctica del diseño antisísmico en México antes del sismo del 28 de Julio de 1957.
- I.2 Comentarios sobre los reglamentos de construcciones para el D.F., previos a los sismos de 1985.
- I.3 El Reglamento de Construcciones para el D.F. de 1987.
- I.4 Características del edificio en estudio.

## CAPITULO II. CRITERIOS PARA LAS CONSIDERACIONES DE CARGA.

- II.1 Información disponible de proyecto original.
- II.2 Inspección visual a el edificio.
- II.3 Verificación en campo y laboratorio de la calidad de los materiales.
- II.4 Cargas muertas y vivas consideradas.
- II.5 Clasificación sísmica del edificio.

## CAPITULO III. ANALISIS ESTRUCTURAL.

- III.1 Determinación de las acciones a la estructura por carga vertical.
- III.2 Determinación de las acciones a la estructura por carga accidental (sismo).

III.3 Características de los programas - para computadora por emplear para los análisis estructurales.

III.4 Análisis de la estructura.

#### CAPITULO IV. REVISION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

IV.1 Las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de estructuras de concreto de 1987.

IV.2 Combinación de elementos mecánicos.

IV.3 Revisión de la capacidad de las trabes.

IV.4 Revisión de la capacidad de las columnas.

#### CAPITULO V. CONCLUSIONES.

V.1 Evaluación de los resultados según los análisis tanto por cargas verticales como por cargas sísmicas.

V.2 Evaluación de los resultados según la capacidad de los elementos estructurales.

V.3 Recomendaciones finales.

## CAPITULO I . =====

### I.1 LA PRACTICA DEL DISEÑO ANTISISMICO EN MEXICO ANTES DEL SISMO DEL 28 DE JULIO DE 1957.

La práctica del diseño sísmico en la República Mexicana se encontraba en una etapa rudimentaria, de lento desarrollo, debido a que las construcciones importantes tales como puentes, edificios altos, presas e instalaciones industriales, se ubicaban en regiones de baja o nula actividad sísmica.

Se tenían noticias de la actividad sísmica en el estado de Oaxaca y parte del estado de Guerrero, en tanto que en la costa este, podían existir violentos, aunque menos frecuentes, movimientos sísmicos (en Veracruz en 1920, hubo un temblor que fué uno de los más duros, puesto que poblaciones enteras fueron destruidas).

Las plantas industriales delicadas se ubicaban principalmente en el D.F. y cerca de San Bartolo Nautcalpan en el Estado de México. En Guadalajara también se encontraban algunas industrias importantes de la época, aclarando que en esta parte de la República sólo medianamente se habían sentido los movimientos sísmicos, en tanto que en Monterrey, sus habitantes no recordaban haber sentido algún temblor. Así mismo en ciudades cuya industria se estaba desarrollando rápidamente como Irolo, Hidalgo y León Gto. sólo habían sufrido moderados movimientos sísmicos.

Como ejemplos de ésta época se puede mencionar los edificios de la Ciudad Universitaria, inaugurada en el año de 1952; La Terminal de Carga del Valle de México, de los Ferrocarriles Nacionales de México, inaugurada en Junio de 1956 y el nuevo puente de Laredo, Tamps., inaugurado en Diciembre de 1956, además de la planta de Montaje de "Diesel Nacional, S.A." del año de 1957 en Ciudad Sahagún, Hgo.

En Enero de 1956 el Estado de Guerrero sufrió un sismo que derrumbó una casa de 3 niveles y causó se-

veros daños a tres hoteles y a un hospital próximo a terminarse de 4 niveles, todos en Acapulco. Las fallas fueron atribuibles a la pobre mano de obra de una ciudad carente de la edificación tradicional y al granito que se usaba como agregado en la mayoría de las estructuras de concreto en vez de a defectos de diseño.

Por lo que respecta a la Ciudad de México, sólo se encontraban cinco edificios mayores de 18 niveles, dos de ellos bajo construcción y uno de 45 niveles que previo al año de 1948 no existían. Así el diseño de las estructuras, las grietas y la alarmante larga oscilación de uno de esos edificios sufridos durante el sismo de Junio de 1951 y el colapso parcial de un edificio de 18 niveles cuando todavía estaba bajo construcción fueron parcialmente responsables del interés por el diseño sísmico de los Ingenieros Mexicanos.

Es conveniente aclarar que la práctica del diseño sísmico por el grupo más avanzado de Ingenieros de aquella época raramente coincidía con el Reglamento de Construcción, y que sólo el Distrito Federal poseía un código de construcción con un capítulo sobre diseño sísmico, en tanto que los edificios más importantes eran diseñados de acuerdo al juicio individual del diseñador.

En la Ciudad de México los edificios mencionados que se encontraban en construcción, eran el edificio Miguel Abed, localizado en la esquina de Lázaro Cárdenas e Independencia, cuya construcción iniciada en 1947 en una altura de 32 pisos. Iba a ser el más alto de la Ciudad. Cimentado en pilotes de madera, estructura de acero con refuerzos de concreto, ha sufrido desnivel con respecto a la banqueta de 100 cms. aproximadamente y leves daños durante los temblores.

El segundo, la Torre Latinoamericana, que brevemente se describe a continuación el proceso de diseño y construcción:

Para lograr una excavación a 13.50 mts. de profundidad con nivel freático a 1.00 m., se proyectó una ataguía de 16 m. y un sistema hidráulico que permi-

tía abatir el agua en la excavación y mantener el nivel freático en el exterior abajo de los edificios colindantes. Para no tener deformación horizontal, se hizo un contraventeo de un lado a otro de la excavación y, por medio del abatimiento del agua, se evitó tener un bufamiento del fondo y los movimientos laterales fueron mínimos.

Los pilotes se proyectaron de concreto armado y, puesto que en aquel tiempo no había compañías piloteadoras que hicieran en México pilotes de concreto, se contrató a una compañía norteamericana para hacer el trabajo. Se hincaron 361 pilotes, de capacidad máxima de 80 tons. y que trabajarían a 50 tons. en caso de sismo y a 36 tons. por carga vertical.

Para distribuir las fuerzas, se construyó una losa de concreto armado, con trabes y contrafuertes totalmente impermeable.

Las cargas se distribuyeron de la siguiente forma: 13,000 tons. en los pilotes de concreto, y 12,000 tons. como presión de agua en la losa de concreto, que da las 25,000 tons. del peso total del edificio.

La losa de cimentación tiene la función de dar el empotramiento del edificio que según los datos de la arcilla del subsuelo, se necesitaba una profundidad de 13.50 mts.

Para evitar la fricción del terreno vecino con la cimentación del edificio, se proyectó una superficie de resbalamiento del atagüa.

El sistema hidráulico, se presta también para controlar el peso del edificio sobre los pilotes, los cuales tuvieron su carga de trabajo cuando se tenía solamente el 60% de la carga total del edificio. Este sistema podría usarse también para controlar la verticalidad del edificio, mediante el control en la base de la cimentación de la presión hidráulica.

La estructura de un edificio alto en una zona sísmica, constituía otro problema de importancia. Dos objetivos sobresalientes se mencionan a continuación.

Lograr la máxima altura del edificio para las condiciones del subsuelo y cimentación, para lo cual se proyectó por primera vez en el mundo diseñar un edificio dinámicamente.

Se establecieron límites de movimientos del edificio de acuerdo a un criterio establecido por los Arquitectos. El límite principal fué de 2.5 cms. de desplazamiento relativo horizontal máximo entre pisos.

Para éste diseño se consultó adicionalmente al Sr. Ing. Leonardo Zeevaert, al Sr. Ing. Nathan Newmark, entonces director de la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Illinois. En el departamento de cálculo de la Latinoamericana, el Sr. Ing. Eduardo Espinoza efectuó los cálculos y se determinaron los diferentes modos de vibración de los temblores observados, se aceptó de 1.5 a 2.5 seg. como representativo del sitio. Se encontró que el segundo modo de vibración del edificio, concordaba con éste rango de períodos. Como el temblor de máxima intensidad se consideró el de 1911 de VIII grado de la escala de Mercalli (M=7.9 Richter), a partir del cual se determinaron los esfuerzos cortantes y esfuerzos de la estructura. Estos datos se suministraron a la Bethlehem Steel para el diseño de las piezas que ellos surtieron. Durante éste trabajo, la Bethlehem Steel tuvo una duda porque encontraba que había secciones tan robustas como el Empire State Building en Nueva York (con 102 pisos), una vez aclaradas las dudas, la estructura fué suministrada para 43 pisos y se empezó a montar.

Entre tanto se propuso un remate arquitectónico y una torre de televisión de 60 mts. de alto sobre la azotea, lo que originó una nueva revisión de la estructura. Se llamó a México al Dr. Ing. Nathan M. Newmark, que hizo la revisión y aprobación a éste aumento. Consecuentemente se diseñó un refuerzo a las secciones de la Bethlehem Steel que se hicieron de soleras soldadas y se construyó la torre.

Este refuerzo se hizo únicamente de los pisos 37 al 44.

La rigidez de la estructura se complementó con las losas de concreto armado que se anclaron a la estructura con conectores especiales de canal de acero soldados a la estructura, así como un perfil en la fachada de concreto armado que aumentaba la rigidez de piso.

Se hizo un procedimiento de construcción de las losas de concreto armado y estructura de acero. Se colaron las losas del nivel 1 al 9 y del 14 al 9 (de arriba hacia abajo) y se dejó pendiente de remachar las juntas de las trabes con las columnas de la torre de los pisos del 1 al 14 para poder absorber aquí las deformaciones de las columnas de la torre al recibir la carga ya que las deformaciones por pisos iban a ser diferentes en las columnas centrales de 40 pisos con las exteriores de 14 pisos.

En las losas se colaron unas diagonales de varilla y se pretensaron antes del colado para tomar los esfuerzos cortantes de la estructura.

Al tener solucionados los problemas de cimentación y estructura se procedió a solucionar los problemas arquitectónicos correspondientes a fachadas, escaleras de servicio y acabados.

Las ventanas de la fachada se solucionaron para poder soportar un desplazamiento horizontal de los entrepisos de 2.5 cms. sin que se rompan los cristales, éstos se hicieron dobles con un espacio de aire seco para poder disminuir el ruido y controlar la temperatura, además se dejó la posibilidad de entradas de aire para aparatos de clima artificial.

Las escaleras de emergencia se hicieron aisladas de las áreas rentables y con ventilación directa a la fachada para poder aislarla en caso de incendio y que sean realmente escaleras de emergencia para que no se deterioren en un sismo, se construyeron de piso a piso con juntas en cada uno.

Los acabados también se proyectaron para soportar un movimiento de 2.5 cms. de los entrepisos, muros, plafones, recubrimientos contra fuego de la estructura y otros detalles.

El edificio se terminó en Abril de 1956, se

ocupó parcialmente por la propietaria y por otras compañías, pero no se ocupó totalmente hasta después del temblor de 1957.

Es conveniente aclarar que en esa época el país en general despertaba hacia un amplio y prometedor desarrollo de la Ingeniería Sísmica y se planteaba alrededor del año de 1956, una extensa revisión del capítulo sobre diseño sísmico del reglamento.

En conclusión, se puede mencionar que con anterioridad al sismo del 28 de Julio de 1957, los ingenieros civiles mexicanos sabían bien que el capítulo sobre sismos del Reglamento para construcciones del Distrito Federal, estaba ya anticuado que con suma frecuencia se le dejaba de cumplir (casi siempre para mejorar los análisis y diseños) y que había necesidad de investigar intensamente el comportamiento sísmico de las estructuras.

En aquella ocasión el saldo del temblor admite que la lección no resultó cara, las autoridades tomaron medidas efectivas, surgió una oportunidad excelente para adquirir experiencia y hasta cierta comprensión del comportamiento estructural y el evento atrajo a algunos de los mejores ingenieros de otras partes del mundo, quienes despertaron la conciencia respecto a las variables que importan en el diseño sísmico.

## I.2 COMENTARIOS SOBRE LOS REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. PREVIOS A LOS SISMOS DE 1985.

Precedente al reglamento de 1942, existía en México el código de 1920 el cual únicamente se aplicaba en el D.F. y tenía sólo recomendaciones de los tipos de materiales de construcción. Se disponía también de los boletines y folletos de divulgación del Instituto Geológico de México (1903-1922).

El código en vigor en la Cd. de México en 1957, había sido promulgado en 1942 pero era a menudo olvidado o violado (a veces para mejorar) por ser considerado obsoleto por los ingenieros.



El código exigía coeficientes de cortante en la base que podían llegar a 0.1 g., dependiendo de la importancia de la estructura y permitía incrementar en 33 por ciento los esfuerzos permisibles para la superposición de fuerzas de carga vertical y sismo con respecto aquellos aplicables solo a carga vertical. Se especificaba una distribución uniforme de fuerzas laterales, pero a menudo para edificios de altura moderada se adoptaba una distribución triangular que diera lugar al mismo cortante en la base.

El capítulo sobre diseño sísmico del Reglamento de 1942 se muestra a continuación:

### S í s m o s

Artículo 9.- Las siguientes reglas se seguirán para prevenir en lo posible los daños que causan los sismos. Serán válidas mientras estudios especiales permitan contemplarlas o modificarlas.

Artículo 10.- Uniones.  
Las uniones entre los diferentes elementos de una estructura deben de calcularse de manera que resistan tanto como los elementos que ligan.

Artículo 11.- Unidad.  
Cada estructura debe de ser proyectada y construida de tal manera que, durante un temblor, oscile como una sola unidad. Las estructuras con alas (con planta en forma de T, L o H) tendrán éstas firmemente ligadas al resto de la estructura, de manera que oscilen en conjunto.

Artículo 12.- Clasificación.  
Al solicitar el permiso de construcción para una estructura nueva, se clasificará, para los efectos de éste capítulo, en uno de los tipos que siguen. La Dirección General de Obras Públicas hará la clasificación de la estructura si es necesario.

Tipo I.- Lo constituyen las construcciones que es indispensable que permanezcan intactas cuando todas las otras hubieran sido destruidas por un temblor. Por ejemplo, aquellas de las que depende la habitabilidad y la seguridad de las poblaciones, como

plantas de bombeo, depósitos de agua potable, estaciones de bomberos, plantas de energía, plantas de tratamiento de aguas negras, y también los monumentos que se desea conservar.

Tipo II.- Construcciones para lugares de reunión o de cualquiera otra clase, que al fallar pongan en peligro la vida de gran número de personas. Por ejemplo: Escuelas, Teatros, salas de cinematógrafo y similares.

Tipo III.- Construcciones para edificios destinados al público, pero donde no se congrega un gran número de personas: Así como otras construcciones que al fallar puedan poner en peligro a las primeras. Por ejemplo: Hoteles, casas de vivienda o departamentos, edificios para despachos, plantas industriales, etc.

Tipo IV.- Construcciones para guardar materiales o equipos costosos o necesarios. Por ejemplo: almacenes, elevadores de granos, etc. Las construcciones que al fallar puedan poner en peligro a otras, de éste mismo tipo, se considerarán incluidas en él.

Tipo V.- Construcciones que son de valor y cuya falla sólo puede poner en peligro la vida de pocas personas. Por ejemplo: residencias privadas de lujo.

Tipo VI.- Cualquiera construcción usada como habitación para pocas personas.

Tipo VII.- Cualquiera de otra construcción que se use ocasionalmente para pocas personas, pero no para habitación o lugar de reunión.

Tipo VIII.- Cualquiera otra construcción aislada, cuya falla por un temblor no pueda ocasionar normalmente daños a otras estructuras ni a seres humanos.

#### Artículo 13.- Coeficiente sísmico.

El "coeficiente sísmico" (relación de la aceleración del temblor supuesto, a la aceleración de la gravedad) que se use para el cálculo en el proyecto de estructuras de cada uno de los tipos anteriores, será como sigue:

Tipo I . . . . .	0.10
Tipo II . . . . .	0.05
Tipos III a VI . . . . .	0.025
Tipo VII . . . . .	0.01
Tipo VIII . . . . .	0.00

**Artículo 14.- Definiciones.**

La "fuerza sísmica" es el producto del coeficiente sísmico por el peso total de la estructura incluyendo cargas muertas y vivas arriba del plano horizontal que se considere.

El "esfuerzo cortante sísmico" es igual a la fuerza sísmica para el mismo plano.

**Artículo 15.- Cimientos:**

Los cimientos serán proyectados y construidos de tal manera que con la estructura totalmente cargada, incluyendo cargas muertas y vivas, permanentes y permanentes y accidentales, pero no las de viento, y los momentos que provoquen en las condiciones más desfavorables, satisfagan los requisitos siguientes:

a).-La estructura no deberá deslizar sobre el suelo.

b).-La unión entre las trabes o losas de cimentación y los pilotes no deberá romperse.

c).-Ningún pilote soportará una carga mayor que la de trabajo aquí especificada, aumentada en un treinta y tres (33) por ciento.

d).-La presión unitaria sobre el subsuelo, en ningún punto de la cimentación (las presiones críticas usualmente ocurren en las esquinas con la fuerza sísmica actuando diagonalmente) excederá la capacidad de sustentación del subsuelo aquí especificada, mas un aumento de treinta y tres (33) por ciento.

e).-La estructura no deberá volcarse.

f).-Los elementos de la cimentación, las uniones entre éstos elementos y las uniones entre la superestructura y la cimentación, no deberán soportar esfuerzos más allá de los aquí especificados, aumentados en un treinta y tres (33) por ciento.

#### Artículo 16.- Muros.

Los muros estructurales (los construídos de manera que exista la posibilidad de que reciban esfuerzos cortantes sísmicos de algún otro elemento de la estructura), tomados en conjunto, deben ser capaces de resistir en un plano horizontal el esfuerzo cortante sísmico sin fallar. Los muros que no sean estructurales deben construirse de manera que en un temblor las fatigas que se produzcan estén dentro de los límites dados en las especificaciones para ellos.

Artículo 17.- En las construcciones en que se ha tomado en cuenta la presión del viento, no es necesario considerar simultáneamente los efectos de presión de viento y sismos, si no únicamente los que produzcan mayores fatigas.

Para los aumentos admisibles en las fatigas por efecto de cargas vivas accidentales, véase el capítulo 41.2 relativo a especificaciones sobre fatigas de trabajo.

#### Artículo 18.- Presentación de cálculos.

Se presentarán cálculos sobre sismos en los proyectos para edificios que tengan más de dieciséis (16) metros de altura y para aquellos cuya altura sea mayor de dos (2) veces la menor dimensión de la planta. Los proyectos para lugares de reunión siempre tendrán cálculos sobre sismos.

Transcurrida apenas una semana desde el 28 de Julio de 1957 el Departamento del Distrito Federal designó a un comité para que tomara a su cargo la redacción de un reglamento de emergencia. Las disposiciones respectivas se elaboraron en tres semanas y comenzaron a aplicarse inmediatamente. En dicho reglamento de emergencia se consideraron las condiciones locales del suelo y la ciudad se dividió en tres zonas, de suelo blando, de transición y firme.

Los coeficientes de cortante en la base se incrementaron a valores de 0.05 a 0.10 para edificios ordinarios, de acuerdo con su localización y se estipuló una variación lineal de las aceleraciones a lo alto del edificio. Los momentos torsionantes en los pisos debían calcularse con base en excentricidades obtenidas, como la superposición de un valor estático nominal multiplicado por un factor que intentaba cubrir efectos dinámicos y una contribución

cidental que intentaba cubrir incertidumbres en las rigideces relativas y en la distribución de cargas

La rigidez suministrada por muros de mampostería no reforzados, bien fuera confinados por castillos y cadenas o como rellenos de marcos estructurales, debería ser explícitamente incorporada en los cálculos de torsión. Se especificaba un límite superior de 0.002 de la altura de entrepiso como desplazamiento admisible entre niveles calculado con base en la respuesta lineal a las fuerzas laterales de diseño.

Poco después se revisaron sin modificación esencial fueron legalizadas en un decreto presidencial el 12 de Septiembre de 1957, y se derogó el capítulo sobre diseño sísmico que operaba.

En 1959 se realizó una revisión del reglamento para las construcciones después de que las experiencias de 1957 habían sido asimiladas.

Debido a que los daños se achacaron principalmente a defectos de construcción y a sobresimplificaciones de diseño, se concluyó que las normas de emergencia de 1957 penalizaban excesivamente a muchas estructuras sólo porque algunas construcciones atípicas o mal construidas se habían comportado mal.

La revisión terminó en 1966. La microzonificación sísmica, se simplificó incorporando la zona de transición a la zona blanda. De acuerdo con su uso las estructuras se clasificaron en tres grupos: muy importantes, ordinarias y de bajo riesgo. Según sus características estructurales se propusieron tres tipos: El tipo 1 incluía estructuras de marcos y algunas combinaciones de marcos con muros de cortante o contraventeos; El tipo 2 incluía estructuras con muros de cortante o contraventeos y la tipo 3 cubría los péndulos invertidos y estructuras similares. Los coeficientes de cortante en la base para estructuras ordinarias en suelo firme variaban de 0.06 en el tipo 1 a 0.15 en el tipo 3. Para análisis estático el código especificaba una variación triangular de aceleraciones en la altura del edificio.

Debido a que prevalecían los movimientos del terreno de período largo la importancia de los modos superiores de vibrar en los cortantes de las zonas

superiores de los edificios se consideró insignificante, y no se incluyó la previsión de especificar una fuerza concentrada en la parte superior de las construcciones. (como se recomendaba en el reglamento SEAOC de 1958 y en los reglamentos de algunas ciudades de el estado de California en los E.U.)

Por primera vez se especificaron espectros de aceleración para diseño tanto para suelo firme como para suelo blando (Fig.1.2). Ambos presentan meseta horizontal con una ordenada igual al coeficiente de cortante la base que corresponde al tipo estructural y a las condiciones locales. La meseta se extiende de 0 a 0.5 segundos y de 1 a 2.5 segundos de período natural para suelo firme y blando respectivamente. Más allá de los límites superiores las ordenadas decaen con la potencia  $-1$  de los períodos naturales pero se establece un límite inferior para el cortante del 60 por ciento del que producirían las fuerzas estáticas. Esta limitación intentaba cubrir incertidumbres en los períodos naturales, efectos de segundo orden y la posibilidad de falla en un gran número de modos.

El código de 1966 establece un desplazamiento permisible relativo entre niveles de 0.002, excepto donde los elementos que no forman parte integral de la estructura están adecuadamente aislados de ella. Entonces en el límite cambia a 0.003 en la zona de suelos blandos y a 0.004 en el resto de la ciudad. Se estipulaba un espaciado mínimo entre el borde de un edificio y su lindero de 3 cms. pero no menos que el desplazamiento calculado en el extremo superior incrementado en 0.006 veces la altura de la construcción en suelo blando y 0.004 en otras zonas.

En 1971 se consideró que el código iniciado en 1959 debía revisarse. Esta revisión culminó con el código de 1976 en el que se trata de definir en forma explícita y abierta las ideas que se tienen sobre aspectos como seguridad estructural y comportamiento. Así se proponían espectros de respuesta lineal como bases de diseño y se permitían reducciones de las fuerzas laterales si se cumplían varios requisitos orientados a obtener cierta ductilidad de las estructuras tanto global como local (Fig.1.3). El factor de reducción  $Q$  definido como la relación entre la máxima ordenada del espectro de respuesta correspondiente a un comportamiento lineal y la que corres-

ponde al no lineal, se hace depender del tipo de la estructura, del material y de varios conceptos relativos a detalles de diseño y construcción.

Q podía tomarse como 6 para edificios de concreto reforzado o acero, que cumplan un conjunto de requisitos especiales que intentan prevenir la falla frágil, el pandeo local y el deterioro en las curvas fuerza desplazamiento. Para edificios ordinarios con marcos de concreto o acero, Q se considera igual a 4 y para estructuras que resistían las fuerzas horizontales con muros de concreto reforzado o mampostería confinada, Q era igual a 2. Con objeto de considerar las incertidumbres de la distribución no uniforme de los factores de seguridad en lo alto de los edificios, los factores de ductilidad de 4 a 6 se condicionaban al requisito de que la mínima relación de la resistencia de diseño de un piso (medida como la que toma en cuenta todos los elementos que contribuyen a la resistencia lateral) a la acción de diseño en ese piso no difiriera en más del 35 por ciento y del 20 por ciento del promedio de tales relaciones para todos los pisos.

Algunos de los requisitos especiales establecidos para considerar  $Q = 6$ , fueron normalmente estimados por los ingenieros como demasiado complicados y prefirieron omitirlos, aun a expensas de no poder utilizar un valor de Q mayor que 4. Con pocas excepciones, los requisitos necesarios para utilizar  $Q = 4$  no diferían de los que eran aplicables para el diseño por cargas gravitacionales.

El ancho del espectro de respuesta intentaba cubrir incertidumbres en los periodos naturales de las estructuras. Para periodos largos las ordenadas espectrales decaen con potencias de 1 a 0.67 y 0.5 de T en los suelos blandos, de transición y firme, respectivamente y en forma apreciable más lenta que la observada en los espectros obtenidos de registros.

El análisis y el diseño de las losas planas se basaba en la distribución de fajas centrales y de columna. Los momentos positivos en el centro del claro se repartían entre la faja central y la de columna, según las relaciones 0.4 y 0.6 respectivamente mientras que para los momentos negativos en

los apoyos las relaciones eran 0.25 y 0.75. Estos coeficientes se aplicaban a cargas verticales y a cargas laterales. Por lo menos el 25 por ciento del refuerzo de la faja de columnas debía pasar dentro del ancho de la columna más un peralte efectivo de la losa a cada lado del paño de la columna; este requisito a menudo no se cumplió en la práctica.

Los desplazamientos debían calcularse como el factor de ductilidad supuesto por el desplazamiento correspondiente a la respuesta lineal de la estructura ante fuerzas sísmicas reducidas.

Los límites permisibles a los desplazamientos laterales valuados en esa forma se especificaron como 0.016 veces las diferencias en elevación, cuando los elementos que no forman parte de la estructura están unidos a ella de manera de no dañarse por la deformación mencionada, y como 0.008 para otros casos. Los efectos de segundo orden debían considerarse explícitamente en el análisis, cuando el desplazamiento de un piso dividido entre su altura era igual a 0.08 veces la relación del cortante en ese piso a la suma de las cargas verticales sobre él. Con el fin de eliminar el impacto entre construcciones colindantes la distancia de cada una de ellas a su lindero no debía ser menor que el desplazamiento calculado en el extremo superior de la construcción incrementado en 0.001, 0.0015 y 0.002 de su altura para el suelo firme, de transición y blando respectivamente.

#### NORMAS DE EMERGENCIA DE 1985.

=====

Inmediatamente después de los sismos de 1985 se integró un comité que tuvo por responsabilidad actualizar el reglamento para las construcciones en la ciudad de México. Este comité tuvo también la tarea de coordinar los trabajos de investigación que se consideraron relevantes para la revisión del reglamento.

El comité decidió llevar a cabo la actualización en dos etapas: una a largo plazo (aproximadamente un año) y otra prácticamente inmediata, emitiendo un código de emergencia que se promulgó cinco semanas después de los sismos; su contenido fue respaldado por las conclusiones inmediatas obtenidas



de los daños ocurridos.

Las normas de emergencia establecían la obligación de reparar las construcciones que sufrieron daños estructurales de importancia de modo que se cumplieran con los nuevos requisitos.

Teniendo en cuenta la gran cantidad de daños observados, pero considerando también los numerosos casos de comportamiento satisfactorio, los coeficientes sísmicos de cortante en la base fueron incrementados en un 67 por ciento, para la zona blanda y en un 33 por ciento para la zona de transición.

Los factores de reducción de resistencias (que se aplican a los valores nominales de las capacidades últimas) sufrieron reducciones que varían entre el 18 y el 33 por ciento para modos de fallas frágiles de estructuras de concreto reforzado y acero; se aplicaron restricciones aún más drásticas para la adherencia entre el suelo y los pilotes de fricción. Se elevaron los valores de diseño de las cargas vivas en edificios de oficinas y se estableció la obligación de colocar en cada piso de los edificios una placa indicando la carga viva permisible.

La posibilidad de adoptar valores de reducción por ductilidad de 6 se eliminó, para  $Q = 4$  los requisitos de detallar estructuras de concreto fueron más estrictos que los que se estipulaban para  $Q = 6$ .

Entre los nuevos requisitos son de hacer notar los que intentan mejorar el confinamiento del concreto: Por ejemplo, las columnas deben tener dimensiones superiores a 30 cms; por lo menos una de cada dos barras debe colocarse en la esquina de un estribo; ninguna barra del refuerzo longitudinal puede estar separada más de 15 cms de otra que esté restringida, los estribos no deben ser menores al número 3 y no deben estar espaciados más de  $20 \text{ cms } \text{ ó } 700d / fy$ , donde  $d$  es el diámetro de la barra longitudinal excepto en los cuartos extremos de las columnas donde deben colocarse a la mitad de esa distancia; el refuerzo de los muros de cortante proyectado para resistir la combinación de momentos flexionantes y fuerzas axiales debe estar concentrado en los extremos y los porcentajes de acero deben ser mayores de 0.0025; la colocación del refuerzo debe satisfacer los requisitos que se aplican a columnas.

El valor de  $Q = 4$  se limitó a estructuras de marcos y a aquellas que poseen muros de concreto siempre que para cada piso la capacidad a fuerzas laterales de los marcos sea por lo menos igual a la mitad del total. Se pidió también que la relación mínima entre la resistencia de un piso y la acción de diseño en él no difiera en más del 30% del promedio de tales relaciones en todos los pisos.

En el caso de las losas planas, el factor permisible de ductilidad se redujo a 3 y se establecieron varios requisitos relacionados con la manera de colocar el refuerzo; por ejemplo, se requiere que el 75 por ciento del refuerzo necesario para resistir fuerzas sísmicas pase a través de la sección de columna; el resto debe encontrarse dentro de una zona limitada por un ancho igual a 1.5 veces el peralte efectivo de la losa a partir de la cara de la columna.

Con el propósito de mejorar el confinamiento del concreto deben colocarse estribos espaciados a distancias no mayores a un tercio del peralte efectivo. Debe existir una superficie sólida, que se extienda por lo menos a una distancia de dos veces el espesor de la losa a partir de las caras de la columna. Adicionalmente se pide que, con objeto de estimar las deformaciones laterales, la losa debe ser reemplazada por una viga con un ancho efectivo igual al de la columna, incrementado en tres veces el espesor de la losa.

No se aceptan estructuras que en algún piso den lugar a excentricidades torsionales que excedan el 20 por ciento del ancho de ese piso en la dirección de la excentricidad.

La influencia de los daños debido a asentamientos diferenciales previos debe ser explícitamente tomada en cuenta, y la capacidad lateral de la estructura debe reducirse en consecuencia.

Se exige la intervención de un supervisor, independientemente del contratista, en todas las edificaciones del grupo "A" y "B" más altas que 15 metros ó que tienen un área mayor a 3000 m<sup>2</sup>. Finalmente, los cambios de destino de una construcción requieren la aprobación de las autoridades de la ciudad que después de un estudio detallado realizado por un ingeniero registrado, se establezca que las con-

diciones de seguridad no son inferiores a aquellas que correspondían al destino inicial.

### I.3 EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. DE 1987.

El comité que formuló el reglamento de emergencia de 1985 se mantuvo en funciones con el fin de encargarse de hacer una revisión más detallada y cuidadosa de los documentos anteriores y redactar un nuevo reglamento. Con este fin se promovió un proceso de investigación. En diferentes Institutos de Investigación se obtuvieron recursos y se iniciaron los estudios cuyos resultados se hicieron llegar a los responsables de los diferentes capítulos del reglamento.

Aunque muchas dudas no fueron resueltas y muchas lecciones aún no han sido digeridas, los documentos fueron entregados a asociaciones de ingenieros con el fin de obtener los comentarios de sus miembros. Los comentarios fueron analizados e incorporados y la versión final se imprimió en junio de 1987, y fue legalizada poco después.

La revisión fue muy general y no estuvo restringida a los aspectos de ingeniería solamente. En relación con temas de seguridad estructural, se introdujeron cambios importantes en los capítulos que tratan entre otras cosas, la definición de cargas, con los requisitos de diseño para varios tipos de materiales y elementos estructurales, con requisitos de calidad y con el criterio específico para el diseño y el análisis sísmico. Los comentarios siguientes se refieren sólo a los criterios de análisis y diseño sísmico aunque tocan superficialmente otros temas.

Comparando con el Reglamento de 1976, la revisión de 1987 incluye, como las Normas de Emergencia de 1985, mayores intensidades de diseño, criterios más estrictos para detallar los elementos estructurales y las conexiones, mejorando así su capacidad para resistir grandes deformaciones alternadas; criterios más estrictos para el control de calidad de materiales, en particular del concreto y, para la supervisión de campo, se definieron más claramente las responsabilidades concernientes al mantenimiento y cambios en el uso de las construcciones etc.

Los siguientes son algunos de los cambios más importantes del capítulo de diseño sísmico.

#### CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES

Con el propósito de normar la seguridad, las estruc-

turas se clasifican en el RCDF76 en tres grupos: el grupo A, que abarcaba estructuras muy importantes, cuya falla costaría muchas vidas o grandes pérdidas materiales o culturales; el grupo B que incluía edificios de oficinas ordinarias y departamentos, y el grupo C que comprendía estructuras provisionales y aquellas cuya falla traería sólo consecuencias menores. En la versión actual desaparece el grupo C y el grupo B se divide en dos, según la importancia de las estructuras el, subgrupo B1 incluye construcciones de más de 30 m de altura o con una superficie mayor de 6000 m<sup>2</sup> de área construida para los edificios ubicados en suelo firme o en zonas de transición, así como las que tienen una altura mayor de 15 m ó una superficie mayor de 3000 m<sup>2</sup> en los edificios situados en la zona de lago; el grupo B2 incluye el resto de las construcciones del grupo B. Las construcciones en el grupo A deben diseñarse para coeficientes de cortante sísmico basal 50% más alto que los del grupo B. Las construcciones en el grupo A y el subgrupo B1 requieren contar, además de un Director general de la obra, con un Corresponsable de la Seguridad Estructural, cuya responsabilidad incluye el proyecto de diseño estructural, y la cimentación; la ejecución de la excavación, cimentación y estructura: la calidad y el control de materiales y de procedimientos constructivos, y de todos los conceptos relativos a la seguridad estructural involucrados en el proyecto y ejecución de los elementos no estructurales.

#### ANÁLISIS SISMICO.

Como en la versión anterior, el reglamento permite dos posibilidades de análisis: estático (uno no toma en cuenta el periodo fundamental natural y el otro permite reducciones en los coeficientes de cortante basal, de acuerdo con la estimación del periodo obtenido a partir del cociente de Schwartz) en el caso de estructuras menores de 60 m de altura; y acepta un método simplificado para las estructuras menores de 13m. que satisfacen algunos requisitos adicionales. Se exige un análisis dinámico en todos los otros casos.

#### MICROZONIFICACION (Fig. I.1)

La distribución de intensidades obtenidas en la Ref. I.2 indica que dentro del área inicialmente cubierta

por la antigua ciudad azteca, las intensidades sismicas observadas fueron significativamente más bajas que fuera de ella, y por otro lado, en algunas partes de las zonas II y III (transición y blanda respectivamente) la intensidad fue significativamente más alta que en el resto de esas mismas zonas, tanto en los sismos de 1985 como en los de 1957 y 1979. Sin embargo no se consideró adecuado elevar los coeficientes de diseño de esas áreas de mayor intensidad con respecto al resto de la zona III, por varios factores (coeficientes sísmicos sensiblemente más altos que antes, factores de reducción de resistencias más reducidos, requisitos más estrictos para el factor de reducción relacionado con la respuesta no lineal) que ya contribuían a elevar las fuerzas en las estructuras diseñadas de acuerdo con el nuevo reglamento. En vista de la falta de suficiente confirmación teórica, tampoco se juzgó adecuado especificar coeficientes de diseño más bajos para el área de menor intensidad. Sin embargo, los datos mostrado en la Ref. I.2 permitieron especificar que la zona III se extendiera para cubrir algunas áreas que estrictamente de acuerdo con las características en condiciones locales del suelo deberían ser incluidas en la zona II. La razón de este incremento en las intensidades es la posible ocurrencia de efectos de amplificación local no predichos por el modelo simple de propagación unidimensional de ondas.

El hecho de que las intensidades fueran más altas en ciertas porciones de la zona III (Fig.I.4) se reflejó con el nuevo Apéndice opcional a las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento, que permiten reducir las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones en términos del valor local del periodo fundamental del suelo, en cualquier punto en las zonas II y III, excluyendo la subzona de más alta intensidad en la (Fig.I.5).

#### ESPECTROS DE RESPUESTA

Los nuevos diseños de los espectros resultaron de una envolvente que incluye una serie de espectros producidos por las magnitudes máximas que tienen alta probabilidad de poder generarse en las fuentes sísmicas cercanas a la ciudad de México. También están basadas en la calibración del comportamiento observado de estructuras con distintas capacidades durante los terremotos de 1985. En las estructuras de la nueva zona

III, ahora definida, las ordenadas máximas del espectro de respuesta de aceleración para sistemas lineales se elevaron en el 67%, las de la zona II en 60%, con respecto a la versión de 1976 (Fig. I.3), mientras que las de la zona I no se modificaron. Así los nuevos valores son 0.40 g, 0.32g y 0.16 g. La meseta horizontal del espectro similar a la mostrada en la Fig. 3 ahora se extiende de 0.2 a 0.6 segundos en la zona I, de 0.3 a 1.5 seg. en la zona II y de 0.6 a 3.8 seg. en la zona III. Como antes el ancho de cada una de esas mesetas intenta cubrir incertidumbres sobre periodos calculados, tanto de la estructura como del suelo y para tener en cuenta la influencia de la interacción suelo - estructura. Se añadió el apéndice opcional antes mencionado donde se puede permitir el uso de un espectro de respuesta más angosto, basado en valores locales del periodo dominante del suelo y supone que la interacción suelo - estructura será explícitamente tomada en cuenta en el análisis dinámico.

#### FACTORES DE RESISTENCIA

Se mantuvieron factores similares a los propuestos en las Normas de Emergencia para penalizar las resistencias asociadas con modelos de falla frágil.

#### REGULARIDAD

Una de las muchas lecciones que enseñaron los terremotos de 1985 fué que las estructuras irregulares son más sensibles a las incertidumbres asociadas a las simplificaciones inherentes a los métodos convencionales de análisis estructural que las estructuras regulares. Por eso se estipula un grupo de condiciones para clasificar una estructura como regular. Las estructuras no regulares se penalizan en lo concerniente al valor de los factores de reducción de cortante basal.

Los requisitos de regularidad incluyen, por ejemplo los siguientes:

- a) La planta debe ser "aproximadamente" simétrica con respecto a cada uno de los dos ejes ortogonales. Esta simetría se aplica tanto a masas, como a distribuciones de resistencias y rigidez.
- b) Las relaciones de altura a anchura y de lon-

gitud a anchura deben ser menores que 2.5.

- c) La planta no debe tener salientes o entrantes en cualquier dirección mayores al 20% de la dimensión del edificio paralela a esa dirección. Similarmente, se aplican restricciones a las dimensiones de los huecos en planta de las losas de piso. Además, estos huecos no deben producir asimetrías excesivas y su posición en planta no debe variar de un piso a otro.
- d) Los sistemas de piso y techo deben ser lo suficientemente rígidos y fuertes como para transmitir fuerzas sísmicas a los elementos resistentes.
- e) Los pesos y las áreas de un piso determinado deben caer entre el 70 y el 100 por ciento de los valores correspondientes al piso inmediatamente abajo de él. Esta restricción no se aplica al último piso superior.
- f) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas ortogonales, así como por trabes o losas planas.
- g) Las resistencias laterales de un nivel dado no deben exceder dos veces el valor de las del nivel inferior.
- h) La excentricidad torsional no debe exceder, en cualquier nivel, una décima parte del ancho del edificio en el nivel, en la dirección paralela a la excentricidad.

#### FACTORES DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Estos corresponden al precedente "factor de ductilidad",  $Q$ , del Reglamento de 1976. Su designación se cambió a fin de hacer hincapié en que no toman sólo en cuenta la capacidad de los materiales y elementos estructurales para desarrollar un comportamiento dúctil, sino que también toman en cuenta varios otros conceptos, tales como la degradación de resistencias y/o rigidez y las incertidumbres ligadas a la predicción de la respuesta y los mecanismos de falla de las



estructuras. Estos factores se emplean para calcular los número  $Q'$ , por los cuales se dividen las ordenadas del espectro de diseño en el caso de las respuestas lineales para obtener espectros de diseño que tomen en cuenta respuestas no lineales. Cuanto mayores son los factores mencionados, mayores serán las reducciones que pueden aplicarse a un espectro lineal, (en periodos naturales menores que  $T_a$ ,  $Q'$  varía linealmente de 1 en  $T=0$  a  $Q' = Q$  en  $T = T$ ; si  $T$  es mayor que  $T_a$ ,  $Q' = Q$ ). En el reglamento anterior, el mayor "factor de ductilidad" era de 6. En el actual el "factor de comportamiento sísmico" máximo es de 4 y su aplicabilidad se restringe a estructuras que cumplan condiciones aún más estrictas que las previamente impuestas a  $Q = 6$ . Además, los valores de  $Q'$  deben reducirse en 20% para sistemas que no cumplan las condiciones de regularidad descritas anteriormente.

En el reglamento de 1987,  $Q$  puede ser 4 en el diseño de edificios que satisfagan los siguientes requerimientos:

- a) Su resistencia lateral es suministrada por marcos de acero o concreto reforzado o bien por combinaciones de estos elementos con marcos contraventeados o muros de cortante; pero los marcos solos deben ser lo suficientemente resistentes para tomar el 50% de las fuerzas laterales especificadas (el valor anterior equivalente para  $Q = 4$  era de 25%).
- b) La rigidez de los muros ligados a la estructura debe ser incluida en el análisis, pero su contribución puede ser tomada en cuenta únicamente si estos muros están contruidos con piezas sólidas.
- c) La suma de las contribuciones a la resistencia lateral de marcos, contravientos y muros de cortante de concreto reforzado, despreciando la contribución de los de mampostería, no deberá ser menor que el 80% de la fuerza lateral especificada. (Esta restricción toma en cuenta la vulnerabilidad de los muros de mampostería a la degradación bajo la acción de cargas alternadas).
- d) El cociente mínimo de la resistencia lateral permisible a la acción de fuerzas cortantes

en cualquier nivel dado no debe ser menor en más de 20% del promedio de dichos cocientes en todos los niveles. (Una restricción similar en el mismo límite superior, fue especificada en el reglamento de 1976 en el caso de  $Q = 6$ . Para  $Q = 4$  en el límite superior era 35%, pero en muchas ocasiones no se cumplió). Esta restricción intenta prevenir la ocurrencia de demandas excesivas de ductilidad en la base de edificios que tienen un primer piso débil.

- e) Las especificaciones que deben cumplir los elementos de concreto reforzado y acero están indicadas en los capítulos correspondientes del Reglamento de Construcciones para elementos dúctiles. Son similares a los anteriormente especificados si  $Q = 6$ .

Si se cumplen sólo los requisitos b, c y e, debe considerarse como  $Q = 3$ . Este mismo valor se aplica a losas planas y otros marcos que satisfagan los requisitos mencionados. Las losas planas deben cumplir con los requisitos de diseño especificados en el capítulo de estructuras de concreto reforzado.

A otras estructuras se aplican los valores más bajos de  $Q$ .

#### EXCENTRICIDADES TORSIONALES

Los resultados de los estudios sobre la respuesta torsional no lineal de sistemas de un piso condujeron a algunos cambios significativos en el criterio para calcular los efectos de torsión, se consideran dos tipos de excentricidades torsionales en un piso dado; la convencional "excentricidad de rigidez,  $e_s$ "; que se define como la distancia entre el centro de rigidez en la dirección perpendicular a la excentricidad y la línea de acción de la fuerza cortante en el nivel de interés; y una nueva "excentricidad de resistencias,  $e_r$ "; similar a la anterior, pero con la palabra "rigidez" sustituida por "resistencia". De los resultados mencionados se concluyeron que si  $Q$  se considera igual a 3, debe imponerse la restricción de que las resistencias de los elementos deben ser tales que " $e_r$ " y " $e_s$ " tengan el mismo signo y " $e_r$ " ser al

menos tan grande como es  $-0.2 b$ , donde  $b$  es la dimensión del nivel de interés en la dirección paralela a la excentricidad.

En el caso de  $Q = 3$ , la condición es que "er" y "es" tengan el mismo signo, pero el límite inferior para "er" debe ser es  $-0.1 b$ .

Posteriormente se destacó que los análisis de respuesta en que se basaron las recomendaciones no cubría adecuadamente los intervalos de valores significativos de las diversas variables. Por ésta razón y en aras de simplicidad, se optó finalmente por eliminar las restricciones relativas a "er", poner un tope de  $.2 b$  a la excentricidad "es" para aquellos casos en que se tomen igual o mayor que 3, y estipular que para éstas estructuras deberá considerarse que el efecto de la torsión se puede incrementar cuando algunos de sus elementos resistentes que contribuyen significativamente a la rigidez total incurrieren en el rango no lineal o fallen.

Estudios previos sobre respuestas torsionales lineales de sistemas de pisos sencillos sirvieron para obtener un factor de amplificación de 1.5 aplicado a excentricidades estáticas de modo de obtener excentricidades dinámicas. Sin embargo, hay casos, tal como el de una torre simétrica localizada en una posición asimétrica sobre un cuerpo bajo donde las excentricidades estáticas son 0 y las excentricidades dinámicas son finitas. Obviamente, estos casos no pueden manejarse utilizando un factor de amplificación. Por la carencia de resultados de respuesta dinámica, se especifica que la excentricidad torsional estática de cualquier nivel bajo él, y el momento torsionante de diseño en un nivel no puede ser menor a la mitad del máximo calculado para cualquier nivel superior al de interés.

#### GRAFICAS FUERZA-DESPLAZAMIENTO ASIMETRICAS E INCLINACION DE ESTRUCTURAS.

Los resultados de la (Fig. I.6) son tomados en cuenta cualitativamente exigiendo que los factores de reducción de resistencias para el diseño de elementos de estructuras con gráficas fuerza-desplazamiento asimétricas sean divididos entre la cantidad  $1 + 2.5 d$  donde  $d$  es el valor absoluto de la diferencia del coeficiente de fuerza cortante resistido por la es-

estructura en dos sentidos opuestos.

Con objeto de verificar la seguridad de las estructuras existentes, la influencia de la inclinación inicial del edificio en la disminución de la resistencia lateral en una dirección y el incremento en la dirección opuesta se toma en cuenta pidiendo que las fuerzas para el diseño ante cargas laterales en condiciones ordinarias sean multiplicadas por  $1 + 5Qf$ , si  $f$  es mayor que 0.01, donde  $f$  es el ángulo de inclinación.

#### CORTANTE DE DISEÑO MINIMO.

En el capítulo sobre análisis dinámico se especifica que el cortante basal no debe ser menor que el 80% del producto del peso del edificio por la ordenada del espectro de respuesta lineal dividido entre  $Q$ .

Esta restricción intenta proteger las estructuras de las incertidumbres en la predicción de respuestas dinámicas de sistemas reales.

#### ESTRUCTURAS EXISTENTES.

Tanto las estructuras pertenecientes al grupo A y al grupo B que no cumplan los requisitos del reglamento, deben ser reforzadas.

#### 1.4 CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

El edificio en cuestión consta de doce niveles para oficinas, planta baja y sótano para estacionamiento y archivo. Su forma es rectangular (alargada en planta).

Su estructuración consiste en elementos de concreto reforzado formando marcos ortogonales (columnas y trabes), el sistema de piso es a base de losas macizas apoyadas en las trabes principales y en las secundarias.

Las columnas son cuadradas y circulares de sección variable (dimensiones mayores en los pisos inferiores y menores en los pisos superiores). Así mismo las losas en los entrepisos en algunas zonas no se mantienen en un mismo nivel, es decir el sistema de piso varía entre sí no más de 55 cm en cada nivel, (ver Figs. II.13 hasta II.17 del capítulo II).

La (Fig.I.7) muestra una planta de el edificio en cuestión y la (Fig.I.8) una elevación.

La Construcción se ubica en la frontera entre la zona blanda y la zona de transición, pero según la zonificación Geotécnica de la Ciudad México, el tipo de suelo que le corresponde es II.

El edificio se ubica fuera de las zonas reportadas con mayores daños, según el mapa de intensidades (Fig.I.9). Es preciso comentar que dicho mapa de intensidades de los sismos de 1985 fué elaborado por un numeroso grupo de estudiantes de Ingeniería encabezados por el Ing. Jesús Iglesias de la Universidad Autónoma Metropolitana, que analizó la información sobre edificios dañados y la transformó en intensidades obteniendo así un mapa que muestra su variación, y la relaciona con las propiedades locales del suelo en una forma bastante detallada. En dicho mapa la ausencia de círculos en algunas áreas no necesariamente implica una intensidad baja ya que resultó de la ausencia de edificios vulnerables.

## REFERENCIAS

---

- I.1.- Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica Vol. 35  
"Evaluación de Edificios de Concreto en la Ciudad de México"  
Jesús Iglesias Jiménez  
Tipográfica Condesa  
México, D.F.  
Enero - Abril 1989.
- I.2.- Jesús Iglesias  
"Estudio de las intensidades del sismo del 19 de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México, D.F."  
Universidad Autónoma Metropolitana  
México, D.F.  
1987.
- I.3.- Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica Vol. 34  
"La investigación y la práctica de la Ingeniería Sísmica después de los sismos de 1985"  
Dr. Luis Esteva Maraboto  
Tipográfica Condesa  
México, D.F.  
Septiembre - Diciembre 1988.
- I.4.- Emilio Rosenblueth y Luis Esteva  
"Folleto complementario Diseño Sísmico de Edificios"  
Ingeniería  
México, D.F.  
1962.
- I.5.- Revista Ingeniería Vol. XXV Núm. 4  
"Inauguración de la Ciudad Universitaria",  
Dr. Luis Garrido  
Palacio de Minería  
México, D.F.  
Noviembre - Diciembre 1952.

- I.6.- Revista Ingeniería Vol. XXVII Núm. 1  
 "La Terminal de Carga del Valle de México, de los Ferrocarriles Nacionales de México"  
 Anónimo  
 Palacio de Minería  
 México, D.F.  
 Octubre 1956.
- I.7.- Revista Ingeniería Vol. XXVII Núm. 2  
 "Nuevo Puente de Laredo"  
 Ing. J. de J. Sánchez de Aparicio  
 Palacio de Minería  
 México 1 D.F.  
 Enero de 1957.
- I.8.- Revista Ingeniería Vol. XXVII Núm. 3  
 "La Planta de Diesel Nacional, S.A. en Ciudad Bernardino de Sahagún, Hgo."  
 Ing. Ignacio Avilés Serna  
 Palacio de Minería  
 México 1 D.F.  
 Abril de 1957.
- I.9.- Revista Ingeniería Vol. XXVIII Núm. 1  
 "Los efectos del terremoto del 18 de Julio y la consiguiente revisión de los criterios para el diseño sísmico de estructuras"
- Parte I. "Características de los sismos"  
 Dr. Emilio Rosenblueth.
- Parte II. "Efectos en las construcciones de la Ciudad"  
 Ing. Raúl Marsal.
- Parte III. "Criterios para el diseño sísmico de estructuras"  
 Ing. Fernando Hiriart.
- Palacio de Minería  
 México 1 D.F.  
 Enero de 1958.
- I.10.- World Conference on Earthquake Engineering  
 "Aseismic Design in México"  
 Emilio Rosenblueth  
 University of California  
 Berkeley California  
 June, 1956.

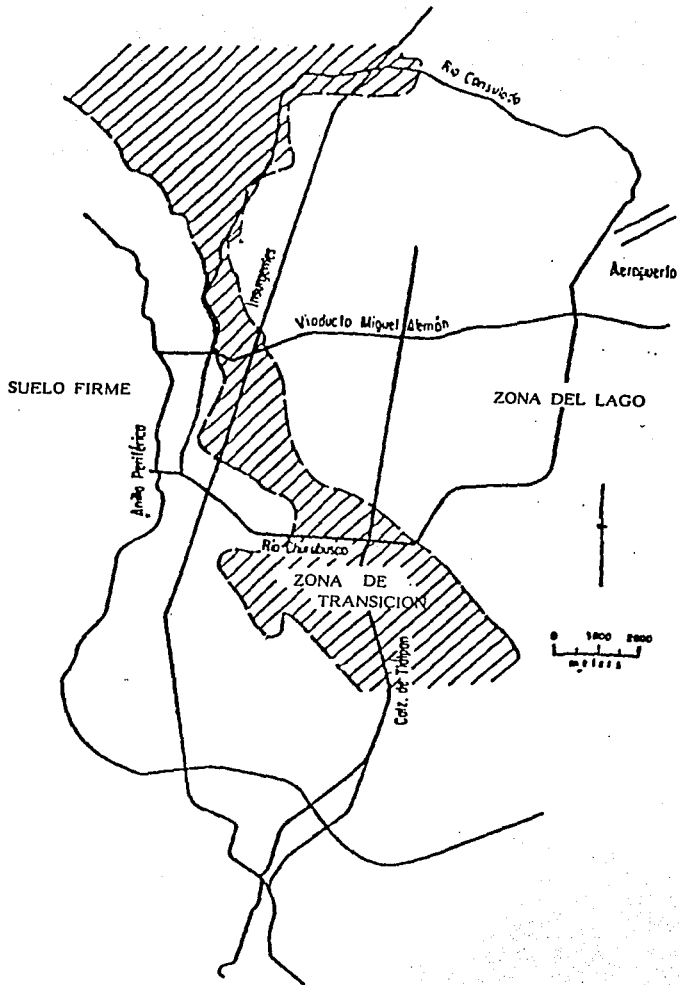
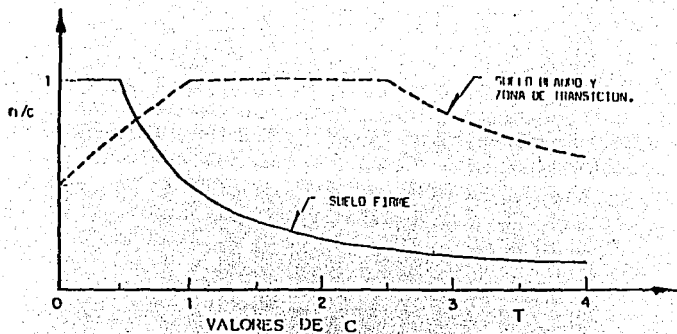


FIG. I.1 MICRÓZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE MEXICO  
(Ref. I.3)





	ZONA BLANDA Y DE TRANS.	FIRME
MARCOS	0.06	0.04
MUROS DE CONTENIMIENTO	0.08	0.08
REJALDO BAERENT	0.15	0.10

FIG. I.2 ESPECTROS DE DISEÑO SEGUN EL REGLAMENTO DE 1966.  
(Ref. I.3)

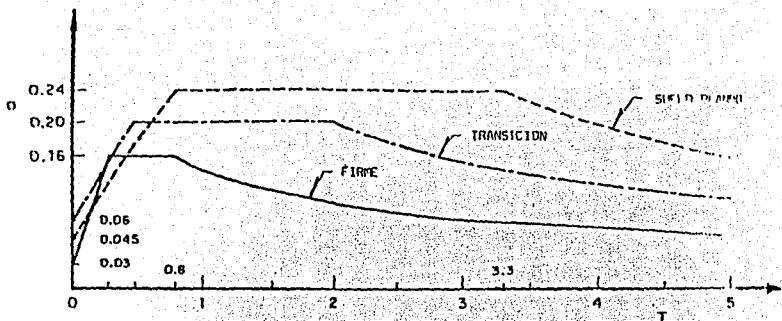
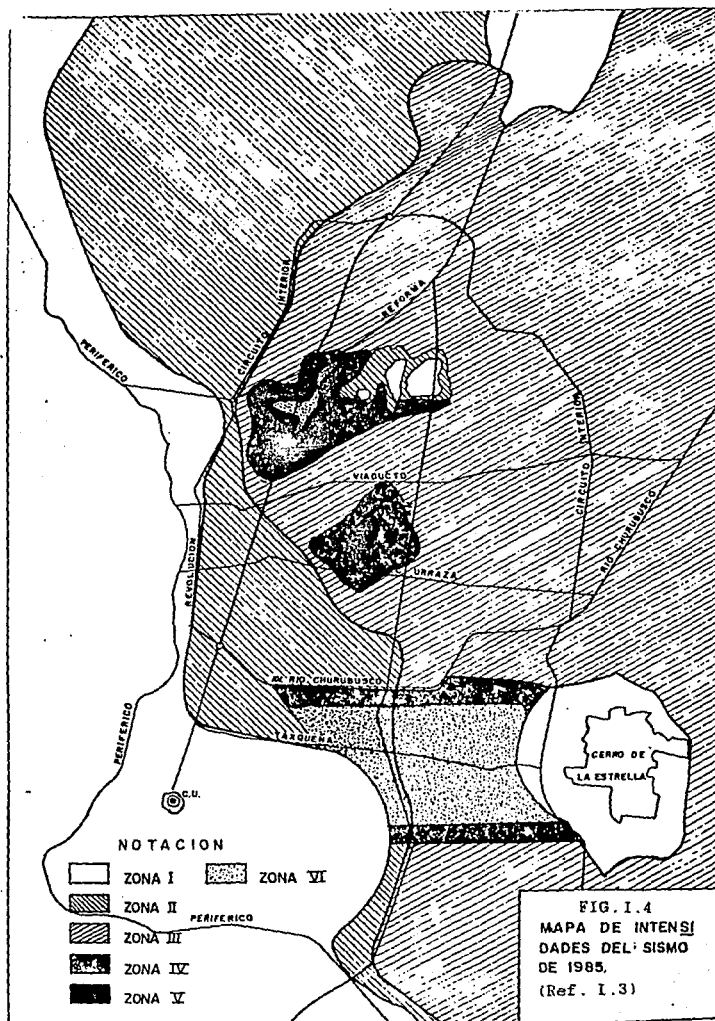


FIG. I.3 ESPECTROS DE DISEÑO SIN REDUCIR POR DUCTILIDAD DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO DE 1976. (Ref. I.3)



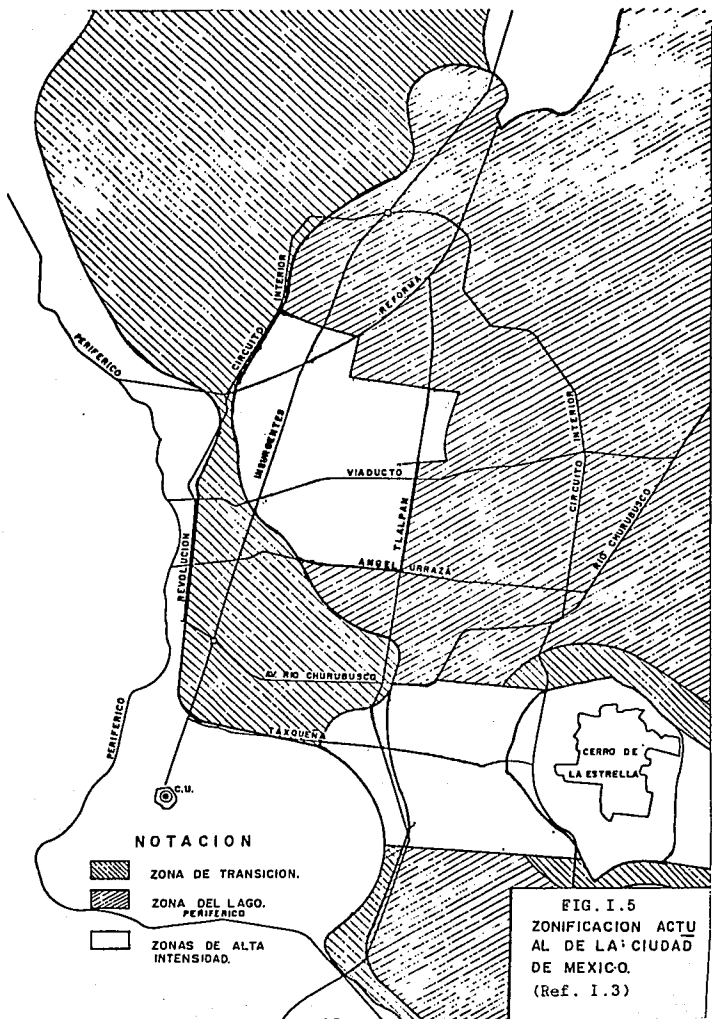


FIG. I.5  
 ZONIFICACION ACTU  
 AL DE LA CIUDAD  
 DE MEXICO.  
 (Ref. I.3)

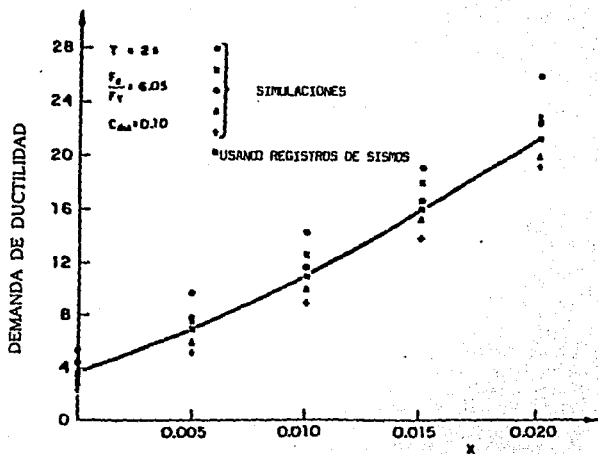


FIG. I.6 DEMANDAS DE DUCTILIDAD CON RESISTENCIA ASIMETRICA  
 (Ref. I.3)

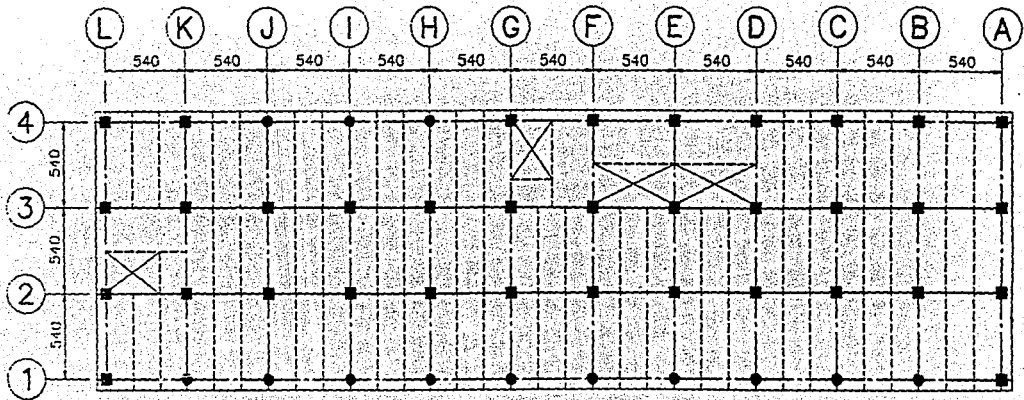


FIG. I.7 PLANTA ESQUEMATICA

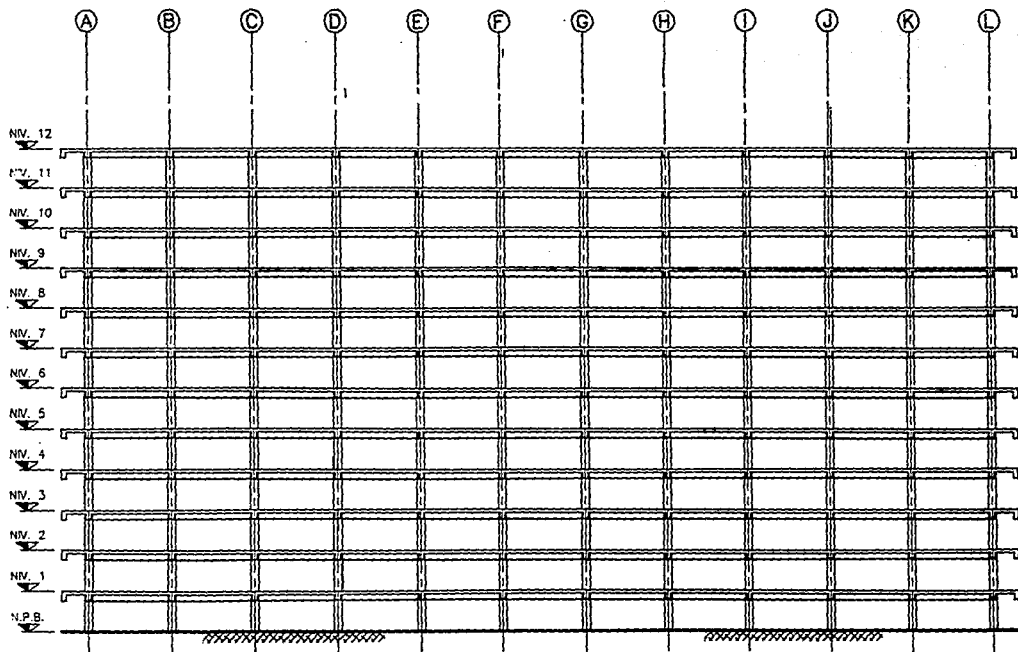


FIG. I. 8 ELEVACION ESQUEMATICA

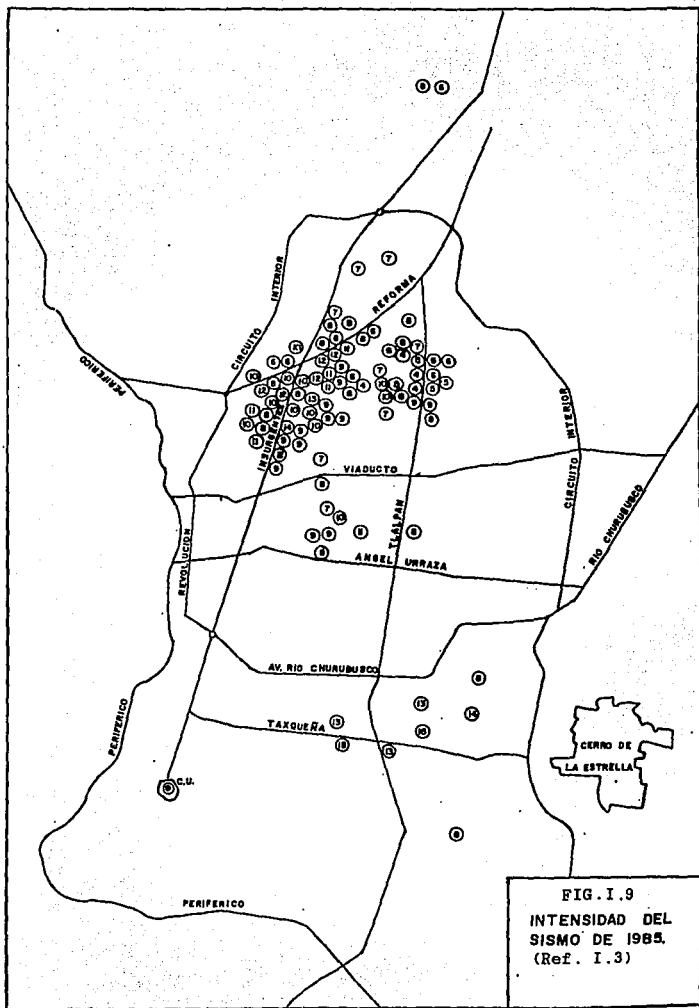


FIG. I.9  
 INTENSIDAD DEL  
 SISMO DE 1985.  
 (Ref. I.3)



## CAPITULO II

=====

### II.1 INFORMACION DISPONIBLE DE PROYECTO ORIGINAL.

Para realizar una revisión detallada de un edificio es necesario contar con información adicional sobre el diseño original de la estructura, su proceso de construcción, el uso y adaptaciones que haya tenido durante su vida útil. Esta información se puede agrupar en los siguientes conceptos (Ref.II.2).

- 1.- Inspección visual a el edificio.
- 2.- Planos estructurales.
- 3.- Planos arquitectonicos.
- 4.- Memorias de cálculo.
- 5.- Estudio de mecánica de suelos.
- 6.- Normas de diseño utilizadas.
- 7.- Bitácora de la construcción.
- 8.- Informes del control de la calidad de los materiales.
- 9.- Uso actual de la estructura.
- 10.- Remodelaciones o reparaciones previas.

Se entiende por revisión detallada aquella que determina la capacidad sísmica del edificio siguiendo los procedimientos de análisis y revisión que indica Reglamento de Construcciones para el D.F. de 1987, en éste caso.

En muchas ocasiones no se cuenta con la información anterior, especialmente la correspondiente a los puntos 2,3,4,5 y 8 por lo que es necesario reconstruirla a partir de la propia estructura.

Es precisamente el caso del edificio en estudio del cuál sólo se encontró disponible la información correspondiente a los planos estructurales y a los planos arquitectonicos por lo que se procedió a ejecutar la inspección visual del edificio por dos objetivos: el primero detectar daños, agrietamiento de miembros estructurales, movimientos de la cimentación

y daños en elementos no estructurales; y el segundo, ejecutar un levantamiento para conocer la validez de la información disponible. Verificar la información disponible es indispensable pues es bastante conocido que tanto la estructura como las propiedades de los materiales de cualquier construcción pueden sufrir cambios con el tiempo o que no se haya ejecutado correctamente lo indicado en los planos.

De lo anteriormente mencionado, para éste edificio se revisó la coincidencia entre la información obtenida (planos estructurales y arquitectónicos) y la estructura en cuanto a:

- a) Existencia y ubicación de los elementos estructurales.
- b) Dimensiones de los elementos estructurales.
- c) Existencia, ubicación y tipo de los elementos divisorios.
- d) Tipos de acabados y elementos de fachada.
- e) Uso actual de la estructura.
- f) Existencia y ubicación de ductos.

## II.2 INSPECCION VISUAL A EL EDIFICIO.

La inspección visual proporciona un parámetro claro del nivel de daños en una estructura, y conduce a comprender los movimientos inducidos por la acción sísmica.

Constituye una de las mejores técnicas de evaluación estructural si se lleva a cabo por un Ingeniero Estructural entrenado para realizar una inspección visual, es muy útil contar con un informe escrito que identifique el tipo y la localización de los daños, así como su extensión, lo que facilita el proceso posterior de toma de decisiones.

Para el edificio en estudio la inspección visual inició con el objeto de detectar y evaluar daños en los elementos estructurales, dicha inspección en este caso se ejecutó con el edificio en completa operación por lo que en virtud de la cantidad de acabados, equipos y en general a la intensa actividad que se desarrollaba, aunado a que un trabajo de este tipo se debe de efectuar con la discreción necesaria para no

crear nerviosismo entre el personal, ya que una acción de este tipo no es muy común y en muchas ocasiones la gente no comprende que es una acción meramente preventiva. No obstante a las inconveniencias antes mencionadas, en algunas zonas se pudieron observar losas uniones, viga-columna, columnas y trabes en varios niveles, encontrándose en todos los casos sólo fisuras menores.

Por lo que respecta a los acabados sólo en la juntas constructivas con los edificios colindantes se encontraron en mal estado pero se repararon inmediatamente en tanto que en muros divisorios y fachadas, no se detectaron daños de gravedad.

En virtud de lo anterior se concluyó que la estructura en primera instancia se había comportado satisfactoriamente ante la acción sísmica.

Como segundo objetivo se procedió a efectuar la coincidencia entre la información disponible (planos estructurales y arquitectónicos) y la estructura existente. Por otro lado se revisaron los usos de los diferentes niveles con el objeto de estimar las cargas reales actuantes en la estructura.

Las Figuras II.1 hasta II.12 muestran los resultados de dicha evaluación, de la cual los puntos por destacar son los siguientes:

- 1) Las plantas esquemáticas muestran la distribución actual de los muros divisorios, así como los muros laterales de fachada (ejes L Y A), los cuales resultaron ser de bloques de concreto.
- 2) Se muestra la distribución de los muros de fachada los cuales son formados por bastidores de acrílico que soportan tanto los vidrios como hojas de acrílico.
- 3) Se indica mediante un número y una simbología los usos actuales de la superficie, en los diferentes niveles de el inmueble, dichas marcas son las siguientes:

MARCA	USO
1	OFICINA
2	ARCHIVO
3	EQUIPO DE COMPUTO
4	IMPRESA
5	CLIMA
6	ESCALERAS

Por otra parte las Figs. II.13 hasta II.17 muestran la variación de la losa en algunos niveles, aquí es conveniente mencionar que debido a la dificultad de observar y corroborar dicha variación en cuanto a el nivel variable de las losas de piso, se aceptó la información de los planos estructurales ya que según se pudo observar en el edificio no existen instalaciones visibles para los equipos, lo cual hace deducir que dichas variaciones son "charolas" para paso de las diferentes instalaciones y servicios de el inmueble.

En general de la confrontación entre la información disponible y lo verificado en obra se encontró lo siguiente:

- \* Existen diferencias entre la información de planos estructurales y arquitectónicos con respecto a la ubicación y secciones de algunas columnas.
- \* También existen diferencias entre las dimensiones de las trabes.

La magnitud de las diferencias al final de la confrontación resultaron mínimas por lo que se concluyó que durante la construcción del edificio las especificaciones indicadas en los planos estructurales originales fueron respetadas.

### II.3 VERIFICACION EN CAMPO Y LABORATORIO DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES:

A la fecha se han desarrollado varios procedimientos para determinar la resistencia del concreto en el lugar que proporcionan información útil en relación con sus propiedades, es común para este tipo de trabajo utilizar las siguientes alternativas:

- \* **EL ESCLEROMETRO.** El esclerómetro es un dispositivo que mide el rebote de un sistema masa-resorte contra la superficie de un elemento de concreto. Con base en relaciones empíricas se puede estimar la resistencia del concreto en función de la lectura del índice de rebote. Puede proporcionar una buena idea de la resistencia del concreto cuando es manejado por técnicos bien entrenados, aquí el rebote del martillo de acero es mayor, a medida que la resistencia del concreto crece.
- \* **EQUIPO DE ULTRASONIDO.** Este sistema de verificación se basa en el uso de un instrumento que registra la velocidad de un pulso ultrasónico a través del concreto que depende de la densidad del mismo. Con esta técnica se puede estimar la resistencia del concreto, su módulo de elasticidad y su estado de agrietamiento.
- \* **EXTRACCION DE CORAZONES:** La extracción y prueba de corazones permite estimar la resistencia del concreto en la estructura y su módulo de elasticidad con bastante precisión.
- \* **EXTRACCION Y PRUEBA DE BARRAS.** Para verificar la calidad del acero empleado se puede recurrir a la extracción de algunas muestras y a su prueba estándar de tensión, en general puede proporcionar evidencia cualitativa de la resistencia del acero.
- \* **LA PISTOLA DE WINDSOR** que utiliza la penetración de un dispositivo metálico impulsado con una cantidad controlada de pólvora, es una buena prueba comparativa.

- \* CALAS EFECTIVAS. Es una buena medida para verificar la distribución del acero de refuerzo en los elementos estructurales.

Para el caso del edificio en estudio se ejecutaron las pruebas con esclerómetro, ultrasonido, extracción de corazones y algunas calas efectivas, las tablas II.1 hasta II.3 y las Figs. II.18 hasta II.20, muestran algunos resultados de dichas pruebas.

Para fines de propiedades de los materiales se tomaron para analizar el inmueble después de consultar la información disponible y la información de campo los siguientes valores de resistencia de concreto y módulo de elasticidad:

a).- Concreto  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

b).- Módulo de Elasticidad  $E_c = 161167 \text{ Kg/cm}^2$

Por lo que respecta a las dimensiones de los elementos estructurales, después de revisar la coincidencia entre la información disponible y las mediciones en el lugar se concluyó que emplear las secciones medidas en obra era lo indicado. La Fig. II.21 y las tablas II.4 y II.5 muestran las dimensiones de los elementos estructurales.

El acero se tomó de  $f_y = 2,300 \text{ kg/cm}^2$ , en virtud que es la especificación que indican los planos estructurales originales y considerando también que el acero de  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$  en la época en que se construyó el edificio no se empleaba.

#### II.4 CARGAS MUERTAS Y VIVAS CONSIDERADAS

Como se mencionó en el inciso II.2 los usos actuales de las superficies por nivel se indican mediante una marca la cual se tomó para valuar las cargas muertas y vivas. Dichas cargas se valuaron en base a la inspección visual del inmueble y desde luego tomando en cuenta las recomendaciones que indica el Reglamento para el D. F. de 1987. Así mismo para los casos de cargas vivas que el Reglamento no considera, tales cargas se tomaron en base a la experiencia.

Las tablas II.6 hasta II.9 muestran las cargas por considerar para el edificio en estudio.

## II.5 CLASIFICACION SISMICA DEL EDIFICIO

De acuerdo a el Reglamento de Construcciones para el D.F. de 1987, la Estructura se encuentra ubicada de la siguiente forma:

GRUPO DE CONSTRUCCION - - - - - B  
LOCALIZACION - - - - - ZONA II  
COEFICIENTE SISMICO - - - - - C.S. = 0.4  
FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO - - - - Q = 2  
ESTRUCTURA IRREGULAR - - - - - Q = 0.8 X Q  
COEFICIENTE SISMICO REDUCIDO:

$$C.S.R. = \frac{0.4 \times 1.0}{2 \times 0.8} = 0.25$$

Es conveniente mencionar que el coeficiente sísmico según el inciso 8.1 de las NTC para Diseño por Sismo se modifica de 0.32 a 0.4, puesto que la estructura se encuentra dentro de la zona sombreada del mapa de subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición. (Ver Fig. II.22).

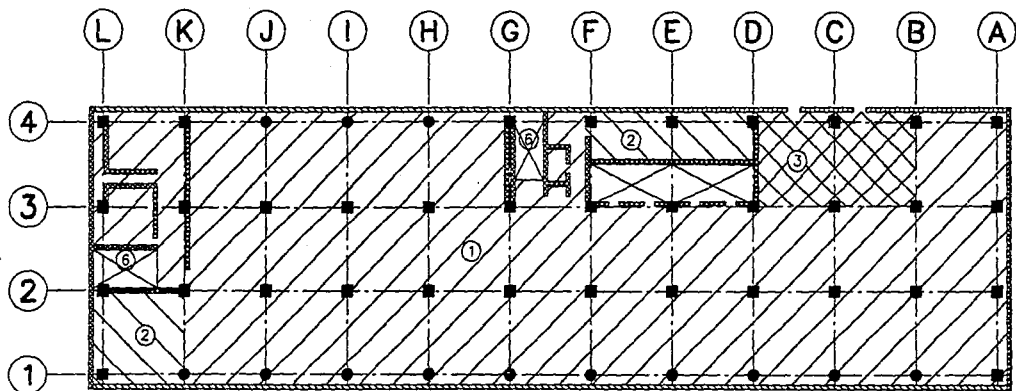
Así mismo se aclara que según el inciso 4.1 de dichas normas, si una estructura no cumple con las condiciones de regularidad que fijan el valor de Q, se multiplicará dicho factor de comportamiento sísmico por 0.8.




## REFERENCIAS

---

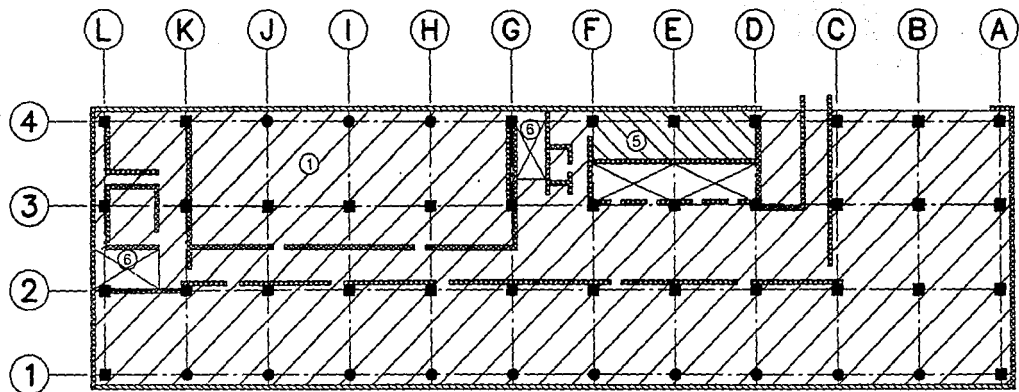
- II.1 - Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sismica Vol. 34  
"La Investigación y la práctica de la Ingeniería Sismica después de los sismos de 1985"  
Dr. Luis Esteve Maraboto  
Tipográfica Condasa  
México, D. F.  
Septiembre - Diciembre 1988.
- II.2 - Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sismica Vol. 35  
"Evaluación de Edificios de Concreto en la Ciudad de México"  
Jesús Iglesias Jiménez  
Tipográfica Condasa  
México, D. F.  
Enero - Abril de 1988.
- II.3 - Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal  
Diario Oficial Tomo CDVI No. 3  
México, D. F.  
3 de Julio de 1987.
- II.4 - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo  
Gaceta Oficial D.D.F. Quinta Epoca No. 38  
México, D. F.  
Noviembre de 1987.








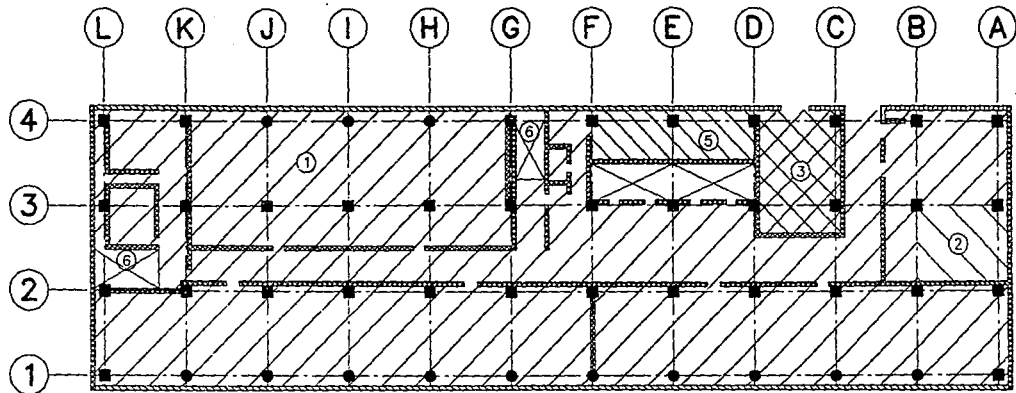
-  MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES
-  FACHADA DE VIDRIO
-  MUROS DE BLOCK EN COLINDANCIA CON CUERPO A




N I V E L   P L A N T A   B A J A



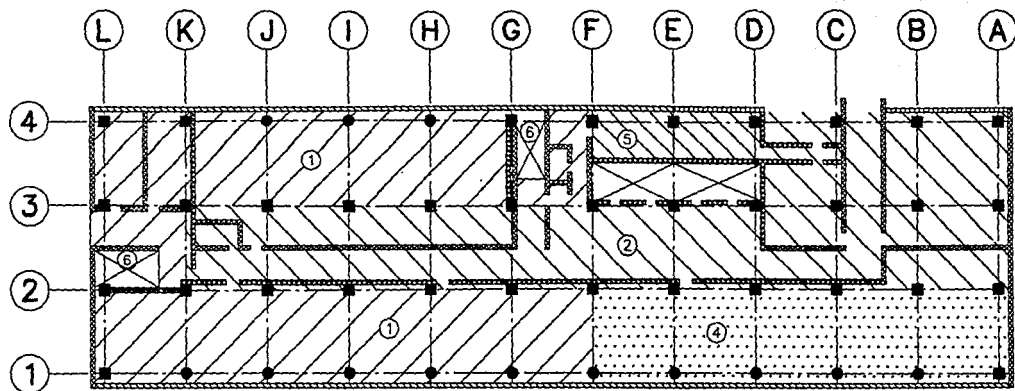
-  MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES
-  FACHADA DE VIDRIO
-  MUROS DE BLOCK EN COUNDANCIA CON CUERPO A




## PLANTA NIVEL 1



-  MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES
-  FACHADA DE VIDRIO
-  MUROS DE BLOCK EN COUNDANCIA CON CUERPO A

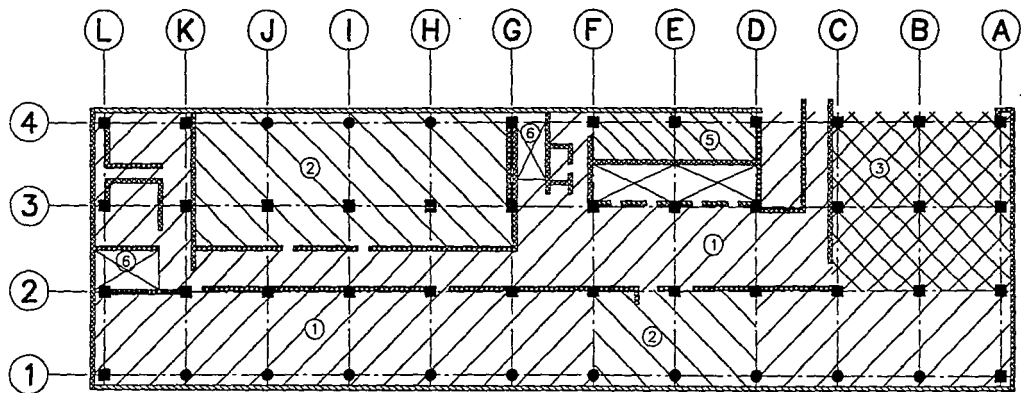
## PLANTA NIVEL 2






-  MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES
-  FACHADA DE VIDRIO
-  MUROS DE BLOCK EN COLINDANCIA CON CUERPO A

### PLANTA NIVEL 3

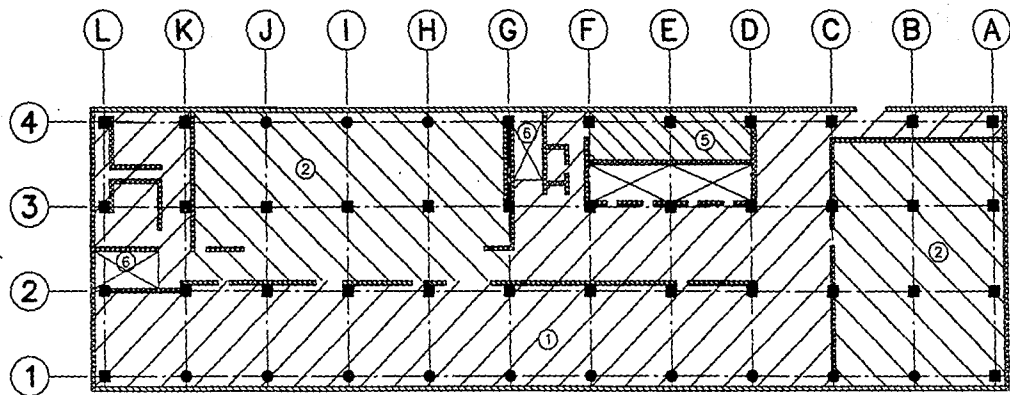
FIG. II. 4






-  MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES
-  FACHADA DE VIDRIO
-  MUROS DE BLOCK EN COLINDANCIA CON CUERPO A

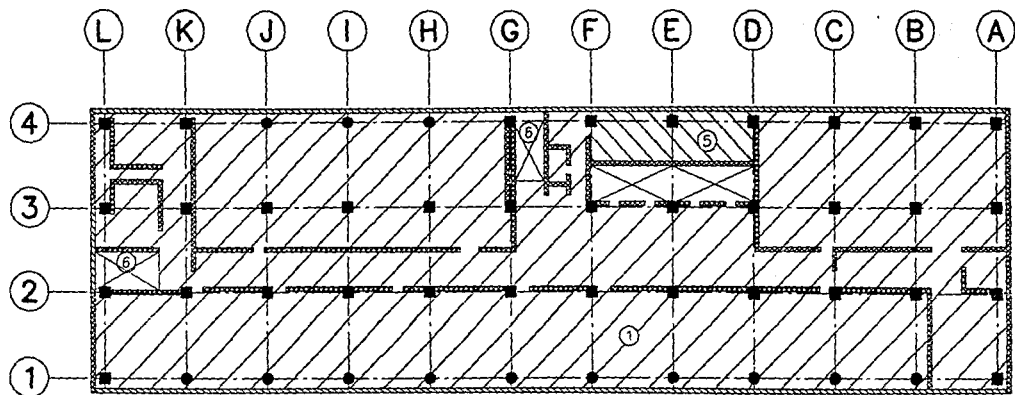
PLANTA NIVEL 4



FIG. II. 5



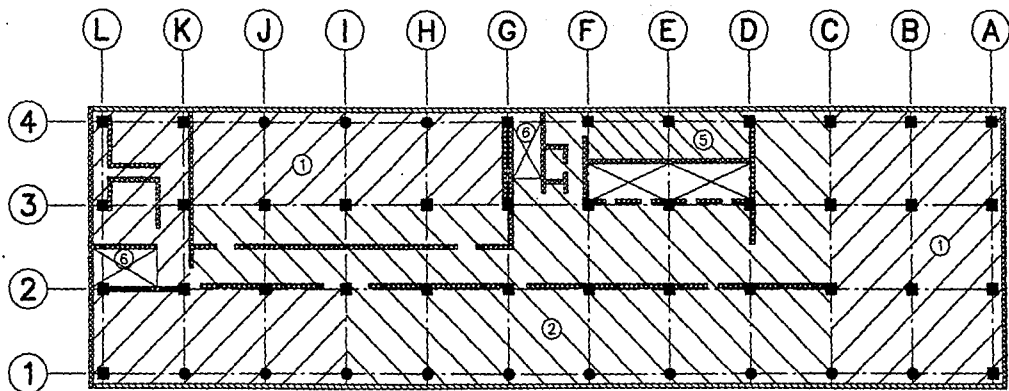
-  MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES
-  FACHADA DE VIDRIO
-  MUROS DE BLOCK EN COLINDANCIA CON CUERPO A



## PLANTA NIVEL 5



 MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES  
 FACHADA DE VIDRIO

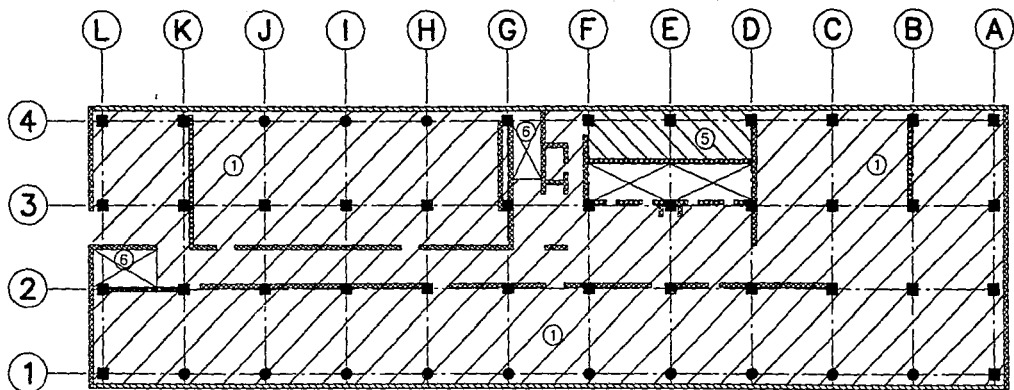
PLANTA NIVEL 6





 MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES  
 FACHADA DE VIDRIO

PLANTA NIVEL 7

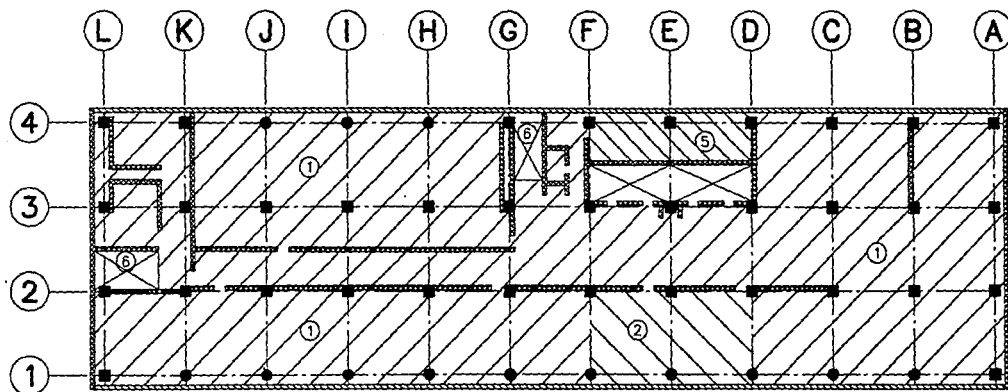






 MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES  
 FACHADA DE VIDRIO

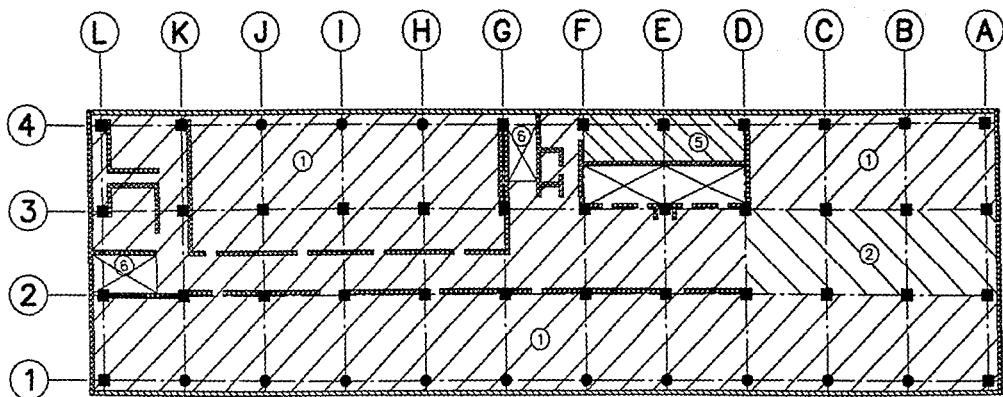
PLANTA NIVEL 8



FIG. II. 9



 MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES  
 FACHADA DE VIDRIO

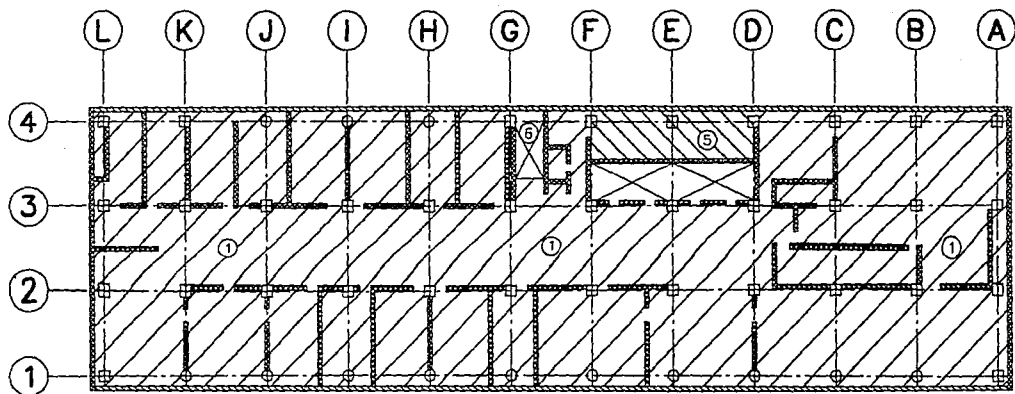
PLANTA NIVEL 9





 MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES  
 FACHADA DE VIDRIO

## PLANTA NIVEL 10

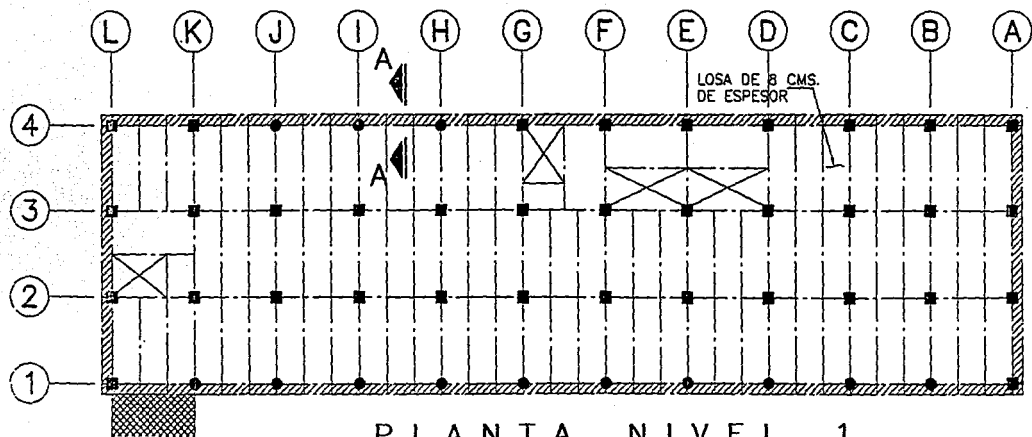
FIG. II.11



 MUROS DE BLOCK DE FACHADA E INTERIORES  
 FACHADA DE VIDRIO




PLANTA NIVEL 11

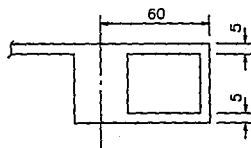
FIG. II.12



PLANTA NIVEL 1

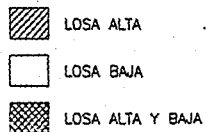
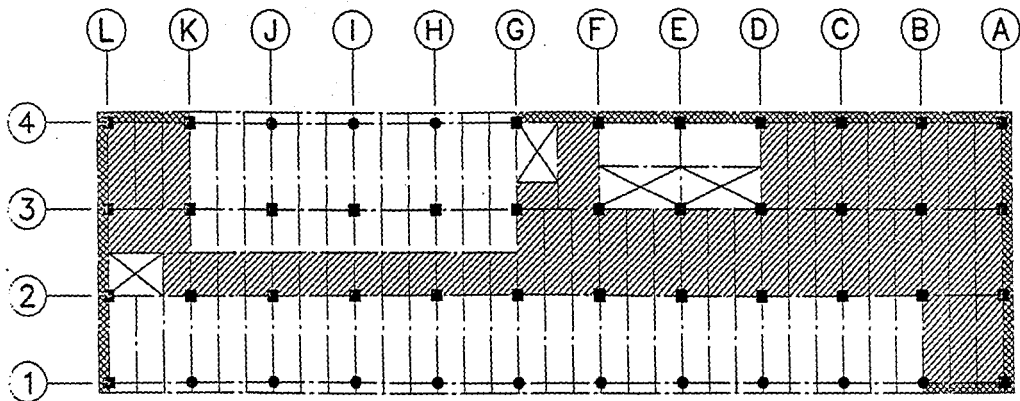
( SEGUN PLANOS DE 1956 )

-  LOSA ALTA
-  LOSA BAJA
-  LOSA ALTA Y BAJA



CORTE A-A

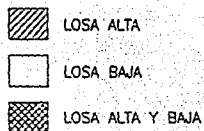
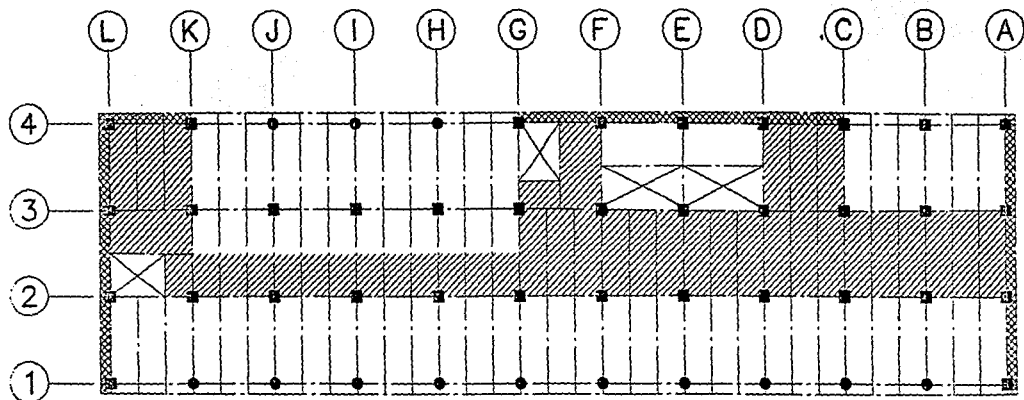
FIG. II.13



## PLANTA NIVELES 2, 3 Y 4

( SEGUN PLANOS DE 1956 )

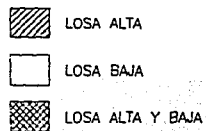
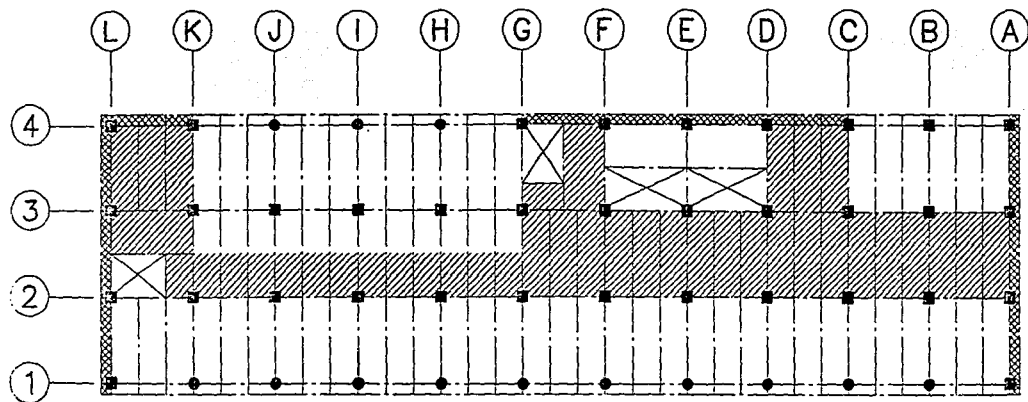
FIG. II.14



PLANTA NIVELES 5, 6 Y 7

( SEGUN PLANOS DE 1956 )

FIG. II.15

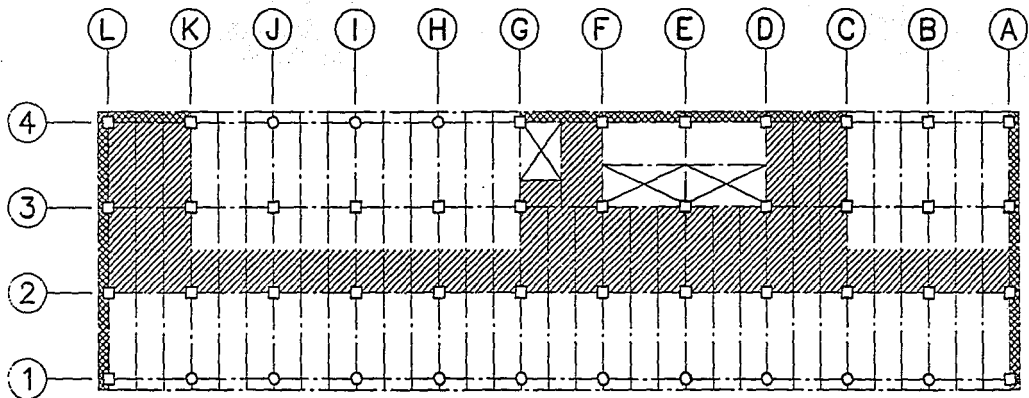


## PLANTA NIVELES 8, 9 Y 10

( SEGUN PLANOS DE 1956 )

FIG. II.16





## PLANTA NIVEL 11

( SEGUN PLANOS DE 1956 )

- LOSA BAJA
- LOSA ALTA
- LOSA ALTA Y BAJA

FIG. II.17

DETERMINACION DEL INDICE DE REBOTE EN ELEMENTOS  
ESTRUCTURALES UTILIZANDO ESCLEROMETRO.

FECHA: 10-DIC-91

No.	LOCALIZACION		SECCION (cm)	ELEMENTO	INDICE DE REBOTE	RESISTENCIA MEDIA ESPERADA (SEGUN APARATO (kg/cm <sup>2</sup> ))	
	NIVEL	EJES					CARA
1	P.B.	G/2-3	P	45 X 30	TRABE	45.92	398 - 463
2	P.B.	3/B-C	S	55 X 35	TRABE	46.25	403 - 468
3	1	G/3-4	P		TRABE	35.75	253 - 310
4	SDT.	1-3	P	90 X 90	COLUMNA	32.2	202 - 256
5	4	4/F-6	N	90 X 65	TRABE	41.67	335 - 396
6	SDT.	1-3	P	90 X 90	COLUMNA	39.92	312 - 372
7	3	B-2	N	70 X 70	COLUMNA	42.33	345 - 407
8	4	4/F-6	N	90 X 65	TRABE	38.09	283 - 343
9	7	4/F-6	N	90 X 65	TRABE	35.80	253 - 310
10	7	6-4	P	---	COLUMNA	37.42	274 - 333
11	8	4/F-6	N	90 X 65	TRABE	38.17	285 - 344
12	9	L-4	N	50 X 40	COLUMNA	37.75	279 - 338
13	10	L-2	S	50 X 30	COLUMNA	43.64	364 - 427
14	11	4/F-6	N	90 X 65	TRABE	33.33	217 - 273
15	11	G/3-4	P	65 X 40	TRABE	36.58	284 - 321
16	12	6-4	N	---	COLUMNA	35.67	251 - 308
17	8	D-1	S	50 X 50	COLUMNA	38.00	282 - 341
18	6	J-2	N	60 X 60	COLUMNA	38.25	286 - 345

TABLA (II.1)

INFORME DE PRUEBA CON ULTRASONIDO.

No.	LOCALIZACION			SECCION	ELEMENTO	VELOCIDAD MEDIA DE ONDA (m/s).	CONDICION DEL CONCRETO. (M / S)
	NIVEL	EJES	CARA	(cm)			
19	4	L-4	N-D	50 X 50	COLUMNA	3130	BUENA
20	5	L/2-3	P	70 X 60	TRABE	1254	POBRE
21	5	L-3	S	50 X 30	COLUMNA	1755	POBRE
22	6	L/2-3	P	70 X 60	TRABE	1205	POBRE
23	6	4/F-6	N	90 X 50	TRABE	2055	POBRE
24	7	4/F-6	N	90 X 50	TRABE	1045	POBRE
25	7	6-4	P	50 X 50	COLUMNA	2820	REGULAR
26	8	4/F-6	N	90 X 60	TRABE	1527	POBRE
27	8	L/2-3	P	70 X 40	TRABE	1176	POBRE
28	9	L/2-3	P	70 X 40	TRABE	1408	POBRE
29	9	L-4	N-D	50 X 50	COLUMNA	2613	REGULAR
30	10	L-2	S	50 X 50	COLUMNA	1904	POBRE
31	10	L/2-3	P	80 X 40	TRABE	1136	POBRE
32	10	2/K-L	S	70 X 50	TRABE	1550	POBRE
33	11	4/F-6	N	90 X 60	TRABE	1184	POBRE

TABLA (11.2)

ENSAYE DE NUCLEOS DE CONCRETO ENDURECIDO

FECHA DE EXTRACCION:

28-29-11-91

ESPECIMEN No.	16	17	18	19	20
EDAD DE ENSAYE (Dias)	7	7	7	7	7
FECHA DE ENSAYE	DIC - 5	DIC - 5	DIC - 5	DIC - 5	DIC - 6
DIRECCION DE PERFORACION	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL
DIAMETRO (cm)	6.9	4.3	4.3	4.3	6.9
LONGITUD SIN CARECED (cm)	12.7	7.7	7.6	7.7	11.5
LONGITUD CON CARECED (cm)	13.2	8.1	8.2	8.1	11.9
AREA (cm <sup>2</sup> )	37.39	14.52	14.52	14.52	37.39
PESO VOLUMETRICO (ton/m <sup>3</sup> )	2.03	2.23	2.22	2.15	2.05
CARGA MAXIMA (kg)	11120	5900	5360	4070	8870
MODULO DE ELASTICIDAD (kg/cm <sup>2</sup> )					
RESISTENCIA A LA COMPRESION CORREGIDA (kg/cm <sup>2</sup> )	276	104	367	279	234
TIPO DE FALLA	1	1	1	2	2
TAMANO MAXIMO DE AGREGADO (mm)	25	25	25	25	25
CONDICION DE CURADO	EN SECO	EN SECO	EN SECO	EN SECO	EN SECO
DEFECTOS	NO	NO	NO	NO	NO

LOCALIZACION: 16.- COLUMNA 2-K NIVEL 9

17.- COLUMNA D-2 NIVEL 8

18.- COLUMNA B-2 NIVEL 3

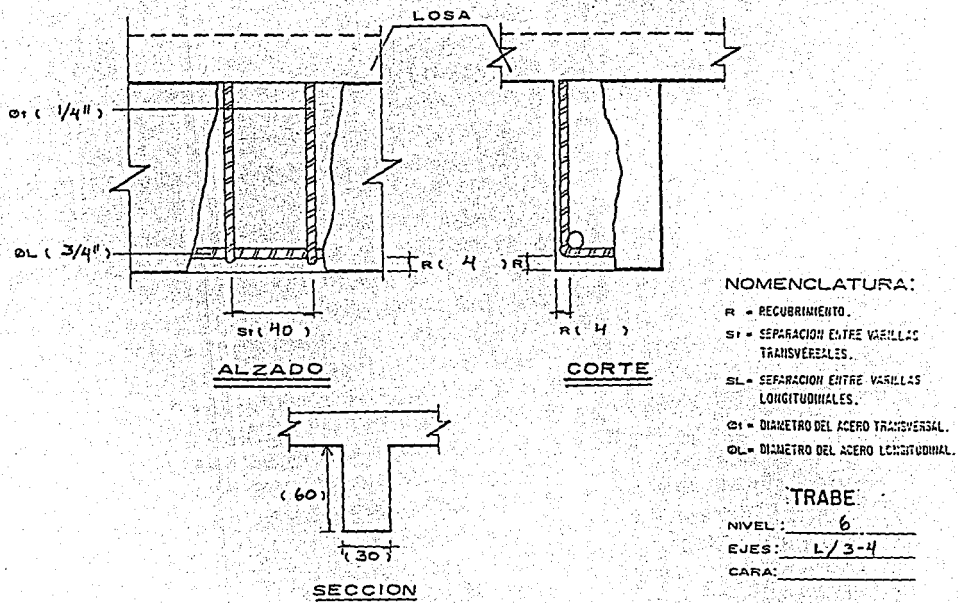
19.- TRABE 4 ENTRE F-6 NIVEL 11

20.- COLUMNA G-3 NIVEL 11

METODO DE PRUEBA EMPLEADO N.O.M.-C-169

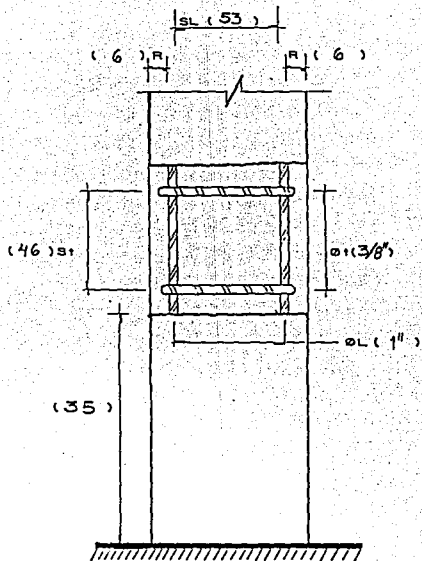
TABLA (11.3)

VERIFICACION DE ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS  
ESTRUCTURALES MEDIANTE CALAS EFECTIVAS

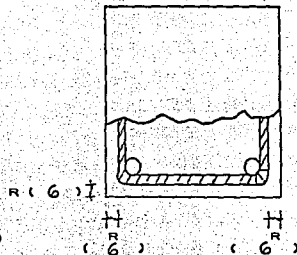


VERIFICACION DE ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS  
ESTRUCTURALES MEDIANTE CALAS EFECTIVAS

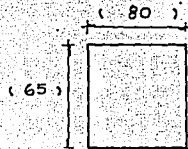
FECHA: 27 - DICIEMBRE - 92



ALZADO



PLANTA



SECCION

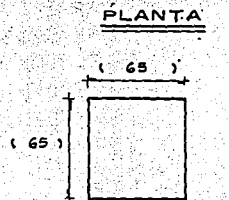
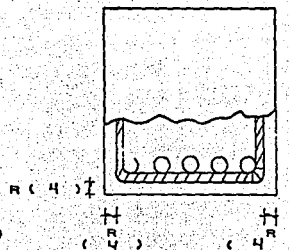
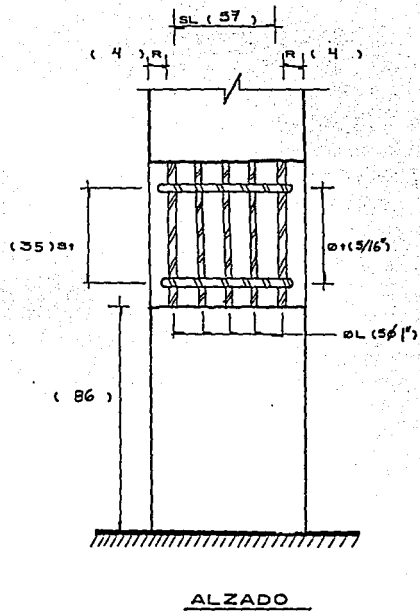
**NOMENCLATURA:**

- R - RECUBRIMIENTO.
- SI - SEPARACION ENTRE VARILLAS TRANSVERSALES.
- SL - SEPARACION ENTRE VARILLAS LONGITUDINALES.
- Øt - DIAMETRO DEL ACERO TRANSVERSAL.
- ØL - DIAMETRO DEL ACERO LONGITUDINAL.

**COLUMNA:**

NIVEL: \_\_\_\_\_  
EJES: 4-3  
CARA: \_\_\_\_\_

VERIFICACION DE ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS  
ESTRUCTURALES MEDIANTE CALAS EFECTIVAS



NOMENCLATURA:

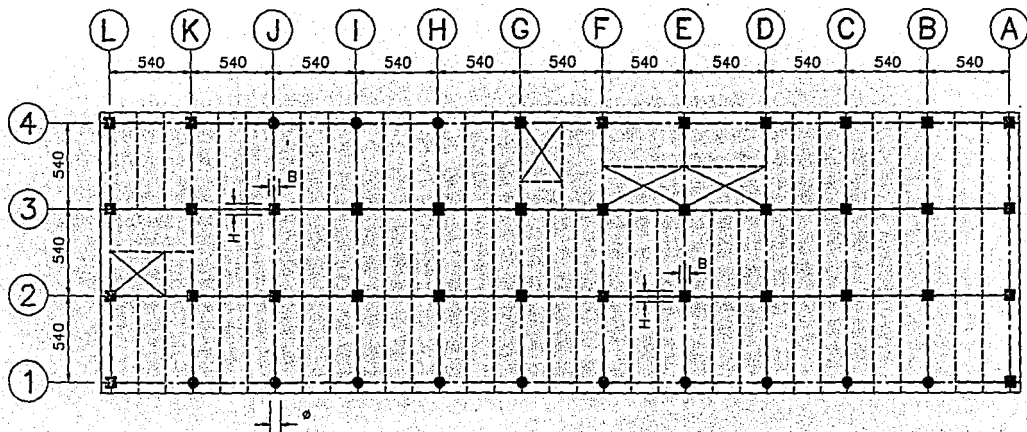
- R = RECUBRIMIENTO.  
 S1 = SEPARACION ENTRE VARILLAS TRANSVERSALES.  
 SL = SEPARACION ENTRE VARILLAS LONGITUDINALES.  
 $\phi$  = DIAMETRO DEL ACERO TRANSVERSAL.  
 $\phi$ L = DIAMETRO DEL ACERO LONGITUDINAL.

COLUMNA:

NIVEL: P.B.  
 EJES: E-4  
 CARA: \_\_\_\_\_

FIG. II.20

SIN ESCALA



- TRABE PRINCIPAL  
SECC. 35 x 65
- - - - TRABE PRINCIPAL  
SECC. 30 x 55
- - - - TRABE SECUNDARIA  
SECC. 20 x 55

DIMENSIONES DE TRABES PRINCIPALES  
Y SECUNDARIAS POR EMPLEAR



## SECCIONES DE COLUMNAS POR EMPLEAR

TABLA II. 4

COLUMNA	SECCION (BxH ó Ø)					
	P.B. A N.1	N.1 A N.2	N.2 A N.3	N.3 A N.4	N.4 A N.5	N.5 A N.6
4 L	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	50 x 50
4 K	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	60 x 50
4 J	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
4 I	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
4 H	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
4 G	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	50 x 50
4 F	75 x 65	75 x 65	70 x 60	70 x 60	70 x 60	70 x 50
4 E	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	60 x 50
4 D	75 x 65	75 x 65	70 x 60	70 x 60	70 x 60	70 x 50
4 C	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	50 x 50
4 B	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	50 x 50
4 A	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	50 x 50
3 L	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	50 x 50
3 K	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
3 J	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
3 I	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
3 H	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
3 G	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
3 F	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	70 x 60
3 E	75 x 75	75 x 75	75 x 70	75 x 70	75 x 70	75 x 60
3 D	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	70 x 60
3 C	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
3 B	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
3 A	70 x 65	70 x 65	70 x 65	60 x 60	60 x 60	50 x 50
2 L	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	50 x 50
2 K	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 J	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 I	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 H	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 G	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 F	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 E	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 D	75 x 75	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 C	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 B	ø 80	75 x 75	70 x 70	70 x 70	70 x 70	60 x 60
2 A	70 x 65	70 x 65	70 x 65	60 x 60	60 x 60	50 x 50
1 L	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	50 x 50
1 K	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 J	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 I	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 H	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 G	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 F	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 E	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 D	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 C	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 B	ø 65	ø 65	ø 60	ø 60	ø 60	ø 50
1 A	65 x 65	65 x 65	60 x 60	60 x 60	60 x 60	50 x 50

## SECCIONES DE COLUMNAS POR EMPLEAR

TABLA II. 5

COLUMNA	SECCION (BxH ó Ø)				
	N.6 A N.7	N.7 A N.8	N.8 A N.9	N.9 A N.10	N.10 A N.11
4 L	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45
4 K	60 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45
4 J	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
4 I	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
4 H	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
4 G	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45
4 F	70 x 50	70 x 50	60 x 45	60 x 45	60 x 45
4 E	60 x 50	60 x 50	60 x 45	60 x 45	60 x 45
4 D	70 x 50	70 x 50	60 x 45	60 x 45	60 x 45
4 C	50 x 50	50 x 50	50 x 50	50 x 50	50 x 50
4 B	50 x 50	50 x 50	50 x 50	50 x 50	50 x 50
4 A	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45
3 L	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45
3 K	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
3 J	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
3 I	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
3 H	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
3 G	60 x 60	60 x 60	60 x 55	55 x 55	55 x 55
3 F	70 x 60	70 x 60	75 x 55	60 x 55	60 x 55
3 E	75 x 60	70 x 60	70 x 60	70 x 60	70 x 60
3 D	70 x 60	70 x 60	60 x 55	60 x 55	60 x 55
3 C	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
3 B	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
3 A	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45
2 L	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45
2 K	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 J	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 I	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 H	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 G	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 F	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 E	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 D	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 C	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 B	60 x 60	60 x 60	55 x 55	55 x 55	55 x 55
2 A	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45
1 L	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45
1 K	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 J	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 I	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 H	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 G	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 F	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 E	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 D	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 C	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 B	ø 50	ø 50	ø 45	ø 45	ø 45
1 A	50 x 50	50 x 50	45 x 45	45 x 45	45 x 45

CARGAS CONSIDERADAS

CARGAS EN ZONA DE OFICINAS (1) (Kg / m <sup>2</sup> )		
CONCEPTO	C.VERTICAL	C.SISMO
LOSA ALTA (h=8 cms.)	192	192
PISO (h=2.5 cms.)	50	50
LOSETA VINILICA	8	8
PLAFOND FALSO E INSTALACIONES	20	20
CARGA REGLAMENTARIA	40	40
CARGA VIVA	250	180
<b>TOTAL</b>	<b>560</b>	<b>490</b>
LOSA BAJA (h=5 cms)	120	120
PISO (h=2.5 cms.)	50	50
LOSETA VINILICA	8	8
PLAFOND FALSO E INSTALACIONES	20	20
CARGA REGLAMENTARIA	40	40
CARGA VIVA	250	180
<b>TOTAL</b>	<b>488</b>	<b>418</b>

TABLA (II.6)

CARGAS EN ZONA DE ARCHIVO (2) (Kg / m <sup>2</sup> )		
CONCEPTO	C.VERTICAL	C.SISMO
LOSA ALTA (h=8 cms.)	192	192
PISO (h=2.5 cms.)	50	50
LOSETA VINILICA	8	8
PLAFOND FALSO E INSTALACIONES	20	20
CARGA REGLAMENTARIA	40	40
CARGA VIVA	400	320
TOTAL	710	630
LOSA BAJA (h=5 cms)	120	120
PISO (h=2.5 cms.)	50	50
LOSETA VINILICA	8	8
PLAFOND FALSO E INSTALACIONES	20	20
CARGA REGLAMENTARIA	40	40
CARGA VIVA	400	320
TOTAL	638	558

TABLA (II.7)

CARGAS EN ZONA DE EQUIPO DE COMPUTO (3) (Kg / m <sup>2</sup> )		
CONCEPTO	C.VERTICAL	C.SISMO
LOSA BAJA (h=5 cms)	120	120
PISO (h=2.5 cms.)	50	50
PLAFOND FALSO E INSTALACIONES	20	20
CARGA REGLAMENTARIA	40	40
CARGA VIVA	650	500
TOTAL	880	730

CARGAS EN ZONA DE IMPRENTA (4) (Kg / m <sup>2</sup> )		
CONCEPTO	C.VERTICAL	C.SISMO
LOSA ALTA (h=8 cms.)	192	192
PISO (h=2.5 cms.)	50	50
LOSETA VINILICA	8	8
PLAFOND FALSO E INSTALACIONES	20	20
CARGA REGLAMENTARIA	40	40
CARGA VIVA	1200	960
TOTAL	1510	1270

LOSA BAJA (h=5 cms)	120	120
PISO (h=2.5 cms.)	50	50
LOSETA VINILICA	8	8
PLAFOND FALSO E INSTALACIONES	20	20
CARGA REGLAMENTARIA	40	40
CARGA VIVA	1200	960
TOTAL	1438	1198

TABLA (II.8)

CARGAS EN ZONA DE EQUIPO DE CLIMA (5) (Kg / m <sup>2</sup> )		
CONCEPTO	C.VERTICAL	C.SISMO
LOSA ALTA (h=8 cms)	192	192
PISO (h=2.5 cms.)	50	50
PLAFOND FALSO E INSTALACIONES	20	20
CARGA REGLAMENTARIA	40	40
CARGA VIVA	400	320
TOTAL	702	622

CARGAS EN ZONA DE ESCALERAS (6) (Kg / m <sup>2</sup> )		
CONCEPTO	C.VERTICAL	C.SISMO
LOSA (h=8 cms.)	192	192
PISO (h=2.5 cms.)	50	50
LOSETA VINILICA	8	8
CARGA REGLAMENTARIA	40	40
CARGA VIVA	350	250
TOTAL	640	570

CARGAS COMPLEMENTARIAS (Kg / m <sup>2</sup> )	
CONCEPTO	C.VERTICAL (t/m)
FACHADA DE VIDRIO	0.12
MUROS ZONA DE BANOS	0.54
MUROS INTERIORES	0.63
MUROS DE FACHADA CUARTOS DE MAQUINA Y CUBO DE ESCALERAS.	0.9

TABLA (II.9)

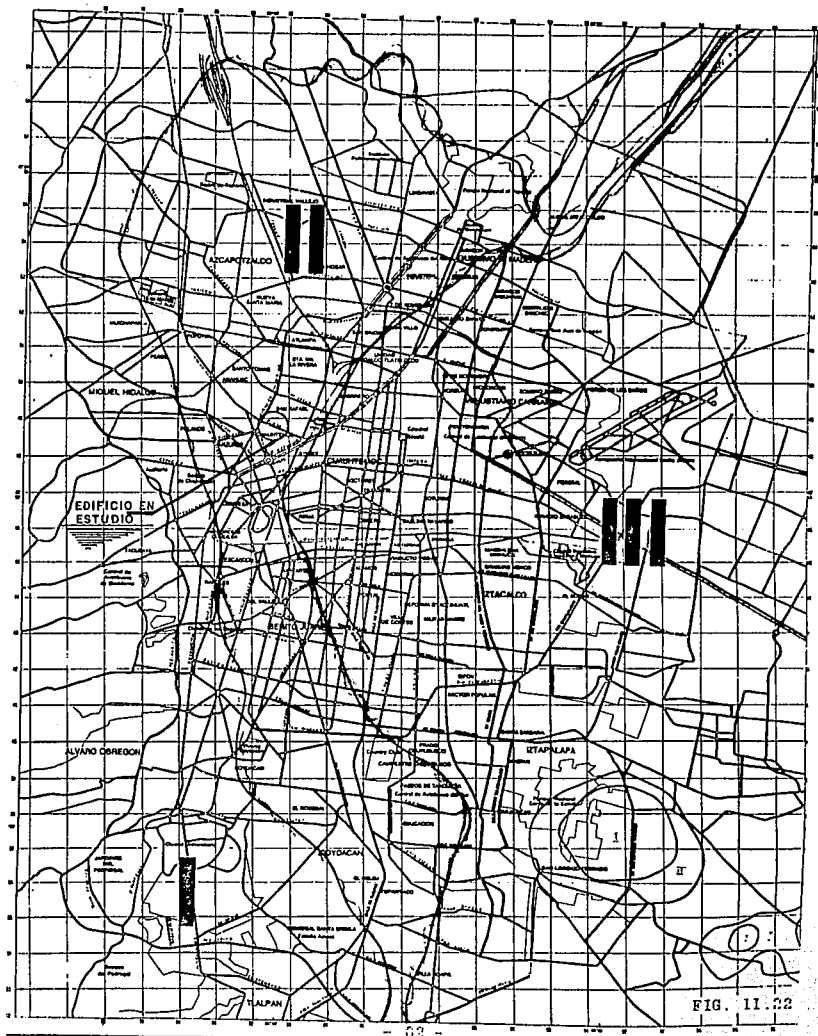


FIG. 11.22

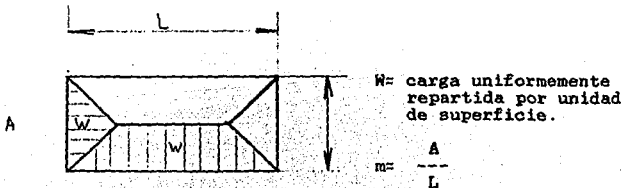
## CAPITULO III

### III.1 DETERMINACION DE LAS ACCIONES A LA ESTRUCTURA POR CARGA VERTICAL.

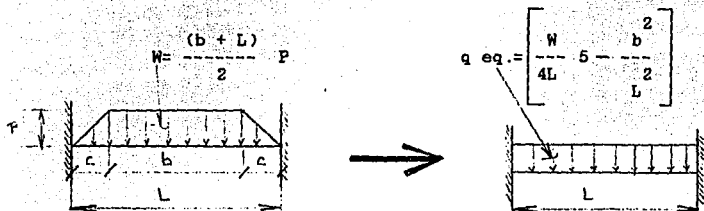
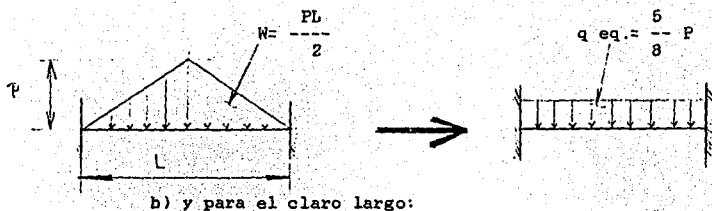
Para determinar las cargas muertas y vivas que actúan sobre los tramos de las vigas para el posterior análisis debido a carga vertical de el edificio, el procedimiento tradicional para losas perimetralmente apoyadas que consiste en trazar por cada una de las esquinas que forman un tablero líneas a  $45^\circ$  y cada una de las cargas que actúa en el triángulo ó trapecio se aplica sobre la viga que coincide con el lado correspondiente, fué empleado.

Una vez cargadas la totalidad de las vigas (tanto principales como secundarias), se cuantificarán las reacciones de las traves secundarias sobre las traves principales, así mismo y con el objeto de obtener de manera aproximada una carga uniforme equivalente en vez de las condiciones de "carga triangular" para el claro corto del tablero y "carga trapezoidal" para el claro largo los siguientes criterios fueron empleados:

a) Para el claro corto:







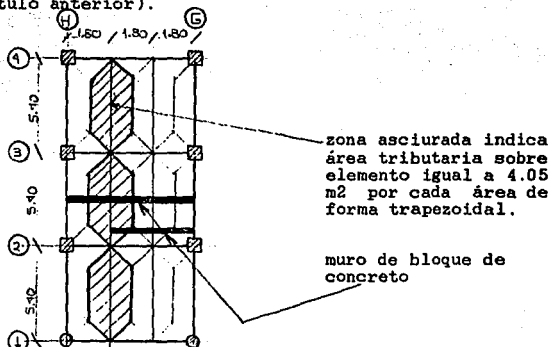
La transformación equivalente mostrada se tomó por dos razones; la primera consiste en que es menos laborioso declarar la información al programa en virtud de la cantidad enorme de cargas "triangulares" y "trapezoidales" que se generarían y la segunda que tal transformación ha demostrado que no induce considerables errores en los resultados de los análisis de esta forma se cargaron las traves principales de la estructura además de las cargas concentradas producto de las traves secundarias.

Por otra parte se aclara que las Figs. II.1 a II.12 del capítulo anterior se tomaron para referenciar el "tipo de carga" que se presenta en determinada superficie y en la pág. 47 del mismo capítulo se encuentra una tabla con las diferentes marcas y usos que indican los números en dichas figuras. Se tomaron igualmente las figuras II.13 a II.17

para determinar el "tipo de losa por emplear" y las tablas II.6 a II.9 de las cargas consideradas para valuar las acciones permanentes, como ejemplo ilustrativo se efectuará el cálculo para un elemento secundario del primer nivel siguiendo los lineamientos des critos.

### Ejemplo ilustrativo

Elemento secundario entre ejes H y G del primer nivel, (Ver Figs. II.2, II.13 y tabla II.6 del capítulo anterior).



#### a) Cálculo de las cargas sobre el elemento

De la Fig. II.2 se tiene que en la zona entre ejes H y G le corresponde una carga denominada como 1 que es "carga en zona de oficinas" (tabla II.6), así mismo observando la Fig. II.13 donde se muestra que el tipo de losa en esa zona es "losa alta" se obtiene la carga igual a 560 Kg/m2, que corresponde a la condición de carga vertical.

El efecto de los muros divisorios sobre la losa se tomó como se indica en el inciso 4.3.4 de las

N.T.C., el peso del muro sobre el tablero es de 0.63 t/m ( ver tabla II.9 )

$$W_m = 1.8 * 0.63 * 2 = 2.27 \text{ ton}$$

$$w = (2.27) / (1.8 * 5.40) = 0.23 \text{ ton/m}^2$$

Empleando la tabla 4.2 de las normas se tiene que:

$$m = 1.8 / 5.40 = 0.33$$

y puesto que se puede interpolar linealmente entre los valores de 0 y 0.5, considerando además que los muros se encuentran orientados paralelos al lado corto según dicha tabla resulta el factor de 1.2

$$w^o = (0.23 * 1.2) = 0.28 \text{ ton/m}^2$$

y la carga en el tablero central resulta entonces igual a:

$$w \text{ tablero c} = 0.28 + 0.56 = 0.84 \text{ t/m}$$

y en los tableros extremos de:

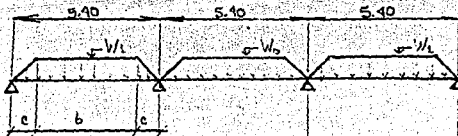
$$w \text{ tablero ex.} = 0.56 \text{ ton/m}^2$$

se tiene entonces que multiplicando el area tributaria por la carga determinada anteriormente resulta la carga sobre el elemento

$$W^o = (2 * 4.05 * 0.84) = 6.80 \text{ tons (en tablero central)}$$

$$W_1 = (2 * 4.05 * 0.56) = 4.54 \text{ tons (en tableros extremos)}$$

y la trabe queda cargada de la siguiente forma:



transformando ahora en cargas uniformes, equivalentes mediante la expresi3n:

$$q_{eq} = \frac{W}{4L} \left[ \begin{array}{c} 2 \\ 5 - \frac{b}{L} \\ 2 \end{array} \right]$$

$$c=0.9$$

$$b=3.6$$

$$q_{eq} = \frac{6.8}{4(5.40)} \left[ \begin{array}{c} 2 \\ 5 - \frac{3.6}{5.4} \\ 2 \end{array} \right] = 1.43 \text{ ton/m}$$

$$q_{eq} = \frac{4.54}{4(5.40)} \left[ \begin{array}{c} 2 \\ 5 - \frac{3.6}{5.40} \\ 2 \end{array} \right] = 0.96 \text{ ton/m}$$

Sumando de esta forma el peso propio de la trabe que es de secc. B=20 y H=55 (ver Fig.II.21) y quitando a dicho peralte 8 cms. por concepto de losa se tiene que el peso propio de la trabe es :

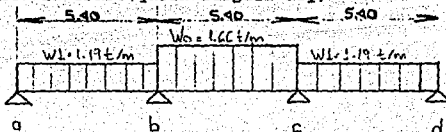
$$w_t = 0.2 * 0.47 * 2.4 = 0.23 \text{ t/m}$$

y las cargas sobre la trabe quedan de la siguiente forma:

$$w^0 = 1.43 + 0.23 = 1.66 \text{ t/m}$$

$$w^1 = 0.96 + 0.23 = 1.19 \text{ t/m}$$

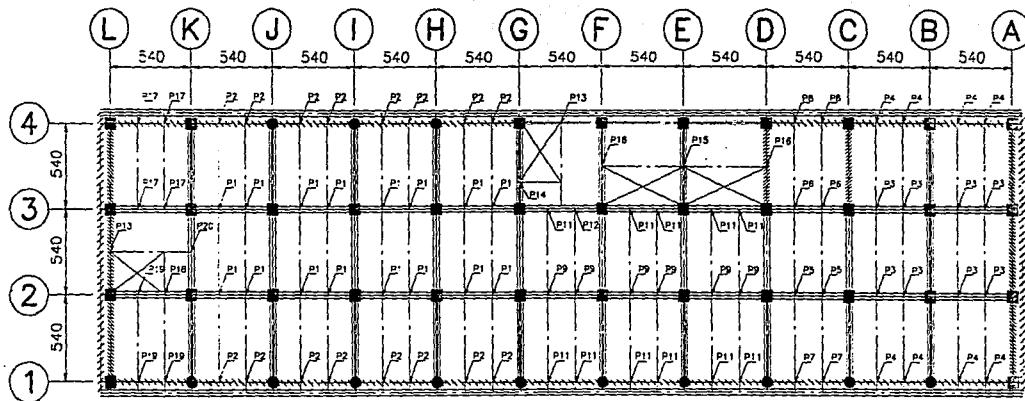
finalmente la trabe queda cargada asi:



Resolviendo la trabe en cuestión las reacciones sobre la trabe principal resultan:

Ra = 2.44 ton.  
Rb = 8.46 ton.  
Rc = 8.46 ton.  
Rd = 2.44 ton.

Las Figs. III.1 hasta III.9 muestran las acciones que por carga vertical resultan sobre los elementos principales de la estructura aclarando que dichas acciones se tomaron para efectuar el análisis debido a cargas permanentes.



CARGAS UNIFORMES  
(TON/M)

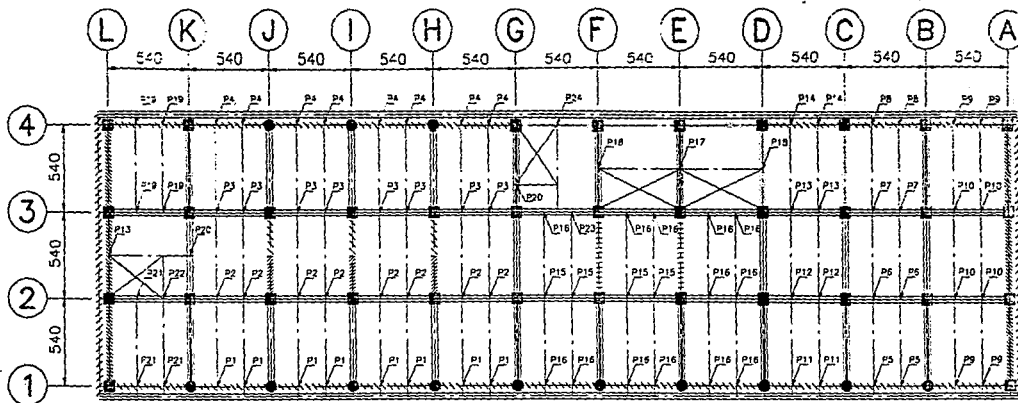
	1.20		0.85
	0.43		1.11
	1.49		1.23
	1.66		0.76
	1.19		2.39

CARGAS CONCENTRADAS  
(TONS.)

P1 = 8.46	P11 = 2.32
P2 = 2.44	P12 = 0.20
P3 = 7.09	P13 = 4.78
P4 = 2.54	P14 = 2.46
P5 = 7.78	P15 = 11.48
P6 = 1.30	P16 = 3.44
P7 = 2.48	P17 = 6.82
P8 = 2.82	P18 = 5.57
P9 = 3.85	P19 = 1.23
P10 = 2.97	P20 = 5.70

CARGAS EN 1er. NIVEL

FIG. III.1



CARGAS UNIFORMES

(TON/M<sup>2</sup>)

=====	0.43	=====	1.20	//////	0.85
////	1.13		1.07		1.11
	2.29		1.60		1.49
	1.97		1.19		0.76
					0.99

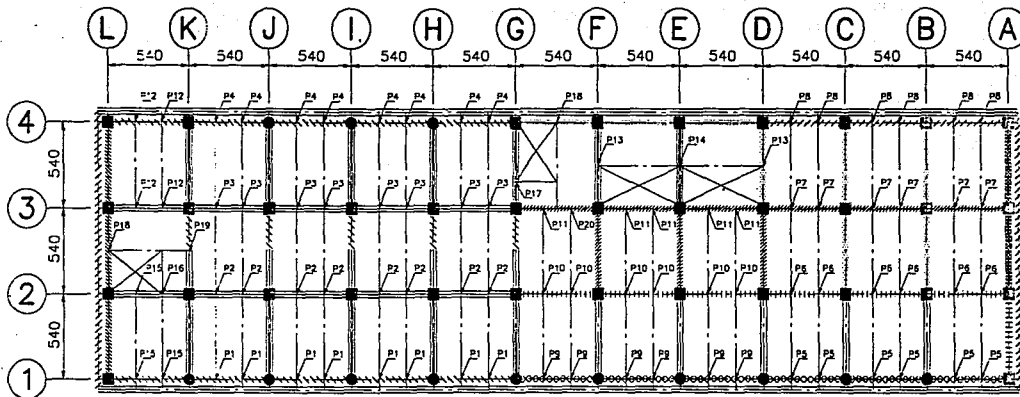
CARGAS CONCENTRADAS

(TONS.)

P1 = 2.60	P11 = 1.95	P21 = 4.24
P2 = 10.58	P12 = 7.95	P22 = 6.70
P3 = 8.70	P13 = 10.79	P23 = 2.20
P4 = 2.70	P14 = 4.30	P24 = 4.76
P5 = 2.13	P15 = 0.85	P25 = 5.78
P6 = 8.02	P16 = 2.32	
P7 = 8.51	P17 = 11.48	
P8 = 2.44	P18 = 3.44	
P9 = 2.43	P19 = 4.85	
P10 = 5.23	P20 = 2.46	

CARGAS EN 2do. NIVEL

FIG. III. 2



**CARGAS UNIFORMES**

(TON/M)

	0.43		1.20		1.17		1.28
	2.81		1.13		1.49		0.85
	0.81		2.56		0.78		1.73
	2.06		1.06		0.99		1.16
							1.68

**CARGAS CONCENTRADAS**

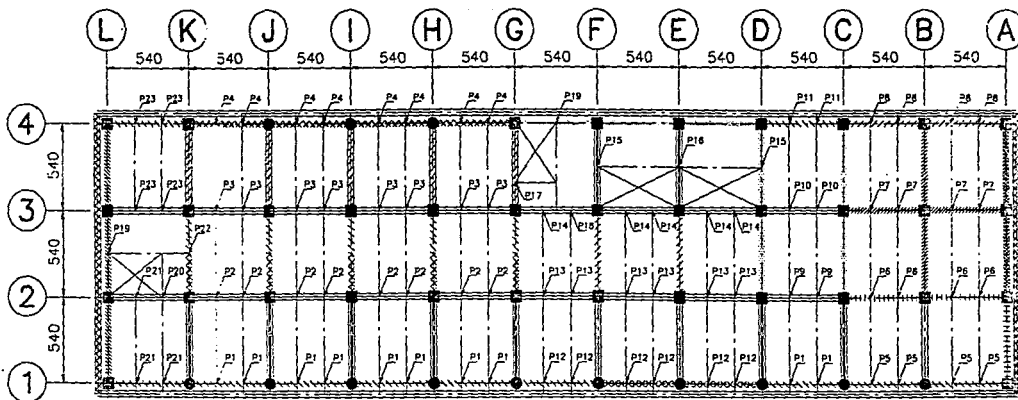
(TON.)

P1 = 2.14	P11 = 3.03
P2 = 9.54	P12 = 4.86
P3 = 7.36	P13 = 3.44
P4 = 2.15	P14 = 11.48
P5 = 8.18	P15 = 4.24
P6 = 14.71	P16 = 6.70
P7 = 12.03	P17 = 2.46
P8 = 4.40	P18 = 4.78
P9 = 6.08	P19 = 5.78
P10 = 15.15	P20 = 8.91

**CARGAS EN 3er. NIVEL**

FIG. III.3





**CARGAS UNIFORMES**

(TON/M)

	1.47		2.43		1.20		1.04		0.85
	2.86		1.19		1.43		0.68		1.17
	1.73		0.35		2.29		0.81		1.11
	1.31		1.27		1.06		1.43		0.99

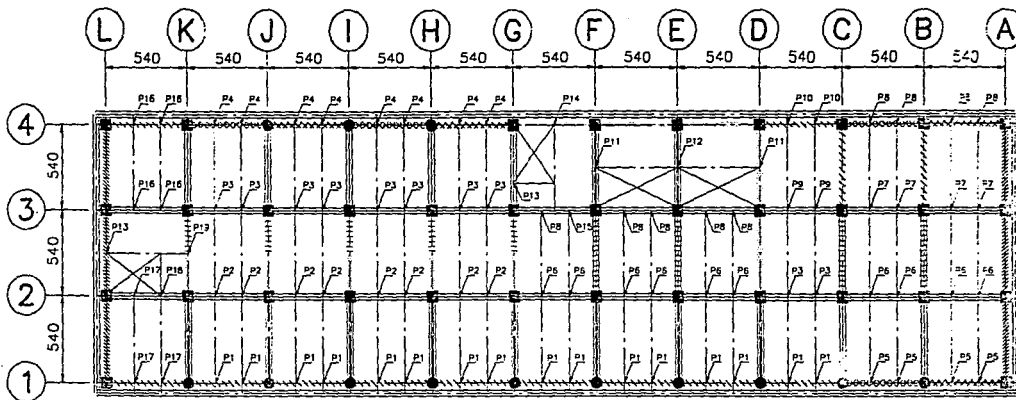
**CARGAS CONCENTRADAS**

(TONS.)

P1 = 2.04	P11 = 4.85	P21 = 4.24
P2 = 6.87	P12 = 2.62	P22 = 5.78
P3 = 13.60	P13 = 9.24	P23 = 6.17
P4 = 3.55	P14 = 2.94	
P5 = 2.42	P15 = 3.44	
P6 = 8.46	P16 = 11.48	
P7 = 10.49	P17 = 2.46	
P8 = 3.70	P18 = 8.82	
P9 = 3.49	P19 = 4.78	
P10 = 13.95	P20 = 6.70	

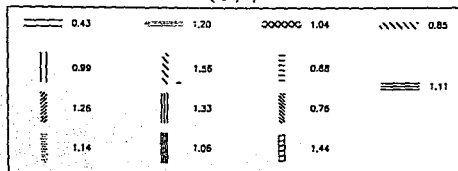
**CARGAS EN 4o. NIVEL**

FIG. III.4



**CARGAS UNIFORMES**

(TON/M<sup>2</sup>)



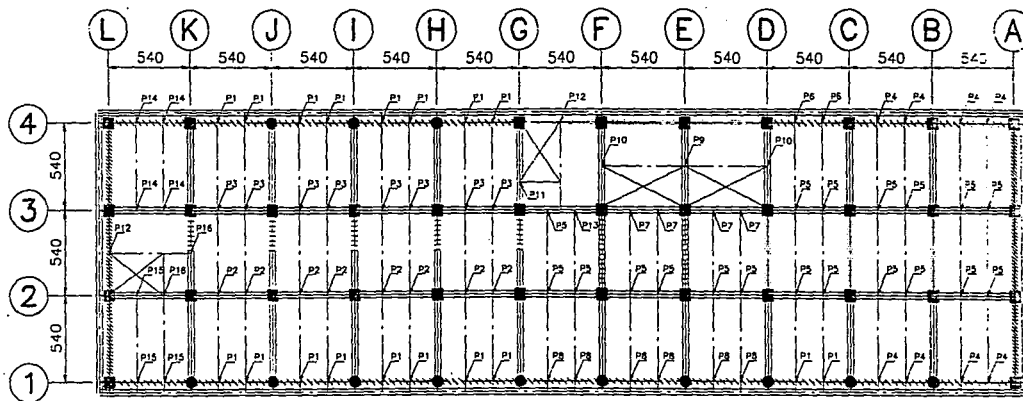
**CARGAS CONCENTRADAS**

(TONS.)

P1 = 2.27	P11 = 3.44
P2 = 6.29	P12 = 1.48
P3 = 6.89	P13 = 2.45
P4 = 2.92	P14 = 4.78
P5 = 2.79	P15 = 9.24
P6 = 6.14	P16 = 4.85
P7 = 9.03	P17 = 3.21
P8 = 3.36	P18 = 5.97
P9 = 7.13	P19 = 5.78
P10 = 2.54	

**CARGAS EN 5o. NIVEL**

FIG. III.5



CARGAS UNIFORMES

(TON/M)

	0.43		1.20		0.85
	0.39		0.74		1.11
	1.06		0.76		
	1.56		1.43		

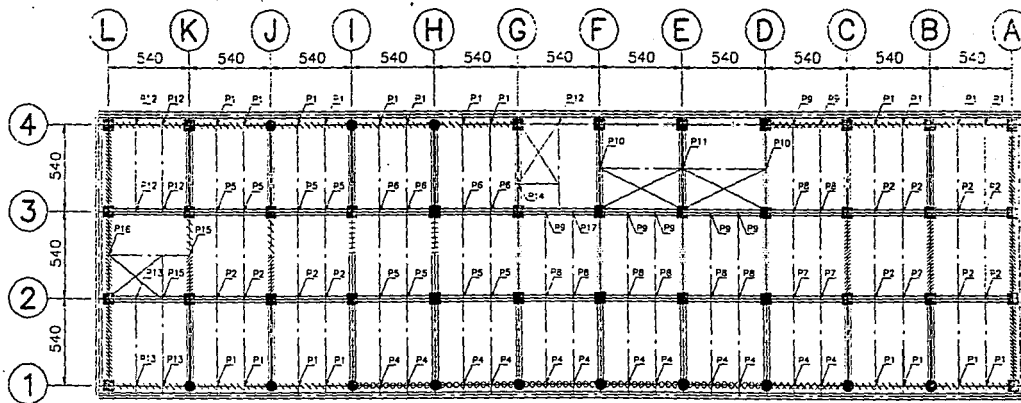
CARGAS UNIFORMES

(TON/M)

P1 = 2.28	P11 = 2.45
P2 = 5.65	P12 = 5.75
P3 = 5.54	P13 = 14.14
P4 = 1.94	P14 = 4.35
P5 = 8.26	P15 = 3.21
P6 = 2.44	P16 = 5.75
P7 = 3.02	
P8 = 2.00	
P9 = 11.48	
P10 = 3.44	

CARGAS EN 6o. Y 8o. NIVEL

FIG. III.6



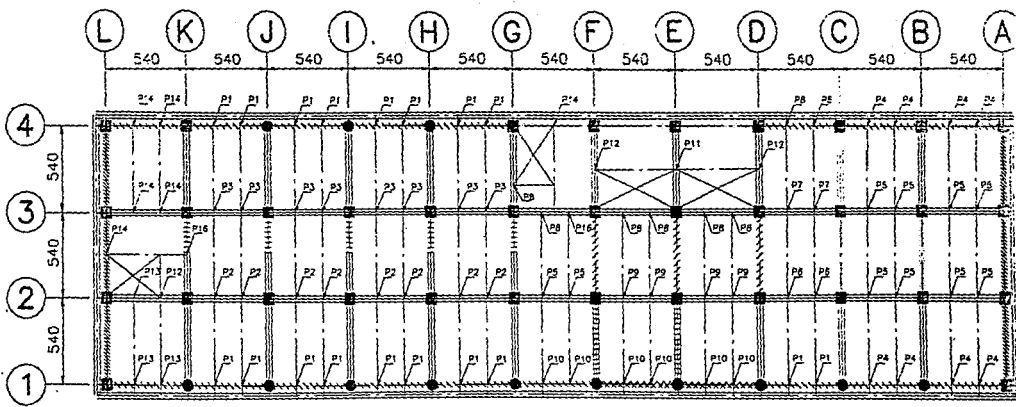
CARGAS UNIFORMES  
(TON/M)


CARGAS CONCENTRADAS  
(TONS.)

P1 = 2.25	P11 = 11.48
P2 = 5.76	P12 = 4.86
P3 = 5.49	P13 = 3.21
P4 = 2.82	P14 = 2.45
P5 = 10.86	P15 = 5.78
P6 = 7.95	P16 = 4.78
P7 = 6.64	P17 = 9.50
P8 = 10.14	
P9 = 3.60	
P10 = 3.44	

CARGAS EN 7o. NIVEL

FIG. III.7



CARGAS UNIFORMES

(TON/M)

=====	0.43	=====	1.20	//////	0.85
	0.99		0.74	OOOOOO	1.04
	1.06		0.76	=====	1.11
	1.56		1.32	//////	1.43

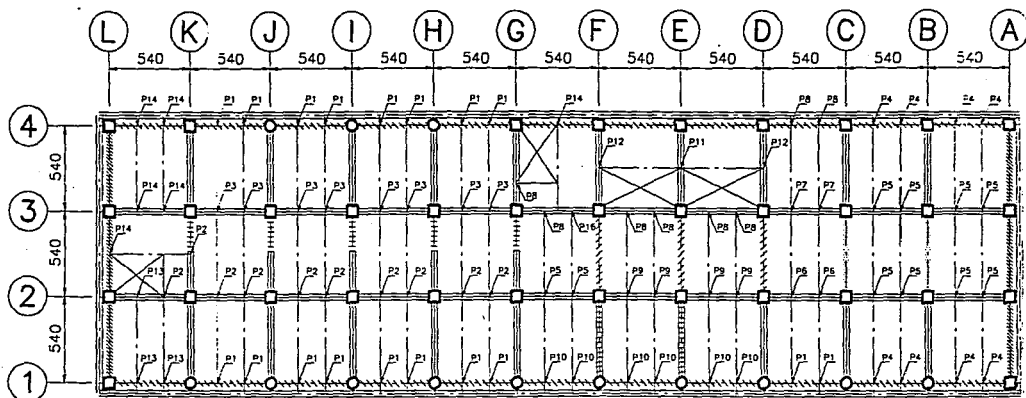
CARGAS CONCENTRADAS

(TONS.)

P1 = 2.26	P11 = 11.48
P2 = 3.55	P12 = 3.44
P3 = 3.54	P13 = 3.21
P4 = 1.94	P14 = 4.89
P5 = 8.26	P15 = 4.78
P6 = 7.27	P16 = 8.80
P7 = 8.45	
P8 = 2.32	
P9 = 9.28	
P10 = 2.53	

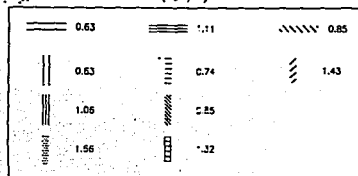
CARGAS EN 9o. Y 10o. NIVEL

FIG. III.8



CARGAS UNIFORMES

(TON/V)



CARGAS CONCENTRADAS

(TONS.)

P1 = 2.28	P11 = 11.48
P2 = 3.95	P12 = 3.44
P3 = 5.54	P13 = 3.21
P4 = 1.54	P14 = 4.85
P5 = 8.25	P15 = 4.78
P6 = 7.27	P16 = 6.53
P7 = 6.45	
P8 = 2.92	
P9 = 9.28	
P10 = 2.63	

CARGAS EN 11o. NIVEL

FIG. III.9

### III.2 DETERMINACION DE LAS ACCIONES A LA ESTRUCTURA POR CARGA ACCIDENTAL (SISMO).

Existen diversos procedimientos para evaluar las sollicitaciones que el sismo introduce en la estructura. Los métodos aceptados por las Normas Técnicas del Reglamento en sus partes para diseño por sismo tienen distinto nivel de refinamiento y se subdividen en dos grupos: Los de tipo estático y los dinámicos.

En los primeros se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone que es equivalente al de la acción sísmica. En los segundos se realiza un análisis dinámico de la respuesta de un modelo generalmente simplificado.

A la fecha existen en el mercado programas de cómputo muy poderosos para el análisis sísmico de estructuras. La lista de programas es muy larga por lo que se mencionarán algunos de los más conocidos, como SUPERETABS, STRUDL Y SAP. Programas como los mencionados realizan el análisis sísmico tridimensional estático o dinámico de estructuras a base de barras placas, cascarones y otros tipos de elementos, con lo cual es posible modelar de manera muy detallada la estructura y obtener de manera muy aproximada su respuesta.

Para el edificio en estudio y en virtud que el programa de computadora (que más adelante se describirá) por emplear para el análisis no está diseñado para tomar en cuenta los efectos de la torsión, aunque si ejecuta análisis dinámicos se realizaron los siguientes cálculos para considerar dichos efectos.

- a).- En primer término se calcularon unas fuerzas sísmicas estáticas que se aplicaron al modelo estructural de manera preliminar.

- b).- Las fuerzas estáticas se aplicaron repartidas tanto en los marcos alineados en los ejes letra y en los ejes número, que corresponden a los ejes "Z" y "X" según el programa.
- c).- Con el objeto de repartir a los marcos según la dirección especificada la fuerza sísmica estática calculada en cada nivel, dicha fuerza se divide según sea el número de marcos en cada dirección y la fuerza encontrada, para cada marco se vuelve a dividir entre dos en virtud que dicha fuerza se aplicó a los nodos de los extremos de cada marco. El procedimiento descrito para todos los marcos en ambas direcciones y en todos los niveles fué aplicado.
- d).- Se realizó un modelo analítico espacial considerando al sistema de piso actuando como diafragma.
- e).- Se efectuó una corrida denominada "sismo preliminar" para obtener unos desplazamientos.
- f).- Con los cortantes estáticos y los desplazamientos se obtuvieron las rigideces de piso de los distintos marcos de la estructura en las dos direcciones ortogonales.
- g).- Con las rigideces de entrepiso determinadas para cada dirección, pesos totales por entrepiso, centros de masa y empleando el c.s. de 0.40 se ejecutó un análisis dinámico en el plano con un programa de computadora denominado SISCOT con el objeto de obtener los diversos modos de vibrar de la estructura, periodos naturales coeficientes de participación, des-



plazamientos absolutos, relativos además de los cortantes tanto directos como de torsión.

- h).- Finalmente los cortantes totales se repartieron entre los marcos de cada sentido en forma proporcional a su rigidez de piso y posteriormente se obtuvieron las fuerzas sísmicas definitivas por marco en ambas direcciones ortogonales.
- i).- Con las fuerzas sísmicas definitivas encontradas se volvió a "correr" el modelo analítico espacial con el objeto de encontrar los elementos mecánicos que debido a el sismo actúan en los elementos estructurales.

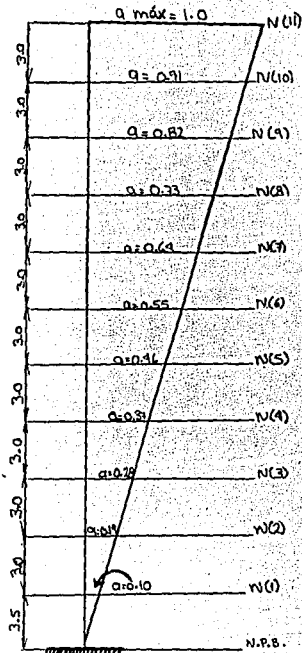
CÁLCULO DE PUNTAES SISMICAS POR EL METODO ESTADICO

11.- PESO DE LOSA EN NIVELES TÍPICOS  
 $LOSA = 0.49 \times 39.40 \times 15.293 = 291.5$  Tons.

12.- PARAMETROS PARA ANALISIS ESTATICO  
 $F.L. = 1.0$   
 $Q = E$   
 C.S. BASICO = 0.4  
 ESTRUCTURA IRREGULAR  $Q = 0.6$

$$C.S.R. = \frac{0.4 \times 1.0}{2 \times 0.6} = 0.33$$

13.- ANALISIS ESTADICO



NIVEL	ENTREPISO	w <sub>i</sub>	a <sub>i</sub>	w <sub>i</sub> a <sub>i</sub>	f <sub>i</sub>	v <sub>i</sub>
11	11	471	1.0	471	1214.09	
10	10	471	0.91	428.61	1194.62	214.07
9	9	471	0.82	386.22	1175.53	408.71
8	8	471	0.73	343.83	1156.28	584.46
7	7	471	0.64	301.44	1137.02	741.74
6	6	471	0.55	259.05	1117.75	877.76
5	5	471	0.46	216.66	1098.46	955.51
4	4	471	0.37	174.3	1079.23	1073.99
3	3	471	0.28	131.88	1059.94	1173.22
2	2	471	0.19	89.5	1040.65	1253.16
1	1	471	0.10	47.1	1021.41	1273.54
		5181		1587.59		1275.23

TRIANGULO DE ACELERACIONES

$$f_1 = \frac{5181}{2849.59} \times 0.25 = 0.45 \quad f_2 = 0.45 \quad V_0 = 1295 \text{ ES Tons.}$$

FALLA DE ORIGEN

-----> 26.76  
 |  
 -----> 24.355  
 |  
 -----> 21.945  
 |  
 -----> 19.535  
 |  
 -----> 17.13  
 |  
 -----> 14.72  
 |  
 -----> 12.31  
 |  
 -----> 9.905  
 |  
 -----> 7.495  
 |  
 -----> 5.085  
 |  
 -----> 2.675

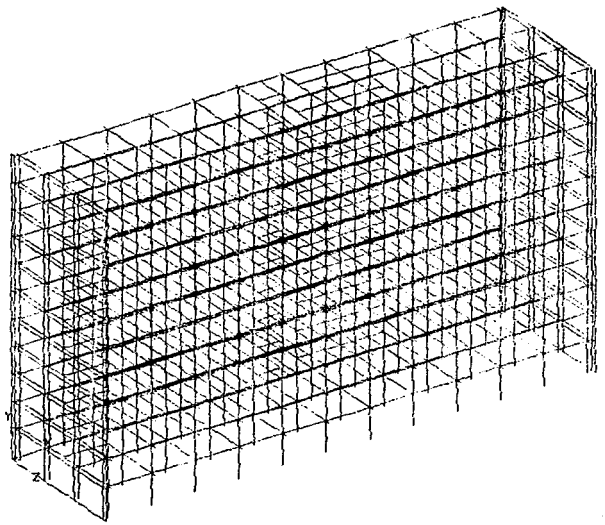
FUERZAS PARA MARCOS  
 EJES NUMERD.

-----> 8.92  
 |  
 -----> 8.12  
 |  
 -----> 7.315  
 |  
 -----> 6.51  
 |  
 -----> 5.71  
 |  
 -----> 4.905  
 |  
 -----> 4.105  
 |  
 -----> 3.3  
 |  
 -----> 2.5  
 |  
 -----> 1.695  
 |  
 -----> 0.89

FUERZAS PARA MARCOS  
 EJES LETRA.

STRUCTURE DATA:

TYPE = SPACE  
NJ = 1140  
NM = 2047  
NE = 2168  
NS = 0  
NL = 0  
XMAX = 60.6  
YMAX = 33.5  
ZMAX = 17.4



COMPANY: CENTRO

STAADPD - PLOT (REV: 17.0a)  
TITLE: STAAD SPACE

NET MID  
DATE: FEB 4, 1991

STRUCTURE DATA:

TYPE = SPACE

NJ = 1140

NM = 2047

NE = 2168

NS = 0

NL = 0

XMAX= 60.6

YMAX= 33.5

ZMAX= 17.4



MET MTO

COMPANY: CENTRO

STADDPD - PLOT (REV: 17.0a)

DATE: FEB. 4, 1994

TITLE: STAAD SPACE

## CALCULO DE RIGIDEZES

## FALLA DE ORIGEN

MARCO EJE 1

NIVEL	ENTREPISO	DESP.ABS. (mts.)	DESP.REL. (mts.)	V1 (Tons.)	K1 (t/e)
11	11	0.1185	0.0037	214.09	57,862.16
10	10	0.1149	0.0066	408.91	61,955.06
9	9	0.1082	0.0093	584.46	82,343.16
8	8	0.0989	0.0103	740.74	71,916.50
7	7	0.0886	0.0121	877.76	72,542.15
6	6	0.0765	0.0138	995.51	72,138.41
5	5	0.0627	0.0128	1,093.99	85,467.97
4	4	0.0499	0.0136	1,173.22	86,266.18
3	3	0.0363	0.0141	1,233.16	87,458.16
2	2	0.0222	0.0126	1,273.84	101,098.41
1	1	0.0096	0.0096	1,295.25	134,721.88

MARCO EJE 2

NIVEL	ENTREPISO	DESP.ABS. (mts.)	DESP.REL. (mts.)	V1 (Tons.)	K1 (t/e)
11	11	0.1180	0.0038	214.09	56,339.47
10	10	0.1142	0.0065	408.91	62,709.23
9	9	0.1077	0.0092	584.46	63,528.26
8	8	0.0985	0.0102	740.74	72,621.57
7	7	0.0883	0.0121	877.76	72,542.15
6	6	0.0762	0.0137	995.51	72,664.96
5	5	0.0625	0.0128	1,093.99	85,467.97
4	4	0.0497	0.0136	1,173.22	86,266.18
3	3	0.0361	0.0140	1,233.16	88,092.86
2	2	0.0221	0.0118	1,273.84	107,952.54
1	1	0.0103	0.0103	1,215.25	125,732.43

# FALLA DE ORIGEN

MARCO EJE 3

NIVEL	ENTREPISO	DESP. ABS. (mts.)	DESP. REL. (mts.)	Vi (Tons.)	Ki (t/a)
11	11	0.1175	0.0027	214.09	57,862.15
10	10	0.1158	0.0065	408.91	52,909.23
9	9	0.1073	0.0091	584.46	64,226.37
8	8	0.0982	0.0103	740.74	71,916.50
7	7	0.0879	0.0120	877.76	73,146.67
6	6	0.0759	0.0135	995.51	73,741.48
5	5	0.0624	0.0129	11,093.99	84,805.43
4	4	0.0495	0.0137	11,173.22	85,636.50
3	3	0.0358	0.0139	11,233.16	88,716.55
2	2	0.0219	0.0125	11,273.84	101,907.20
1	1	0.0094	0.0094	11,295.25	137,792.55

MARCO EJE 4

NIVEL	ENTREPISO	DESP. ABS. (mts.)	DESP. REL. (mts.)	Vi (Tons.)	Ki (t/a)
11	11	0.1171	0.0037	214.09	57,862.16
10	10	0.1134	0.0064	408.91	63,892.19
9	9	0.1070	0.0091	584.46	64,226.37
8	8	0.0979	0.0102	740.74	72,621.57
7	7	0.0877	0.0120	877.76	73,146.67
6	6	0.0757	0.0082	995.51	121,403.66
5	5	0.0675	0.0181	11,093.99	60,441.44
4	4	0.0494	0.0136	11,173.22	86,266.10
3	3	0.0358	0.0121	11,233.16	101,914.05
2	2	0.0237	0.0144	11,273.84	89,461.11
1	1	0.0093	0.0093	11,295.25	139,274.17

# TALLA DE ORIGEN

## MARCO EJE L

NIVEL	ENTREPISO	DESP. ABS. (mts.)	DESP. REL. (mts.)	V <sub>i</sub> (Tons.)	K <sub>i</sub> (t/m)
11	11	0.1505	0.0058	214.09	36,712.07
10	10	0.1548	0.0091	408.91	44,735.16
9	9	0.1457	0.0124	584.46	47,133.87
8	8	0.1333	0.0141	740.74	52,534.75
7	7	0.1192	0.0164	877.76	53,321.95
6	6	0.1028	0.0183	995.51	54,399.65
5	5	0.0845	0.0178	11,093.99	61,460.11
4	4	0.0667	0.0187	11,173.22	62,739.04
3	3	0.0480	0.0188	11,233.16	65,593.62
2	2	0.0292	0.0170	11,273.84	74,931.76
1	1	0.0122	0.0122	11,295.25	106,168.03

## MARCO DEL EJE K

NIVEL	ENTREPISO	DESP. ABS. (mts.)	DESP. REL. (mts.)	V <sub>i</sub> (Tons.)	K <sub>i</sub> (t/m)
11	11	0.1598	0.0057	214.09	37,359.65
10	10	0.1541	0.0091	408.91	44,935.16
9	9	0.1450	0.0124	584.46	47,133.87
8	8	0.1326	0.0140	740.74	52,910.00
7	7	0.1186	0.0163	877.76	53,850.31
6	6	0.1023	0.0182	995.51	54,698.35
5	5	0.0841	0.0179	11,093.99	61,116.76
4	4	0.0662	0.0187	11,173.22	62,739.04
3	3	0.0475	0.0188	11,233.16	65,593.62
2	2	0.0287	0.0170	11,273.84	74,931.76
1	1	0.0117	0.0117	11,295.25	110,705.13



# FALLA DE ORIGEN

MARCO EJE J

NIVEL	ENTREPISO	DESP. ABS. (mts.)	DESP. REL. (mts.)	VI (Tons.)	KI (t/m)
11		0.1568		214.09	37,538.55
	11		0.0057		
10		0.1521	0.0070	493.91	45,434.44
	10				
9		0.1441	0.0123	584.46	47,517.07
	9				
8		0.1318	0.0147	740.74	50,390.48
	8				
7		0.1171	0.0154	877.76	56,997.40
	7				
6		0.1017	0.0182	995.51	54,698.35
	6				
5		0.0835	0.0178	11,093.99	61,469.11
	5				
4		0.0657	0.0186	11,173.22	63,076.34
	4				
3		0.0471	0.0188	11,233.16	65,593.62
	3				
2		0.0283	0.0168	11,273.84	75,823.81
	2				
1		0.0115	0.0115	11,295.25	112,630.43
	1				

MARCO EJE I

NIVEL	ENTREPISO	DESP. ABS. (mts.)	DESP. REL. (mts.)	VI (Tons.)	KI (t/m)
11		0.1577		214.09	38,230.36
	11		0.0056		
10		0.1521	0.0090	493.91	45,434.44
	10				
9		0.1431	0.0121	584.46	48,302.48
	9				
8		0.1310	0.0139	740.74	53,290.65
	8				
7		0.1171	0.0161	877.76	54,519.25
	7				
6		0.1010	0.0180	995.51	55,304.11
	6				
5		0.0830	0.0177	11,093.99	61,807.34
	5				
4		0.0653	0.0186	11,173.22	63,076.34
	4				
3		0.0467	0.0188	11,233.16	65,593.62
	3				
2		0.0279	0.0168	11,273.84	76,737.55
	2				
1		0.0113	0.0113	11,295.25	114,623.69
	1				

# FALTA DE ORIGEN

MARCO EJE 4

NIVEL	ENTREPISO	DESP. ABS. (mts.)	DESP. REL. (mts.)	V1 (Tons.)	K1 (t/m)
11		0.1566		214.09	37,533.85
	11		0.0057		
10		0.1509		408.91	46,467.05
	10		0.0088		
9		0.1421		584.46	48,302.48
	9		0.0121		
8		0.1300		740.74	53,676.91
	8		0.0138		
7		0.1162		877.76	55,205.03
	7		0.0157		
6		0.1003		995.51	55,615.08
	6		0.0179		
5		0.0824		1,093.99	61,607.34
	5		0.0177		
4		0.0647		1,173.22	63,761.96
	4		0.0184		
3		0.0463		1,233.16	65,944.39
	3		0.0187		
2		0.0276		1,273.84	77,202.42
	2		0.0165		
1		0.0111		1,295.25	116,689.19
	1		0.0111		

MARCO EJE 6

NIVEL	ENTREPISO	DESP. ABS. (mts.)	DESP. REL. (mts.)	V1 (Tons.)	K1 (t/m)
11		0.1553		214.09	38,230.35
	11		0.0056		
10		0.1497		408.91	46,467.05
	10		0.0088		
9		0.1409		584.46	49,114.29
	9		0.0119		
8		0.1290		740.74	54,068.61
	8		0.0137		
7		0.1153		877.76	55,554.43
	7		0.0158		
6		0.0995		995.51	56,243.50
	6		0.0177		
5		0.0818		1,093.99	62,158.58
	5		0.0176		
4		0.0642		1,173.22	63,761.96
	4		0.0184		
3		0.0458		1,233.16	66,657.30
	3		0.0185		
2		0.0273		1,273.84	77,202.42
	2		0.0165		
1		0.0108		1,295.25	119,930.56
	1		0.0108		

## MARCO EJE F

NIVEL	ENTREPISO	DESP.ABS. (mts.)	DESP.REL. (mts.)	V1 (Tons.)	K1 (t/a)
11		0.1538		214.09	39,646.30
	11		0.0024		
10		0.1484		408.91	46,467.05
	10		0.0088		
9		0.1376		584.44	50,384.48
	9		0.0116		
8		0.1280		740.74	54,088.61
	8		0.0137		
7		0.1143		877.76	55,908.28
	7		0.0157		
6		0.0986		995.51	56,886.29
	6		0.0175		
5		0.0811		1,093.99	62,513.71
	5		0.0175		
4		0.0636		1,173.22	64,462.64
	4		0.0182		
3		0.0454		1,233.16	67,019.57
	3		0.0184		
2		0.0270		1,273.84	78,149.69
	2		0.0163		
1		0.0107		1,295.25	121,051.40
	1		0.0107		

## MARCO EJE E

NIVEL	ENTREPISO	DESP.ABS. (mts.)	DESP.REL. (mts.)	V1 (Tons.)	K1 (t/a)
11		0.1523		214.09	38,925.45
	11		0.0055		
10		0.1448		408.91	47,547.67
	10		0.0086		
9		0.1382		584.46	50,384.48
	9		0.0116		
8		0.1266		740.74	54,869.63
	8		0.0135		
7		0.1131		877.76	56,629.68
	7		0.0155		
6		0.0976		995.51	57,543.93
	6		0.0173		
5		0.0803		1,093.99	65,903.01
	5		0.0166		
4		0.0637		1,173.22	62,739.04
	4		0.0187		
3		0.0450		1,233.16	67,756.04
	3		0.0182		
2		0.0268		1,273.84	78,632.10
	2		0.0162		
1		0.0106		1,295.25	122,193.40
	1		0.0106		

## MARCO EJE D

NIVEL	ENTREPISO	DESP.ABS. (mts.)	DESP.REL. (mts.)	V1 (Tons.)	K1 (t/a)
11		0.1506		214.09	39,646.30
	11		0.0054		
10		0.1452		408.91	48,107.06
	10		0.0085		
9		0.1367		584.46	50,822.61
	9		0.0115		
8		0.1252		740.74	55,694.74
	8		0.0133		
7		0.1119		877.76	57,369.93
	7		0.0153		
6		0.0966		995.51	38,216.96
	6		0.0171		
5		0.0795		11,093.99	44,352.35
	5		0.0170		
4		0.0625		11,173.22	65,911.24
	4		0.0178		
3		0.0447		11,233.16	68,508.89
	3		0.0180		
2		0.0267		11,273.84	79,120.50
	2		0.0161		
1		0.0106		11,295.25	122,193.40
	1		0.0106		

## MARCO EJE C

NIVEL	ENTREPISO	DESP.ABS. (mts.)	DESP.REL. (mts.)	V1 (Tons.)	K1 (t/a)
11		0.1489		214.09	39,646.30
	11		0.0054		
10		0.1435		408.91	48,679.76
	10		0.0084		
9		0.1351		584.46	51,722.12
	9		0.0113		
8		0.1238		740.74	56,116.67
	8		0.0132		
7		0.1106		877.76	59,129.80
	7		0.0151		
6		0.0955		995.51	38,905.92
	6		0.0169		
5		0.0786		11,093.99	65,903.01
	5		0.0166		
4		0.0620		11,173.22	66,283.62
	4		0.0177		
3		0.0443		11,233.16	69,670.06
	3		0.0177		
2		0.0266		11,273.84	80,115.72
	2		0.0159		
1		0.0107		11,295.25	121,051.40
	1		0.0107		

MARCO EJE B

NIVEL	ENTREPISO	DESP.ABS. (mts.)	DESP.REL. (mts.)	Vl (Tons.)	Kl (t/a)
11		0.1470		214.09	40,394.34
	11		0.0053		
10		0.1417		408.91	49,266.27
	10		0.0083		
9		0.1334		584.46	52,183.93
	9		0.0112		
8		0.1222		740.74	57,421.71
	8		0.0129		
7		0.1093		877.76	58,910.07
	7		0.0149		
6		0.0944		995.51	59,611.38
	6		0.0167		
5		0.0777		1,093.99	66,302.42
	5		0.0165		
4		0.0612		1,173.22	67,816.18
	4		0.0173		
3		0.0439		1,233.16	71,280.92
	3		0.0173		
2		0.0266		1,273.84	81,136.31
	2		0.0157		
1		0.0109		1,295.25	118,830.28
	1		0.0109		

MARCO EJE A

NIVEL	ENTREPISO	DESP.ABS. (mts.)	DESP.REL. (mts.)	Vl (Tons.)	Kl (t/a)
11		0.1452		214.09	40,394.34
	11		0.0053		
10		0.1399		408.91	49,867.07
	10		0.0082		
9		0.1317		584.46	53,132.73
	9		0.0110		
8		0.1207		740.74	57,870.31
	8		0.0128		
7		0.1079		877.76	59,711.56
	7		0.0147		
6		0.0932		995.51	61,451.23
	6		0.0162		
5		0.0770		1,093.99	66,302.42
	5		0.0165		
4		0.0605		1,173.22	69,012.94
	4		0.0170		
3		0.0435		1,233.16	73,402.38
	3		0.0168		
2		0.0267		1,273.84	82,716.88
	2		0.0154		
1		0.0113		1,295.25	114,623.89
	1		0.0113		

CARGAS POR COLUMNA EN LOS NIVELES 1, 6 Y 8

	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	
4													
3	12.8	18.2	16.5	16.5	16.5	22.18	19.51	21.85	20.71	19.6	16.5	11.03	211.88
2	25	31.47	24.7	24.7	24.7	29.7	28	22.91	28	29.77	24.7	18.95	312.60
1	23.3	31.6	31.47	31.47	31.47	31.47	28.07	28.07	28.07	28.07	24.7	18.95	336.71
	11.03	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	11.03	187.06
	72.13	97.77	89.17	89.17	89.17	99.85	92.08	89.33	93.28	93.94	82.40	59.96	

CALCULO DE LOS CENTROS DE DESCARGAS  
NIVEL I, NIVEL 6 Y NIVEL 8

MARCO	M	X	Y	MX	MY	Yc	Xc
4	211.88		16.20		13,432.46		
3	312.67		10.80		13,376.61		
2	336.71		5.40		11,818.23	8.23	
1	187.06		0.00		0.00		
TOTAL	11,048.32				18,627.33		
L	72.13	0.00		0.00			
K	97.77	5.40		527.96			
J	89.17	10.80		963.04			
I	89.17	16.20		1,444.55			
H	89.17	21.60		1,926.07			
G	99.82	27.00		2,697.84			29.12
F	92.08	32.40		2,983.39			
E	89.33	37.80		3,376.67			
D	93.30	43.20		4,030.56			
C	93.94	48.60		4,565.48			
B	82.40	54.00		4,449.60			
A	59.96	59.40		3,561.62			
TOTAL	11,048.34			130,526.79			

CARGAS POR COLUMNA EN EL NIVEL 2

	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	
4	12.8	19.4	15.47	15.47	15.47	21.7	19.51	21.82	22.6	20	15.47	11.08	210.79
3	25.3	31.02	23.2	23.2	23.2	31.02	29	23.2	34	37	26.3	20.3	326.74
2	23.3	31.2	31	31	31	31	29.3	27.7	27.7	27.7	31	22	343.90
1	10.06	15.47	15.47	15.47	15.47	15.47	15.47	15.47	15.47	15.47	16	11.08	176.37
	71.46	97.09	85.14	85.14	85.14	99.19	93.28	88.19	99.77	100.17	88.77	64.46	

CALCULO DE LOS CENTROS DE DESCARGAS  
NIVEL 2

MARCO	W	X	Y	WX	MY	Yc	Xc
4	210.79		16.20		13,414.80		
3	326.74		10.80		13,528.79		
2	343.90		5.40		11,857.06	6.32	
1	176.37		0.00		0.00		
TOTAL	11,057.80				18,800.65		
L	71.46	0.00		0.00			
K	97.09	5.40		524.29			
J	85.14	10.80		919.51			
I	85.14	16.20		1,379.27			
H	85.14	21.60		1,839.02			
G	99.19	27.00		2,678.13			29.78
F	93.30	32.40		3,022.92			
E	88.20	37.80		3,333.96			
D	99.77	43.20		4,310.06			
C	100.17	48.60		4,868.26			
B	88.77	54.00		4,793.58			
A	64.46	59.40		3,828.92			
TOTAL	11,057.83			131,497.93			

CARGAS POR COLUMNA EN EL NIVEL 3

	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	
4													
3	16.2	21.1	15.47	15.47	15.47	21.7	19.6	21.9	24	27	22	12.09	232.00
2	21.1	33.8	25.3	25.3	25.3	31.4	31	25.3	33.2	38	37.84	23.2	350.74
1	23.3	32	33	33	33	35	43	43	44.5	44.5	41.5	26	431.80
	11.07	15.47	15.47	15.47	15.47	21.2	27	27	27	27	27	16.8	245.95
	71.67	102.37	89.24	89.24	89.24	109.30	120.60	117.20	128.70	136.50	128.34	78.09	

CALCULO DE LOS CENTROS DE DESCARGAS  
NIVEL 3

MARCO	N	X	Y	MX	MY	Yc	Xc
A	232.01		16.20		13,738.56		
3	350.74		10.80		13,787.99		
2	431.80		5.40		12,331.72	7.84	
1	245.95		0.00		0.00		
TOTAL	11,260.50				19,878.27		
L	71.67	0.00		0.00			
K	102.38	5.40		552.85			
J	89.24	10.80		963.79			
I	89.24	16.20		1,445.69			
H	89.24	21.60		1,927.58			
G	109.30	27.00		2,951.10			31.69
F	120.60	32.40		3,907.44			
E	117.20	37.80		4,420.16			
D	128.70	43.20		5,559.84			
C	136.50	48.60		6,633.90			
B	128.34	54.00		6,930.36			
A	78.09	59.40		4,638.55			
TOTAL	11,260.50			139,941.26			



CARGAS POR COLUMNA EN EL NIVEL 4

	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	
4	14.5	15.13	17.51	17.51	17.51	21.7	19.51	21.8	22.4	21.7	20	13	222.27
3	25.3	33	27.3	27.3	27.3	33.8	28.7	23.2	30.3	34	32	22.7	344.90
2	23.43	32.2	31.7	31.7	31.7	31.7	28.7	29.7	30.3	29.3	29	21	350.43
1	11.07	15.47	15.47	15.47	15.47	15.47	14.7	17.51	14.7	15.47	14.2	11.07	176.07
	74.30	95.80	91.98	91.98	91.98	102.67	91.61	92.21	97.70	100.47	95.20	67.77	

CALCULO DE LOS CENTROS DE DESCARGAS  
NIVEL 4

MARCO	W	X	Y	WX	WY	Yc	Xc
4	222.27		16.20		3,600.77		
3	344.90		10.80		3,724.92		
2	350.43		5.40		1,892.32	8.43	
1	176.07		0.00		0.00		
TOTAL	11,093.67				19,218.02		
L	74.30	0.00		0.00			
K	95.80	5.40		517.32			
J	91.98	10.80		993.38			
I	91.98	16.20		1,490.08			
H	91.98	21.60		1,986.77			
G	102.67	27.00		2,772.09			29.70
F	91.61	32.40		2,968.16			
E	92.21	37.80		3,485.54			
D	97.70	43.20		4,220.64			
C	100.47	48.60		4,882.84			
B	95.20	54.00		5,140.80			
A	67.77	59.40		4,025.54			
TOTAL	11,093.67			132,483.16			

CARGAS POR COLUMNA EN EL NIVEL 5

	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	
4													
3	16.5	18.7	17.5	17.5	17.5	23	19.5	21.9	20.8	20.5	21	13.3	227.70
2	31.5	33	27.3	27.3	27.3	31.4	29.7	23.2	30.3	30.2	28.3	33	352.50
1	23	32.2	27.7	27.7	27.7	30.3	27.6	27.6	27.6	25.6	28.3	33	338.30
	10.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	18.2	17.5	13.3	183.50
	81.50	99.40	88.00	88.00	88.00	100.20	92.30	88.20	94.20	94.50	95.10	92.60	

CALCULO DE LOS CENTROS DE DESCARGAS

NIVEL 5

MARCO	M	X	Y	MX	MY	Yc	Xc
4	227.70		16.20		3,688.74		
3	352.50		10.80		3,807.00		
2	338.30		5.40		1,826.82	8.46	
1	183.50		0.00		0.00		
TOTAL	11,102.00				19,322.56		
L	81.50	0.00		0.00			
K	99.40	5.40		536.76			
J	88.00	10.80		950.40			
I	88.00	16.20		1,425.60			
H	88.00	21.60		1,900.80			
G	100.20	27.00		2,705.40			30.07
F	92.30	32.40		2,990.52			
E	88.20	37.80		3,333.96			
D	94.20	43.20		4,069.44			
C	94.50	48.60		4,572.70			
B	95.10	54.00		5,135.40			
A	92.60	59.40		5,500.44			
TOTAL	11,102.00			133,141.42			

CARGAS POR COLUMNA EN EL NIVEL 7

	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	
4													
3	12.8	17.7	15.5	15.5	15.5	22.2	21	21.6	21.8	17	15.5	10.6	206.90
2	25.3	32	25.3	25.3	25.3	32.4	32.7	25.3	34.5	26.8	24.2	19.4	328.50
1	23	32.3	31	34	35.1	37.3	31.7	31.7	31.7	28	24.2	19.4	357.40
	10.6	15.5	15.5	16.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	16.5	15.5	10.6	188.20
	71.70	97.50	87.30	91.30	93.40	109.40	102.90	96.30	105.50	88.30	79.40	60.00	

CALCULO DE LOS CENTROS DE DESCARGAS  
NIVEL 7

MARCO	V	X	Y	W	WY	Vc	Xc
4	206.90		16.20		3,351.78		
3	328.50		10.80		3,547.80		
2	357.40		5.40		1,940.76	8.16	
1	188.20		0.00		0.00		
TOTAL	1,083.00				18,840.34		
L	71.70	0.00		0.00			
K	97.50	5.40		526.50			
J	87.30	10.80		942.84			
I	91.30	16.20		1,479.06			
H	93.40	21.60		2,017.44			
G	109.40	27.00		2,953.80			29.17
F	102.90	32.40		3,333.96			
E	96.30	37.80		3,640.14			
D	105.50	43.20		4,537.60			
C	88.30	48.60		4,291.38			
B	79.40	54.00		4,297.60			
A	60.00	59.40		3,564.00			
TOTAL	1,083.00			31,574.32			

CARGAS POR COLUMNA EN EL NIVEL 9

	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	
4	12.8	18	15.5	15.5	15.5	22.2	21	22	21	16	17.2	10.6	207.30
3	25.3	32	23.2	23.2	23.2	29.3	28	23.2	28	24.7	26	18.7	304.80
2	23.4	31.2	31	31	31	33	29.7	28	28.7	26	24.2	18.7	334.90
1	10.6	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	16.5	17.5	16.5	15.5	15.5	10.6	160.20
	72.10	96.70	85.20	85.20	85.20	100.00	94.20	90.70	94.20	82.20	82.40	56.60	

CALCULO DE LOS CENTROS DE DESCARGAS  
NIVEL 9

MARCO	M	X	Y	MX	MY	Yc	Xc
4	207.60		16.20		13,363.12		
3	304.80		10.80		13,291.84		
2	334.90		5.40		11,808.46	8.24	
1	160.20		0.00		0.00		
TOTAL	11,027.50				18,463.42		
L	72.10	0.00	0.00				
K	96.70	5.40		522.18			
J	85.20	10.80		920.16			
I	85.20	16.20		1,380.24			
H	85.20	21.60		1,840.32			
G	100.00	27.00		2,700.00			29.07
F	94.20	32.40		3,052.08			
E	90.70	37.80		3,428.46			
D	94.20	43.20		4,067.44			
C	82.20	48.60		3,994.72			
B	82.70	54.00		4,476.60			
A	56.60	59.40		3,480.84			
TOTAL	11,027.20			29,955.24			

CARGAS POR COLUMNA EN EL NIVEL 10

	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A
4												
3	13	18	15.5	15.5	15.5	22.2	20.3	21.8	19	16	15.3	17
2	25.3	31.3	26.7	26.7	26.7	29.3	28.7	23.2	29.7	26.3	26.3	19.8
1	23.4	31.2	31	31	31	29.3	25.7	25.7	27	26.3	26.3	19.8
	17	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	17
	78.70	96.00	88.70	88.70	88.70	96.30	90.20	86.20	91.20	84.10	83.60	73.60

CALCULO DE LOS CENTROS DE DESCARGAS  
NIVEL 10

MARCU	W	X	Y	WX	WY	Yc	Xc
4	209.30		16.20		13,390.66		
3	320.00		10.80		13,456.00		
2	327.70		5.40		1,769.58	8.24	
1	189.00		0.00		0.00		
TOTAL	11,046.00				18,616.24		
L	78.70	0.00		0.00			
K	96.00	5.40		518.40			
J	88.70	10.80		957.96			
I	88.70	16.20		1,436.94			
H	88.70	21.60		1,915.92			
G	96.30	27.00		2,600.10			29.18
F	90.20	32.40		2,922.48			
E	86.20	37.80		3,258.36			
D	91.20	43.20		3,939.84			
C	84.10	48.60		4,087.26			
B	83.60	54.00		4,514.40			
A	73.60	59.40		4,371.84			
TOTAL	11,046.00			136,923.50			

CARGAS POR COLUMNA EN EL NIVEL II

	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	
4	12.7	16	15.5	15.5	15.5	22.2	20.3	21.8	19.2	16	15.5	10.2	200.40
3	25.3	24.2	26.7	26.7	26.7	29.3	25.2	23.2	25.2	27.7	26.7	18.2	305.10
2	23.4	24.2	24.2	24.2	24.2	24.2	24.2	24.2	24.2	24.2	24.2	18.7	284.10
1	10.2	15.5	15.5	15.5	15.3	15.5	15.5	15.3	15.5	15.5	15.5	10.2	175.40
	71.60	79.90	81.90	81.90	81.90	91.20	85.20	84.70	84.10	83.40	81.90	57.30	

CALCULO DE LOS CENTROS DE DESCARGAS  
NIVEL II

MARCO	W	X	Y	Wx	Wy	Vc	Vc
4	200.40		16.20		3,246.48		
3	305.10		10.80		3,295.08		
2	284.10		5.40		1,534.14	8.37	
1	175.40		0.00		0.00		
TOTAL	965.00				8,075.70		
L	71.60	0.00			0.00		
K	79.90	5.40			431.46		
J	81.90	10.80			884.32		
I	81.90	16.20			1,328.78		
H	81.90	21.60			1,769.04		
G	91.20	27.00			2,462.40		29.38
F	85.20	32.40			2,760.48		
E	84.70	37.80			3,201.66		
D	84.10	43.20			3,633.12		
C	83.40	48.60			4,053.24		
B	81.90	54.00			4,422.60		
A	57.30	59.40			3,403.62		
TOTAL	965.00				128,348.92		

====&gt; MARCOS PARALELOS AL EJE X &lt;====

## CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Nivel	Altura	Peso
1	3.30	1048.3
2	3.00	1057.8
3	3.00	1260.3
4	3.00	1093.7
5	3.00	1103.0
6	3.00	1048.3
7	3.00	1083.0
8	3.00	1048.3
9	3.00	1027.5
10	3.00	1046.0
11	3.00	965.0

Numero de marcos 4  
 Numero de pisos 11  
 Altura total 33.30  
 Coeficiente sísmico .40  
 Módulo de elasticidad 161670.00  
 Pac. de compt. sísmico 2.30

ESTRUCTURA DEL GRUPO: B

Localización del terreno en zona III:  
 La estructura no es regular

## RESULTADOS RELATIVOS A LA FORMA DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA

	NODO 1	NODO 2	NODO 3
Frecuencia natural regular	7.849	12.039	36.913
Periodo expresado en segundos	.790	.285	.174
Coefficiente de participación	1.320	-.496	-.281

## FORMA DE LOS MODOS

NIVEL	NODO 1	NODO 2	NODO 3
1	.0934	-.2695	.4143
2	.1988	-.5276	.7951
3	-.3189	-.7661	.9223
4	.4391	-.9309	.6113

6	.6612	-.6937	-.5791
7	.7636	-.3810	-.9711
8	.8485	.0031	-.8853
9	.9224	.4393	-.3064
10	.9730	.7922	.4451
11	1.0000	1.0000	1.0000

De acuerdo al artículo 9.3 de las N.T.C. los desplazamientos y cortantes dinámicos en esta dirección no fueron modificados.

**CORTANTES ESTÁTICOS Y DINÁMICOS, RIGIDECES, DESPLAZAMIENTOS TOTALES Y RELACION DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO A ALTURA DE ENTPEISO DE LA ESTRUCTURA**

Entrepiiso	Cort-Est (ton)	Cort-Din (ton)	Rigides (ton/m)	Desplz. Total (m)	D. Rel./Altura
0 - 1	2945.11	2372.31	337741.	.0070	.0020
1 - 2	2894.64	2332.78	399419.	.0164	.0031
2 - 3	2800.07	2260.18	366172.	.0262	.0033
3 - 4	2635.36	2122.28	344435.	.0361	.0033
4 - 5	2447.33	1963.45	316183.	.0460	.0033
5 - 6	2212.39	1763.63	339349.	.0542	.0028
6 - 7	1945.64	1541.03	291378.	.0626	.0028
7 - 8	1625.37	1278.32	289076.	.0696	.0023
8 - 9	1272.10	993.04	254826.	.0756	.0021
9 - 10	883.45	681.65	151667.	.0798	.0014
10 - 11	444.65	336.10	129926.	.0820	.0008

Los desplazamientos estan ya multiplicados por 0.

**MARCOS PARALELOS AL EJE Y**

**CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA**

Nivel	Altura	Peso
1	3.50	1048.3
2	3.00	1057.8
3	3.00	1260.3
4	3.00	1033.7
5	3.00	1102.0
6	3.00	1048.3
7	3.00	1083.0
8	3.00	1048.3
9	3.00	1027.3
10	3.00	1246.6
11	3.00	365.0

Numero de marcos	12
Numero de pisos	11
Altura total	33.50
Coefficiente sismico	.40
Modulo de elasticidad	1611670.00
Fac. de compt. sismico	1.00



Localización del terreno en zona III  
La estructura no es regular

RESULTADOS RELATIVOS A LA FORMA DE VIBRA DE LA ESTRUCTURA

	MODO 1	MODO 2	MODO 3
Frecuencia natural angular	13.044	33.433	34.139
Periodo expresado en segundos	.521	.188	.116
Coefficiente de participación	1.323	-.509	.297

FORMA DE LOS MODOS

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3
1	.0743	-.3411	.3383
2	.1841	-.4908	.6960
3	.3071	-.7438	.8538
4	.4287	-.8694	.6045
5	.5435	-.9359	-.0910
6	.6583	-.9638	-.5246
7	.7593	-.9890	-.9038
8	.8453	-.0101	-.8487
9	.9176	.6069	-.3423
10	.9694	.7634	.3796
11	1.0000	1.0000	1.0000

De acuerdo al artículo 9.3 de las N.T.C.  
los desplazamientos y cortantes dinámicos  
en esta dirección fueron modificados.

CORTANTES ESTÁTICOS Y DINÁMICOS, RIGIDEZES, DESPLAZAMIENTOS TOTALES Y RELACION  
DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO A ALTURA DE ENTREPIEDO DE LA ESTRUCTURA

Entrepiedo	Cort-Est (ton)	Cort-Din (ton)	Rigidez (ton/m)	Despl. Total (m)	D. Rel./Altura
0 - 1	2345.11	2256.09	1480691.	.0023	.0007
1 - 2	2874.64	2330.51	936701.	.0062	.0012
2 - 3	3800.07	2251.20	811614.	.0103	.0013
3 - 4	2611.36	2119.59	725180.	.0144	.0013
4 - 5	2447.23	1963.16	761087.	.0183	.0012
5 - 6	2311.39	1757.63	683577.	.0221	.0013
6 - 7	1945.64	1544.50	676308.	.0355	.0011
7 - 8	1623.37	1279.47	652913.	.0484	.0009
8 - 9	1271.10	992.38	396134.	.0708	.0008
9 - 10	882.45	681.46	363608.	.0926	.0006
10 - 11	431.83	336.93	161705.	.0936	.0003

Los desplazamientos están ya multiplicados por Q.

DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA

Nivel	Paralelas al eje X	Paralelas al eje Y
1	59.40	16.20
1	59.40	16.10

Nivel	Ea-x	Ea-y	E1-x	E2-x	E1-y	E2-y	M1x	M2x	M1y	M2y
1	-.73	.03	-7.13	5.15	1.67	-1.59	3955.79	-3768.05	-16801.13	12124.50
2	-.79	.46	-7.13	5.15	2.30	-1.16	5372.20	-2717.04	-16538.94	11945.12
3	-.88	-.17	-7.25	5.06	-1.87	1.45	-4332.08	3281.11	-16344.16	13140.54
4	-.92	.19	-7.22	5.02	1.90	-1.43	4036.97	-3038.83	-15509.93	10643.98
5	-.99	.82	-7.42	4.93	2.85	-.80	5590.26	-1574.49	-14565.46	9725.03
6	-1.22	-1.03	-7.74	4.74	-3.17	.59	-5588.41	1636.50	-13682.24	8378.03
7	-1.07	.13	-7.55	4.87	1.82	-1.49	2799.70	-2297.01	-11657.90	7518.61
8	-1.15	.16	-7.66	4.79	1.86	-1.46	2375.33	-1867.92	-9804.14	6130.71
9	-1.22	.13	-7.76	4.72	1.82	-1.49	1806.39	-1476.96	-7706.02	4689.21
10	-1.06	.14	-7.52	4.88	1.83	-1.48	1349.34	-1007.62	-5127.40	3328.16
11	-.83	.25	-7.21	5.09	2.00	-1.37	671.59	-459.74	-2430.38	1715.39

Fueron modificados algunos momentos torsionantes, pero ninguna de las excentricidades de diseño de acuerdo al artículo 8.6 de las N.T.C.

EXCENTRICIDADES Y MOMENTOS TORSIONANTES DEFINITIVOS  
(DESPUES DE LA REVISION DEL PUNTO 8.6 DE LAS N.T.C.)

Nivel	Ea-x	Ea-y	E1-x	E2-x	E1-y	E2-y	M1x	M2x	M1y	M2y
1	-.79	.03	-7.13	5.15	1.67	-1.59	3955.79	-3768.05	-16801.13	12124.50
2	-.79	.46	-7.13	5.15	2.30	-1.16	5372.20	-2717.04	-16538.94	11945.12
3	-.88	-.17	-7.25	5.06	-1.87	1.45	-4332.08	3281.11	-16344.16	13140.54
4	-.92	.19	-7.22	5.02	1.90	-1.43	4036.97	-3038.83	-15509.93	10643.98
5	-.99	.82	-7.42	4.93	2.85	-.80	5590.26	-1574.49	-14565.46	9725.03
6	-1.20	-1.03	-7.74	4.74	-3.17	.59	-5588.41	1148.31	-13682.24	8378.03
7	-1.07	.13	-7.55	4.87	1.82	-1.49	2799.70	-2297.01	-11657.90	7518.61
8	-1.15	.16	-7.66	4.79	1.86	-1.46	2375.33	-1867.92	-9804.14	6130.71
9	-1.22	.13	-7.76	4.72	1.82	-1.49	1806.39	-1476.96	-7706.02	4689.21
10	-1.06	.14	-7.52	4.88	1.83	-1.48	1349.34	-1007.62	-5127.40	3328.16
11	-.85	.25	-7.21	5.09	2.00	-1.37	671.59	-459.74	-2430.38	1715.39

EX T E P I S O 0 - 1

Abscisa del centro de cortantes 29.45 m  
 Ordenada del centro de cortantes 8.26 m  
 Abscisa del centro de torsion 30.24 m  
 Ordenada del centro de torsion 8.33 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante elastico 3945.11 ton  
 Cortante dinámico 3373.31 ton  
 Momento torsionante maximo 3355.79 ton-m  
 Momento torsionante minimo -3768.05 ton-m  
 Excentricidad maxima 1.67 m  
 Excentricidad minima -1.59 m

ARCO RIGIDEZ FACTOR CORTANTE CORTANTE EFECTOS DE TORSION CORTANTE 30% DE TORSION CORTANTE  
 DIST. ESTADICO DINAMICO MAXIMOS MINIMOS PARCIAL EN LA TERCERA REC. DE DISEÑO

4	59.40	16.20
5	59.40	16.20
6	59.40	16.20
7	59.40	16.20
8	59.40	16.20
9	59.40	16.20
10	59.40	16.20
11	59.40	16.20

-----

CENTROS DE GRAVEDAD DE LAS CARGAS

-----

Nivel	Coordenada X	Coordenada Y
1	29.12	8.23
2	29.78	8.12
3	31.69	7.84
4	29.70	8.43
5	30.07	8.16
6	29.12	8.23
7	29.17	8.16
8	29.12	8.23
9	29.07	8.24
10	29.18	8.16
11	29.38	8.37

-----

LOCALIZACION DE LOS MARCOS PARALELOS  
AL EJE - Y -

-----

Marco	Coordenada Y
1	.00
2	5.40
3	10.80
4	16.20

-----

LOCALIZACION DE LOS MARCOS PARALELOS  
AL EJE - X -

-----

Marco	Coordenada X
1	.00
2	5.90
3	11.80
4	17.70
5	23.60
6	29.50
7	35.40
8	41.30
9	47.20
10	53.10
11	59.00
12	64.90

-----

1	134922.	.251	718.94	595.23	-8.89	8.47	603.69	11.33	615.01
2	125752.	.134	688.72	554.77	-1.85	2.71	557.48	-3.63	561.11
3	137793.	.256	754.66	607.89	1.84	-2.71	610.73	3.62	614.33
4	139274.	.259	762.78	614.63	8.90	-8.47	623.32	11.33	634.66

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico	2945.11 ton
Cortante dinamico	2356.09 ton
Momento torsionante maximo	-16801.13 ton-m
Momento torsionante minimo	12124.50 ton-m
Ecentricidad maxima	-7.13 m
Ecentricidad minima	5.15 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMOS MINIMOS (ton)		CORTANTE PARCIAL (ton)	POS DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	106168.	.076	223.23	178.58	109.23	-78.82	287.81	7.73	295.53
K	110705.	.079	232.77	186.22	93.56	-67.51	278.77	6.61	286.38
J	113630.	.080	236.83	187.43	74.49	-53.76	263.85	5.26	269.21
I	114624.	.082	241.01	192.81	54.75	-39.51	247.56	3.87	251.43
H	116689.	.083	245.35	196.28	34.30	-24.73	230.58	2.42	233.01
G	119931.	.086	252.17	201.73	13.22	-9.54	214.96	.93	215.89
F	121051.	.086	254.52	203.82	-8.89	6.42	210.04	.63	210.66
E	121953.	.087	256.93	205.54	-31.42	22.60	228.22	2.23	230.44
D	122193.	.087	258.93	205.54	-53.87	38.88	244.42	3.81	248.23
C	121031.	.086	254.52	202.62	-75.61	54.56	258.18	5.38	263.52
B	118830.	.083	249.85	199.88	-96.05	69.31	269.30	6.78	275.98
A	114624.	.081	241.01	192.81	-113.71	82.06	274.86	8.03	282.90

ENTRERISO 1-3

Abscisa del centro de cortantes	33.43 m
Ordenada del centro de cortantes	8.25 m
Abscisa del centro de torsion	30.24 m
Ordenada del centro de torsion	7.69 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico	2494.84 ton
Cortante dinamico	2357.78 ton
Momento torsionante maximo	3372.20 ton-m
Momento torsionante minimo	-2117.04 ton-m
Ecentricidad maxima	2.33 m
Ecentricidad minima	-1.16 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMOS MINIMOS (ton)		CORTANTE PARCIAL (ton)	POS DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
------	--------------------	-----------------	-------------------------------	-------------------------------	---	--	------------------------------	--	--------------------------------

1	101098	.253	732.67	590.46	-12.45	6.30	596.76	11.58	688.26
2	107351	.270	781.35	630.49	-4.09	2.07	633.56	3.78	636.34
3	101907	.255	738.53	595.18	6.82	-3.44	600.00	4.45	604.46
4	88461	.221	641.09	516.65	11.73	-5.93	528.38	18.83	559.21

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico	2894.64 ton
Cortante dinamico	2320.31 ton
Momento torsionante maximo	-16538.94 ton-m
Momento torsionante minimo	11945.12 ton-m
Eccentricidad maxima	-7.13 m
Eccentricidad minima	5.15 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	74932	.080	231.56	185.61	110.13	-79.54	295.74	10.73	305.47
K	74932	.080	231.56	185.61	90.47	-65.36	276.08	8.82	284.90
J	75824	.081	234.31	187.82	71.65	-51.75	259.47	6.98	266.45
I	76737	.082	237.14	190.09	53.97	-37.82	242.46	5.10	247.56
H	77202	.082	238.57	191.24	32.43	-23.42	233.67	3.16	236.83
G	77202	.082	238.57	191.24	12.17	-8.79	203.41	1.19	204.59
F	78150	.083	241.50	193.59	-8.19	5.91	199.50	.80	200.30
E	78632	.084	242.99	194.78	-28.87	20.85	215.63	2.81	218.45
D	79131	.084	244.50	195.99	-49.83	35.98	231.87	4.85	236.82
C	80116	.086	247.58	198.46	-71.47	51.62	250.07	6.96	257.04
B	81136	.087	250.73	200.38	-93.67	67.65	268.63	9.13	277.76
A	82717	.088	255.65	204.90	-117.20	84.65	289.34	11.42	300.97

ENTR E P I S O 1 - 3

Abacia del centro de cortantes	35.44 m
Ordenada del centro de cortantes	8.26 m
Abacia del centro de torsion	32.33 m
Ordenada del centro de torsion	8.42 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico	2805.87 ton
Cortante dinamico	2250.18 ton
Momento torsionante maximo	-12322.06 ton-m
Momento torsionante minimo	3381.11 ton-m
Eccentricidad maxima	-1.87 m
Eccentricidad minima	1.45 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
------	--------------------	-----------------	-------------------------------	-------------------------------	---	---	------------------------------	--	--------------------------------

2	88083.	.241	673.56	543.69	3.77	-2.92	547.46	4.36	351.82
J	88717.	.242	578.40	547.60	-2.95	1.31	543.31	3.43	353.36
4	101914.	.278	779.32	629.06	-11.21	8.69	637.75	12.98	650.73

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico	2800.07 ton
Cortante dinamico	2253.20 ton
Momento torsionante maximo	-16344.16 ton-m
Momento torsionante minimo	11410.34 ton-m
Eccentricidad maxima	-7.25 m
Eccentricidad minima	5.06 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	65594.	.081	226.32	181.58	103.60	-75.82	290.47	8.44	298.91
K	55594.	.081	226.02	181.28	89.25	-62.31	271.13	6.93	278.06
J	65594.	.081	226.32	181.88	69.91	-48.81	251.79	5.43	257.22
I	65594.	.081	226.02	181.88	50.57	-35.30	232.45	3.93	236.37
H	65944.	.081	227.23	182.85	31.39	-21.92	214.24	2.44	216.68
G	66657.	.082	229.68	184.43	12.08	-8.43	196.90	.94	197.84
F	67010.	.082	230.93	185.83	-7.62	5.32	191.13	-.59	191.74
E	67756.	.083	233.47	187.87	-27.68	19.33	207.20	2.15	209.35
D	68309.	.084	236.06	189.96	-48.19	33.65	223.61	3.74	227.35
C	69670.	.086	240.07	193.18	-69.55	48.56	241.74	5.40	247.14
B	71281.	.088	243.62	197.65	-92.18	64.36	262.00	7.16	269.16
A	73402.	.092	252.93	203.53	-116.57	81.38	284.91	9.06	293.97

=====

ENTRERISO 3-4

=====

Abscisa del centro de cortantes	29.30 m
Ordenada del centro de cortantes	8.28 m
Abscisa del centro de torsion	30.22 m
Ordenada del centro de torsion	8.39 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico	2635.36 ton
Cortante dinamico	3123.22 ton
Momento torsionante maximo	-4036.97 ton-m
Momento torsionante minimo	-3033.63 ton-m
Eccentricidad maxima	1.70 m
Eccentricidad minima	-1.43 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
2 I	86266.	.259	560.05	531.54	-7.70	7.45	538.29	11.42	551.51

3	85677.	.249	655.23	527.66	3.29	-2.47	530.94	3.79	534.73
4	86266.	.250	660.05	531.34	9.92	-7.46	541.46	11.43	552.89

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico	2635.36 ton
Cortante dinamico	2119.59 ton
Momento torsionante maximo	-15509.93 ton-m
Momento torsionante minimo	10643.98 ton-m
Eccentricidad maxima	-7.32 m
Eccentricidad minima	5.02 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	JOY DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	52739.	.081	213.24	171.50	103.31	-70.90	274.82	8.07	282.88
K	62739.	.091	213.24	171.50	84.85	-58.23	236.35	6.63	262.98
J	63976.	.091	214.38	172.43	56.75	-45.81	239.17	5.21	244.38
I	53976.	.081	214.38	172.43	48.19	-33.07	220.61	3.76	224.37
H	53752.	.082	216.71	174.30	29.95	-20.55	204.25	2.34	206.59
G	53752.	.082	216.71	174.30	11.18	-7.67	185.48	.87	186.36
F	64453.	.083	219.10	176.22	-7.66	5.26	181.47	.60	182.07
E	62739.	.081	213.24	171.50	-25.92	17.79	189.29	2.02	191.31
D	55311.	.095	224.32	180.18	-46.63	33.00	212.17	3.64	215.81
C	56284.	.085	225.28	181.19	-66.39	45.56	226.76	5.18	231.94
B	57115.	.097	229.49	185.38	-87.88	60.31	245.69	6.86	252.56
A	59013.	.099	234.56	188.63	-109.74	75.31	263.97	8.57	272.54

ENTREPISO 4 - 5

Abscisa del centro de cortantes	29.27 m
Ordenada del centro de cortantes	8.27 m
Abscisa del centro de torsion	30.25 m
Ordenada del centro de torsion	7.45 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico	2447.33 ton
Cortante dinamico	1963.45 ton
Momento torsionante maximo	5590.26 ton-m
Momento torsionante minimo	-1574.49 ton-m
Eccentricidad maxima	2.85 m
Eccentricidad minima	-2.20 m

- 130 -

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	JOY DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
B 1	85468.	.270	661.54	530.74	-12.89	3.63	534.38	10.08	544.46
E 2	85468.	.270	661.54	530.74	-3.55	1.00	531.73	2.78	534.52

4 60441. 191 467.83 375.33 10.70 -3.01 386.04 8.36 394.40

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico 2447.33 ton  
 Cortante dinamico 1963.16 ton  
 Momento torsionante maximo -14365.46 ton-m  
 Momento torsionante minimo 9725.02 ton-m  
 Excentricidad maxina -7.42 m  
 Excentricidad minima 6.95 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	61460.	.021	197.63	158.53	98.07	-65.48	256.60	11.29	267.90
K	51117.	.040	196.53	157.65	80.12	-53.49	237.76	9.22	246.99
J	61460.	.081	197.63	158.53	63.06	-42.11	221.60	7.26	228.86
I	61807.	.081	198.75	159.43	45.82	-30.59	205.24	5.28	210.52
H	61807.	.081	198.75	159.43	28.21	-18.84	187.64	3.25	190.89
G	62159.	.082	199.88	160.33	10.67	-7.12	171.00	1.23	172.23
F	62514.	.082	201.02	161.23	-7.07	4.72	165.97	-.81	166.79
E	65903.	.087	211.92	169.99	-26.33	17.51	187.50	3.02	190.52
D	64352.	.085	206.93	165.99	-43.94	29.34	195.33	5.06	200.39
C	65903.	.087	211.92	169.99	-63.77	42.57	212.57	7.34	219.91
B	66302.	.087	213.20	171.02	-83.04	55.44	216.46	9.56	236.02
A	66302.	.087	213.20	171.02	-101.92	68.03	239.07	11.74	250.81

.....  
 E N T R E P I O 5 - 6  
 .....

Abscisa del centro de cortantes 29.18 m  
 Ordenada del centro de cortantes 8.25 m  
 Abscisa del centro de torsion 36.38 m  
 Ordenada del centro de torsion -9.28 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico 2212.39 ton  
 Cortante dinamico 1763.63 ton  
 Momento torsionante maximo -5588.41 ton-m  
 Momento torsionante minimo -1142.51 ton-m  
 Excentricidad maxina -3.17 m  
 Excentricidad minima .59 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
E 1	72128.	.212	469.48	374.25	14.84	3.05	389.09	10.90	399.99
E 2	72665.	.214	472.90	376.98	6.25	1.28	382.23	4.59	387.82
E 3	73741.	.217	479.91	382.57	-2.49	-.51	382.06	1.11	383.88



====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico 2212.39 ton  
 Cortante dinámico 1767.63 ton  
 Momento torsionante maximo -13682.24 ton-m  
 Momento torsionante minimo 8378.03 ton-m  
 Excentricidad maxima -7.74 m  
 Excentricidad minima 4.74 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)		CORTANTE PARCIAL (ton)	SGR DE TORSION EN LA OTRA DIRCC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	54399.	.020	176.96	140.67	89.67	-54.91	230.33	10.99	241.32
K	54698.	.020	177.93	141.44	74.13	-45.39	213.58	9.08	224.66
J	54698.	.020	177.93	141.44	58.11	-35.58	199.55	7.12	206.67
I	55306.	.021	179.90	143.01	42.55	-26.65	185.36	5.21	190.78
H	55615.	.021	180.30	143.81	26.49	-16.22	170.31	3.25	173.55
G	56244.	.022	182.03	145.44	10.31	-6.32	155.75	1.26	157.01
F	56886.	.023	184.11	147.10	-6.23	-3.82	150.92	.76	151.68
E	57544.	.024	186.24	148.80	-23.16	14.18	162.98	2.84	165.82
D	58217.	.025	188.42	150.54	-40.49	24.79	175.33	4.96	180.30
C	58906.	.026	190.65	152.32	-58.23	35.66	187.98	7.14	195.11
B	59611.	.027	192.93	154.15	-76.39	46.78	200.92	9.36	210.28
A	61651.	.030	198.89	158.90	-96.75	59.24	218.15	11.86	230.00

.....  
 ENTRADA 5-7  
 .....

Abscisa del centro de cortantes 29.17 m  
 Ordenada del centro de cortantes 8.25 m  
 Abscisa del centro de torsion 20.26 m  
 Ordenada del centro de torsion 3.12 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico 1945.64 ton  
 Cortante dinámico 1542.63 ton  
 Momento torsionante maximo 2799.70 ton-m  
 Momento torsionante minimo -2277.01 ton-m  
 Excentricidad maxima 1.82 m  
 Excentricidad minima -1.49 m

- 132 -

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)		CORTANTE PARCIAL (ton)	SGR DE TORSION EN LA OTRA DIRCC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
5 1	72542.	.219	484.39	383.78	-6.69	5.49	383.40	2.36	397.76
5 2	72542.	.249	484.39	383.51	-2.24	1.84	385.75	2.80	388.55
5 3	73147.	.251	488.43	387.15	2.52	-1.82	389.13	2.78	392.11
5 4	73147.	.251	488.43	387.18	6.71	-5.50	393.32	3.38	402.20

FALLA DE ORIGEN

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico 1945.64 ton  
 Cortante dinamico 1344.30 ton  
 Momento torsionante maximo -11637.98 ton-m  
 Momento torsionante minimo 7518.61 ton-m  
 Excentricidad maxima -7.55 m  
 Excentricidad minima 4.27 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	JOY DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	33522.	.079	151.37	132.23	76.69	-49.39	198.81	5.52	204.33
K	32850.	.080	151.92	122.98	63.30	-40.83	186.28	4.56	190.85
J	36997.	.084	163.37	130.17	52.45	-35.83	182.52	3.78	186.40
I	34819.	.081	156.84	124.51	36.23	-23.38	160.76	2.61	163.37
H	35205.	.082	156.82	126.07	22.61	-14.59	148.68	1.63	150.31
G	35554.	.082	159.82	126.87	8.57	-5.52	135.41	.62	136.03
F	33902.	.083	160.84	127.68	-5.66	3.65	131.13	.41	131.73
E	36630.	.084	162.92	129.33	-20.19	13.02	142.33	1.45	143.80
D	37379.	.085	165.04	131.02	-35.10	22.64	153.66	2.33	156.18
C	38130.	.086	167.23	132.75	-50.41	31.51	165.28	3.63	168.90
B	38910.	.087	169.48	134.53	-66.13	42.65	177.18	4.76	181.95
A	39712.	.088	171.76	136.37	-82.28	53.06	189.43	5.93	195.36

ENTREPIESO 1 - 8

Abscisa del centro de cortantes 39.19 m  
 Ordenada del centro de cortantes 8.27 m  
 Abscisa del centro de torsion 39.34 m  
 Ordenada del centro de torsion 8.11 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico 1625.37 ton  
 Cortante dinamico 1278.32 ton  
 Momento torsionante maximo 2373.33 ton-m  
 Momento torsionante minimo -1667.22 ton-m  
 Excentricidad maxima 1.26 m  
 Excentricidad minima -1.46 m

- 133 -

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	JOY DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
1	71917.	.249	404.36	328.02	-5.81	4.37	322.59	7.19	329.78
2	72622.	.251	408.32	331.14	-1.76	1.54	322.68	1.43	323.11
3	71917.	.249	404.36	328.02	1.31	-1.51	319.95	2.38	323.33
4	73622.	.251	408.32	331.14	5.83	-4.60	326.99	7.14	334.22

FALLA DE ORIGEN

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Z

Cortante estatico	1625.37 ton
Cortante dinamico	1379.47 ton
Momento torsionante maximo	-2304.14 ton-m
Momento torsionante minimo	6120.71 ton-m
Excentricidad maxima	-7.66 m
Excentricidad minima	4.79 m

ANCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	CON DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	53535.	.020	130.78	102.25	65.49	-40.25	168.44	4.76	173.20
M	52910.	.081	131.71	103.69	54.22	-33.70	157.90	3.94	161.84
J	50390.	.077	123.44	107.75	40.46	-35.30	139.10	2.94	142.14
I	53291.	.082	132.66	104.43	30.96	-19.36	135.39	2.35	137.64
H	53677.	.082	133.62	105.19	19.28	-12.05	124.46	1.40	125.87
G	54069.	.083	134.60	105.96	7.42	-4.64	113.28	.54	113.92
F	54069.	.083	134.60	105.96	-4.57	2.86	108.82	.33	109.15
E	54870.	.084	136.39	107.52	-15.82	10.52	118.04	1.22	119.26
D	55695.	.085	138.65	109.14	-29.43	18.49	127.34	1.14	129.68
C	56117.	.086	139.70	110.37	-43.10	26.33	136.29	3.06	139.35
B	57421.	.028	142.95	112.32	-55.82	34.72	147.43	4.06	151.49
A	57870.	.089	144.06	113.40	-69.09	43.21	156.61	5.02	161.63

ENTRADA 2 - 3

Abscisa del centro de cortantes	25.21 m
Ordenada del centro de cortantes	8.23 m
Abscisa del centro de torsion	30.43 m
Ordenada del centro de torsion	8.15 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico	1272.10 ton
Cortante dinamico	793.94 ton
Momento torsionante maximo	1806.39 ton-m
Momento torsionante minimo	-1476.36 ton-m
Excentricidad maxima	1.87 m
Excentricidad minima	-1.49 m

ANCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	CON DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
1	62345.	.247	313.79	244.90	-4.27	3.45	248.37	5.46	253.86
2	63528.	.249	317.14	247.37	-1.46	1.73	248.76	1.86	250.62
3	64216.	.252	310.62	250.29	1.41	-1.56	251.70	1.41	253.12
4	64226.	.252	320.52	259.29	4.31	-3.52	254.59	5.51	260.11

FALLA DE ORIGEN

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico 1272.10 ton  
 Cortante dinamico -72.58 ton  
 Momento torsionante maximo -7706.02 ton-m  
 Momento torsionante minimo 4639.21 ton-m  
 Excentricidad maxima -1.76 m  
 Excentricidad minima 4.72 m

ARCO	NO. DE BARRAS (ton/m)	FACTOR DISEÑO	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	FORZAS DE TORSION EN LA OTRA DIRECC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	47134.	.079	100.38	78.48	30.99	-31.03	129.47	1.39	133.05
K	47134.	.079	100.58	78.48	41.94	-25.52	120.42	1.95	123.37
J	47517.	.080	101.40	79.12	33.16	-19.18	112.28	2.33	114.61
I	48302.	.081	103.07	80.43	24.43	-14.87	104.86	1.72	106.58
H	48302.	.081	103.07	80.43	15.16	-9.23	95.59	1.07	96.63
G	49114.	.082	104.81	81.78	5.39	-3.64	87.76	.42	88.19
F	50394.	.085	107.52	83.89	-3.33	2.13	86.04	.25	86.29
E	50384.	.085	107.52	83.89	-13.20	8.03	91.93	.93	92.85
D	50823.	.085	108.45	84.62	-23.02	14.04	98.66	1.63	100.29
C	51712.	.087	110.37	86.13	-33.41	20.33	106.45	2.35	108.80
B	52184.	.088	111.36	86.89	-43.73	26.61	113.30	3.08	116.57
A	53133.	.089	113.38	88.47	-54.72	33.30	121.72	3.85	125.62

ENTRÉFISO 3-10

Abscisa del centro de cortantes 29.28 m  
 Ordenada del centro de cortantes 5.30 m  
 Abscisa del centro de torsion 30.34 m  
 Ordenada del centro de torsion 6.16 m

====> SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico 383.45 ton  
 Cortante dinamico 681.65 ton  
 Momento torsionante maximo 1249.24 ton-m  
 Momento torsionante minimo -1007.62 ton-m  
 Excentricidad maxima 1.83 m  
 Excentricidad minima -1.43 m

- 135 -

ARCO	NO. DE BARRAS (ton/m)	FACTOR DISEÑO	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	FORZAS DE TORSION EN LA OTRA DIRECC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
1	51956.	.246	217.49	167.81	-3.07	2.43	170.29	3.78	174.07
2	52709.	.250	220.54	172.33	-1.56	.15	171.24	1.30	172.54
3	52523.	.253	228.34	178.39	1.01	-5.55	171.40	1.24	171.64
4	53532.	.254	224.29	173.65	3.12	-2.52	176.17	3.54	180.41

FALLA DE ORIGEN

Cortante estatico . 883.45 ton  
 Cortante dinamico 691.46 ton  
 Momento torsionante maximo . -5127.40 ton-m  
 Momento torsionante minimo 3328.16 ton-m  
 Excentricidad maxima -7.51 m  
 Excentricidad minima 4.88 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	IGN DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	44935.	.080	70.44	54.33	33.98	-22.05	88.31	2.48	90.79
K	44935.	.080	70.44	54.33	27.93	-18.13	82.26	2.04	84.30
J	45434.	.081	71.22	54.93	22.12	-14.36	77.06	1.63	78.67
I	45434.	.081	71.22	54.93	16.01	-10.39	70.94	1.17	72.11
H	46467.	.082	72.84	56.18	10.12	-6.37	66.30	.74	67.04
G	46467.	.082	72.84	56.18	3.86	-2.51	60.05	.28	60.33
F	46467.	.082	72.84	56.18	-1.39	-1.55	57.74	.17	57.91
E	47548.	.084	74.33	57.49	-4.83	-3.74	63.23	.65	63.88
D	48107.	.085	75.41	58.17	-15.43	-10.01	68.18	1.10	69.31
C	48680.	.086	76.31	58.86	-22.16	-14.39	73.24	1.62	74.86
B	49266.	.087	77.22	59.57	-29.06	-18.86	78.43	2.12	80.55
A	49867.	.088	78.17	60.29	-36.13	-23.45	83.74	2.64	86.38

ENTRADA 10-11

Abcisa del centro de cortantes 19.38 m  
 Ordenada del centro de cortantes 8.37 m  
 Abcisa del centro de torsion 10.23 m  
 Ordenada del centro de torsion 6.12 m

====> SISNO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico 444.65 ton  
 Cortante dinamico 336.10 ton  
 Momento torsionante maximo 631.53 ton-m  
 Momento torsionante minimo -459.74 ton-m  
 Excentricidad maxima 2.00 m  
 Excentricidad minima -1.37 m

- 136 -

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	IGN DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
1	57862.	.252	111.90	24.53	-1.86	1.23	85.85	2.02	87.87
2	56319.	.245	108.95	23.36	-6.61	4.41	82.77	.66	83.43
3	57862.	.252	111.90	24.58	.61	-4.2	85.19	.57	85.76
4	57862.	.252	111.90	24.58	1.85	-1.17	85.43	2.01	87.44

====> SISNO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

FALLA DE ORIGEN

Cortante estatico	444.65 ton
Cortante dinamico	336.93 ton
Momento torsionante maximo	-2430.38 ton-m
Momento torsionante minimo	1715.39 ton-m
Excentricidad maxiaa	-7.21 m
Excentricidad minima	5.09 m

ARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	JOR DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
L	36912.	.079	35.32	26.76	15.96	-11.27	42.73	1.32	44.05
S	37560.	.081	35.94	27.23	13.34	-9.42	40.57	1.11	41.68
J	37560.	.081	35.94	27.23	10.44	-7.17	37.67	.87	38.54
I	38210.	.082	36.58	27.72	7.67	-5.42	35.39	.64	36.03
H	37560.	.081	35.94	27.23	4.64	-3.27	31.87	.38	32.25
G	38210.	.082	36.58	27.72	1.77	-1.25	29.48	.15	29.63
F	39646.	.085	37.94	28.75	-1.23	.87	29.61	.10	29.72
E	38915.	.084	37.25	28.22	-4.22	2.98	31.20	.35	31.55
D	39646.	.085	37.94	28.75	-7.36	5.19	33.94	.61	34.55
C	39646.	.085	37.94	28.75	-10.42	7.35	36.10	.86	36.96
B	40394.	.087	38.65	29.29	-13.74	9.70	38.98	1.14	40.12
A	40394.	.087	38.65	29.29	-16.86	11.90	41.19	1.40	42.59

FALLA DE ORIGEN

FUERZAS DEFINITIVAS PARA ANALISIS SISMICO  
EN MARCOS EJES LETRA

44.05	41.68	38.54	36.03	32.25	29.63	27.72	31.55	34.55	36.96	40.12	42.58
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
46.74	42.62	40.13	36.08	34.79	30.70	28.19	32.33	34.76	37.90	40.43	43.80
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
42.26	39.07	35.94	34.47	29.61	27.86	28.38	59.97	30.48	33.94	36.02	39.24
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
40.15	38.47	27.53	31.06	29.22	25.73	22.84	0.41	29.39	30.55	34.92	36.01
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
31.13	29.01	44.26	25.73	24.44	22.13	22.58	24.54	26.50	29.55	30.46	33.73
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
36.99	33.81	20.27	27.41	23.24	20.97	19.95	22.02	24.12	26.21	28.33	34.64
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
26.58	22.33	22.19	19.74	17.34	15.21	15.11	24.70	20.09	24.80	25.74	20.81
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
14.98	15.99	15.52	13.85	15.70	14.13	15.28	0.80	15.42	12.03	16.54	21.73
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
16.03	15.08	12.84	12.00	10.09	11.48	9.67	16.03	11.54	15.20	16.60	21.43
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7.56	6.84	9.23	11.19	10.13	6.75	8.56	9.10	9.47	9.90	8.60	7.00
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
-10.94	1.48	2.76	3.87	6.18	11.30	10.36	11.99	11.40	6.48	-1.78	-18.07
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

L K J I H G F E D C B A

FUERZAS DEFINITIVAS PARA ANALISIS SISMICO  
EN MARCOS EJES NUMERO

87.87	83.46	85.86	88.44
----->	----->	----->	----->
86.2	89.11	86.78	91.57
----->	----->	----->	----->
79.79	78.08	80.88	80.1
----->	----->	----->	----->
75.92	74.49	68.81	74.11
----->	----->	----->	----->
67.98	63.44	69.78	67.98
----->	----->	----->	----->
-97.76	-0.73	-8.23	237.48
----->	----->	----->	----->
-2.23	0.73	8.23	-237.48
----->	----->	----->	----->
146.7	145.97	-144.76	-7.8
----->	----->	----->	----->
5.95	3.3	-2.14	158.49
----->	----->	----->	----->
48.09	14	18.63	97.84
----->	----->	----->	----->
105.94	84.52	51.1	-111.52
----->	----->	----->	----->

1

2

3

4



### III.3 CARACTERISTICAS DE LOS PROGRAMAS DE COMPUTADORA POR EMPLEAR PARA LOS ANALISIS ESTRUCTURALES.

Como se mencionó, en la actualidad se cuenta ya con programas de cómputo de gran sofisticación en el área del análisis estructural, con desarrollos en elemento finito y análisis dinámico con todas sus diversas aplicaciones, como ejemplo de la organización que un programa de análisis estructural puede tener la Fig.III.10, muestra un diagrama de flujo con la secuencia de actividades que deben realizarse.

El programa que se empleó para ejecutar los análisis tanto por cargas permanentes como por sismo tiene una organización similar a la que se muestra en dicha Fig.III.10 se denomina STAAD III/ISDS, desarrollado por RESEARCH ENGINEERS, Inc.

El análisis por cargas permanentes se ejecutó en base a un modelo espacial considerando los elementos principales (trabes y columnas) de la estructura y con las acciones que se encuentran resumidas en las Figs.III.1 hasta III.9.

El análisis debido a sismo se efectuó también en base a un modelo espacial considerando que el sistema de piso actúa como diafragma, por este concepto y en virtud que el programa no fué diseñado para considerar los efectos de la torsión se ejecutaron los pasos a hasta i (ver inciso anterior). Cabe aclarar que el programa denominado SISCOT, ejecuta el análisis sísmico en el plano de la siguiente manera:

- a) Con las rigideces determinadas en cada dirección se establece la matriz de flexibilidades que multiplicadas por la matriz diagonal de masas proporciona la matriz dinámica, cuyas raíces

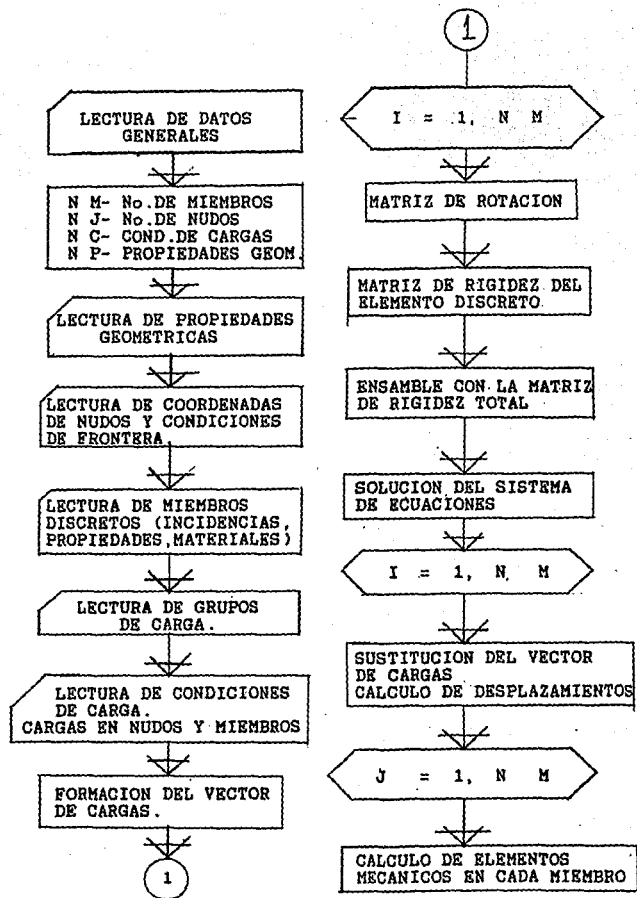


DIAGRAMA DE FLUJO PROGRAMA DE COMPUTO ANALISIS ESTRUCTURAL

FIG. III.10

características representan los recíprocos de los cuadrados de las frecuencias angulares naturales de los diversos modos de vibración de la estructura, y cuyos vectores característicos representan las configuraciones de los diversos modos.

- b) A partir de los datos anteriores, se determinan los períodos naturales de cada modo, así como los coeficientes de participación de cada modo en la forma de vibrar de la estructura.
- c) A continuación se obtienen los desplazamientos absolutos de los distintos niveles con la siguiente expresión:

$$\Delta_{ij} = A_j \frac{C_j}{(P_j)} i_j, \text{ en la cual:}$$

$\Delta_{ij}$  = Desplazamiento absoluto del piso i en el modo j.

$C_j$  = Coeficiente de participación del modo j.

$P_j$  = Frecuencia angular natural del modo j.

$i_j$  = Desplazamiento del nivel i en el modo j.

$A_j$  = Aceleración Espectral de Diseño.

$A_j = a_i \times g / Q'$

dónde

$a_i$  = ordenada espectral.

$g$  = aceleración de la gravedad.

$Q'$  = factor reductivo.

Una vez conocidos los desplazamientos reales (desplazamientos relativos de un nivel respecto al inmediato inferior), se multiplica por la rigidez de piso del nivel, para conocer el cortante dinámico en dicho piso en el modo considerado.

El cortante dinámico final se obtiene con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los cortantes de los tres primeros modos de vibración o los mayores a 0.4 según las N.T.C. de sismo, o sea:

$$V_d = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2}$$

Estos cortantes, se reparten entre los marcos de cada sentido en forma proporcional a la rigidez de piso de cada uno de ellos.

#### TORSION

-----

Se determinan los centros de torsión en los niveles de la estructura y se calculan las excentricidades torsionales, es decir, la distancia entre el centro de torsión y el punto de aplicación del cortante en el nivel (medida perpendicularmente a la dirección del cortante).

EL MOMENTO TORSIONAL SE DETERMINA DE LA SIGUIENTE FORMA:

$$\begin{aligned}
 MT_i &= V \times e \\
 e &= 1.5 e_s + 0.1b \text{ ó} \\
 e &= e_s - 0.1b \\
 V &= \text{Fuerza cortante en el piso.} \\
 e &= \text{Excentricidad de diseño} \\
 e_s &= \text{Excentricidad calculada} \\
 b &= \text{Mayor dimensión en planta del piso en el} \\
 &\quad \text{sentido normal a la dirección del movi-} \\
 &\quad \text{miento del terreno.}
 \end{aligned}$$

Se verifica que "es" (excentricidad calculada), no exceda del 20% de la dimensión en planta de cada nivel en la dirección de la excentricidad.

Ese momento produce incrementos y decrementos en el cortante directo de los marcos. De hecho, los cortantes correspondientes a un marco cualquiera, en un nivel determinado son:

$$V_{ai} = V_{dai} + \frac{MT_i \times k_{ai} \times d}{(K_{iy} X^2 + K_{ix} Y^2)}$$

En la cual:

$V_{ai}$  = Cortante total en el marco "a" del nivel i  
 $V_{dai}$  = Cortante directo en el marco "a" del nivel i  
 $MT_i$  = Momento de torsión del nivel i.

Kai = Rigidez del marco "a" en el nivel i.  
(Kiy X<sup>2</sup>+ Kix Y<sup>2</sup>) = Suma de los productos de la rigidez de marcos por el cuadrado de sus distancias al centro de torsión.  
d = Distancia de marco al centro de torsión.

Se combinan los efectos de las componentes horizontales del terreno, tomando en cada dirección el 100% de los efectos de torsión en un sentido más el 30% de los efectos de torsión del otro.

#### III.4 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.

Se presenta a continuación el listado y algunos resultados que reportó el programa tanto para el análisis por cargas permanentes como para el análisis sísmico, debido a la gran cantidad de información que el programa arrojó, sólo los resultados más relevantes incluyendo algunos elementos mecánicos para revisar los elementos estructurales se muestran a continuación.

# FALLA DE ORIGEN

STAND SPACE

- PAGE NO. 22

## PROBLEM STATISTICS

NUMBER OF JOINTS/MEMBERELEMENTS/SUPPORTS = 1105/ 2901/ 60  
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH = 115/ 88  
TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 2, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 6542  
SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 3234420 DOUBLE PREC. WORDS  
TOTAL REQUIRED DISK SPACE = 67.30 MEGA-BYTES

++ PROCESSING ELEMENT STIFFNESS MATRIX,	21:41:34
++ PROCESSING GLOBAL STIFFNESS MATRIX,	21:43:12
++ PROCESSING TRIANGULAR FACTORIZATION,	21:52:38
++ CALCULATING JOINT DISPLACEMENTS,	22:57: 3
++ CALCULATING MEMBER FORCES,	23:11:39

1309. PRINT ANALYSIS RESULT

## FALLA DE ORIGEN

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1171	1	9.74808	-0.01486	0.55247	0.00003	0.00038	-0.00025
	2	0.23653	-0.33124	20.16941	0.00065	0.00026	0.00001
1172	1	9.72777	-0.00861	0.33890	0.00000	0.00036	-0.00023
	2	0.24969	-0.33023	20.02517	0.00067	0.00028	0.00001
1173	1	9.71672	-0.00310	0.13372	-0.00001	0.00035	-0.00022
	2	0.26615	-0.32871	19.86954	0.00068	0.00031	0.00000
1174	1	9.71496	0.00194	-0.06597	-0.00001	0.00035	-0.00021
	2	0.28465	-0.32645	19.69459	0.00068	0.00034	0.00000
1175	1	9.72382	0.00680	-0.26374	0.00000	0.00035	-0.00022
	2	0.30309	-0.32332	19.50187	0.00067	0.00037	0.00000
1176	1	9.74478	0.01231	-0.46964	-0.00001	0.00038	-0.00025
	2	0.31908	-0.31934	19.29168	0.00065	0.00040	-0.00001
1177	1	9.77571	0.02090	-0.67815	-0.00006	0.00042	-0.00027
	2	0.33186	-0.31391	19.05860	0.00062	0.00041	-0.00001
1178	1	9.81475	0.03563	-0.94657	-0.00020	0.00048	-0.00034
	2	0.34044	-0.34306	18.83389	0.00060	0.00043	-0.00021
1179	1	9.86462	-0.08073	-1.21525	-0.00046	0.00064	-0.00103
	2	0.34431	-0.56200	18.59474	0.00062	0.00044	-0.00023
1180	1	9.86418	-0.14023	-1.25057	-0.00039	0.00066	-0.00099
	2	0.34430	-0.57555	18.56938	0.00064	0.00043	-0.00023
1181	1	9.89720	0.11373	1.32262	0.00049	0.00059	-0.00105
	2	0.23071	-0.62187	20.57518	0.00082	0.00024	0.00016
1182	1	9.89567	0.05176	1.28850	0.00052	0.00054	-0.00079
	2	0.23029	-0.61080	20.56062	0.00080	0.00023	0.00017
1183	1	9.84377	-0.05080	1.02555	0.00023	0.00044	-0.00030
	2	0.23446	-0.40111	20.43759	0.00066	0.00025	0.00020
1184	1	9.80411	-0.02908	0.77951	0.00009	0.00042	-0.00024
	2	0.24187	-0.36999	20.30596	0.00064	0.00026	0.00000
1185	1	9.77232	-0.01454	0.55247	0.00003	0.00040	-0.00021
	2	0.25216	-0.37052	20.16923	0.00065	0.00027	0.00001
1186	1	9.75097	-0.00861	0.33991	0.00000	0.00039	-0.00020
	2	0.26633	-0.37028	20.02493	0.00067	0.00029	0.00001
1187	1	9.73922	-0.00232	0.13380	-0.00001	0.00039	-0.00018
	2	0.28451	-0.36957	19.86925	0.00068	0.00031	0.00000
1188	1	9.73707	0.00232	-0.06594	-0.00001	0.00038	-0.00018
	2	0.30510	-0.36711	19.69429	0.00068	0.00034	0.00000
1189	1	9.74604	0.00680	-0.26379	0.00000	0.00030	-0.00019
	2	0.32551	-0.36338	19.50157	0.00067	0.00037	0.00000
1190	1	9.76877	0.01270	-0.46973	-0.00001	0.00040	-0.00021
	2	0.34311	-0.35806	19.29142	0.00065	0.00039	-0.00001
1191	1	9.80220	0.02479	-0.69814	-0.00006	0.00042	-0.00023
	2	0.35719	-0.35093	19.06841	0.00062	0.00041	0.00000
1192	1	9.84240	0.04779	-0.94640	-0.00020	0.00045	-0.00029
	2	0.36660	-0.37924	18.83382	0.00060	0.00042	-0.00022
1193	1	9.89773	-0.08342	-1.21524	-0.00046	0.00057	-0.00098
	2	0.37080	-0.59903	18.59477	0.00062	0.00044	-0.00024
1194	1	9.89910	-0.11467	-1.25042	-0.00043	0.00061	-0.00104
	2	0.37031	-0.61368	18.56922	0.00064	0.00043	-0.00021



JOINT DISPLACEMENT (CM    RAD(ANS)    STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1175	1	9.26797	-0.00985	0.03797	0.00007	0.00041	-0.00001
	2	-0.07699	0.01426	19.78439	0.00043	0.00034	-0.00006

## SUPPORT REACTIONS -UNIT MTO MET STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM-Z
1	1	-0.05	-0.63	-0.75	-0.38	-0.02	0.06
	2	0.07	-8.30	-4.00	-1.49	0.03	-0.06
14	1	-0.05	0.71	0.78	0.38	-0.02	0.06
	2	-0.06	-7.70	-3.75	-1.37	-0.02	0.05
15	1	-0.03	-7.52	-0.68	5.36	-0.02	0.09
	2	-0.04	-8.66	-19.36	0.07	0.02	0.01
16	1	-32.10	78.71	0.91	-3.27	0.36	70.52
	2	6.31	-310.48	-88.54	-172.32	-1.29	-10.91
17	1	-36.17	-5.14	-1.07	-3.22	-0.19	93.97
	2	3.18	-156.77	-53.02	-162.39	-0.69	-6.80
18	1	-24.89	-1.06	-0.61	-1.68	-0.13	59.31
	2	1.68	-138.31	-35.12	-99.41	-0.37	-3.56
19	1	-24.40	-3.61	-0.46	-1.25	-0.11	58.46
	2	1.54	-138.70	-34.32	-97.43	-0.35	-3.30
20	1	-24.19	-5.68	-0.28	-0.82	-0.10	57.92
	2	1.49	-135.54	-33.06	-94.74	-0.36	-3.14
21	1	-33.62	-5.78	-0.16	-0.50	-0.29	88.93
	2	1.58	-147.43	-46.95	-147.49	-0.16	-3.64
23	1	-44.97	-7.10	-0.03	-0.04	-0.35	127.65
	2	1.25	-151.67	-50.38	-163.59	-0.43	-3.36
24	1	-34.11	1.76	0.19	0.67	-0.14	89.12
	2	-0.03	-138.59	-44.12	-141.61	-0.18	-0.63
25	1	-40.75	8.16	0.50	1.57	-0.31	129.02
	2	-1.37	143.35	-50.18	-162.67	-0.08	1.48
26	1	-34.33	8.27	0.78	2.37	-0.17	90.18
	2	-1.66	-137.71	-46.81	-145.62	0.08	2.44
27	1	-35.15	9.04	1.24	3.51	-0.19	91.89
	2	-2.35	-143.77	-49.16	-149.58	0.18	3.70
28	1	-31.18	78.51	1.41	4.30	0.35	88.54
	2	-5.59	-299.80	-54.24	-157.29	0.31	7.63
29	1	-0.02	7.69	0.80	-5.46	-0.02	0.08
	2	0.04	-8.39	-17.71	1.14	-0.02	-0.01
35	1	-0.05	-12.72	0.94	-0.13	0.00	0.11
	2	0.00	-0.55	-41.95	-5.99	0.00	-0.01
36	1	37.37	-96.89	-1.92	-4.82	-0.28	76.37
	2	0.73	-24.49	-71.57	-186.95	-1.05	-1.67
37	1	-63.87	-6.16	-1.95	-6.04	-0.27	165.75
	2	1.44	-20.06	-95.57	-287.77	-1.09	-3.08
38	1	-50.68	-1.00	-1.35	-3.83	-0.28	128.50
	2	1.01	-14.01	-73.15	-218.10	-0.72	-2.27
39	1	-50.14	-0.62	-1.06	-2.97	-0.26	127.36
	2	0.96	-15.18	-71.41	-213.70	-0.82	-2.14
40	1	-49.51	-0.81	-0.83	-2.16	-0.25	126.08
	2	0.77	-15.27	-68.82	-207.97	-0.75	-1.81
41	1	-61.02	-5.77	-0.41	-1.29	-0.28	159.63
	2	1.22	-3.54	-83.48	-259.97	-0.77	-2.44
42	1	-60.68	-3.71	-0.01	-0.01	-0.50	158.99
	2	0.39	-4.78	-80.34	-253.07	-0.55	-1.25
43	1	-60.72	0.69	0.37	1.27	-0.53	159.05
	2	-0.05	-9.25	-79.36	-250.53	-0.30	-0.26

## SUPPORT REACTIONS -UNIT MTQ MET STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM-Z
44	1	-61.28	5.07	0.46	2.14	-0.48	150.33
	2	-0.70	-9.43	-01.29	-253.17	-0.04	0.95
45	1	-47.63	3.58	1.31	3.62	-0.20	126.54
	2	-0.68	-7.56	-66.74	-200.23	0.02	1.02
46	1	-50.41	9.11	1.94	5.21	-0.20	128.24
	2	-0.92	-13.95	-70.20	-205.89	0.14	1.37
47	1	-42.85	25.42	2.11	5.47	-0.15	115.03
	2	-3.25	-123.07	-70.37	-182.67	0.16	4.04
48	1	-0.07	17.16	2.66	-4.47	-0.03	0.13
	2	-0.01	-14.52	-55.81	-7.84	0.01	0.01
52	1	-0.05	-12.81	1.07	-0.09	0.00	0.11
	2	-0.01	0.92	-41.89	-5.82	0.00	0.01
53	1	-38.05	94.06	-1.57	-4.37	0.41	78.07
	2	-0.03	17.35	-72.20	-188.75	-1.14	0.50
55	1	-64.95	-2.76	-2.55	-6.78	-0.44	168.15
	2	-1.95	27.44	-24.44	-288.85	-0.86	3.81
56	1	-51.46	-0.72	-1.33	-3.86	-0.30	130.22
	2	-1.13	14.40	-73.27	-218.30	-0.93	2.54
57	1	-50.95	0.69	-1.12	-3.09	-0.25	129.12
	2	-1.11	15.24	-71.29	-213.67	-0.83	2.46
58	1	-50.46	0.30	-0.99	-2.33	-0.23	128.11
	2	-0.99	15.29	-68.93	-208.12	-0.81	2.22
59	1	-50.03	-0.43	-0.59	-1.39	-0.20	127.25
	2	-0.75	15.25	-66.00	-201.81	-0.70	1.76
60	1	-61.65	-0.64	-0.17	-0.26	-0.23	161.41
	2	-0.49	16.13	-60.60	-253.68	-0.47	1.40
61	1	-61.71	-0.33	0.40	1.34	-0.22	161.56
	2	0.04	16.21	-79.81	-251.32	-0.30	0.40
62	1	-62.30	-0.88	1.04	3.05	-0.17	162.81
	2	0.73	17.57	-81.47	-253.34	-0.13	-0.83
63	1	-50.77	0.57	1.41	3.88	-0.42	128.91
	2	-0.83	16.05	-66.83	-200.49	0.06	-1.17
64	1	-51.63	5.67	1.74	5.27	-0.39	120.71
	2	-1.21	20.61	-70.29	-204.18	0.16	-1.80
65	1	-43.76	80.97	2.67	6.22	-0.27	117.07
	2	3.59	124.32	-69.91	-182.35	0.20	-4.58
66	1	-0.07	18.23	0.93	4.93	0.03	0.16
	2	0.01	14.59	-53.81	-7.82	0.01	-0.01
67	1	-0.02	-7.14	-0.20	-5.40	0.03	0.09
	2	0.04	0.54	-12.39	0.24	0.02	-0.01
68	1	-33.42	-42.05	-2.07	-5.10	-0.35	93.53
	2	-7.00	316.10	-59.43	-172.58	-0.90	11.76
69	1	-26.31	10.47	-0.83	-3.31	-0.11	62.32
	2	-2.17	144.37	-36.07	-101.73	-0.47	4.48
70	1	-25.66	5.40	-0.66	-1.93	-0.08	61.20
	2	-1.80	137.48	-35.18	-79.51	-0.34	3.79
71	1	-25.40	3.68	-0.55	-1.46	-0.06	60.62
	2	-1.61	138.67	-34.31	-87.42	-0.37	3.44
72	1	-25.17	2.22	-0.43	-1.09	-0.05	50.19
	2	-1.45	137.79	-33.21	-84.94	-0.40	3.13

## SUPPORT REACTIONS -UNIT MTO MET      STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MDM-X	MDM-Y	MDM-Z
73	1	-25.06	0.84	-0.30	-0.68	-0.04	59.93
	2	-1.19	136.81	-31.98	-92.25	-0.40	2.62
74	1	-25.01	-0.48	-0.09	-0.14	-0.02	59.85
	2	-0.71	135.74	-30.94	-89.97	-0.29	1.70
75	1	-25.06	-1.78	0.17	0.52	-0.02	59.98
	2	-0.06	134.40	-30.64	-89.15	-0.12	0.49
76	1	-25.24	-3.16	0.43	1.17	-0.04	60.35
	2	0.57	132.77	-31.12	-89.80	0.02	-0.68
77	1	-25.51	-4.79	0.72	1.87	-0.11	60.93
	2	1.10	130.93	-32.20	-91.56	0.11	-1.65
78	1	-26.23	-10.47	0.96	2.80	-0.17	62.13
	2	1.53	134.72	-33.45	-94.02	0.20	-2.40
79	1	-33.31	41.68	2.39	5.78	-0.61	93.30
	2	5.69	301.16	-54.49	-157.59	0.36	-7.79
80	1	-0.02	7.18	0.31	5.36	0.03	0.09
	2	-0.04	8.62	-17.72	1.16	-0.02	0.01
81	1	-0.05	-0.26	0.56	0.30	0.02	0.06
	2	-0.07	8.44	-4.09	-1.52	0.02	0.05
84	1	-0.05	0.19	-0.54	-0.30	0.02	0.06
	2	0.06	7.72	-3.78	-1.40	-0.02	-0.05

## MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = SPACE

ALL UNITS ARE --- KTO MET

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MDM-Y	MDM-Z
	2	175	-1.73	0.01	0.40	-0.06	0.16	0.00
		189	-1.73	-0.01	0.40	0.06	0.08	0.00
137	1	110	-0.36	0.00	-0.50	2.56	0.15	0.02
		123	0.36	-0.02	0.58	-2.56	0.20	0.02
	2	110	0.70	0.01	-0.53	-0.05	0.02	0.00
		123	-0.70	-0.01	0.53	0.05	0.30	0.00
138	1	125	0.56	1.06	0.03	-3.07	-0.04	1.79
		132	-0.56	-1.06	-0.03	3.07	-0.04	1.00
	2	125	1.50	24.40	-0.10	0.12	0.11	-66.94
		132	-1.50	24.40	0.10	-0.12	0.15	1.06
139	1	132	0.51	-0.69	0.02	3.80	-0.03	-1.34
		144	-0.51	0.69	-0.02	-3.80	-0.01	-0.51
	2	132	3.79	-25.09	-0.01	-0.06	0.05	-0.70
		144	-3.79	25.09	0.01	0.06	-0.01	-67.03
140	1	144	1.92	0.27	0.00	0.03	0.01	0.75
		162	-1.92	-0.27	0.00	-0.03	-0.01	0.73
	2	144	-1.29	24.64	0.01	0.03	0.03	-66.53
		162	1.29	24.64	0.01	-0.03	0.04	-66.55
141	1	162	1.05	0.27	0.03	-0.20	-0.07	0.72
		176	-1.05	-0.27	-0.03	0.20	-0.08	0.72
	2	162	-6.54	23.79	-0.01	0.02	0.02	-64.70
		176	6.54	23.79	0.01	-0.02	0.01	-63.75
142	1	176	-0.49	0.00	0.56	-2.34	-0.12	0.00
		190	0.49	0.00	-0.56	2.34	-0.14	0.00
	2	176	-1.40	0.01	-0.67	0.05	0.23	0.00
		190	1.40	-0.01	0.67	0.05	0.17	0.00
143	1	111	-0.61	-0.07	-0.36	2.56	0.13	-0.02
		126	0.61	0.07	0.36	-2.56	0.09	-0.02
	2	111	0.76	0.00	-0.68	-0.04	0.08	0.00
		126	-0.76	0.00	0.68	0.04	0.33	0.00
144	1	126	1.21	0.38	0.01	-0.05	-0.03	1.03
		145	-1.21	-0.38	-0.01	0.05	-0.04	1.03
	2	126	1.45	24.41	-0.01	-0.02	0.01	-66.26
		145	-1.45	24.41	0.01	-0.02	0.02	-65.53
145	1	145	1.45	0.39	0.00	0.01	-0.02	1.05
		163	-1.45	-0.39	0.00	-0.01	0.00	1.08
	2	145	-1.45	24.31	0.01	0.02	0.02	-65.61
		163	1.45	24.31	0.01	-0.02	0.03	-65.65
146	1	163	1.92	0.40	0.01	-0.14	-0.01	1.07
		177	-1.92	-0.40	-0.01	0.14	-0.03	1.07

## MEMBER END FORCES      STRUCTURE TYPE = SPACE

ALL UNITS ARE -- KTO MET

MEMB.	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
2	163		-5.25	-23.60	0.00	0.02	0.02	-64.07
	177		5.25	23.60	0.00	-0.02	0.00	-63.34
147	1	177	-0.77	0.02	0.33	-2.33	-0.09	0.01
		191	0.77	-0.02	-0.33	2.33	-0.11	0.01
	2	177	-0.88	0.00	-0.84	-0.04	0.28	0.00
		191	0.88	0.00	0.84	0.04	0.22	0.00
148	1	112	-0.92	-0.36	0.32	2.42	-0.01	-0.11
		127	0.92	0.36	-0.32	-2.42	-0.18	-0.11
	2	112	0.59	-0.02	-0.80	-0.04	0.12	-0.01
		127	-0.59	0.02	0.80	0.04	0.36	-0.01
149	1	127	1.72	0.52	0.01	-0.05	-0.04	1.41
		146	-1.72	-0.52	-0.01	0.05	-0.04	1.41
	2	127	1.20	-24.32	-0.01	0.02	0.02	-66.04
		146	-1.20	24.32	0.01	-0.02	0.04	-65.27
150	1	146	0.34	0.53	0.01	0.02	-0.02	1.43
		164	-0.34	-0.53	-0.01	-0.02	-0.01	1.43
	2	146	-1.77	-24.18	-0.01	0.03	0.02	-65.28
		164	1.77	24.18	0.01	-0.03	0.02	-65.32
151	1	164	1.58	0.50	0.00	-0.16	-0.01	1.34
		178	-1.58	-0.50	0.00	0.16	-0.01	1.35
	2	164	5.62	-23.51	0.00	0.02	0.02	-63.82
		178	-5.62	23.51	0.00	-0.02	0.00	-63.14
152	1	178	-0.70	0.24	-0.50	-2.28	0.22	0.07
		192	0.70	-0.24	0.50	2.28	0.08	0.09
	2	178	-0.35	-0.02	-0.50	-0.05	0.17	-0.01
		192	0.35	0.02	0.50	0.05	0.13	-0.01
153	1	113	-0.24	-0.94	1.75	1.67	-0.42	-0.25
		128	0.24	0.94	-1.75	-1.67	-0.74	-0.31
	2	113	0.13	-0.50	-0.94	-0.10	0.17	-0.06
		128	-0.13	0.50	0.94	0.10	0.39	-0.25
154	1	128	2.04	0.72	0.03	-0.14	-0.11	1.76
		147	-2.04	-0.72	-0.03	0.14	-0.04	1.90
	2	128	0.50	-22.75	0.00	0.06	0.00	-62.69
		147	-0.58	22.75	0.00	-0.06	0.02	-60.19
155	1	147	1.30	0.57	0.00	0.02	-0.02	1.59
		165	-1.30	-0.57	0.00	-0.02	0.00	1.51
	2	147	-1.00	-21.34	0.01	0.19	0.02	-57.56
		165	1.00	21.34	0.01	-0.19	0.01	-57.66
156	1	165	1.40	0.51	-0.02	0.18	0.02	1.35
	179	-1.40	-0.51	0.02	-0.18	0.00	1.41	

## MEMBER END FORCES      STRUCTURE TYPE = SPACE

ALL UNITS ARE --- KIP FT MET

MEMBR	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
	2	165	-0.18	-22.77	0.01	0.06	0.00	-60.36
		172	0.18	22.77	-0.01	-0.06	-0.03	-62.72
157	1	172	-0.15	0.91	-1.67	-1.60	0.64	0.31
		193	0.15	-0.91	1.67	1.60	0.37	0.24
	2	172	-0.21	-0.50	-0.41	-0.10	0.13	-0.25
		193	0.21	0.50	0.41	0.10	0.11	-0.05
159	1	114	-0.82	0.78	0.04	-0.04	-0.01	-0.28
		129	0.82	-0.78	-0.04	0.04	-0.02	0.87
	2	114	2.33	10.64	0.08	-0.10	-0.02	1.13
		129	-2.33	-10.64	-0.08	0.10	-0.02	5.25
159	1	129	1.18	0.37	0.00	-0.01	0.00	1.15
		140	-1.18	-0.37	0.00	0.01	0.00	0.74
	2	129	0.06	4.61	0.00	0.01	-0.01	-13.09
		140	-0.06	-4.61	0.00	-0.01	-0.01	-11.80
160	1	140	0.43	0.11	0.00	0.00	0.00	0.46
		166	-0.43	-0.11	0.00	0.00	0.00	0.13
	2	140	-0.28	-3.81	0.00	-0.03	-0.01	-10.30
		166	0.28	3.81	0.00	-0.03	-0.01	-10.29
161	1	166	0.80	-0.13	0.00	0.01	0.00	-0.29
		180	-0.80	0.13	0.00	-0.01	0.00	-0.44
	2	166	0.93	-4.61	0.00	0.01	-0.01	-11.80
		180	-0.93	4.61	0.00	-0.01	-0.01	-13.07
162	1	180	0.72	-1.65	-0.04	0.05	0.05	1.22
		194	0.72	1.65	0.04	-0.05	0.01	0.22
	2	180	-2.29	10.63	0.10	-0.10	-0.03	5.35
		194	2.29	-10.63	-0.10	0.10	-0.03	1.13
163	1	194	-0.17	-0.58	0.03	-0.36	-0.05	-0.15
		154	0.17	0.58	-0.03	0.36	-0.04	-1.41
	2	194	-2.53	-5.70	-0.11	-0.16	0.15	3.15
		154	2.53	5.70	0.11	0.16	0.16	-18.53
164	1	154	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		195	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	154	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		195	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
164	1	215	0.62	-0.65	1.58	0.22	-0.11	0.00
		216	-0.62	0.65	-1.58	-0.22	-1.02	-0.31
	2	215	-1.29	37.32	-1.87	-12.02	9.13	0.33
		216	1.29	-37.32	1.87	12.02	0.39	22.06
215	1	216	-21.02	-11.95	0.04	0.01	-0.17	-32.51
		217	21.02	11.95	-0.04	-0.01	-0.05	-31.46

HEADER END FORCES    STRUCTURE TYPE = SPACE

ALL UNITS ARE --- MTQ NET

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOU-Y	MOU-Z
	2	943	-1.54	-0.07	-3.72	-0.06	1.22	-0.14
		1043	1.54	0.07	3.72	0.06	7.94	-0.06
3944	1	944	0.74	7.61	0.32	-0.12	0.33	9.23
		1044	-0.74	-7.61	-0.32	0.12	-1.27	13.61
	2	941	-1.55	-0.07	-3.89	-0.06	3.20	-0.14
		1044	1.55	0.07	3.89	0.06	8.38	-0.08
3945	1	945	0.45	6.79	0.61	-0.11	-0.53	8.46
		1045	-0.45	-6.79	-0.61	0.11	-1.29	11.72
	2	945	-1.56	-0.03	-3.69	-0.05	3.20	-0.08
		1045	1.56	0.03	3.69	0.05	7.88	-0.02
3946	1	946	2.09	5.54	0.79	-0.12	-1.31	6.34
		1046	-2.09	-5.54	-0.79	0.12	-1.05	10.29
	2	946	-3.27	0.79	-3.33	-0.05	2.56	1.17
		1046	3.27	-0.79	3.33	0.05	7.43	1.20
3947	1	947	4.19	2.09	0.98	-0.05	-1.82	2.26
		1047	-4.19	-2.09	-0.98	0.05	-1.05	4.00
	2	947	1.87	0.98	-1.78	-0.01	1.89	1.55
		1047	-1.87	-0.98	1.78	0.01	3.45	1.38
3952	1	952	-2.66	2.69	-0.60	-0.01	1.32	3.91
		1053	2.66	-2.69	0.60	0.01	0.40	4.17
	2	952	5.25	0.37	-2.61	-0.01	3.12	0.55
		1053	-5.25	-0.37	2.61	0.01	4.70	0.57
3953	1	953	-1.27	6.03	-0.96	-0.11	1.84	8.20
		1055	1.27	-6.03	0.96	0.11	1.03	9.70
	2	955	2.29	0.32	-3.67	0.00	2.99	0.47
		1055	-2.29	-0.32	3.67	0.00	9.01	0.49
3954	1	956	0.42	6.97	-0.66	-0.09	0.72	9.38
		1056	-0.42	-6.97	0.66	0.09	1.25	11.51
	2	956	2.30	0.07	-3.66	0.01	3.01	0.09
		1056	-2.30	-0.07	3.66	-0.01	7.97	0.14
3957	1	957	0.23	7.10	-0.47	-0.09	0.19	9.42
		1057	-0.23	-7.10	0.47	0.09	1.24	11.38
	2	957	2.12	0.00	-3.00	-0.01	3.21	-0.02
		1057	-2.12	0.00	3.00	-0.01	9.59	0.02
3959	1	959	0.09	7.19	-0.23	-0.09	-0.10	7.47
		1057	-0.09	-7.19	0.23	0.09	0.59	12.10
	2	959	2.16	0.00	-3.84	0.00	3.50	0.00
		1059	-2.16	0.00	3.84	0.00	9.09	0.02
3959	1	959	-0.04	7.23	-0.03	-0.10	-0.27	9.52
		1059	0.04	-7.23	0.03	0.10	0.37	12.21



## MEMBER END FORCES      STRUCTURE TYPE = SPACE

ALL UNITS ARE -- KIP MET

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
	2	959	2.34	0.02	-3.89	-0.01	3.51	0.02
		1059	-2.24	-0.02	3.89	0.01	8.05	0.03
3960	1	960	-0.13	7.23	0.13	-0.10	-0.22	7.49
		1060	0.13	-7.23	-0.13	0.10	-0.18	12.20
	2	960	3.25	0.04	-3.87	-0.02	3.51	0.04
		1060	-2.25	-0.04	3.87	0.02	8.00	0.04
3961	1	961	-0.09	7.18	0.24	-0.10	0.03	9.46
		1061	0.09	-7.18	-0.24	0.10	-0.73	12.09
	2	961	3.31	0.07	-3.72	-0.03	3.33	0.12
		1061	-2.31	-0.07	3.72	0.03	7.83	0.10
3962	1	962	-0.05	7.15	0.37	-0.09	0.10	9.50
		1062	0.05	-7.15	-0.37	0.09	-1.22	11.94
	2	962	3.13	0.09	-3.58	-0.04	3.04	0.15
		1062	-2.13	-0.09	3.58	0.04	7.70	0.12
3963	1	963	-0.31	7.02	0.54	-0.00	-0.40	7.44
		1063	0.31	-7.02	-0.54	0.08	-1.20	11.63
	2	963	3.04	0.09	-3.42	-0.05	2.72	0.16
		1063	-2.04	-0.09	3.42	0.05	7.54	0.10
3964	1	964	1.24	5.11	0.67	-0.07	-1.16	8.30
		1064	-1.24	-5.11	-0.67	0.07	-0.86	10.03
	2	964	3.62	0.73	-3.07	-0.05	2.10	-1.07
		1064	-3.62	-0.73	3.07	0.05	7.10	-1.11
3965	1	965	-2.05	2.79	0.56	-0.03	-1.53	3.89
		1065	2.05	-2.79	-0.56	0.03	-0.45	4.48
	2	965	-1.86	0.93	-1.78	0.01	1.88	-1.40
		1065	1.86	-0.93	1.78	0.01	3.45	-1.30
3966	1	966	0.10	1.19	-0.03	0.10	0.55	2.14
		1066	-0.10	-1.19	0.03	-0.10	-0.55	1.41
	2	966	-1.27	0.74	0.78	0.01	-0.02	1.25
		1066	1.27	-0.74	0.78	-0.01	2.35	1.33
3969	1	969	-1.34	2.67	0.28	-0.04	0.54	3.99
		1069	1.24	-2.67	0.28	0.04	0.31	4.02
	2	969	3.40	0.51	-1.34	-0.00	1.31	0.74
		1069	-2.48	-0.51	1.24	0.00	2.41	0.74
3970	1	970	0.72	2.97	0.58	-0.04	0.40	4.34
		1070	-0.72	-2.97	0.58	0.04	0.45	4.58
	2	970	1.92	-0.01	-1.37	0.01	1.93	-0.83
		1070	-1.01	0.01	1.37	-0.01	3.37	0.60
3971	1	971	0.26	3.00	-0.21	-0.04	0.22	4.56
		1071	-0.26	-3.00	0.21	0.04	0.10	4.67

## MEMBER END FORCES      STRUCTURE TYPE = SPACE

ALL UNITS ARE -- KTO MET

MEMBR	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOH-Y	MOH-Z
	2	971	1.21	-0.01	-1.42	0.01	1.62	-0.03
		1071	-1.21	0.01	1.42	-0.01	2.53	-0.01
3972	1	972	0.04	3.04	-0.12	-0.04	0.10	4.35
		1072	-0.04	-3.04	0.12	0.04	0.28	4.78
	2	972	1.31	0.01	-1.44	0.00	1.69	0.01
		1072	-1.31	-0.01	1.44	0.00	2.85	0.03
3973	1	973	-0.04	3.04	-0.04	-0.04	0.01	4.35
		1073	0.04	-3.04	0.04	0.04	0.12	4.83
	2	973	1.38	0.04	-1.42	0.00	1.67	0.05
		1073	-1.38	-0.04	1.42	0.00	2.60	0.06
3974	1	974	-0.04	3.04	0.03	-0.04	-0.05	4.34
		1074	0.04	-3.04	-0.03	0.04	-0.05	4.83
	2	974	1.39	0.07	-1.42	-0.01	1.67	0.11
		1074	-1.39	-0.07	1.42	0.01	2.60	0.10
3975	1	975	-0.05	3.04	0.10	-0.04	-0.09	4.33
		1075	0.05	-3.04	-0.10	0.04	-0.23	4.79
	2	975	1.35	0.10	-1.34	-0.01	1.52	0.15
		1075	-1.35	-0.10	1.34	0.01	2.50	0.14
3976	1	976	-0.13	3.01	0.18	-0.04	-0.16	4.33
		1076	0.13	-3.01	-0.18	0.04	-0.37	4.69
	2	976	1.25	0.13	-1.34	-0.02	1.52	0.20
		1076	-1.25	-0.13	1.34	0.02	2.49	0.18
3977	1	977	-0.57	2.98	0.24	-0.04	-0.30	4.37
		1077	0.57	-2.98	-0.24	0.04	-0.42	4.58
	2	977	1.01	0.12	-1.27	-0.02	1.40	0.20
		1077	-1.01	-0.12	1.27	0.02	2.42	0.17
3978	1	978	-1.09	2.71	0.24	-0.03	-0.43	4.03
		1078	1.09	-2.71	-0.24	0.03	-0.29	4.08
	2	978	2.47	-0.45	-1.15	-0.02	1.20	-0.65
		1078	-2.47	0.45	1.15	0.02	2.26	-0.69
3979	1	979	-0.14	1.24	0.10	0.07	-0.70	2.21
		1079	0.14	-1.24	-0.10	-0.07	0.39	1.51
	2	979	0.29	-1.02	-1.00	-0.04	0.35	-1.63
		1079	-0.29	1.02	1.00	0.04	2.34	-1.43
4016	1	1016	2.19	-2.66	2.30	-0.50	3.82	-4.57
		1116	2.19	-2.66	2.30	0.50	3.82	-3.43
	2	1016	1.39	1.00	0.85	0.00	-1.43	-1.34
		1116	-1.39	-1.00	-0.85	0.00	-0.91	-1.65
4017	1	1017	-1.42	-1.05	-0.85	-0.17	1.18	-2.01
	1117	1.42	1.05	0.85	0.17	1.35	-1.14	

## REFERENCIAS

---

- III.1.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal  
Diario Oficial Tomo CDVI No. 3  
México, D. F.  
3 de Julio de 1987
- III.2.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo  
Gaceta Oficial D.D.F. Quinta Epoca No. 38  
México, D.F.  
Noviembre de 1987.
- III.3.- Apuntes de Diseño Estructural  
Facultad de Ingeniería  
México 1983
- III.4.- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado  
Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles  
Noriega - Limusa 1990
- III.5.- Manual de Usuario STAAD-III/ISDS, Revisión 17  
Proprietary Program of Research Engineers, Inc.

## CAPITULO IV

=====

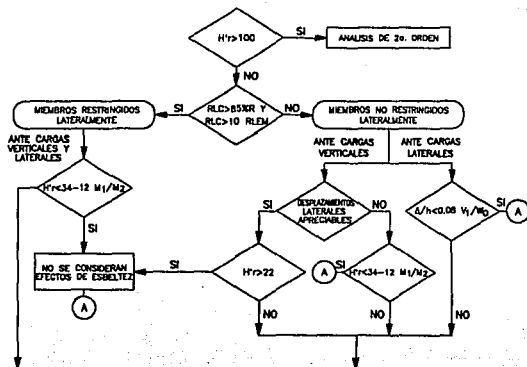
### IV.1 LAS NORMAS TECNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DE 1987.

Como complemento a los principios básicos de diseño establecidos en el título VI del Reglamento de Construcciones, en septiembre de 1987 se publicaron las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC).

Dichas Normas presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado).

Se presenta a continuación y de manera resumida las principales modificaciones con respecto a las del reglamento anterior.

## EFFECTOS DE ESBELTEZ NTCC, 1.2.3



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

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c} \geq 1$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{FR \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_c}{1 + u}$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2W_u/h}$$

### NOTAS

- 1.- PARA EL CALCULO DE LAS LONGITUDES EFECTIVAS SE USARAN LOS NOMOGRAMAS DE LA FIG. 1.1 DE LAS NTCC
- 2.- SEGUN ACI 318-83, 10.11.5 SE CONSIDERAN DESPLAZAMIENTOS LATERALES APRECIABLES CUANDO

$$\Delta > \frac{h}{1500}$$

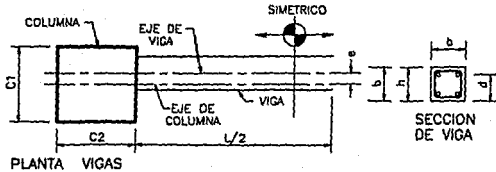
### NOMENCLATURA

RLC	RIGIDEZ LATERAL DE MUROS, CONTRAVENTOS, ETC.	$M_1$ y $M_2$	MOENTOS EN LOS EXTREMOS DEL MIEMBRO $M_2 > M_1$
R	RIGIDEZ LATERAL TOTAL DEL ENTRE PISO	$V_1$	FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO
RDM	RIGIDEZ DEL DIAFRAGMA HORIZONTAL DE UN MARCO	$W_0$	SUMATORIA DE $C_m + C_v$ FACTORADAS DE EL ENTREPISO ULTIMO SUPERIOR AL ENTREPISO ANUJAZADO
RLEM	RIGIDEZ LATERAL DEL ENTREPISO DE UN MARCO	$\Delta$	DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO
$H'$	LONGITUD EFECTIVA	$u$	MAXIMO MOMENTO DE DISEÑO $C_m$ MAXIMO MOMENTO DE DISEÑO TOT.
$h$	ALTURA DEL ENTREPISO ENTRE Ejes	$Q$	FACTOR COMPORTAMIENTO SISMICO
$r$	RADIO DE GIRO DE LA SECCION TRANSVERSAL	$M_{2b}$	MAXIMO MOMENTO DE DISEÑO LOS EXTREMOS DEL MIEMBRO, BAJO CARGAS QUE PRODUCEN DESPLAZAMIENTOS LATERALES APRECIABLES
$M_{2b}$	MAXIMO MOMENTO DE DISEÑO EN LOS EXTREMOS DEL MIEMBRO, BAJO CARGAS QUE NO PRODUCEN DESPLAZAMIENTOS LATERALES APRECIABLES		

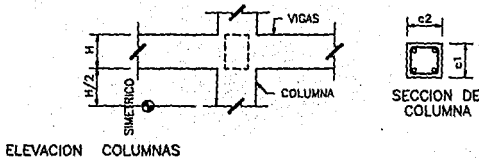
# MARCOS DUCTILES NTCC.5

LOS MARCOS DUCTILES (Q=4 Y Q=3) DEBERAN CUMPLIR LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

## GEOMETRICOS



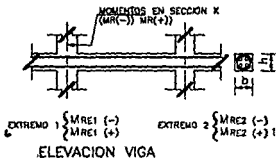
VIGAS	
$4d < L \leq 30b$	
$d/b \leq 3$	
$25 \text{ CMS.} \leq b \leq C1$	
$e \leq C1/10$	



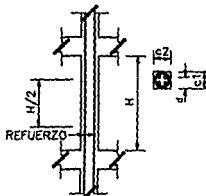
COLUMNAS	
$C1, C2 > 30 \text{ CMS.}$	
$AG > Pu/0.5 f'c$	
Sl:	
$C1 < C2$	$C1 > C2$
$C1/C2 \geq 0.4$	$C1/C2 \geq 0.4$
$\frac{C1}{G1} \leq 15$	$\frac{C1}{G1} \leq 15$

## REFUERZO LONGITUDINAL

PLANTA UNION DE VARILLAS

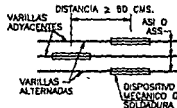


ELEVACION VIGA



ELEVACION COLUMNA

### DISPOSITIVO MECANICO O SOLDADURAS



### VIGAS

- EN CUALQUIER SECCION SIEMPRE DEBERA EXISTIR:
  - ASS (ACERO LECHO SUPERIOR)
  - ASI (ACERO LECHO INFERIOR)
- CANTIDAD DE ACERO (ASS Y ASI)
  - MINIMO  $\begin{cases} 2\% I' \\ 0.74 f'c b d / f_y \end{cases}$
  - MAXIMO  $\begin{cases} (\text{COMPRESION}) \\ 0.75 P_b (\text{TENSION}) \end{cases}$
- PAQUETES  $\leq 2$  VARS. MAXIMO DE VARS.  $\leq 2$
- $MR(+)>0.5 MR(-)$
- MR MAX. EXTREMOS  $\leq MR (-) \text{ o } (+)$

### TRASLAPES

NO SE PERMITE HACER TRASLAPES EN LOS SIGUIENTES PUNTOS:

EN LOS NUDOS  
20 A PARTIR DEL PAÑO DEL NUDO  
EN ZONAS DONDE SE PUEDAN  
FORMAR ROTULAS PLASTICAS

EN LA ZONA DE TRASLAPE SE CONTINARA  
CON ESTRIOS O REFUERZO HELICOIDAL

SEP. d PASO  $\begin{cases} 0.25 d \text{ o} \\ \text{MAXIMO} & 10 \text{ CMS.} \end{cases}$

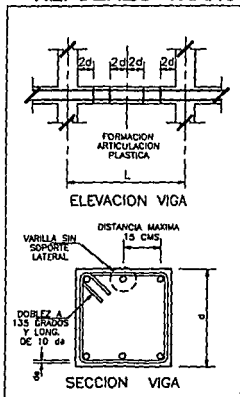
### COLUMNAS

- PORCENTAJE DE ACERO  $\geq 0.14 f'c b d / f_y$
- PAQUETES DE VARILLAS  $\leq 2$  MAXIMO
- UNIONES DE VARILLAS

TRASLAPADAS: EN LA PARTE CENTRAL DE  
DE LA COLUMNA EN UNA  
LONGITUD  $H/2$

MECANICA O EN CUALQUIER LUGAR  
SOLDADA DISTANCIA  $> 60 \text{ CMS.}$

## REFUERZO TRANSVERSAL PARA CONFINAMIENTO EN VIGAS



SE COLOCARAN ESTRIBOS #1/4" MINIMO EN LOS SIGUIENTES LUGARES

- A 2d DE LOS EXTREMOS
- A 2d A CADA LADO DE ARTICULACION PLASTICA
- PRIMER ESTRIBO A 5 CMS. MAXIMO DEL PAÑO DEL MIEMBRO DE APOYO

EN LAS ZONAS ANTERIORES LA SEPARACION ENTRE ESTRIBOS SERA LA MENOR DE LAS SIGUIENTES:

- 0.25 d
- 8db (db DIAMETRO BARRA LONGITUDINAL MAS DELGADA)
- 24 ca (ca = DIAMETRO ESTRIBO)
- 30 CMS.
- REQUERIDO POR FUERZA CORTANTE

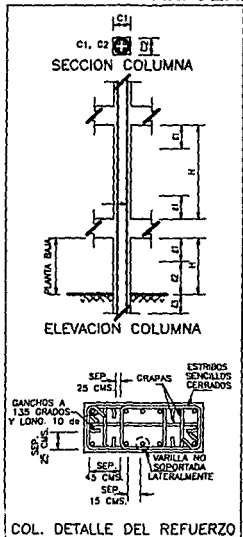
EN EL RESTO DE LA TRABE SE COLOCARAN ESTRIBOS A UNA DISTANCIA NO MAYOR DE:

- 0.5 d
- REQUERIDO POR FUERZA CORTANTE

LAS VARILLAS LONGITUDINALES ESTARAN RESTRINGIDAS AL PAÑO PARA LO CUAL DEBERAN CUMPLIR CON LO SIGUIENTE:

- SEPARACION MAXIMA SIN SOPORTE 15 CMS.
- ESTRIBOS DE UNA PIEZA Y REMATE EN UNA ESQUINA A 135° SEGUIDOS DE TRANOS RECTOS DE 10 ca
- DEBERA EXISTIR UNA VARILLA EN CADA ESQUINA DEL ESTRIBO
- REMATES ALTERNADOS DE UNO A OTRO ESTRIBO

## REFUERZO TRANSVERSAL: COLUMNAS



COLUMNAS

SE CUMPLIRA CON REQUISITOS NTCO 4.2.3 Y 5.3.5 SE USARA REFUERZO GRADO 42 O MENOR

REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CRITICAS

CANTIDAD DE ACERO MINIMO

$$\left. \begin{array}{l} \text{COLUMNAS} \\ \text{CIRCULARES} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{CUANTIA } \frac{PS}{PS - 0.43} \left( \frac{A_g - 1}{A_c} \right) \frac{F_c}{F_y} \\ PS \ 0.12 \left( \frac{F_c}{F_y} \right) \end{array}$$

COLUMNAS

$$\left. \begin{array}{l} \text{RECTANGULARES} \\ \text{(VARIA DE ACERO)} \\ \text{(ASÍ) ESTRIBOS} \\ \text{4 GRAPAS} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0.3(A_g - 1) \frac{F_c}{F_y} \frac{e}{h_c} \\ 0.12 \left( \frac{F_c}{F_y} \right) \frac{e}{h_c} \end{array}$$

SE COLOCARA EN LOS EXTREMOS EN LA MAYOR LONGITUD DE LAS SIGUIENTES:

- f1  $\left\{ \begin{array}{l} C1 \\ 1/3 \end{array} \right.$
- f2  $\left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ CMS.} \\ 2 \end{array} \right.$
- f3 LONGITUD DE DESARROLLO DE LA VARILLA MAS GRANDE DEL REFUERZO LONGITUDINAL

CARACTERISTICAS DE LOS ESTRIBOS

- DIAMETRO MINIMO 9.5 MM. (3/8")
- ESTRIBOS CERRADOS DE UNA PIEZA O CON GRAPAS
- DOBLEZ DE 135° Y LONGITUD DE 10 SEPARACION ENTRE ESTRIBOS SOBREPUESTOS 5x45 CMS.

- SEPARACION ENTRE ESTRIBOS Y GRAPAS SOBREPUESTAS: 5x25 CMS.

- SEPARACION MAXIMA DE ESTRIBOS

$$S_c \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.25 C2 \\ \text{CMS.} \\ \text{REQUERIDA POR FUERZA CORTANTE} \end{array} \right.$$

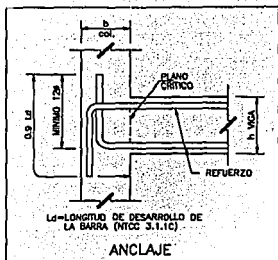
REFUERZO EN EL RESTO DE LA COLUMNA

SE COLOCARA SEGUN NTC 4.2

$$\left. \begin{array}{l} \text{SEPARACION} \\ \text{MAXIMA} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} (850/\sqrt{F_y}) d_b \\ 48 \text{ cm} \\ C2 \end{array} \right.$$

REQUERIDA POR FUERZA CORTANTE

## ANCLAJE DEL REFUERZO



EL REFUERZO DE LAS VIGAS SE PROLONGARA HASTA LA CARA LEJANA DEL NUCLEO DE LAS COLUMNAS Y REMATADO CON UN DOBLEZ DE 90° SEGURO DE UN TRAMO RECTO NO MENOR DE 12 DIAMETROS

EL PLANO CRÍTICO PARA MEDIR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS VARILLAS ES PLANO EXTERIOR DEL NUCLEO

SE DEBERA SELECCIONAR EL DIAMETRO DE LAS BARRAS QUE CRUZAN EN NUDO DE TAL MANERA QUE

$$(NCOU/db \text{ VIGAS}) \geq 20 \quad \dots\dots 1$$

$$(NCOU/db \text{ COL}) \geq 20 \quad \dots\dots 2$$

SI  $P/AG \cdot F'c < 0.3$  EN LA COLUMNA SUPERIOR DEL NUDO, EL LIMITE INFERIOR DE LA RELACION No. 2 SE PODRA DISMINUIR A 15

CUANDO LOS MUROS DE CONCRETO REFORZADO DE LA ESTRUCTURA RESISTEN MAS DEL 50% DE LA FUERZA LATERAL, EL LIMITE INFERIOR DE LA RELACION No. 2 SE PODRA DISMINUIR A 15

## FUERZA CORTANTE NTCC 5.2.4

### FUERZA CORTANTE

#### VIGAS

SE ASEGURARA QUE LA FALLA POR CORTANTE NO SE PRESENTE ANTES QUE LA FORMACION DE ARTICULACIONES PLASTICAS EN LOS EXTREMOS, Y PARA QUE ESTO OCURRA:

EL CORTANTE DE DISEÑO ( $V_u$ ) SE CALCULARA COMO SIGUE:

-OPCION 1  
EL MAYOR DE LOS SIGUIENTES:

$$V_u \begin{cases} V_1 \pm V_R \\ V_0 \pm V_D \end{cases}$$

SE DEBERA CUMPLIR  $V_e R > V_u$

DONDE PARA EL CALCULO DE  $V_e R$  SE USARA UN FACTOR DE REDUCCION DE  $FR=0.8$

-OPCION 2  
 $V_u$  = OBTENIDO DEL ANALISIS CON SU FACTOR DE CARGA CORRESPONDIENTE

$V_e R$  SE CALCULARA CON UN  $FR=0.6$

REQUISITOS DE CORTANTE

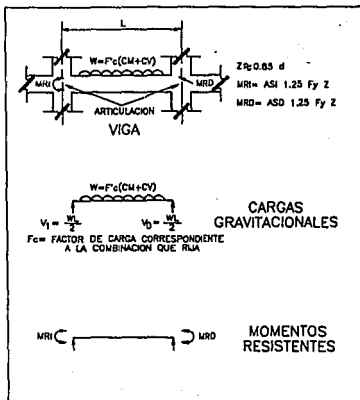
$$\text{SI } V_u \text{ MIMO } \geq \frac{V_c}{2}$$

SE DESPRECIARA LA CONTRIBUCION A CORTANTE DEL CONCRETO

$$V_e R = 0$$

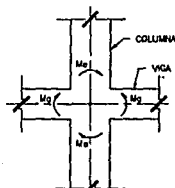
LOS ESTRIBOS DEBERAN CUMPLIR CON LO SIGUIENTE:

- DIAMETRO MIMMO 7.9 MIL. (1/4")
- DEBERAN SER DE UNA PEZA Y CERRADOS
- CUMPLIRAN CON NTCC 5.2.3





## RESISTENCIA MINIMA A FLEXION EN COLUMNAS NTCC 5.3.2



UNION  
VIGA-COLUMNA

$\Sigma M_e$  = SUMA DE MOMENTOS RESISTENTES DE DISEÑO DE LAS COLUMNAS QUE LLEGAN AL NUDO  
 $\Sigma M_g$  = SUMA DE MOMENTOS RESISTENTES DE DISEÑO DE LAS VIGAS QUE LLEGAN AL NUDO

### COLUMNAS

SE DEBERA CUMPLIR QUE:

$$P_u > P_c \cdot A_g / 10$$

$$\Sigma M_e > 1.5 \Sigma M_g$$

LOS MOMENTOS RESISTENTES DE DISEÑO SE CALCULARAN DE LA SIGUIENTE MANERA (EL MENOR MOMENTO RESISTENTE)

- OPCION 1 (FR = 0.8 FALLA A COMPRESION)

$$P_u = P_u(CM+CV) + 2 P_u \text{ sismo}$$

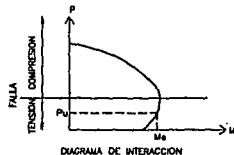
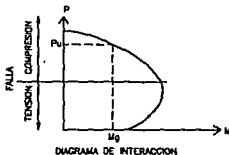
- OPCION 2 (FR = 0.8 FALLA A TENSION)

$$P_u = P_u(CM+CV) + P_u \text{ sismo}$$

$P_u$  = CARGA DE DISEÑO AXIAL

$P_u(CM+CV)$  = CARGA AXIAL FACTORADA DEBIDO A CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA

$P_u$  sismo = CARGA AXIAL FACTORADA DEBIDO A LA ACCION SISMICA

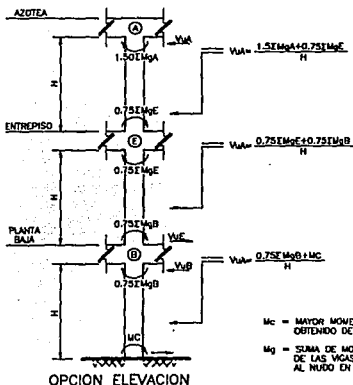


## REFUERZO POR CORTANTE COLUMNAS NTCC 5.3.5

EL DISEÑO ESTÁ DIRIGIDO PARA EVITAR LA FALLA POR CORTANTE EN LAS COLUMNAS, ANTES DE QUE SE FORMEN ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN LAS VIGAS.

EL DISEÑO SE PUEDE REALIZAR DE DOS MANERAS QUE SON:

OPCION 1 (FR=0.8)



OPCION 2 (FR=0.5)

$V_u$  = OBTENIDO DEL ANALISIS

REQUISITOS GENERALES

- SI SE CUMPLE  $P_u > A_g F_c / 20$  Y  $V_u \leq V_u \text{ sismo}$  ENTONCES SE DESPRECIARA LA CONTRIBUCION DEL CONCRETO AL CORTANTE ( $V_{tr}=0$ )

ESTRIBOS

- DE UNA SOLA PIEZA, CERRADOS Y REMATADOS SEGUN NTCC 5.3.3

- DIAMETRO MINIMO 9.5 MM (3/8")

- GRADO MAXIMO 42

$M_c$  = MAYOR MOMENTO RESISTENTE OBTENIDO DE LA  $P_u$

$M_g$  = SUMA DE MOMENTOS RESISTENTES DE LAS VIGAS QUE CONCURRAN AL NUDO EN CUESTION

# UNION VIGA - COLUMNA

## REQUISITOS GENERALES

SE TOMARA UN ESFUERZO EN EL ACERO DE 1.25  $f_y$   
EL REFUERZO DE LAS VIGAS DEBE PASAR DENTRO DEL  
NUCLEO DE LAS COLUMNAS

SE DETALLARA EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES LA  
UNION VIGA COLUMNA

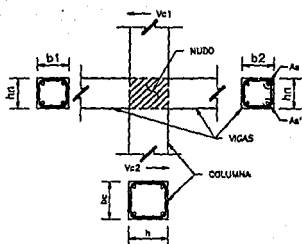
## REFUERZO TRANSVERSAL

SE COLOCARA EL MINIMO ESPECIFICADO EN  
NTCC-5.3.4

EL REFUERZO MINIMO SE PODRA REDUCIR A  
LA MITAD SI EL NUDO ESTA CONFINADO  
(CONCURREN CUATRO TRABES CUYO ANCHO ES  
AL MENOS EL 75% DEL ANCHO DE LA COLUMNA)

## RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

SE REVISARA EN CADA DIRECCION PRINCIPAL  
EN UN PLANO HORIZONTAL SITUADO EN LA  
PARTE MEDIA DE LA ALTURA DEL NUDO



UNION VIGA - COLUMNA

LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE DEL NUDO SERA:

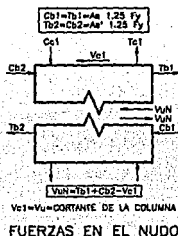
PARA NUDOS CONFINADOS  
 $V_{RN} = 5.5 F_r \sqrt{f'_c} b_e h$

PARA NUDOS NO CONFINADOS  
 $V_{RN} = 4.5 F_r \sqrt{f'_c} b_e h$

SE DEBERA CUMPLIR  $V_{RN} \geq V_{UN}$

$h$  = DIMENSION TRANSVERSAL DE LA COLUMNA

$$b_e = \text{ANCHO EFECTIVO} = \frac{b_1 + b_2 + b_c}{3} \leq \begin{cases} b_1 + h \\ d \\ b_2 + h \end{cases}$$



#### IV.2 COMBINACION DE ELEMENTOS MECANICOS.

Con el objeto de seguir los lineamientos que indica el Reglamento de 1987 para revisar la capacidad de los elementos estructurales en los cuales según el artículo 188 y el artículo 193, la seguridad de los elementos estructurales se debe verificar para el efecto combinado de las acciones que tengan probabilidad de ocurrir en forma simultánea. Para éste edificio en los incisos siguientes se mostrará como se hizo la revisión de los elementos estructurales, para conocer si se cumplen los requisitos que por resistencia se indican, para dicho objetivo primeramente se dibujaron los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante para las trabes, en todos los casos se verificó que se cumplieran los requisitos tanto por cargas permanentes como para la acción combinada de dichas cargas permanentes más sismo.

En forma ilustrativa se muestran en el inciso siguiente diagramas de trabes longitudinales de niveles 1, 5 y 10 respectivamente y una transversal del primer nivel, en dichos diagramas se muestran los elementos mecánicos superpuestos de las cargas permanentes más el efecto del sismo actuando en ambas direcciones, de ésta forma se obtuvieron los elementos mecánicos para la revisión de las trabes, y cuyos cálculos se muestran en el inciso siguiente.

Por lo que respecta al procedimiento para encontrar los elementos mecánicos para revisar las columnas el criterio empleado fué el siguiente:

- a) Se determinaron los elementos mecánicos por carga vertical según los resultados de las corridas.

Por cargas permanentes:  $\left\{ \begin{array}{l} P_v \\ M_{yv} \\ M_{zv} \end{array} \right.$

- b) Se obtuvieron los elementos mecánicos según los resultados que indican las corridas tanto para sismo actuando en la dirección x como para sismo actuando en la dirección z.

De sismo en dirección x:  $\begin{cases} P_{sx} \\ M_{sy} \\ M_{sz} \end{cases}$

De sismo en dirección z:  $\begin{cases} P_{sz} \\ M_{sz} \\ M_{sy} \end{cases}$

c) Con el objeto de conocer los elementos mecánicos para revisar las condiciones por cargas permanentes y para la combinación más desfavorable por sismo; (el más desfavorable para la revisión).

c.1) Elementos mecánicos para la revisión por cargas permanentes:

$$\begin{aligned} P_u &= 1.4 P_v \\ M_{ux} &= 1.4 M_{yv} \\ M_{uz} &= 1.4 M_{zv} \end{aligned}$$

c.2) Combinación C.V. + SISMO X

$$\begin{aligned} P_u &= (P_v + P_{sx} + 0.3 P_{sz}) 1.1 \\ M_{ux} &= (M_{yv} + M_{sy}) 1.1 \\ M_{uz} &= (M_{zv} + 0.3 M_{sz}) 1.1 \end{aligned}$$

c.3) Combinación C.V. + SISMO Z

$$\begin{aligned} P_u &= (P_v + P_{sz} + 0.3 P_{sx}) 1.1 \\ M_{ux} &= (M_{yv} + 0.3 M_{sy}) 1.1 \\ M_{uz} &= (M_{zv} + M_{sz}) 1.1 \end{aligned}$$

De ésta forma se obtuvieron dichos elementos mecánicos últimos para las revisiones mencionadas, los cálculos se muestran en el inciso correspondiente.

#### IV.3.- REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE LAS TRABES.

Como se mencionó anteriormente para verificar que las trabes cumplan los requisitos que por resistencia se indican en las N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto de 1987, el criterio siguiente fué empleado para efectuar las revisiones:

- a).- Conocidos los elementos mecánicos tanto por cargas permanentes como por sismo se procedió a obtener los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante.
- b).- Una vez obtenidos los diagramas se dibujaron los armados que se muestran en los planos estructurales originales, con el objeto de encontrar gráficamente las secciones más esforzadas para ejecutar su revisión.
- c).- Detectadas las secciones críticas, la revisión se hizo tanto para las acciones por cargas permanentes como para la combinación de éstas con las acciones sísmicas.
- d).- La expresión empleada para revisar por flexión las secciones fué la indicada en el inciso 2.1.2 d (Ec. 2.5), de las N.T.C. de concreto.
- e).- Para encontrar el valor de "q" se usó el porcentaje de acero existente en la sección crítica.
- f).- Tal ecuación (Ec.2.5 de las N.T.C. de concreto) se empleó para encontrar los momentos resistentes positivos y negativos.
- g).- La revisión por cortante también se hizo, para las secciones críticas detectadas según los diagramas y tanto para cargas permanentes como para la combinación con las acciones sísmicas.
- h).- Las expresiones empleadas para la revisión por cortante se hizo según las mostradas en el inciso 2.1.5 de las N.T.C. de concreto.
- i).- Para encontrar el cortante que resiste la sección existente, el criterio siguiente fué empleado: mediante las expresiones 2.17 ó 2.18

el cortante que toma el concreto fué valuado y posteriormente con la parte izquierda de la expresión 2.21 el cortante que toman los estribos luego se sumaron los cortantes para obtener el cortante resistente total.

- j).- Finalmente se aplicaron los factores de carga a los elementos mecánicos críticos (según los diagramas) y el resultado se comparó con los elementos mecánicos resistentes de las secciones, de ésta forma se concluyó si las secciones son aceptables o no para las condiciones de trabajo indicadas.
- k).- Se muestra a continuación los cálculos para algunas trabes:

REVISIÓN DE TRABE EJE C  
NIVEL I

SECCION 30 X 55  
 $f'c = 230 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$

A) FLEXION

$MR = FR AS \cdot fy \cdot d \cdot (1 - 0.5a)$

$ASERXIST = 8 \sqrt{3/4} = 22.8 \text{ cm}^2 \text{ (N -)}$

$p = \frac{22.8}{30 \times 32.5} = 0.0145$

$q = \frac{0.0145 \times 2300}{170}$

$q = 0.196$

$MR = 0.9 \times 22.8 \times 2300 \times 52.5 \cdot (1 - 0.5 \times 0.196)$

$MR = 2\,234\,966 \text{ kg.cm.}$

$MR = 22.35 \text{ TON. M.}$

$ASERXIST = 5 \sqrt{3/4} = 14.85 \text{ cm}^2 \text{ (N +)}$

$MR = 0.9 \times 14.85 \times 2300 \times 52.5 \cdot (1 - 0.5 \times 0.196)$

$MR = 1\,455\,669 \text{ kg.cm.}$

$MR = 14.55 \text{ TON. M.}$

$MR (-) = 22.35 \text{ T.M.}$

$MR (+) = 14.55 \text{ T.M.}$

B) CORTANTE

$COND p = 0.0145 > 0.01$

$VCR = 0.5 FR \cdot bd \cdot \sqrt{f'c}$

$VCR = 0.5 \times 0.8 \times 30 \times 52.5 \cdot \sqrt{230}$

$VCR = 8709 \text{ kg.} = 9 \text{ TON.}$

$CON \text{ ESTRIBOS } \sqrt{1/4} \cdot \phi \cdot 10$

$0.8 \times 0.63 \times 2300 \times 52.5 = 6085.8 = 6 \text{ TON.}$

10

$VR = 9 + 6 = 15 \text{ Ton.}$

1) CARGA VERTICAL

$Mu = 5 \times 1.4 = 7 \text{ T.M.}$

$Mu < MR (7 < 14.55)$

O.K.

$Vu = 4 \times 1.4 = 5.6 \text{ Ton.}$

$Vu < VR (5.6 < 15)$

O.K.

Conclusión: La Sección pasa

2) CARGA VERTICAL + SISMO

$Mu = 60 \times 1.1 = 66 \text{ T.M. (A PAND)}$

$Mu > MR (66 > 22.35)$

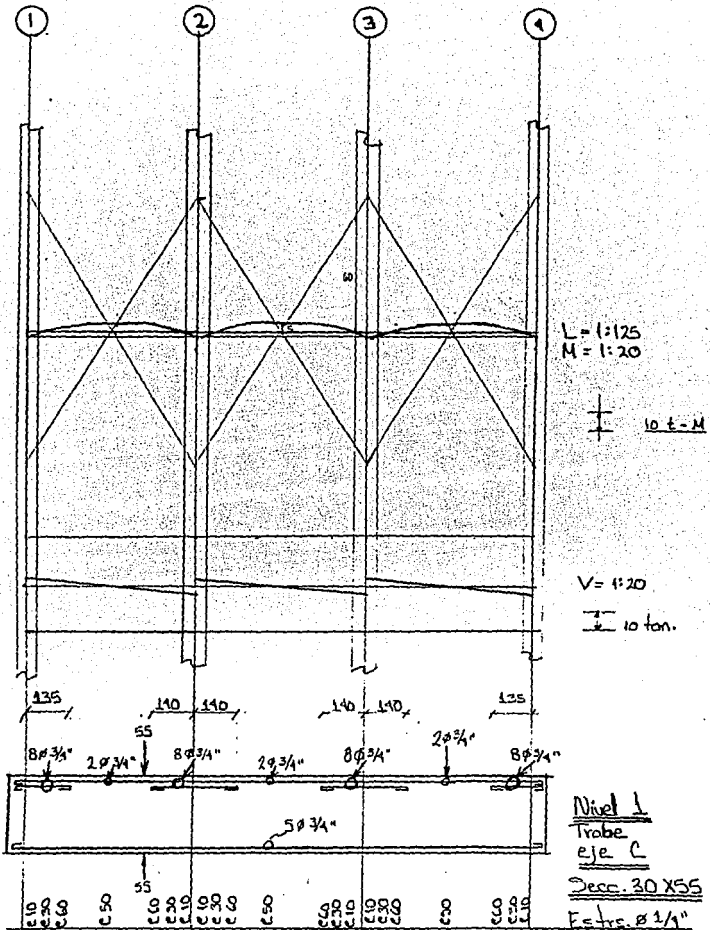
No pasa

$Vu = 28 \times 1.1 = 30.8 \text{ Ton. (A PAND)}$

$Vu > VR (30.8 > 15)$

No pasa

Conclusión: La sección no pasa la combinación de C.V. + SISMO





REVISION DE TABRE EJE 3  
NIVEL 1

SECCION 35 X 65  
 $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$   
 $fy = 2300 \text{ kg/cm}^2$

A) FLEXION

$$MR = FR AS fy d (1-0.5q)$$

$$ASEXIST = 7 \phi 1" = 35.49 \text{ cm}^2 (M -)$$

$$p = \frac{35.49}{35 \times 62.5} = 0.0162$$

$$q = \frac{0.0162 \times 2300}{170}$$

$$q = 0.22$$

$$MR = 0.9 \times 35.49 \times 2300 \times 62.5 (1-0.5 \times 0.22)$$

$$MR = 40.86 \text{ T.M.}$$

$$ASEXIST = 4 \phi 1" = 20.28 \text{ cm}^2 (M +)$$

$$MR = 0.9 \times 20.28 \times 2300 \times 62.5 (1-0.5 \times 0.22)$$

$$MR = 23.35 \text{ T.M.}$$

$$MR (-) = 40.86 \text{ T.M.}$$

$$MR (+) = 23.35 \text{ T.M.}$$

B) CORTANTE

$$CDMO p = 0.0162 > 0.01$$

$$VCR = 0.5 FR bd \sqrt{f'c}$$

$$VCR = 0.5 \times 0.8 \times 35 \times 62.5 \sqrt{200}$$

$$VCR = 12.4 \text{ Ton.}$$

CON ESTRIBOS  $\phi 3/8" @ 30$

$$0.8 \times 1.42 \times 2300 \times 62.5 = 5.4 \text{ Ton.}$$

$$30$$

$$VR = 12.4 + 5.4 = 17.8 \text{ Ton.}$$

1) CARGA VERTICAL

$$Mu = 15 \times 1.4 = 21 \text{ T.M.}$$

$$Mu < MR (21 < 23.35)$$

O.K.

$$Vu = 10 \times 1.4 = 14 \text{ Ton.}$$

$$Vu < VR (14 < 17.8)$$

O.K.

Conclusion: La Seccion pasa

2) CARGA VERTICAL + SISMO

$$Mu = 52 \times 1.1 = 57.2 \text{ T.M.}$$

$$Mu > MR (57.2 > 40.86)$$

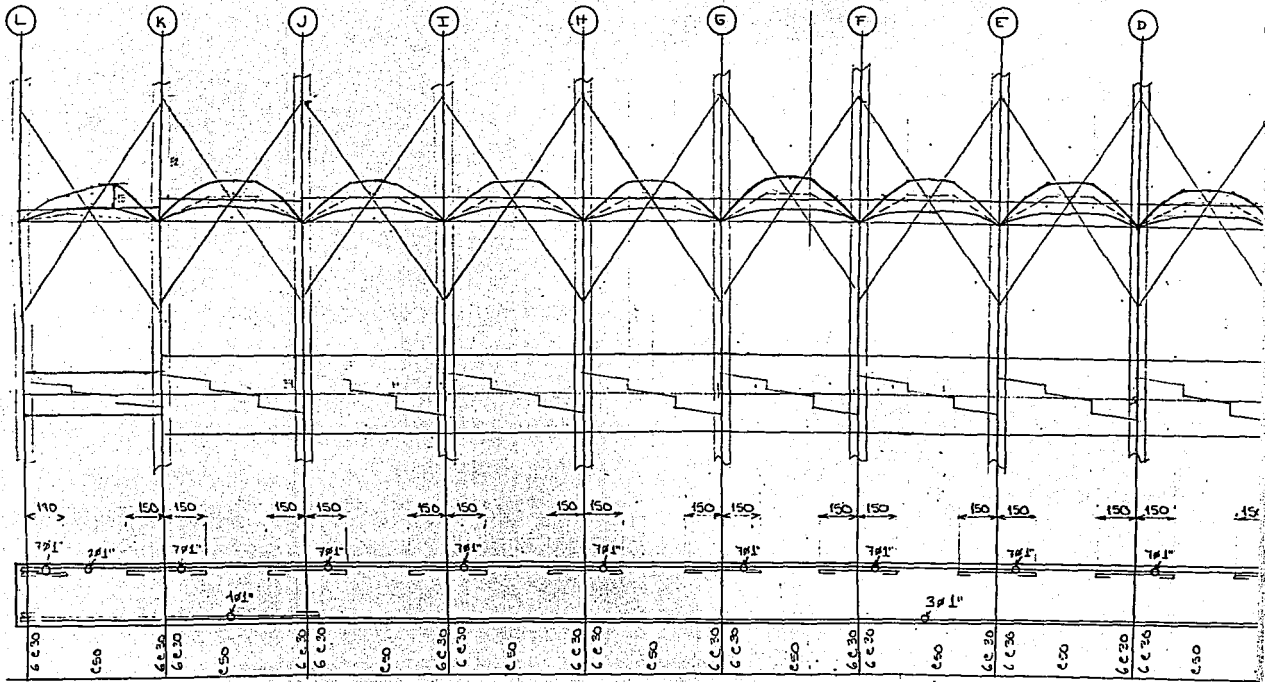
No pasa

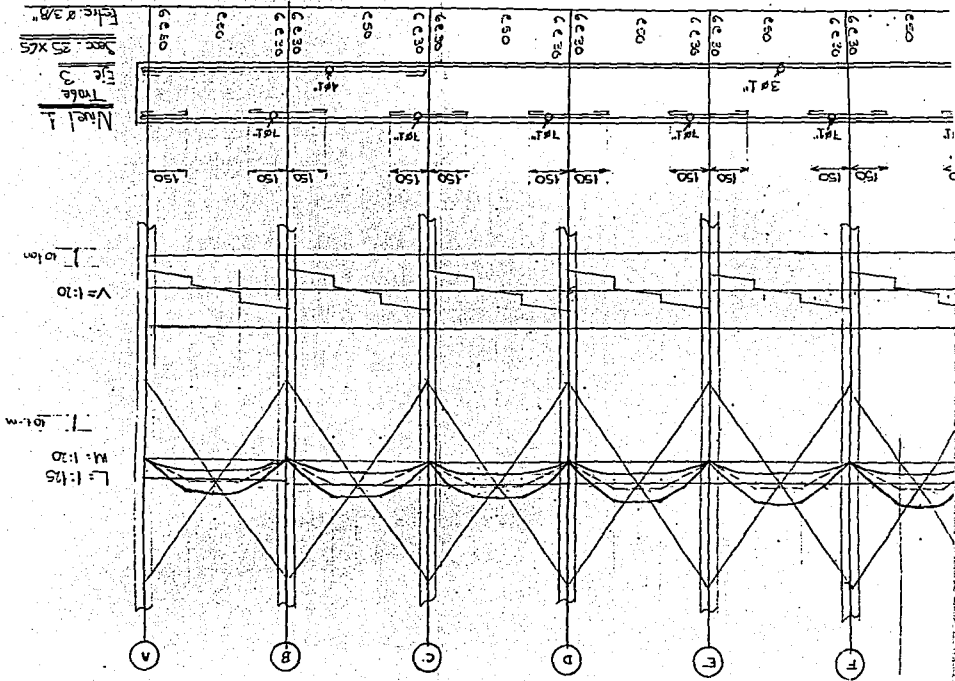
$$Vu = 34 \times 1.1 = 37.4 \text{ Ton.}$$

$$Vu > VR (37.4 > 17.8)$$

No pasa

Conclusion: La Seccion no pasa la combinacion de C.V. + SISMO





REVISION DE TRABE EJE 1  
NIVEL 5

SECCION 25 X 55.  
f'c = 250 Kg/cm<sup>2</sup>  
fq = 2300 kg/cm<sup>2</sup>

A) FLEXION

$$MR = FR AS fy d (1-0.5q)$$

$$ASEXIST = 6 \sqrt{3/4} = 17.1 \text{ cm}^2 (M -)$$

$$p = \frac{17.1}{25 \times 52.5} = 0.013$$

$$25 \times 52.5$$

$$q = 0.013 \times 2300 = 0.176$$

$$170$$

$$MR = 0.9 \times 17.1 \times 2300 \times 52.5 (1-0.5 \times 0.176)$$

$$MR = 17.0 \text{ T.M.}$$

$$ASEXIST = 3 \sqrt{3/4} = 8.55 \text{ cm}^2 (M +)$$

$$MR = 0.9 \times 8.55 \times 2300 \times 52.5 (1-0.5 \times 0.176)$$

$$MR = 8.5 \text{ T.M.}$$

$$MR (-) = 17 \text{ T.M.}$$

$$MR (+) = 8.5 \text{ T.M.}$$

B) CORTANTE

$$\text{COMO } p = 0.013 > 0.01$$

$$VCR = 0.5 FR bd \sqrt{f'c}$$

$$VCR = 0.5 \times 0.8 \times 25 \times 52.5 \sqrt{200}$$

$$VCR = 7.42 \text{ Ton.}$$

$$\text{CON ESTRIBOS } \phi 1/4" @ 10$$

$$0.8 \times 0.63 \times 2300 \times 52.5 = 6 \text{ Ton.}$$

$$10$$

$$VR = 7.42 + 6 = 13.42 \text{ Ton.}$$

1) CARGA VERTICAL

$$Mu = 8 \times 1.4 = 11.2 \text{ Tons.}$$

$$Mu < MR (11.2 > 8.5)$$

No pasa

$$Vu = 7 \times 1.4 = 9.8 \text{ Tons.}$$

$$Vu < VR (9.8 < 13.42)$$

Pasa

2) CARGA VERTICAL + SISMO

$$Mu = 20 \times 1.1 = 30.8 \text{ T.M.}$$

$$Mu > MR (30.8 > 17)$$

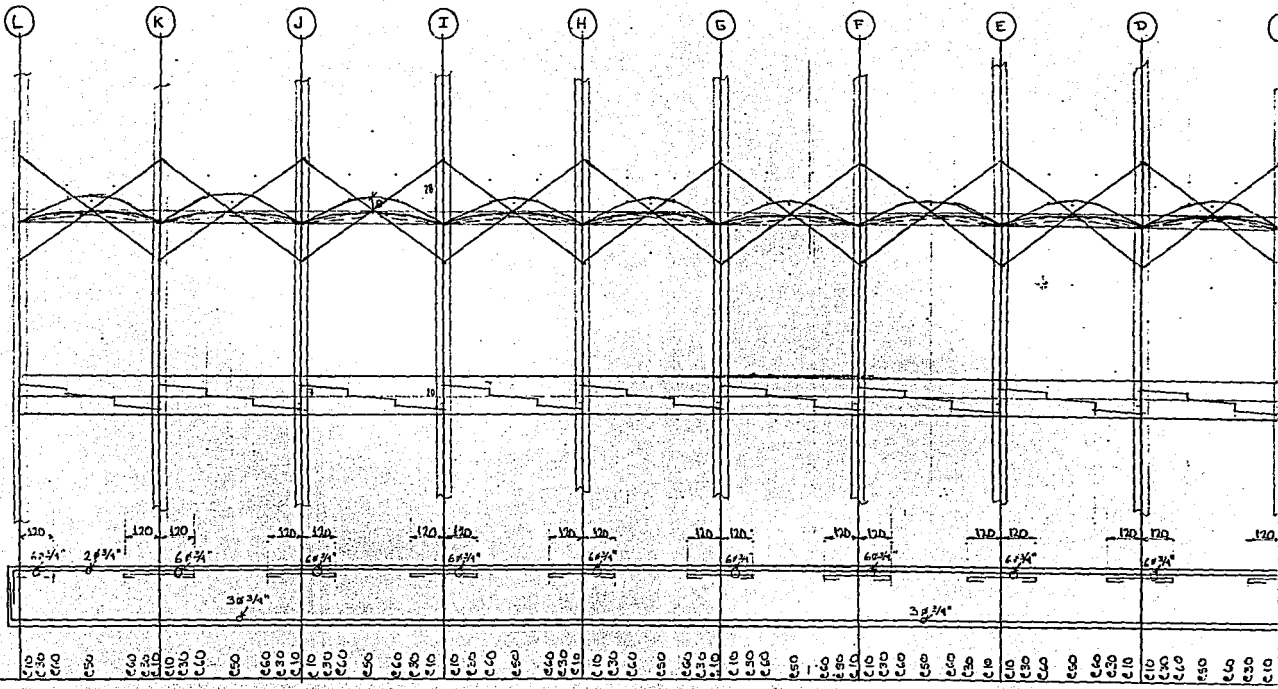
No pasa

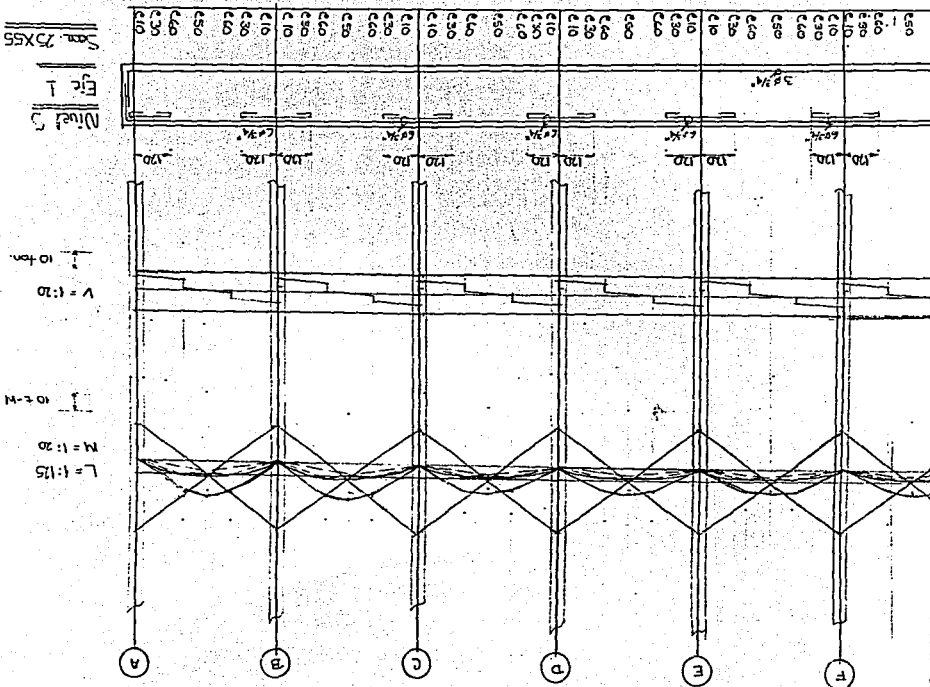
$$Vu = 20 \times 1.1 = 22 \text{ Ton.}$$

$$Vu > VR (22 > 13.42)$$

No pasa

Conclusion: La Sección no pasa la combinación C.V. + SISMO y se revisará si la sección pasa la condición de carga vertical considerando el acero de compresión.





Scale 1:50

Fig. 1

10 cm

V = 1:10

10 cm

M = 1:20

L = 1:15

REVISIÓN DE TRABE EJE 4  
NIVEL 10

SECCIÓN 25 X 55

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

$f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$

A) FLEXIÓN

$M_R = FR AS f_y d (1-0.5q)$

$ASEXIST = 6 \text{ o } 3/4" = 17.1 \text{ cm}^2 (M^-)$

$p = \frac{17.1}{25 \times 52.5} = 0.013$

$25 \times 52.5$

$q = 0.013 \times 2300 = 0.176$

170

$M_R = 0.9 \times 17.1 \times 2300 \times 52.5 (1-0.5 \times 0.176)$

$M_R = 17 \text{ T.M.}$

$ASEXIST = 3 \text{ o } 3/4" = 8.55 \text{ cm} (M^+)$

$M_R = 0.9 \times 8.55 \times 2300 \times 52.5 (1-0.5 \times 0.176)$

$M_R = 8.5 \text{ T.M.}$

$M_R (-) = 17 \text{ T.M.}$

$M_R (+) = 8.5 \text{ T.M.}$

B) CORTANTE

COMO  $p = 0.013 > 0.01$

$VCR = 0.5 FR bd f'c$

$VCR = 0.5 \times 0.8 \times 25 \times 52.5 \times 200$

$VCR = 7.42 \text{ TON.}$

CON ESTRIBOS:  $o 1/4" C 10$

$0.8 \times 0.63 \times 2300 \times 52.5 = 6 \text{ TON.}$

10

$VR = 7.42 + 6 = 13.42 \text{ Ton.}$

1) CARGA VERTICAL

$M_u = (-) = 10 \times 1.4 = 14$

$M_u < M_R (14 < 17)$

Pasa

$M_u (+) = 8 \times 1.4 = 11.2 \text{ T.M.}$

$M_u > M_R (11.2 > 8.5)$

No pasa

$V_u = 7 \times 1.4 = 9.8 \text{ Ton.}$

$V_u < VR (9.8 < 13.42)$

Pasa

2) CARGA VERTICAL + SISMO

$M_u = 8 \times 1.1 = 8.8 \text{ T.M.}$

$M_u < M_R (8.8 < 17)$

Pasa

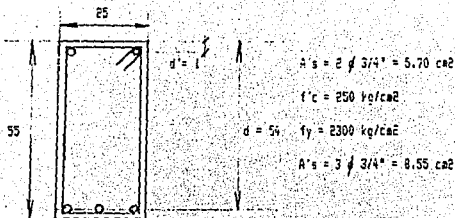
$V_u = 10 \times 1.1 = 11 \text{ Ton.}$

$V_u < VR (11 < 13.42)$

Pasa

Conclusion: Se revisará si la sección pasa la condición de carga vertical considerando el acero de compresión.

REVISION DE LA SECCION RECTANGULAR CON ACERO DE COMPRESION



$$M_R = FR [(A_s - A'_s) f_y (d-a) + A'_s f_y (d-d')] \dots \text{Ec. 2.9 N.T.C. de concreto}$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f'c b} \quad a = \frac{(8.55 - 5.70) 2300}{170 \times 25} = 1.54$$

$$M_R = 0.9 [18.55 - 5.70] 2300 (50 - 1.54) + 8.55 \times 2300 (50 - 11)$$

$$M_R = 0.9 [12.85 \times 2300 \times 51.53 + 8.55 \times 2300 \times 53]$$

$$M_R = 0.9 [325812.65 + 1042245]$$

$$M_R = 1240251.88 \text{ kg cm} = 12.40 \text{ T-M.} \quad 0. \text{K.} > 11.2 \text{ T-M.}$$

$$p = \frac{8.55}{25 \times 52} = 0.0066$$

$$p' = \frac{5.70}{25 \times 52} = 0.0044$$

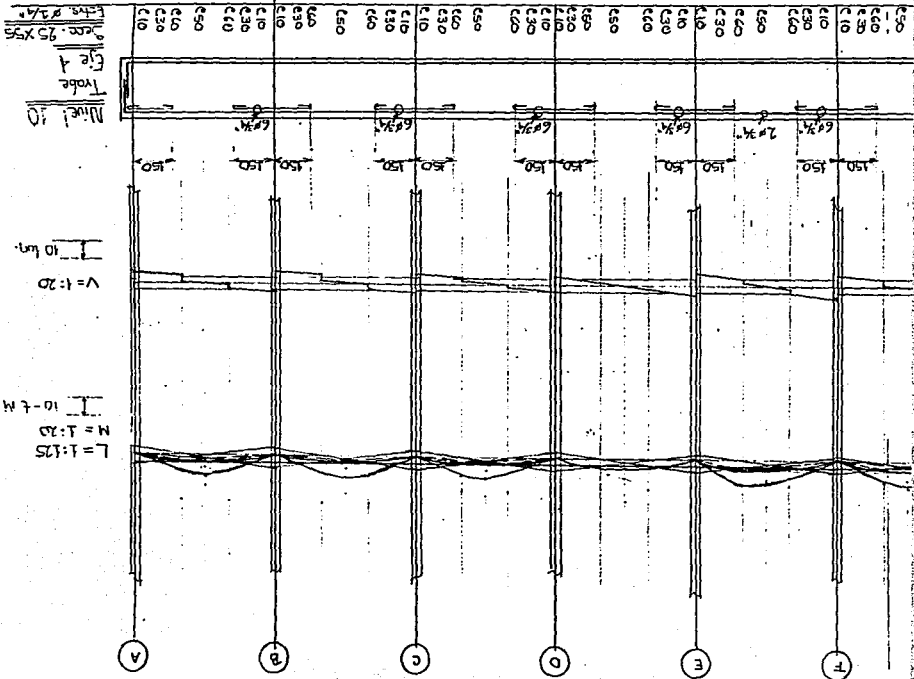
$$(\gamma - p') > \frac{4800}{6000 - f_y} \times \frac{d'}{d} \times \frac{f'c}{f_y} \dots \text{Ec. 2.10}$$

$$10.0066 - 0.0044 > \frac{4800}{6000 - 2300} \times \frac{1}{52} \times \frac{170}{2300}$$

0.0022 > 0.0018    EL ACERO DE COMPRESION FLUYE CUANDO SE ALCANZA LA RESISTENCIA DE LA SECCION Y POR LO TANTO LA SECCION PASA LA CONDICION DE CARGA VERTICAL.







#### IV.4 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE LAS COLUMNAS.

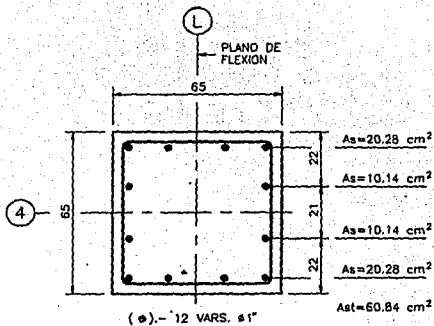
Considerando que un elemento sujeto a flexocompresión puede alcanzar su resistencia bajo innumerables condiciones de carga axial y momento flexionante, para la revisión de la resistencia de las columnas de el edificio en estudio el criterio siguiente fué empleado:

- a).- Se procedió a obtener un diagrama de interacción basado en la geometría de los elementos y en la distribución de los aceros existentes.
- b).- El diagrama de interacción se determinó considerando los puntos siguientes:
  - \* Se obtuvo un punto que corresponde a carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme.
  - \* Un punto que corresponde a la falla balanceada, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias. Este estado de deformaciones es el que tiene cuando simultáneamente el concreto alcanza su deformación máxima útil y el acero su límite de fluencia.
  - \* El punto que corresponde a momentos sin carga axial.
  - \* Se determinaron además 2 puntos extras, uno en falla a tensión, es decir un punto entre la falla a compresión pura y entre el calculado para la falla balanceada y el punto en falla a compresión que se calcula entre la falla a momento sin carga axial y entre la falla balanceada.
- c).- Se aclara que en la mayoría de los casos los puntos anotados son suficientes para definir en forma adecuada un diagrama de interacción.
- d).- Una vez determinado el diagrama se procedió a obtener los elementos mecánicos últimos, dichos elementos mecánicos se valoraron considerando la condición de carga vertical y la combinación de

carga vertical más el efecto de las acciones sísmicas.

- e).- Se ubicaron los elementos mecánicos últimos en el diagrama de interacción, puntos 1, 2 y 3 que corresponden a los puntos por carga vertical y a los puntos encontrados para las combinaciones de éstos con las acciones sísmicas.
- f).- La consideración para determinar si la sección es suficientemente resistente es que el punto considerado (punto 1, 2 ó 3) esté ubicado dentro de la envolvente que limita el diagrama.

COLUMNA EJES 4-L (NIVEL 1)



1.- CALCULO DEL PUNTO

$P_o = 0$  Y  $M_o = 0$

$$P_o = FR (f'_c A_g + A_{st} f_y)$$

$$FR = 0.7$$

$$f'_c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_g = 65 \times 65 = 4225 \text{ cm}^2$$

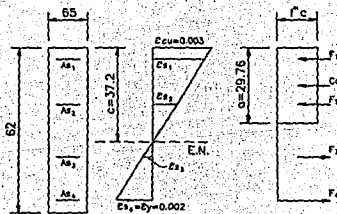
$$A_{st} = 60.84 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 0.7(170 \times 4225 + 60.84 \times 2300)$$

$$P_o = 600.7 \text{ Ton}$$

2.- CALCULO DEL PUNTO EN LA

FALLA BALANCEADA



POR TRIANGULOS SEMEJANTES

$$\frac{e_{cu}}{c} = \frac{e_{cu} + e_y}{a}$$

$$c = \frac{(e_{cu})(a)}{e_{cu} + e_y}$$

$$c = \frac{(0.003)(62)}{0.005} = 37.2 \text{ cm}$$

$$a = (0.8)(37.2) = 29.76 \text{ cm}$$

CALCULO DE F<sub>1</sub>

$$\frac{e_{cu}}{c} = \frac{e_{s1}}{c-r}$$

$$e_{s1} = \frac{(e_{cu})(c-r)}{c}$$

$$e_{s1} = \frac{(0.003)(37.2-3)}{37.2}$$

$$e_{s1} = 0.0028 < e_y$$

$$\therefore f_s = f_y$$

$$F_1 = FR A_{s1} f_y$$

$$F_1 = 0.7 \times 20.28 \times 2300 = 32.65 \text{ ton}$$

CALCULO DE F<sub>2</sub>

$$\frac{e_{cu}}{c} = \frac{e_{s2}}{c-22}$$

$$e_{s2} = \frac{(0.003)(37.2-22)}{37.2}$$

$$e_{s2} = 0.00122 < e_y$$

$$f_{s2} = E e_{s2}$$

$$f_{s2} = (2.1 \times 10^4)(0.00122)$$

$$f_{s2} = 2562 \text{ kg/cm}^2 \therefore f_{s2} = f_y$$

$$f_s = 0.7 \times 10.14 \times 2300$$

$$f_s = 15.32 \text{ Ton}$$

CALCULO DE F<sub>3</sub>

$$\frac{e_{cu}}{c} = \frac{e_{s3}}{43-37.2}$$

$$e_{s3} = \frac{(0.003)(5.8)}{37.2}$$

$$e_{s3} = 0.0005 < e_y$$

$$f_{s3} = (2.1 \times 10^4)(0.0005)$$

$$f_{s3} = 1050 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_3 = 0.7 \times 10.14 \times 1050$$

$$F_3 = 7.45 \text{ Ton}$$

CALCULO DE F<sub>4</sub>

$$e_{s4} = e_y \therefore f_4 = 2300 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_4 = 0.7 \times 20.28 \times 2300 = 32.65 \text{ Ton}$$

CALCULO DE C<sub>c</sub>

$$C_c = FR(\gamma_c)(a)(b)$$

$$C_c = 0.7(170)(29.76)(65)$$

$$C_c = 230.19 \text{ Ton}$$

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE

FUERZA	BRAZO	MOMENTO
$F_1 = 32.65$	0.295	9.63
$F_2 = 15.32$	0.105	1.71
$F_3 = 7.45$	0.105	0.80
$F_4 = 32.65$	0.295	9.63
$C_c = 230.19$	0.176	40.51

$M = 62.28 \text{ T-M}$

$P = F_1 + F_2 + C_c - F_3 - F_4$

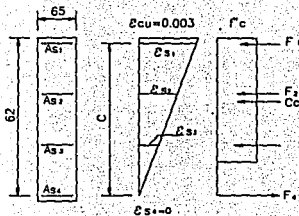
$P = 239.06 \text{ Ton}$

CALCULO DEL PUNTO DE FALLA EN COMPRESION

CON  $C = 62 \text{ cm}$

$a = 0.8(62) = 49.6 \text{ cm}$

$\epsilon_{s1} = 0$



CALCULO DE  $F_1$

$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C-r}$

$\epsilon_{s1} = \frac{(0.003)(62-3)}{62} = 0.0029 < \epsilon_y$

$F_1 = 0.7 \times 20.28 \times 2300 = 32.65 \text{ Ton}$

CALCULO DE  $F_2$

$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s2}}{C-2r}$

$\epsilon_{s2} = \frac{(0.003)(40)}{62} = 0.002 = \epsilon_y$

$F_2 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32 \text{ Ton}$

CALCULO DE  $F_3$

$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s3}}{C-4r}$

$\epsilon_{s3} = \frac{(0.003)(19)}{62} = 0.00092 < \epsilon_y$

$f_{s3} = (2.1 \times 10^4)(0.00092) = 1932 \text{ Kg/cm}^2$

$F_3 = 0.7 \times 10.14 \times 1932 = 13.71 \text{ Ton}$

CALCULO DE  $C_c$

$C_c = 0.7 (170)(49.6)(65)$

$C_c = 383.66 \text{ Ton}$

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE

FUERZA	BRAZO	MOMENTO
$F_1 = 32.65$	0.295	9.63
$F_2 = 16.32$	0.105	1.71
$F_3 = 13.71$	0.105	1.44
$F_4 = 0$	0	0
$C_c = 383.66$	0.077	29.54

$M = 42.32 \text{ T-M}$

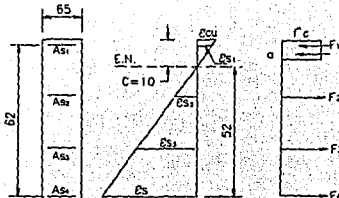
$P = F_1 + F_2 + F_3 + C_c$

$P = 446.34 \text{ Ton}$

4.- CALCULO DEL PUNTO DE FALLA EN TENSION

CON C = 10 cm

$$a = 0.8(10) = 8 \text{ cm}$$



CALCULO DE F<sub>1</sub>

$$\frac{F_{cu}}{C} = \frac{F_{s1}}{C - a}$$

$$F_{s1} = \frac{(0.003)(10 - 8)}{10} = 0.0021 > \epsilon_y$$

$$F_1 = 0.7 \times 20.28 \times 2300 = 32.65 \text{ Ton}$$

CALCULO DE F<sub>2</sub>

$$\frac{F_{cu}}{C} = \frac{F_{s2}}{22 - 10}$$

$$F_{s2} = \frac{(0.003)(12)}{10} = 0.0036 > \epsilon_y$$

$$F_2 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32 \text{ Ton}$$

CALCULO DE F<sub>3</sub>

$$\frac{F_{cu}}{C} = \frac{F_{s3}}{43 - 10}$$

$$F_{s3} = \frac{(0.003)(33)}{10} = 0.0099 > \epsilon_y$$

$$F_3 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32 \text{ Ton}$$

CALCULO DE F<sub>4</sub>

$$F_{s4} = \frac{(0.003)(52)}{10} = 0.0156 > \epsilon_y$$

$$F_4 = 0.7 \times 20.28 \times 2300 = 32.65 \text{ Ton}$$

CALCULO DE C<sub>c</sub>

$$C_c = 0.7 (170)(8)(65) = 61.88 \text{ Ton}$$

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE

FUERZA	BRAZO	MOMENTO
F <sub>1</sub> = 32.65	0.295	9.63
F <sub>2</sub> = 16.32	0.105	1.71
F <sub>3</sub> = 16.32	0.105	1.71
F <sub>4</sub> = 32.65	0.295	9.63
C <sub>c</sub> = 61.88	0.285	17.83

$$M = 40.31 \text{ T-M}$$

$$P = F_1 + C_c - F_2 - F_3 - F_4$$

$$P = 29.24 \text{ Ton}$$

CON C=5 cm : a=4

PARA F<sub>1</sub>

$$F_{s1} = \frac{(0.003)(5 - 3)}{5} = 0.0012 < \epsilon_y$$

$$F_{s1} = (2.1 \times 10^4) (0.0012) = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_y = 2300$$

$$F_1 = 0.7 \times 20.28 \times 2300 = 32.65$$

PARA F<sub>2</sub>

$$F_{s2} = \frac{(0.003)(22 - 5)}{5} = 0.01 > \epsilon_y$$

$$F_2 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32$$



PARA F<sub>3</sub>

$$\varepsilon_{s_1} = \frac{(0.003)(38)}{5} = 0.02 > \varepsilon_y$$

$$F_3 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32 \text{ Ton}$$

PARA F<sub>4</sub>

$$\varepsilon_{s_2} = \frac{(0.003)(57)}{5} = 0.03 > \varepsilon_y$$

$$F_4 = 0.7 \times 20.28 \times 2300 = 32.65 \text{ Ton}$$

$$C_c = 0.7(170)(4)(65) = 30.94 \text{ Ton}$$

#### CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE

FUERZA	BRAZO	MOMENTO
F <sub>1</sub> = 32.65	0.295	9.63
F <sub>2</sub> = 16.32	0.105	1.71
F <sub>3</sub> = 16.32	0.105	1.71
F <sub>4</sub> = 32.65	0.295	9.63
C <sub>c</sub> = 30.94	0.305	9.44

$$M = 32.12 \text{ T-M}$$

$$P = F_1 + C_c - F_2 - F_3 - F_4$$

$$P = -1.70 \text{ Ton}$$

#### 5.- CALCULO DEL PUNTO EN TENSION PURA

$$-P_o = 0.7 (60.84) (2300)$$

$$-P_o = 97.95 \text{ Ton}$$

COLUMNAS EJES 4-L (NIVEL 1)

CARGA VERTICAL

$$P = 152 \text{ Ton}$$

$$M_y = 1.14 \text{ T-M}$$

$$M_z = 2.91 \text{ T-M}$$

SISMO X

$$P = 78.71 \text{ Ton}$$

$$M_y = 3.52 \text{ T-M}$$

$$M_z = 90.92 \text{ T-M}$$

SISMO Z

$$P = 310.48 \text{ Ton}$$

$$M_y = 172.32 \text{ T-M}$$

$$M_z = 10.91 \text{ T-M}$$

COMBINACIONES

①.- CARGA VERTICAL

$$P_u = 152 \times 1.4 = 212.8 \text{ Ton}$$

$$M_{y_u} = 1.14 \times 1.4 = 1.6 \text{ T-M}$$

$$M_{z_u} = 2.91 \times 1.4 = 4.1 \text{ T-M}$$

②.- CARGA VERTICAL + SISMO X + 30% SISMO Z

$$P_u = [152 + 78.71 + 0.3(310.48)] 1.1 = 356.2 \text{ Ton}$$

$$M_{y_u} = [1.14 + 0.3(3.52)] 1.1 = 2.4 \text{ T-M}$$

$$M_{z_u} = [2.91 + 90.52] 1.1 = 102.8 \text{ T-M}$$

③.- CARGA VERTICAL + SISMO Z + 30% SISMO X

$$P_u = [152 + 310.4 + 0.3(78.71)] 1.1 = 534.6 \text{ Ton}$$

$$M_{y_u} = [1.14 + 172.32] 1.1 = 190.8 \text{ T-M}$$

$$M_{z_u} = [2.91 + 0.3(10.91)] 1.1 = 6.8 \text{ T-M}$$

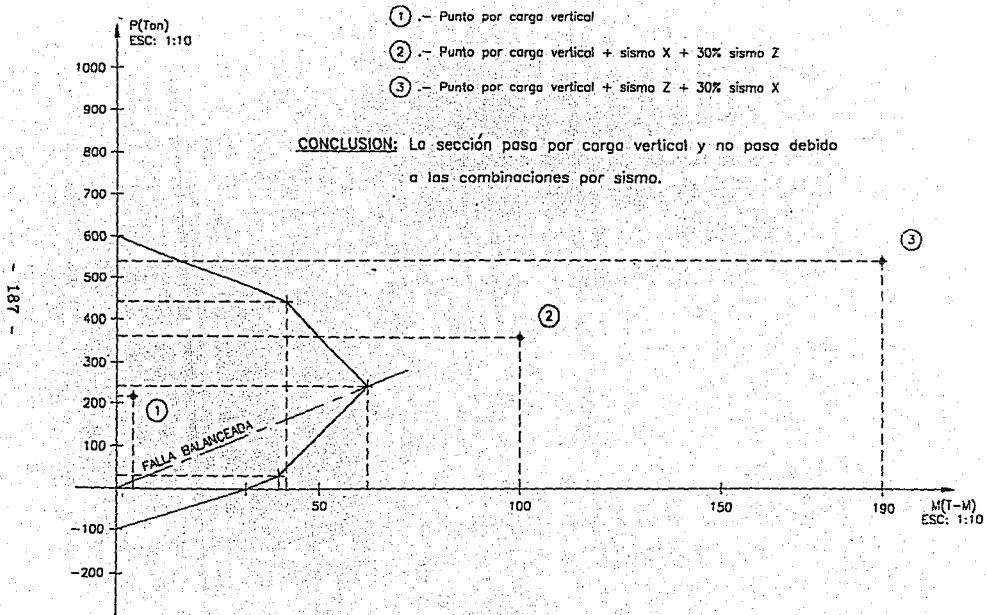
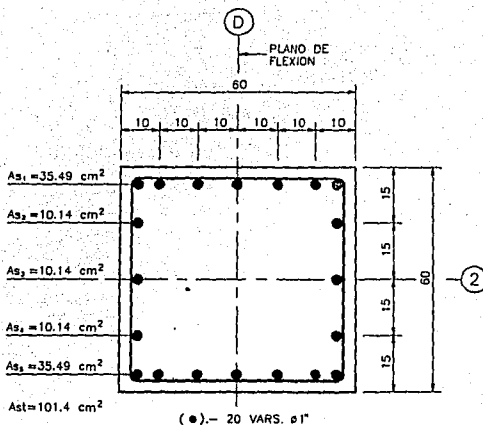


DIAGRAMA DE INTERACCION  
 (COLUMNA EJES 4-L NIVEL 1)

COLUMNA EJES D-2 (NIVEL 5)



- FR = 0.7
- $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- $f'c = 170 \text{ Kg/cm}^2$
- $fy = 2300 \text{ Kg/cm}^2$
- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

1.- CALCULO DEL PUNTO  $P_o$  (COMPRESION PURA)

$$P_o = FR (f'c A_g + A_{st} f_y)$$

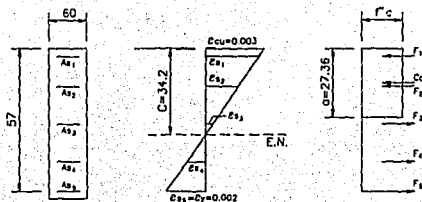
$$A_g = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 101.4 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 0.7(170 \times 3600 + 101.4 \times 2300)$$

$$P_o = 591.65 \text{ Ton}$$

## 2.- CALCULO DEL PUNTO EN LA FALLA BALANCEADA



CALCULO DE C:

POR TRIANGULOS SEMEJANTES

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}{d} \Rightarrow C = \frac{(\epsilon_{cu}) (d)}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$$

$$C = \frac{(0.003)(57)}{0.005} = 34.2 \text{ cm} ; a = (0.8)(34.2) = 27.36 \text{ cm}$$

CALCULO DE FUERZAS

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{c-r} \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003(34.2-3)}{34.2} = 0.0027 > \epsilon_y \Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s2}}{c-15} \therefore \epsilon_{s2} = \frac{0.003(34.2-15)}{34.2} = 0.0017 < \epsilon_y \Rightarrow f_y = 0.0017 \times 2.1 \times 10^6 = 3570 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s3}}{c-30} \therefore \epsilon_{s3} = \frac{0.003(34.2-30)}{34.2} = 0.00037 < \epsilon_y \Rightarrow f_y = 0.00037 \times 2.1 \times 10^6 = 777 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s4}}{10.8} \therefore \epsilon_{s4} = \frac{0.003(10.8)}{34.2} = 0.00095 < \epsilon_y \Rightarrow f_y = 0.00095 \times 2.1 \times 10^6 = 1995 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s5} = \epsilon_y \therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

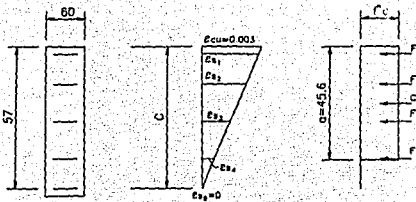
FUERZAS	BRAZO	MOMENTO	
$F_1 = 0.7 \times 35.49 \times 2300 = 57.14 \text{ Ton}$	0.27	15.43	$M = 67.31 \text{ T-M}$
$F_2 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32 \text{ Ton}$	0.15	2.45	
$F_3 = 0.7 \times 10.14 \times 777 = 5.51 \text{ Ton}$	0	0	$P = 192 \text{ Ton}$
$F_4 = 0.7 \times 10.14 \times 1995 = 14.16 \text{ Ton}$	0.15	2.12	
$F_5 = 0.7 \times 35.49 \times 2300 = 57.14 \text{ Ton}$	0.27	15.43	
$C_c = 0.7 \times 170 \times 27.36 \times 60 = 195.35 \text{ Ton}$	0.1632	31.88	

### 3.- CALCULO DEL PUNTO DE FALLA EN COMPRESION

CON  $c = 57$  cm

$$a = 0.8(57) = 45.6$$

$$\epsilon_{s1} = 0$$



#### CALCULO DE FUERZAS

$$\frac{E_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{c-r} \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003(54)}{57} = 0.0028 > \epsilon_y \Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{E_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s2}}{c-15} \therefore \epsilon_{s2} = \frac{0.003(42)}{57} = 0.0022 > \epsilon_y \Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{E_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s2}}{c-30} \therefore \epsilon_{s2} = \frac{0.003(27)}{57} = 0.0014 < \epsilon_y \Rightarrow f_y = 0.0014 \times 2.1 \times 10^6 = 2940 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{E_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{c-45} \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003(12)}{57} = 0.00063 < \epsilon_y \Rightarrow f_y = 0.00063 \times 2.1 \times 10^6 = 1323 \text{ Kg/cm}^2$$

FUERZAS	BRAZO	MOMENTO
$F_1 = 0.7 \times 35.49 \times 2300 = 57.14$ Ton	0.27	15.43
$F_2 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32$ Ton	0.15	2.45
$F_3 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32$ Ton	0	0
$F_4 = 0.7 \times 10.14 \times 1323 = 9.39$ Ton	0.15	1.41
$C_c = 0.7 \times 170 \times 45.6 \times 60 = 325.58$ Ton	0.072	23.44

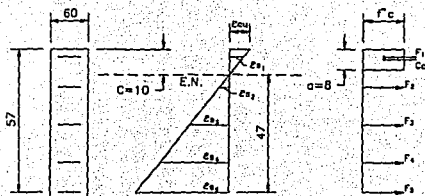
$$M = 42.73 \text{ T-M}$$

$$P = 424.75 \text{ Ton}$$

#### 4.- CALCULO DEL PUNTO DE FALLA EN TENSION

CON  $C = 10$  cm

$$a = 0.8(10) = 8 \text{ cm}$$



#### CALCULO DE FUERZAS

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{c-r} \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003(7)}{10} = 0.0021 > \epsilon_y \Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s2}}{15-10} \therefore \epsilon_{s2} = \frac{0.003(5)}{10} = 0.0015 < \epsilon_y \Rightarrow f_y = 0.0015 \times 2.1 \times 10^6 = 3150 \therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s3}}{30-10} \therefore \epsilon_{s3} = \frac{0.003(20)}{10} = 0.006 > \epsilon_y \Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s4}}{45-10} \therefore \epsilon_{s4} = \frac{0.003(35)}{10} = 0.01 > \epsilon_y \Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{\epsilon_{s5}}{57-10} \therefore \epsilon_{s5} = \frac{0.003(47)}{10} = 0.014 > \epsilon_y \Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

FUERZAS	BRAZO	MOMENTO	
$F_1 = 0.7 \times 35.49 \times 2300 = 57.14 \text{ Ton}$	0.27	15.43	$M = 50.61 \text{ T-M}$
$F_2 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32 \text{ Ton}$	0.15	2.45	$P = 8.16 \text{ Ton}$
$F_3 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32 \text{ Ton}$	0	0	
$F_4 = 0.7 \times 10.14 \times 2300 = 16.32 \text{ Ton}$	0.15	2.45	
$F_5 = 0.7 \times 35.49 \times 2300 = 57.14 \text{ Ton}$	0.27	15.43	
$C_c = 0.7 \times 170 \times 8 \times 60 = 57.12 \text{ Ton}$	0.26	14.85	

#### 5.- CALCULO DEL PUNTO DE TENSION PURA

$$-P_o = 0.7 (101.4) (2300)$$

$$-P_o = 163.25 \text{ Ton}$$

## COLUMNA EJES D-2 (NIVEL 5)

### ELEMENTOS MECANICOS

#### CARGA VERTICAL

$$P = 200.3 \text{ Ton}$$

$$M_y = 0.9 \text{ T-M}$$

$$M_z = 0.82 \text{ T-M}$$

#### SISMO X

$$P = 0.37 \text{ Ton}$$

$$M_y = 0.47 \text{ T-M}$$

$$M_z = 39.42 \text{ T-M}$$

#### SISMO Z

$$P = 10.98 \text{ Ton}$$

$$M_y = 60.60 \text{ T-M}$$

$$M_z = 0.51 \text{ T-M}$$

### COMBINACIONES

#### ①.- CARGA VERTICAL

$$P_u = 200.3 \times 1.4 = 280.42 \text{ Ton}$$

$$M_{yu} = 0.9 \times 1.4 = 1.26 \text{ T-M}$$

$$M_{zu} = 0.82 \times 1.4 = 1.15 \text{ T-M}$$

#### ②.- CARGA VERTICAL + SISMO X + 30% SISMO Z

$$P_u = (200.3 + 0.37 + 0.3(10.8))1.1 = 224.3 \text{ Ton}$$

$$M_{yu} = (0.9 + 0.3(0.47))1.1 = 1.14 \text{ T-M}$$

$$M_{zu} = (0.82 + 39.42)1.1 = 44.26 \text{ T-M}$$

#### ③.- CARGA VERTICAL + SISMO Z + 30% SISMO X

$$P_u = (200.3 + 10.98 + 0.3(0.37))1.1 = 232.4 \text{ Ton}$$

$$M_{yu} = (0.9 + 60.6)1.1 = 67.65 \text{ T-M}$$

$$M_{zu} = (0.82 + 0.3(0.51)) = 1.07 \text{ T-M}$$



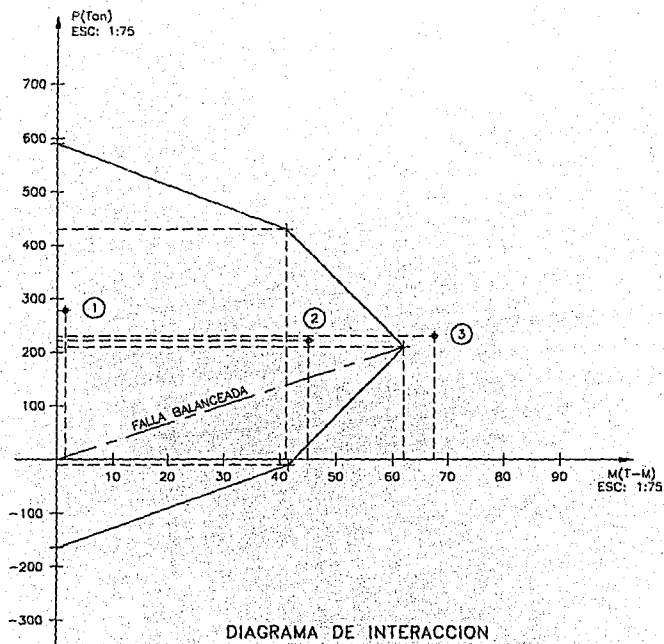
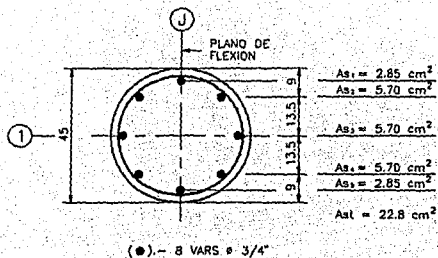


DIAGRAMA DE INTERACCION  
(COLUMNA EJES D-2 NIVEL 5)

- ① .- Punto por carga vertical
- ② .- Punto por carga vertical + sismo X + 30% sismo Z
- ③ .- Punto por carga vertical + sismo Z + 30% sismo X

**CONCLUSION:** La sección pasa por carga vertical y para la combinación de carga vertical + sismo X, y no pasa para la combinación de carga vertical + sismo Z.

COLUMNA EJES J-1 (NIVEL 10)



$$FR = 0.7$$

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

$$f'c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2.1 \times 10^6$$

1.- CALCULO DE PUNTO Po (COMPRESION PURA)

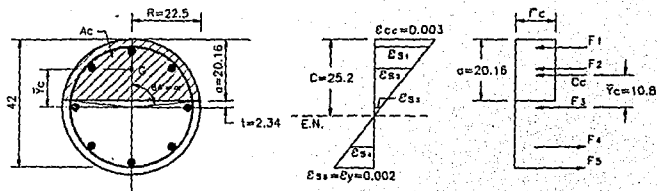
$$Po = FR (f'c Ag + Ast fy)$$

$$Ag = \frac{\pi(45)^2}{4} = 1590.4 \text{ cm}^2$$

$$Po = 0.7(170 \times 1590.4 + 22.8 \times 2300)$$

$$Po = 225.96 \text{ Ton}$$

2.- CALCULO DEL PUNTO EN LA FALLA BALANCEADA



CALCULO DE C

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}{42} \Rightarrow c = \frac{\epsilon_{cu} (42)}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$$

$$c = \frac{0.003 (42)}{0.005} = 25.2 \text{ cm} ; a = 0.8(25.2) = 20.16 \text{ cm}$$

CALCULO DE FUERZAS

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{c-3} \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003 (25.2-3)}{25.2} = 0.0026 > \epsilon_y \Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{c-9} \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003 (25.2-9)}{25.2} = 0.002 = \epsilon_y \Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{2.7} \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003 (2.7)}{25.2} = 0.00032 < \epsilon_y \therefore f_y = 0.00032 \times 2.1 \times 10^6 = 672 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{2.7} \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003 (10.8)}{25.2} = 0.0013 < \epsilon_y \therefore f_y = 0.0013 \times 2.1 \times 10^6 = 2730 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_y \therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

PARA EL CALCULO DEL AREA DEL SEGMENTO CIRCULAR (Ac) Y LA ORDENADA  $\bar{y}_c$  DE SU CENTRO DE GRAVEDAD, TENEMOS.

$$Ac = \frac{D^2}{4} (\pi - \text{sen } \alpha \cos \alpha)$$

$$\bar{y}_c = \frac{D}{3} \left( \frac{\text{sen } 3\alpha}{\alpha - \text{sen } \alpha \cos \alpha} \right)$$

$$\text{DONDE } \alpha = \text{angcos } \frac{t}{R} ; \alpha = \text{angcos } \frac{2.34}{22.5}$$

$$\alpha = 84^\circ$$

$$A_c = \frac{45^2}{4} (1.466 - 0.1039)$$

$$A_c = 689.57 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y}_c = \frac{45}{3} \left( \frac{0.9836}{1.3521} \right)$$

$$\bar{y}_c = 10.8 \text{ cm} \quad C_c = 0.7 A_c \bar{y}_c$$

$$C_c = 0.7 (689.57) (170) = 82 \text{ Ton}$$

FUERZAS	BRAZO	MOMENTO
$F_1 = 0.7 \times 2.85 \times 2300 = 4.6$	0.195	0.90
$F_2 = 0.7 \times 5.70 \times 2300 = 9.2$	0.135	1.24
$F_3 = 0.7 \times 5.70 \times 672 = 2.7$	0	0
$F_4 = 0.7 \times 5.70 \times 2300 = 9.2$	0.135	1.24
$F_5 = 0.7 \times 2.85 \times 2300 = 4.6$	0.195	0.90
$C_c = 0.7 \times 689.57 \times 170 = 82$	0.108	8.86

$$M = 13.14 \text{ T-M}$$

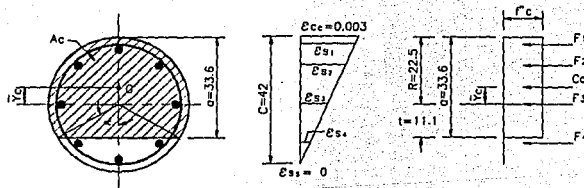
$$P = F_1 + F_2 + C_c + F_4 - F_3$$

$$P = 84.7 \text{ Ton}$$

### 3.- CALCULO DEL PUNTO DE FALLA EN COMPRESION

$$\text{CON } c = 42 \text{ cm}$$

$$a = 0.8(0.42) = 33.6 \text{ cm}$$



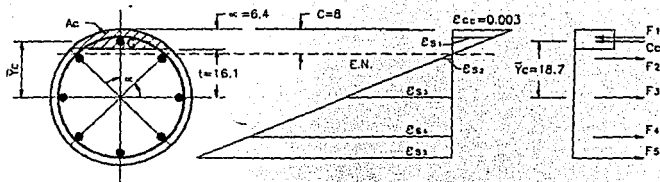
$$\alpha = \arccos \frac{t}{R} = \arccos \frac{11.1}{22.5}$$

$$\alpha = 60$$

#### 4.- CALCULO DEL PUNTO DE FALLA EN TENSION

CON  $c = 8 \text{ cm}$

$a = 0.8 (8) = 6.4 \text{ cm}$



$$\alpha = \arccos \frac{t}{r} = \arccos \frac{16.1}{22.5}$$

$$\alpha = 44.3^\circ$$

#### CALCULO DE FUERZAS

$$\frac{F_{Cu}}{c} = \frac{E_{S1}}{8-3} \therefore E_{S1} = \frac{0.003(5)}{8} = 0.002 < E_y \therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{F_{Cu}}{c} = \frac{E_{S2}}{8} \therefore E_{S2} = \frac{0.003(1)}{8} = 0.000375 < E_y \therefore f_y = 0.000375 \times 2.1 \times 10^6 = 105 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{F_{Cu}}{c} = \frac{E_{S3}}{14.5} \therefore E_{S3} = \frac{0.003(14.5)}{8} = 0.00544 < E_y \therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{F_{Cu}}{c} = \frac{E_{S4}}{28} \therefore E_{S4} = \frac{0.003(28)}{8} = 0.0105 < E_y \therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{F_{Cu}}{c} = \frac{E_{S5}}{34} \therefore E_{S5} = \frac{0.003(34)}{8} = 0.01275 < E_y \therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

PARA EL CALCULO DEL AREA DEL SEGMENTO CIRCULAR ( $A_c$ ) Y LA ORDENADA ( $\bar{Y}_c$ ) DE SU CENTRO DE GRAVEDAD, TENEMOS:

$$A_c = \frac{(D^2)}{4} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) \Rightarrow A_c = \frac{45^2}{4} (0.2733) ; A_c = 138.4 \text{ cm}^2$$

$$\bar{Y}_c = \frac{D}{3} \left( \frac{\alpha \sin \alpha}{\sin \alpha \cos \alpha} \right) \Rightarrow \bar{Y}_c = \frac{45}{3} \left( \frac{0.34067}{0.2733} \right) \bar{Y}_c = 18.70 \text{ cm}^2$$

$$C_c = 0.7 \times 138.4 \times 170 = 16.5 \text{ Ton}$$

CALCULO DE FUERZAS

$$\frac{P_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{42-3} \quad \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003 (39)}{42} = 0.0027 > \epsilon_y \quad \therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{P_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{42-9} \quad \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003 (33)}{42} = 0.0023 > \epsilon_y \quad \therefore f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{P_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{42-22.5} \quad \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003 (19.5)}{42} = 0.0014 < \epsilon_y \quad \therefore f_y = 0.0014 \times 2.1 \times 10^6 = 2940 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow f_y = 2300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{P_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{42-36} \quad \therefore \epsilon_{s1} = \frac{0.003 (6)}{42} = 0.00043 < \epsilon_y \quad \therefore f_y = 0.00043 \times 2.1 \times 10^6 = 903 \text{ Kg/cm}^2$$

PARA EL CALCULO DEL AREA DEL SEGMENTO CIRCULAR (Ac) Y LA ORDENADA (ȳc) DE SU CENTRO DE GRAVEDAD, TENEMOS:

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{D^2}{4} (\kappa - \text{sen } \kappa \text{ cos } \kappa)$$

$$\bar{y}_c = \frac{D \text{ sen}^3 \kappa}{3(\pi - \kappa + \text{sen } \kappa \text{ cos } \kappa)}$$

$$A_c = \frac{\pi 45^2}{4} - \frac{45^2}{4} (0.614) \quad \bar{y}_c = \frac{45 (0.6495)}{3(3.1416 - 1.4802)} = 5.86 \text{ cm}$$

$$A_c = 1580.4 - 310.9 = 1279.5 \text{ cm}^2$$

$$C_c = 0.7(1279.5)(170) = 152.26 \text{ Ton}$$

FUERZAS	BRAZO	MOMENTO
F1 = 0.7 x 2.85 x 2300 = 4.60	0.195	0.90
F2 = 0.7 x 5.70 x 2300 = 9.20	0.135	1.24
F3 = 0.7 x 5.70 x 2300 = 9.20	0	0
F4 = 0.7 x 5.70 x 903 = 3.60	0.135	0.50
Cc = 152.26	0.0586	8.92

$$M = 11.56 \text{ T-M}$$

$$P = 178.86 \text{ Ton}$$

FUERZAS	BRAZO	MOMENTO
$F_1 = 0.7 \times 2.85 \times 2300 = 4.6$	0.195	0.90
$F_2 = 0.7 \times 5.7 \times 105 = 0.4$	0.135	0.05
$F_3 = 0.7 \times 5.7 \times 2300 = 9.2$	0	0
$F_4 = 0.7 \times 5.7 \times 2300 = 9.2$	0.135	1.24
$F_5 = 0.7 \times 2.85 \times 2300 = 4.6$	0.195	0.90
$C_c = 16.5$ $= 16.5$	0.187	3.10

$$M = 6.19 \text{ T-M}$$

$$P = F_1 + C_c - F_2 - F_3 - F_4 - F_5$$

$$P = - 2.3 \text{ Ton}$$

#### 5.- CALCULO DEL PUNTO DE TENSION PURA

$$-P_o = 0.7(22.8)(2300)$$

$$-P_o = 36.7 \text{ Ton}$$

COLUMNA EJES J-1 (NIVEL 10)

ELEMENTOS MECANICOS

CARGA VERTICAL

$$P = 26.43 \text{ Ton}$$

$$M_y = 2.12 \text{ T-M}$$

$$M_z = 0.01 \text{ T-M}$$

SISMO X

$$P = 0.26 \text{ Ton}$$

$$M_y = 0.4 \text{ T-M}$$

$$M_z = 4.67 \text{ T-M}$$

SISMO Z

$$P = 1.21 \text{ Ton}$$

$$M_y = 2.63 \text{ T-M}$$

$$M_z = 0.01 \text{ T-M}$$

①.- CARGA VERTICAL

$$P_v = 26.43 \times 1.4 = 37.0 \text{ Ton}$$

$$M_{y_u} = 2.12 \times 1.4 = 2.96 \text{ T-M}$$

$$M_{z_u} = 0.01 \times 1.4 = 0.014 \text{ T-M}$$

②.- CARGA VERTICAL + SISMO X + 30% SISMO Z

$$P_v = [26.43 + 0.26 + 0.3(1.21)] \cdot 1.1 = 29.76 \text{ Ton}$$

$$M_{y_u} = [2.12 + 0.3(0.4)] \cdot 1.1 = 2.46 \text{ T-M}$$

$$M_{y_u} = [0.01 + 4.67] \cdot 1.1 = 5.15 \text{ T-M}$$

③.- CARGA VERTICAL + SISMO Z + 30% SISMO X

$$P_u = [26.43 + 1.21 + 0.3(0.26)] \cdot 1.1 = 30.50 \text{ Ton}$$

$$M_{y_u} = (2.12 + 2.63) \cdot 1.1 = 5.2 \text{ T-M}$$

$$M_{y_v} = [0.01 + 0.3(0.01)] \cdot 1.1 = 0.014 \text{ T-M}$$



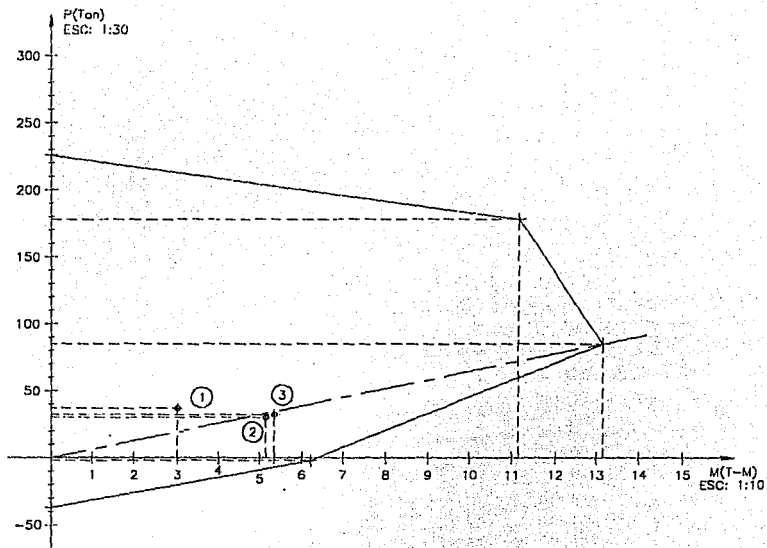


DIAGRAMA DE INTERACCION  
 (COLUMNA EJES J-1 NIVEL 10)

- ① .- Punto por carga vertical
- ② .- Punto por carga vertical + sismo X + 30% sismo Z
- ③ .- Punto por carga vertical + sismo Z + 30% sismo X

**CONCLUSION:** La seccion pasa.

## REFERENCIAS

---

- IV.1.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal  
Diario Oficial Tomo CDVI No. 3  
México, D. F.  
3 de Julio de 1987
- IV.2.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto  
Gaceta Oficial D.D.F. Quinta Epoca No. 38  
México, D.F.  
Noviembre de 1987.
- IV.3.- Apuntes de Diseño Estructural  
Facultad de Ingeniería  
México 1983
- IV.4.- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado  
Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles  
Noriega - Limusa 1990
- IV.5.- Estructuras de Concreto Reforzado  
R. Park y T. Paulay  
Noriega - Limusa  
Sexta Reimpresión, México 1991

## CAPITULO V

=====

### V.1 EVALUACION DE LOS RESULTADOS SEGUN LOS ANALISIS TANTO POR CARGAS VERTICALES COMO POR CARGAS SISMICAS.

- a).- Los resultados que muestran las corridas para el análisis por carga vertical indican que se cumplen los requisitos que por el estado límite de deformaciones indica el Reglamento (Art.184).

Dichos requerimientos se cumplen tanto para la estructura en conjunto, como para los elementos estructurales de manera local. Así los resultados analíticos son congruentes con lo observado en sitio en cuanto a que la estructura no presenta daño alguno.

- b).- Por lo que respecta a los efectos sísmicos el edificio es rígido, encontrándose dentro de los límites que el código de 1987 exige, se muestra según los resultados de el análisis que se cumple el artículo 209 del Reglamento tomando como límite 0.012 veces la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos.

Debido a la geometría en planta de el edificio los desplazamientos máximos se producen en el sentido Z (según el modelo) que corresponde al sentido corto del edificio.

V.2 EVALUACION DE LOS RESULTADOS SEGUN LA CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

De los resultados que muestran los cálculos las siguientes conclusiones son las relevantes:

- a).- Para la condición de carga vertical las trabes en todos los casos cumplieron los requisitos que las N.T.C. de concreto indican. Por lo que respecta a la revisión debido a la combinación de carga vertical más sismo los resultados mostraron que en los niveles inferiores (nivs.1 a 6) las trabes no cumplieron los requisitos de resistencia en tanto que en los niveles restantes los efectos sísmicos no fueron importantes y los elementos mecánicos por carga vertical rigieron para la revisión, encontrándose las secciones suficientemente resistentes.
- b).- Por lo que respecta a la revisión de las columnas, análogamente a lo indicado para las trabes debido a la condición de carga vertical las secciones cumplieron los requisitos de resistencia indicadas en las N.T.C. de concreto en tanto que para la combinación de carga vertical más sismo las secciones no resultaron suficientes en los niveles inferiores (aprox. nivs.1 al 5) en tanto que para los niveles restantes también como en el caso de las trabes los efectos sísmicos no fueron importantes y la condición más desfavorable fué la de carga vertical, resultando las secciones suficientemente resistentes.

### V.3 RECOMENDACIONES FINALES

Durante los últimos años se ha tenido que realizar la evaluación estructural de muchos edificios, incluyendo como en el presente caso construcciones que soportaron los sismos sin daño alguno. En la mayoría de los casos los desplazamientos resultan grandes cuando se comparan con los que el código de 1987 exige, afortunadamente para el edificio en estudio los desplazamientos resultaron dentro de los límites que se recomienda tanto para las acciones por carga vertical como para los efectos sísmicos.

Sin embargo cuando se revisa la capacidad sísmoresistente de los elementos estructurales se encuentra que en los niveles inferiores (aprox. entre los nivs. de P.B. a el nivel 6) no se cumplen las especificaciones que por resistencia se indican en las N.T.C. de concreto de 1987, en tanto que para los niveles superiores las secciones estudiadas no tuvieron problemas.

Para la revisión ante cargas verticales en todos los casos estudiados las secciones de trabes y columnas cumplen los requerimientos indicados.

Tratando de explicar de alguna manera el por que el edificio en virtud de lo indicado para la revisión sísmoresistente, ha soportado sismos intensos sin sufrir daño alguno, se puede concluir que desde los albores de la Ingeniería sísmica se advirtió que las construcciones reales resistían sismos intensos, sismos mucho mayores que los correspondiente a las coeficientes sísmicos empleados en el diseño original. Dicha resistencia extra, gracias a la cual muchos edificios soportan sin daño sismos, se atribuye a que las estructuras conservan una resistencia importante fuera del intervalo elástico y que las fuerzas horizontales máximas que un temblor de tierra puede generar en ellas son las que corresponden a la formación de un mecanismo de colapso con articulaciones plásticas. Es decir que, en estructuras capaces de tener un comportamiento elasto-plástico adecuado, sus propias características ponen una cota superior a la intensidad máxima de las acciones sísmicas.

Otro punto importante por mencionar es que pudiera ser factible que los elementos estructurales

se hayan dimensionado con el método de los esfuerzos permisibles, ya que hasta el año de 1956 el ACI y en 1957 el Reino Unido en sus normas respectivas aceptaron una alternativa basada en la resistencia máxima, obviamente cuando el edificio en estudio ya se encontraba en construcción. Es conocido que el dimensionamiento de los elementos de concreto por dicho método es conservador.

No obstante a lo indicado, según el Reglamento de 1987 la estructura debe de cumplir los requisitos indicados y por lo tanto puesto que no se cumplen para el caso de capacidad sismoresistente será necesario proponer algún proyecto de reestructuración, una parte importante para proponer algún proyecto es conciliar la parte económica, la funcional, la estética, la importancia social y la dificultad técnica.

Sin embargo lo fundamental para conciliar los conceptos arriba anotados es que este edificio prácticamente no ha sufrido daños y que el que escribe este trabajo estima que es más "adecuado" atender la respuesta ante deformaciones más que a la misma resistencia de trabes y columnas en virtud que si el edificio tiene menores deformaciones los elementos mecánicos en trabes y columnas serán menores, lo cual beneficiará en que no se tengan que hacer refuerzos en trabes y columnas.

Para atender la respuesta ante deformaciones y lograr que el edificio sea más rígido, será necesario lograr un mejor comportamiento ante futuras acciones sísmicas, cambiando el sistema resistente a fuerzas laterales.

Para lograr lo anterior será necesario introducir nuevos elementos a la estructura, como muros de rigidez o contraventeos metálicos diagonales, principalmente en la dirección "corta" del edificio en virtud que es la dirección con los mayores desplazamientos y dimensionando dichos elementos adicionales para que tomen las acciones sísmicas.

Se debe garantizar que la "incorporación" total y completa de los nuevos elementos estructurales res-

ponda como si estas piezas hubieran estado presentes desde la construcción original.

Considerando además que no existe para este tipo de edificios solución "óptima" o "única" sino que el refuerzo adicional depende de la necesidad de cubrir los requisitos para limitar deformaciones en este caso y tomando en cuenta que la estructura en conjunto se encuentra en buen estado, el que escribe este trabajo se inclina por emplear contraventeos metálicos diagonales entre algunos ejes del sentido corto de el edificio para limitar los desplazamientos principalmente por tres factores: el primero es que el trabajo eficiente de los contraventeos opera después que los elementos de rigidez han sufrido algún daño, el segundo es que se aprovecharía la ductilidad de los contraventeos metálicos para trabajar en conjunto con la propia ductilidad de la estructura y finalmente el tercero es que probablemente los trabajos para recimentar serían mínimos comparados con los que se tendrían que hacer si se reforzara con muros de concreto.