



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Facultad de Ingeniería

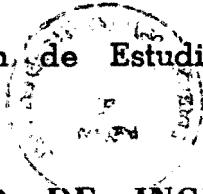
COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN EDIFICIO
REESTRUCTURADO CON TORRES METALICAS
EXTERIORES.

POR: GUILLERMO HERNANDEZ ZEPEDA



T R A B A J O

Presentado a la División de Estudios de Posgrado de la



FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Como requisito para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(E S T R U C T U R A S)

CIUDAD UNIVERSITARIA



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO



SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA



SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA



SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
UNAM

1993

HER

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
(SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA)

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE
MEXICO**

**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO FACULTAD DE
INGENIERIA**

TEMA DE TESIS:

**COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN EDIFICIO
REESTRUCTURADO CON TORRES
METALICAS EXTERIORES**

ASESOR: DR. ROBERTO MELI PIRALLA.

ALUMNO : GUILLERMO HERNANDEZ ZEPEDA

No. CTA. 7817360-0

MEXICO, D.F., JULIO 1993.

G(2)- 502511

INDICE

	Páginas
1.- INTRODUCCION.	
1.1.- Antecedentes. 3
1.2.- Breve descripción del edificio. 4
1.3.- Función e importancia. 5
1.4.- Propiedades estratigráficas del suelo. 6
1.5.- Revisión de la estructura original con el R.C.D.F.-87. 7
1.6.- Influencia de la cimentación en el tipo de reestructuración. 9
1.7.- Alternativas de Reestructuración. 10
1.8.- Descripción de la Estructura de reforzamiento. 13
2.- MODELOS PARA EL ANALISIS DE LA RESPUESTA SISMICA.	
2.1.- Modelo de la cimentación. 15
2.2.- Medición de períodos naturales de oscilación de la estructura. 20
3.- COMPARACION DE PROPIEDADES DINAMICAS MEDIDAS Y CALCULADAS DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL Y LA REFORZADA 22
4.- RESPUESTA SISMICA CALCULADA.	
4.1.- Elección del espectro de análisis. 24
4.2.- Respuesta de la estructura original. 24
4.3.- Respuesta de la estructura reforzada. 26
4.4.- Comparación de resultados obtenidos. 27
5.- OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES. 28
6.- RECONOCIMIENTOS. 32
7.- REFERENCIAS. 33

1.- INTRODUCCION.

1.1.- Antecedentes.

El sismo del 19 de septiembre de 1985, el de mayor intensidad y más destructivo en la historia de la Ciudad de México, resaltó la necesidad de incrementar la seguridad de las construcciones y en especial las ubicadas en la zona lacustre, que fueron las más seriamente dañadas.

Conforme a las observaciones de los registros de instrumentos, las solicitaciones dinámicas rebasaron a las especificadas en la reglamentación de diseño vigente en ese entonces, las cuales se elaboraron apoyándose en estadísticas recabadas hasta 1970.

Por tal motivo y con base en las observaciones de las características del sismo, de las construcciones y de los daños que se produjeron, las autoridades del Distrito Federal modificaron el Reglamento de Construcciones que venía rigiendo desde 1976. Dicha modificación se aprobó y comenzó a regir a partir de julio de 1987. La intención del nuevo Reglamento de Construcciones de 1987 no sólo fue el incrementar la resistencia de las edificaciones, sino mejorar los materiales y la calidad de la construcción (Ref. 8).

El artículo décimo segundo transitorio de dicho Reglamento, establece que: "toda construcción existente del grupo A a que se refiere el artículo 174, deberá revisarse y presentar el propietario o poseedor al Departamento, un dictamen de Seguridad y Estabilidad suscrito por un Corresponsable en Seguridad Estructural en el que se verifique si reúne las condiciones de seguridad que fija el Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias". Con lo anterior muchos edificios tienen que ser reforzados para cumplir con los requisitos de este nuevo Reglamento, lo que conduce a modificaciones importantes en su concepción estructural inicial. Esto resultó aplicable al edificio que se hará referencia en este estudio.

En los siguientes capítulos se presentan los resultados del estudio del comportamiento sísmico del edificio reestructurado en donde se expone el modelo utilizado para el análisis de la respuesta y se comparan las propiedades dinámicas de la estructura original y la reforzada con mediciones hechas en campo mediante pruebas de vibración ambiental en las diferentes etapas constructivas de dicha reestructuración.

Se describe la respuesta sísmica calculada con un espectro de sitio para la estructura original y la reforzada. Se analizan los resultados y se establecen conclusiones respecto al comportamiento determinado del análisis por computadora del modelo considerado.

Se busca también evaluar la eficiencia de la aplicación de esta técnica de reforzamiento y recomendar prácticas adecuadas de uso.

Resulta necesario comentar que aunque la estructura en estudio se encuentre en una de las zonas de mayores daños y dentro del grupo de construcciones que resultaron más afectadas, las de 6 a 15 pisos, su comportamiento resultó ser bastante satisfactorio no presentando ningún tipo de daño estructural grave, pero sí presentó pequeños daños en elementos no estructurales atribuibles a los desplazamientos que debió experimentar la estructura. Sin embargo como se había señalado previamente, ya que el edificio en cuestión es una construcción clasificada por su uso dentro del grupo A, a que se refiere el artículo 174 fracción I del Reglamento, fue necesario verificar que dicha estructura cumpliera con tales requisitos de seguridad en cuyo defecto se procedería a reforzarse o modificarse para satisfacerlos.

1.2.- Breve descripción del edificio.

El edificio objeto de este trabajo se encuentra ubicado en la esquina que forman las calles de Ernesto Pugibet y Cerrada E. Pugibet en la Colonia Centro (ver Fig. 1). Se le designa como el edificio del Puesto Central de Control I, "Ing. Bernardo Quintana Arriola", el cual alberga al centro electrónico que controla la operación de las líneas 1 a 6 del Sistema de Transporte Colectivo, Metro, de la Cd. de México. La estructura consta de 8 niveles y doble sótano, y es aproximadamente simétrica en planta y elevación.

Su estructuración es de tipo esquelético, a base de marcos rígidos formados por columnas y traveses de concreto reforzado, con losas macizas y traveses secundarios colados en sitio y del mismo tipo de material. Además de los marcos rígidos cuenta con muros de concreto reforzado los cuales rematan en el primer entrespacio. La cimentación es a base de un cajón rígido de concreto reforzado semicompenzado, construido mediante el sistema de muro milán o tablestaca estructural con contravirgas y apoyado en 82 pilotes de fricción con longitud de 23.5 m cada uno (Ver Fig. 2).

Su construcción se realizó en el año 1969 y fue diseñada bajo las normas de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966, el cual se encontraba vigente en esa época; el uso de sus entrespacios está destinado para oficinas y sostenimiento de equipo pesado y ligero como son los tableros de computación, tableros de alta tensión, baterías, instalaciones de aire, etc.

1.3.- Función e importancia.

Considerando que en este edificio se concentran las funciones de control, supervisión, distribución de la energía y otras igual de importantes, se certifica la denominación de ser el cerebro del Metro. Este edificio contiene los más diversos equipos que dan vida al movimiento de los trenes en las seis primeras líneas del sistema de la Ciudad.

La energía eléctrica utilizada por el Metro, se recibe de las subestaciones Nonoalco y Jamaica, de la Compañía de Luz y Fuerza del Centro, mismas que forman parte del anillo de 85000 volts que rodea el Distrito Federal. Esta energía es recibida por la subestación del Puesto central de Control, en su frontera norte, por medio de 4 transformadores de potencia de capacidad nominal de 38.5 Mega Volts-ampères, localizados en el sótano y planta baja. Así mismo, se localiza el equipo de bombeo para la circulación de aceite en los cables de 85000 volts de llegada, así como la galería de cables de tracción y alumbrado.

El Puesto Central de Control I involucra un conjunto de elementos e instalaciones que permiten centralizar la información y medios de control y mando, función para la que fue diseñado y para la cual dispone, en el marco de su ampliación, de:

- Un Tablero de Control Optico (TCO) para cada línea, que permite observar en cualquier momento la posición de los trenes en circulación, la posición de los cambios de vía, el color de la luz de cada semáforo e indicar si se está alimentando de energía a las subestaciones de rectificación (PR's).
- Un pupitre al que llegan las líneas telefónicas y botones de mando, operado por un regulador de tráfico. En los extremos del pupitre, se encuentran empotrados los tableros de las máquinas programadoras.
- El Puesto de Despacho de Carga (PDC), desde el cual se controla y verifica la cantidad de energía en las subestaciones de rectificación (PR's) y subestaciones de alumbrado y fuerza de las estaciones.
- El Centro de Comunicaciones (CC), que cuenta con una red de telecomunicaciones que permiten al controlador informar y dar órdenes a los conductores de trenes y jefes de estación tanto como para mantener una comunicación rápida y segura, y así mismo le posibilitan a controlar el sonido de las estaciones.
- Computadoras electrónicas que ordenan las salidas y maniobras en las terminales, según un programa previamente establecido.
- El Jefe de Reguladores (JR) que programa las salidas y número de trenes; vigila y modera el funcionamiento de todos los Tableros de Control Optico (TCO's) y del Centro de Comunicaciones (CC) por cuyo conducto se toman las decisiones de mando en la operación.
- Equipo Complementario como son: relevadores, baterías y cables conductores de baja tensión.

1.4.- Propiedades estratigráficas del suelo.

Las condiciones estratigráficas que se describen a continuación, se obtuvieron a partir de tres sondeos efectuados en las cercanías del edificio, pudiéndose correlacionar éstos con otros dos anteriormente realizados en el área correspondiente a dicho predio (Ref. 3).

Desde el nivel de terreno natural y hasta 4.0 m de profundidad se localiza el manto superficial, el cual está constituido por material de relleno en su parte superior y por una sucesión de estratos de arcilla limosa, con frecuentes lentes de arena. El contenido natural de agua de estas formaciones es de 60%, en promedio, y presenta una resistencia a la penetración estándar variable entre 0 y 30 golpes.

Entre 4.0 y 32.0 m de profundidad se encuentra la formación arcillosa superior, caracterizada por su alta compresibilidad y consistencia blanda; intercaladas entre ésta se encuentran delgadas capas de limo y arena fina, así como de vidrio volcánico. El contenido natural de agua varía de 100 hasta 450%.

A partir de los 32.0 m de profundidad y con un espesor de 3.5 m, se localiza la primera capa dura, constituida por limos arenosos de consistencia firme. El contenido natural de agua promedio es de 50%.

Subyaciendo a la primera capa dura y hasta una profundidad de 45.5 m, se localiza la formación arcillosa inferior, caracterizada por una menor compresibilidad y una mayor resistencia al esfuerzo cortante que la formación arcillosa superior; intercaladas entre esta formación se localizan delgadas capas de vidrio volcánico y de arena fina. El contenido natural de agua es de 170% en promedio.

De acuerdo con la información bibliográfica existente, subyaciendo a la formación arcillosa inferior, se encuentran los depósitos profundos, los cuales están constituidos por estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla con arena, muy duros. El contenido natural de agua varía entre 20 y 30%, y tiene una resistencia a la penetración estándar mayor de 60 golpes. El nivel de aguas freáticas se detectó a 2.0 m a partir del nivel de terreno natural actual.

1.5.- Revisión de la estructura original con el R.C.D.F.-87.

La revisión de los elementos estructurales que conforman el edificio se realizó mediante lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Ref. 8), utilizando

para ello los resultados del análisis para las diferentes condiciones de carga y sus combinaciones y el refuerzo mostrado en los planos originales.

Tanto las traveses como las columnas se revisaron para la combinación de cargas verticales y accidentales considerando el efecto sísmico, ya que los elementos mecánicos obtenidos para la acción de las cargas verticales no fueron significativos.

Se obtuvieron los factores de carga correspondientes tanto para flexión como para cortante, siendo éste el cociente del momento resistente de la trabe y el momento actuante del análisis para flexión, y el resultado del cociente del cortante resistente y el cortante actuante del análisis, para cortante.

Para que la resistencia de las traveses a flexión y/o cortante fuera la adecuada, el factor de carga obtenido debería haber sido mayor o igual a 1.1 según lo marcan las Normas Técnicas Complementarias correspondientes. Para el caso que nos ocupa, el factor de carga promedio obtenido en las traveses revisadas fue de 0.35 por flexión y de 0.65 por cortante.

Para que la resistencia de las columnas por efectos de cortante y flexocompresión o flexotensión fuera la adecuada, también se debía cumplir que el factor de carga obtenido fuera mayor o igual a 1.1, de lo contrario la capacidad de las columnas no era la adecuada. El factor de carga promedio obtenido en las columnas revisadas fue de 0.20 para flexocompresión o flexotensión y de 0.90 por cortante.

Una vez terminada la revisión estructural del edificio se concluyó que la estructura además de estar escasa de capacidad ante la acción de sismos extraordinarios, presentaba desplazamientos laterales considerables, los cuales rebasan los permitidos por el R.C.D.F.-87 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, por lo que se recomendó reforzar el edificio y la cimentación de modo tal que en el diseño de estos elementos se previera un procedimiento constructivo que no afectara la operación del equipo que actualmente aloja, con el objeto de permitir que las líneas del Metro controladas por este sistema funcionen en condiciones normales de servicio y seguridad.

Estos aspectos condujeron inevitablemente a buscar una alternativa de reestructuración que cumpliera satisfactoriamente con economía, seguridad y funcionalidad en la solución propuesta.

1.6.- Influencia de la cimentación en el tipo de reestructuración.

La forma más eficaz de reestructurar un edificio es mediante la inclusión de nuevos elementos que proporcionen mayor rigidez de entrepiso y depende de los períodos del suelo y estructura. En estos casos es importante revisar la redistribución de las acciones y su concentración en la cimentación, así como la eficiencia de las conexiones entre la estructura original y los nuevos elementos. Las alternativas más usuales de reestructuración son: 1) Encamisado de columnas y/o traveses con concreto o acero; 2) Empleo de contraventeos con diagonales de acero; 3) Adición de muros de rigidez; 4) Macromarcos perimetrales de acero y/o concreto.

El diseñador de un sistema de rigidización deberá balancear la eficiencia del mismo comparando ganancia en rigidez contra incremento del cortante sísmico por aumento de las masas inerciales. La decisión de rigidizar un edificio deberá ser tomada cuidadosamente con base en la interpretación de espectros de respuesta típicos en el sitio de la construcción (Ref. 7).

En el diseño de los sistemas de rigidez deberán incluirse los efectos que produce la flexibilidad del suelo para estimar en forma más realista el cortante sísmico, incremento neto de rigidez, desplazamientos laterales totales, la separación de estructuras vecinas y los desplazamientos relativos de entrepiso netos (Ref. 2).

Un factor adicional, determinante para la decisión del tipo de reestructuración en la superestructura, es el grado de refuerzo que puede llevarse a cabo en la cimentación. Los procedimientos de recimentación dependen en gran parte de las características geométricas de las cimentaciones en lo referente a espacios libres y maniobrables (Ref. 7).

La mayoría de los trabajos de este tipo se realizan en el interior de cajón de cimentación, desde donde se hincarán los nuevos elementos que se unan a la cimentación. Este problema aumenta cuando además de existir

restricciones de espacios, las edificaciones se encuentran colindantes con estructuras adyacentes de cierta importancia.

La concentración de cargas, no consideradas en el diseño original de la cimentación, obliga en muchos casos a la modificación de ésta.

En el análisis del refuerzo en la cimentación deberá dedicarse especial cuidado por tratarse de fuertes concentraciones de carga. La factibilidad de construcción del refuerzo es determinante.

La recimentación probablemente sea el aspecto más delicado de una rigidización, puesto que se incrementan considerablemente las descargas en columnas lo que implica gran dificultad en el diseño del refuerzo y elevados costos de construcción.

Se recomienda analizar cuidadosamente la trayectoria del flujo de cortantes sísmicos desde su origen en la estructura hasta los elementos resistentes, poniendo especial interés en la resistencia de las conexiones entre el edificio existente y los sistemas de rigidización, las losas y diafragmas y los mismos elementos rigidizantes. Se recomienda ampliamente aplicar criterios conservadores en su diseño.

1.7.- Alternativas de Reestructuración.

En base a las conclusiones obtenidas de la revisión estructural realizada al edificio existente se plantearon una serie de alternativas de reestructuración del mismo para que cumpliera con las condiciones de seguridad que fija el actual Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias. Las alternativas propuestas fueron las siguientes:

- a) Reforzamiento de marcos de concreto actuales mediante encamisado metálico en columnas y trabes.

Esta solución presentaba el inconveniente de realizar demoliciones en losas de entrepiso existentes con la subsecuente nube de polvo, ruido y vibraciones que afectaban al equipo instalado en el edificio, el cual es muy delicado, y además requería desplazar equipos y cables para librar el espacio suficiente para realizar las maniobras del encamisado

que se colocaría en todos y cada uno de los nudos que conforman los marcos existentes. También se presentaba el problema en el reforzamiento de cimentación existente como lo son las contr trabes y losa de cimentación ya que esto sería también en el interior del edificio con la subsecuente obstrucción del paso de cables que llegan y/o salen del edificio por las diferentes galerías que existen, además de tener que hacer una buena parte de esta obra dentro de las subestaciones de las líneas 1, 2 y 3.

- b) Reforzamiento de marcos de concreto actuales mediante encamisado metálico en columnas y trabes, diagonales de concreto y/o acero.

Presenta los mismos inconvenientes de movilización de equipo y cableado que la solución planteada en el inciso anterior, ya que al colocar el contraventeo existen concentraciones de cargas importantes lo cual implica recimentar interiormente con pilotes adicionales, lo que conduce a un procedimiento constructivo lento y costoso.

- c) Reforzamiento de marcos de concreto actuales mediante diagonales de contraventeo de concreto y/o acero y muros de concreto adicionales.

Esta solución de reestructuración también implica, además de la movilización del equipo y cableado, una reducción en el área de utilización del inmueble con la subsecuente molestia de polvo, ruido y vibración para el equipo ahí alojado y el reforzamiento de la cimentación existente de manera interna, lo cual provoca la obstrucción del paso de cables que existen a nivel de cimentación.

- d) Reforzamiento perimetral del edificio mediante muros de concreto y encamisado de columnas y trabes de marcos de fachadas norte y sur con diagonales de contraventeo de acero.

El inconveniente de esta solución se presenta en la conexión de las losas de entepiso existentes y los muros de rigidización perimetrales, ya que era necesario reducir los huecos de bajada de cables que existen para lograr la transmisión adecuada de fuerzas sísmicas entre edificio y muros; esto se presenta en las fachadas oriente y poniente; para ello se requiere reubicar todos los cables que sirven para controlar las líneas 1 a 6 que llegan por el sótano, y que suben a los distintos pisos del edificio. Las maniobras de sustituir cables para

modificar su posición son lentas y se tienen que ejecutar una serie de obras adicionales que protejan a cables y equipos de PCC durante la construcción. Además implica recimentar con pilotes de fricción adicionales pero de manera externa al edificio, lo cual redundaría en una menor molestia en el funcionamiento del inmueble, lo que constituye uno de los objetivos principales.

- e) Reforzamiento global del edificio mediante la construcción de cuatro torres metálicas contraventeadas.

Esta alternativa fue adoptada para la realización del proyecto ejecutivo debido a que no era necesaria la construcción de una cimentación adicional para desplantar las torres, ya que el cajón de cimentación actualmente ya está construido, y la interferencia con el funcionamiento cotidiano del edificio es mínima porque todo se trabaja por el exterior, lo que permite la operación del equipo, computadoras, cableado, bancos de baterías, etc. Además los pilotes de recimentación y el dado de transmisión se pueden construir por el exterior del edificio disminuyendo la necesidad de realizar maniobras constructivas en el interior de la cimentación existente, constituyéndose en la solución más limpia. Esta solución proporciona un área construida adicional que podría utilizarse para oficinas de otros destinos.

- f) Reforzamiento global del edificio mediante la construcción de cuatro torres de acero aligeradas y contraventeadas (ver Fig. 3).

Esta solución mantiene la concepción planteada en la descrita en el inciso anterior pero con las siguientes diferencias:

- El área de las torres no será ocupada por oficinas ya que se elimina la construcción de losas macizas de entrepisos y solamente se adicionan travesaños metálicos en diagonal para rigidizar los sistemas de piso de las torres.
- Se eliminan fachadas adicionales en torres y edificio existente, lo que redundaría en el costo y en la reducción de fuerza sísmica al disminuir el peso de la construcción.
- Se reducen pesos y secciones de elementos estructurales como son travesaños, columnas, diagonales y placas de conexión.

- Se reduce el número de pilotes de fricción adicionales a la cimentación actual.

Realizando una comparación de las dos últimas alternativas planteadas se tiene:

	TORRES METALICAS CONTRAVENTEADAS	TORRES METALICAS CONTRAVENTEADAS Y ALIGERADAS
No. PILOTES DE FRICCION ADICIONALES	189	158
PESO DE TORRES METALICAS	1,587 Ton.	1,094 Ton.
FACHADAS	CON ACABADOS	SIN ACABADOS

1.8.- Descripción de la Estructura de reforzamiento.

La alternativa adoptada se basa en un reforzamiento a base de cuatro torres metálicas contraventeadas y ligadas al edificio inicial en todos y cada uno de los entrepisos a nivel de columnas y traveses de los mismos. No fue necesaria la construcción de un cajón de cimentación adicional para desplantar las torres, ya que el existente abarcaba el área ocupada por éstas. Además la interferencia con el funcionamiento cotidiano del edificio fue mínima porque todo se realizó por el exterior, lo que permitió la funcionalidad administrativa y técnica del inmueble (Ver fig. 3).

Para la recimentación de la estructura se consideró la construcción de 158 pilotes de fricción de sección cuadrada de 50 X 50 cm de concreto reforzado con longitud de 29.40 m cada uno. Para asegurar la continuidad entre la cimentación existente y la nueva se adicionó un dado de transmisión del mismo tipo de material, unido mediante barras de presfuerzo de $\Phi = 32\text{mm}$ de alta resistencia tensadas a 63315Kg separadas cada 50 cm y en dos lechos (Ver figuras 4, 5, y 6). Las torres metálicas están constituidas por columnas de 70 X 70 cm y traveses de 30 X 55 cm de sección cajón formando marcos ortogonales en ambas direcciones. Además cuentan con contraventeos verticales de 30 cm X 30 cm en cruz, abarcando dos entrepisos en niveles superiores y uno solo al nivel de planta baja. No cuentan con sistemas de piso y solamente se adicionaron traveses metálicas en diagonal para rigidizar a las mismas (Ver fig. 3).

2.- MODELOS PARA EL ANALISIS DE LA RESPUESTA SISMICA.

2.1.- Modelo de la cimentación.

Uno de los objetivos del presente estudio es establecer las similitudes y diferencias entre modelos y mediciones que se obtuvieron en las diferentes etapas de construcción de la reestructuración del edificio del Puesto Central de Control I.

Dicho estudio comprende la comparación entre períodos medidos y calculados considerando la base rígida y la interacción suelo-estructura en su cimentación para las diferentes fases constructivas.

A medida que se ha generado información acerca de la respuesta de estructuras sometidas a las fuerzas producidas por sismos o por el viento, se ha mostrado que la interacción suelo-estructura puede influir de manera significativa en dicha respuesta. La interacción representa un fenómeno muy importante, en el cual las condiciones de frontera impuestas por el suelo al movimiento de la estructura, se manifiestan de manera clara y pueden variar desde la correspondencia a base prácticamente empotrada, hasta la condición flexible, como la que se encuentra en la base de los edificios cimentados sobre terrenos arcillosos de alto contenido del agua, como sucede en la zona del lago del valle de México en la cual se encuentra ubicado el edificio de nuestro estudio (Ref. 9).

Para la consideración de la interacción suelo - estructura en el análisis utilizado en el programa ETABS se realizó la modelación de la cimentación mediante un piso ficticio adicional (Ref. 1).

En las NTCS del R.C.D.F.-87 se incluye un apéndice para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de edificios. Para ello se deben tomar en cuenta las contribuciones provenientes del desplazamiento horizontal y de la rotación de la base o cimentación de la construcción según lo estipula la sección A7 de las Normas Técnicas respectivas (Ref. 6).

Esto se lleva a cabo mediante un modelo simple que considera a la estructura como un sistema equivalente de un grado de libertad en la que su base tiene una rigidez al desplazamiento horizontal K_x y una rigidez al giro K_r :

La cimentación se modeló como una retícula de trabes peraltadas apoyadas sobre resortes lineales unidimensionales ubicados uno bajo cada columna.

Para determinar la rigidez lateral equivalente del suelo bajo la estructura de la dirección en que se analiza se utilizó la Tabla A7.1 para zona III de las NTCS donde se consignan valores de K_x para diferentes profundidades de desplante. Para el caso en particular y dada la profundidad de desplante del edificio y el tipo de cimentación se obtuvo un valor de:

$$K_x = 8 GR_x$$

Donde G es el módulo de rigidez medio del estrato en que se apoya la construcción y R_x es el radio equivalente al movimiento horizontal de la cimentación. Las expresiones para determinar sus valores son las siguientes:

$$G = 2 (H / T_s)^2$$

$$R_x = (A / \pi)^{1/2}$$

Donde H es la profundidad de los depósitos firmes, T_s es el período dominante más largo del terreno y A es el área neta de la cimentación.

Para determinar las propiedades correspondientes al edificio aquí analizado se utilizó la información derivada del estudio del subsuelo correspondiente, del cual se determinó que $T_s = 2.25$ seg y $H = 45.5$ m.

Para determinar el valor de K_r , que es el valor de la rigidez al giro equivalente del suelo bajo la estructura en rotación con respecto al eje central de la base y perpendicular a la dirección que se analiza, también se usaron los valores presentados en la tabla A7.1 de las NTCS; para nuestro caso en particular fue:

$$K_r = 11GR_r^3$$

Donde R_r es el radio equivalente al giro de la cimentación cuya magnitud se calcula con:

$$R_r = (4I_x / \pi)^{1/4}$$

Para el análisis de la estructura del P.C.C.-1 se empleó el programa ETABS tridimensional, como ya se había señalado, pero se recurrió al artificio de modelar un entrepiso ficticio cuyas propiedades de vigas y columnas corresponden a la rigidez y masa de la cimentación.

Una vez conocidas las condiciones de frontera del modelo y la distribución de masa en cada nivel del edificio, del programa ETABS se determinaron las frecuencias y los modos característicos (Ref. 1).

Se obtuvieron los períodos naturales del edificio mediante la consideración de estar apoyado sobre una base rígida con el edificio sin torres de reestructuración y con torres de reestructuración, con el fin de realizar la comparación respectiva entre los modelos utilizados y las mediciones tomadas directamente.

Además se consideraron los efectos de la interacción suelo - estructura en tres etapas de la reestructuración: edificio inicial sin torres, edificio inicial con torres ligadas y edificio inicial con dado de cimentación. De cada uno de estos casos se determinaron los períodos fundamentales de vibración, para comparar con las mediciones de aceleraciones generadas por la vibración ambiental en las respectivas etapas constructivas.

Se consideró de interés para este estudio el período fundamental de la estructura bajo condiciones de infinita rigidez en la cimentación, para lo cual se asignaron valores muy grandes a las constantes elásticas de los resortes de cimentación.

Lo anterior se realizó considerando un módulo de elasticidad del concreto de la estructura existente de $E = 14000 \sqrt{f'_c}$ de acuerdo al R.C.D.F.-87. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 1.

Para el caso de la rigidez lineal se dio al entrepiso ficticio un desplazamiento unitario en la dirección de análisis: la suma de las fuerzas ocasionadas en las columnas de los marcos debe ser igual al valor de K_x . De esta condición se obtuvo el valor de la inercia de las columnas.

$$\sum_{i=1}^n (12E I_i / L^3) = K_x \quad n = \text{número de columnas}$$

Para nuestro caso $L = \text{cte.} = 1 \text{ m}$

$$I_c = (k \times L^3 / n12E)$$

Para simular la rigidez angular del terreno se procedió de manera similar; se da un giro al entrepiso, ocasionando así fuerzas verticales en cada columna, cuyos momentos con respecto al centro de giro deben ser iguales a la rigidez K_r .

$$\sum_{i=1}^n (\delta_i A_i E_i / L) X_i = K_{rx} ; \quad \sum_{i=1}^n (\delta_i A_i E_i / L) Y_i = K_{ry}$$

A continuación se presenta la secuencia de cálculo de los términos buscados y en la cual se consideró un valor del módulo de elasticidad de los elementos de concreto que constituyen la estructura existente de $E = 14000 \sqrt{f'_c}$.

$$\begin{aligned} A &= 1770.44 \text{ m}^2 \\ I_x &= 298\,503.13 \text{ m}^4 \text{ (SENTIDO NTE.-SUR)} \\ I_y &= 294\,568.41 \text{ m}^4 \text{ (SENTIDO OTE.-PTE)} \\ f'_c &= 240 \text{ Kg / cm}^2 \end{aligned}$$

$$G = 2 \left(45.50 / 2.25 \right)^2 = 817.877 \text{ t/m}^2$$

$$R_x = (A / \pi)^{1/2} = (1770.44 / \pi)^{1/2} = 23.739 \text{ m}$$

$$\underline{K_x = 8GR_x = 155\,324.66 \text{ t/m} = K_y}$$

$$R_r \text{ (NTE.-SUR)} = (4I_x / \pi)^{1/4} = 24.829 \text{ m}$$

$$R_r (\text{OTE.-PTE}) = (4I_y / \pi)^{1/4} = 24.747\text{m}$$

$$K_r (\text{NTE.-SUR}) = 11GR_r^3 = 137.708 \times 10^6 \text{ ton-m/rad.}$$

$$K_r (\text{OTE.-PTE}) = 11GR_r^3 = 136.348 \times 10^6 \text{ ton-m/rad.}$$

Por lo tanto las propiedades de columnas para el piso ficticio fueron:

$$I_c = (K \times L^3) / n12E$$

$$n = \text{número de columnas} = 52$$

$$I_c = \frac{155324.66 (1)^3}{(52)(12)(2168871)} = 0.00011476\text{m}^4$$

$$I_c = 11\,476\text{cm}^4 \text{ (por columna)}$$

Para la obtención del área de las columnas ficticias se tiene que el centroide de la base está localizado a:

$$\text{C.G.} = \begin{matrix} X & Y \\ (20.52\text{m}, & 26.506\text{m}) \end{matrix}$$

$$E_i = \text{cte.}$$

$$L = \text{cte.} = 1\text{m.}$$

$$A_i = A.$$

$$K_{rx} = 137.708 \times 10^6 \text{ ton-m/rad.}$$

$$K_{ry} = 136.348 \times 10^6 \text{ ton-m/rad.}$$

$$\sum_{i=1}^n (\delta_i A_i E_i / L) X_i = K_{rx}$$

$$\sum_{i=1}^n (\delta_i A_i E_i / L) Y_i = K_{ry}$$

Para la dirección X (SENTIDO OTE.-PTE):

$$A_x = 3138.08 \text{ cm}^2$$

Para la dirección Y (SENTIDO NTE.-SUR):

$$A_y = 2761.00 \text{ cm}^2$$

2.2.- Medición de períodos naturales de oscilación de la estructura.

Se realizaron pruebas de vibración con excitación ambiental en la estructura, en las diferentes etapas de construcción del dado de cimentación y torres metálicas de reestructuración para determinar los primeros períodos naturales del edificio en sus dos direcciones principales y el período en torsión.

Las mediciones en campo fueron realizadas por la Fundación ICA (FICA), organismo creado para efectuar investigación. Algunos de sus resultados de estas mediciones nos fueron proporcionados para llevar a término el presente trabajo.

En este edificio en particular, los períodos de oscilación medidos servirán como dato básico para vigilar los efectos de sismos futuros, Así, si después de un temblor intenso se vuelven a medir los períodos de la estructura, la diferencia entre los valores antes y después del sismo indicará en que grado ha sufrido deterioro, sea éste aparente o no.

Los objetivos principales de estas pruebas de oscilación fueron principalmente: medir los períodos de los principales modos de oscilación de la estructura mediante la excitación ambiental producida por la actividad humana en la cercanía, relacionar los datos obtenidos con lo que prescribe el R.C.D.F.-87 y los obtenidos del análisis estructural realizado en microcomputadora, y finalmente, incorporar dichos valores iniciales a una base de datos sobre la evolución de estos períodos a través del tiempo mediante la instrumentación sísmica en el edificio.

De información verbal, para estas mediciones se colocaron aparatos en diferentes niveles del edificio; solo fue posible obtener información de los períodos medidos en la estructura inicial sin torres y la estructura ya reforzada. Los valores respectivos se presentan en la tabla 1.

3.- COMPARACION DE PROPIEDADES DINAMICAS MEDIDAS Y CALCULADAS DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL Y LA REFORZADA.

Los períodos obtenidos de los modelos analíticos mencionados indican que el edificio muestra una rigidez ligeramente mayor en la dirección oriente-poniente considerando o no las torres de reestructuración.

Al considerar la base rígida del edificio (ver tabla 1) se observa un decremento en el período natural de vibración del caso reestructurado al original de 50% en la dirección norte-sur, ya que de un valor de 1.08 seg disminuyó a 0.72 seg. Para la dirección oriente -poniente dicho decremento es del 47%, ya que de 1.0 seg se redujo a 0.68 seg. Finalmente para el modo a torsión el porcentaje de disminución es del 109%, ya que de 0.96 seg disminuyó a 0.46 seg.

Si tomamos en cuenta la interacción suelo-estructura mediante el piso "ficticio" (ver tabla 1) el decremento en el período natural de vibración del caso reestructurado al original en la dirección norte-sur fue del 18% ya que de un valor de 1.29 seg paso a 1.09 seg. En la dirección oriente-poniente la reducción fue del 16%, ya que de 1.23 seg se redujo a 1.06 seg. Para el modo a torsión la reducción fue del 98% ya que del valor inicial 0.97 seg decreció a 0.49 seg.

Así mismo, la tabla 1 presenta la comparación entre los períodos naturales de vibración calculados y medidos (primer modo) y se puede apreciar que los valores calculados considerando la interacción suelo-estructura para el edificio original son de 1.29 seg en la dirección norte-sur, 1.23 seg en la oriente-poniente y 0.97 seg en torsión lo que significa una diferencia con los medidos del 1.5, 5.7 y un 2% respectivamente.

Para el caso reestructurado los valores calculados son de 1.09 seg en la dirección norte-sur, 1.06 seg en oriente-poniente y 0.49 seg a torsión. Los medidos fueron de 0.95, 0.93 y 0.48 seg respectivamente, lo que significa una diferencia del 15, 14 y 2%.

Si consideramos únicamente la adición del dado de recimentación del edificio se puede observar que los períodos calculados para el primer modo de vibrar con la interacción suelo-estructura casi no se modifican con

respecto a la condición original. Esto es debido a la gran masa que se adicionó al realizar dicha recimentación y que mantiene una relación directamente proporcional a la rigidez adicionada a la estructura por el dado de concreto reforzado, unido mediante barras de preesfuerzo al cajón de cimentación inicial. Observando la tabla 1 es claro que dicha diferencia es despreciable.

En la Fig. 7 se tienen representados los espectros de diseño y de respuesta para la zona compresible de la Ciudad de México. Si ubicamos los períodos obtenidos en los análisis para las distintas condiciones estructurales del edificio, se puede observar que si tomamos en cuenta al edificio reestructurado apoyado en una base rígida el valor del período fue de 0.68 seg en dirección oriente-poniente, lo que habría producido, según el espectro de respuesta, del sismo de STC E-W una aceleración absoluta de 360 gals. Con base flexible se obtuvo un período de 1.06 seg en la misma dirección al que corresponde una aceleración absoluta de 245 gals, que representa una diferencia del 47%. Esta diferencia se reduce e invierte a medida que el período con base flexible se acerca a los 2 seg.

4.- RESPUESTA SISMICA CALCULADA.

4.1.- Elección del espectro de análisis.

Una vez aceptado el modelo como representativo de las condiciones reales de la estructura se hicieron extrapolaciones para determinar analíticamente la respuesta ante los sismos ocurridos en el sitio.

Los diferentes análisis sísmicos se realizaron mediante el análisis elástico modal espectral para lo que fueron utilizados los espectros de respuesta de la estación SCT para un porcentaje de amortiguamiento del 5%. Se escogió esta estación por considerarse que presenta condiciones del subsuelo de cimentación semejantes a las del sitio en estudio. Se hizo énfasis en el análisis del sismo actuando en la dirección E-W por ser muy semejante la respuesta en ambas direcciones de análisis al considerar el edificio reestructurado y el original debido a la casi perfecta simetría en su estructuración.

El espectro de respuesta para un porcentaje de amortiguamiento del 5% se puede ver en la fig. 7, además se presenta el espectro de diseño especificado por el R.C.D.F.-87 para estructuras del Grupo A y el espectro de sitio utilizado para el diseño de la reestructuración del edificio.

Se puede observar que los períodos calculados de la estructura original y la reforzada caen en una zona del espectro en donde las ordenadas son moderadas.

4.2.- Respuesta de la estructura original.

La respuesta sísmica fue calculada con el auxilio de computadora incluyendo el modelo que considera la interacción suelo-estructura, con un módulo de elasticidad de $E = 14000 \sqrt{f'c}$ en los elementos de concreto reforzado de la estructura existente y con el momento de inercia de la sección bruta.

Considerando un análisis en el que se supone que el concreto permanece sin agrietamiento con características de comportamiento elástico, los desplazamientos que presentó la estructura inicial sin reforzar fueron menores que los permisibles en un orden del 50% como se observa en la Fig. No. 8.

El máximo desplazamiento lateral en la parte alta del edificio antes de reestructurar fue de 20 cm y en su base el inicial únicamente fue de 4 cm.

Comparando los elementos mecánicos actuantes para el Marco "5" y los resistentes en la estructura original se obtuvieron las relaciones entre ambos valores, tanto para traveses por cortante y flexión, como para columnas por cortante y flexocompresión o flexotensión según las condiciones obtenidas del análisis estructural.

Resulta conveniente señalar que la resistencia de los elementos de concreto del marco fue calculada en base las NTC del reglamento, en donde se utilizaron los factores de reducción de resistencia especificados pero no así los factores de carga respectivos (Ref. 8).

En la Fig. No. 9 se observa que casi la totalidad de las traveses del marco analizado tienen factores que rebasan la unidad por efectos de flexión, por cortante el porcentaje que rebasa dicha cifra es de aproximadamente un 45% (Ver Fig. 10).

Para las columnas, los factores por cortante también exceden a la unidad en un 50%, sobre todo en las columnas pertenecientes a las crujeas centrales; por efectos de flexocompresión o flexotensión dicho porcentaje se eleva a un 63% aproximadamente exceptuando solamente algunas columnas exteriores de los primeros niveles y algunas centrales en el entrepiso último (Ver Fig. 11).

Se observa que se obtuvieron valores, en los factores, muy elevados en los elementos estructurales del marco en niveles intermedios lo que hace suponer que se excedieron la capacidad últimas de estos, como ocurrió al hacer la revisión con el R.C.D.F.-87. Por lo tanto se considerará que la estructura inicial no presenta la resistencia requerida al verse sujeta al espectro de respuesta de la estación SCT en la dirección E-W para un porcentaje de amortiguamiento del 5%.

4.3.- Respuesta de la estructura reforzada.

Del análisis modal espectral se obtuvieron las distribuciones de cortantes para la estructura existente y las cuatro torres, la cual se presenta en la Tabla 2. Se puede apreciar que en los niveles superiores la participación de las torres fue importante en el orden del 50% y en los niveles inferiores fue de un 70% y en el primer nivel fue mínima debido a la existencia de los muros de concreto en la planta baja de la estructura original. Resulta conveniente comentar que dicha distribución de cortantes se mantuvo dentro de los porcentajes promedio obtenidos al diseñar con el R.C.D.F.-87. Es adecuado señalar que el análisis se realizó suponiendo que el concreto permanece sin agrietamiento con características de comportamiento elástico. Los desplazamientos que se presentaron en la estructura ya rigidizada se observan en la Fig. 8, y se puede ver que no sobrepasan los permisibles siendo estos últimos del orden del triple de los calculados.

En el edificio reestructurado el desplazamiento en la azotea se redujo a 12 cm, la cuarta parte de los permitidos por el reglamento, y en la base de la cimentación dicho desplazamiento fue de solo 5 cm.

Se realizó una comparación entre los elementos mecánicos actuantes para el Marco "5" y los resistentes al tener a la estructura original reestructurada; para lo anterior se consideró la relación entre ambos valores tanto para traveses por cortante y flexión, y columnas por cortante y flexocompresión o flexotensión según el caso.

La resistencia de los elementos de concreto del marco fue calculada con base en las NTC del reglamento, donde se usaron los factores de reducción de resistencia especificados pero no así los factores de carga respectivos (Ref. 8).

En la figura No. 9 se observa que casi la totalidad de las traveses analizadas, los factores no rebasan la unidad tanto a cortante como a flexión, con excepción de algunas en el nivel azotea. Para las columnas los factores por cortante rebasan la unidad en los niveles cuatro y cinco de las ubicadas en el centro del Marco (Ver Fig. 10). Para flexocompresión o flexotensión casi la totalidad de los factores de las columnas es menor que la unidad con

excepción de algunas ubicadas en los niveles intermedios y centrales como se puede ver en la Fig. 11.

El que estos indicadores hayan alcanzado valores iguales a la unidad no significa que los miembros hayan fallado, pues debe recordarse que existe un factor de seguridad implícito en los cálculos.

En algunas columnas de concreto, se presentaron cargas axiales muy pequeñas e incluso negativas (tensión) en los marcos intermedios. Además, en el extremo opuesto del edificio la compresión axial en las columnas de concreto se observó muy cercana a la capacidad última. Aunque se determinaron valores de elementos mecánicos actuantes elevados y muy cercanos a las capacidades últimas, estas no fueron excedidas y por tanto se considera que la estructura tiene la resistencia requerida al estar sujeta al espectro de respuesta de la estación SCT en la dirección E-W para un porcentaje de amortiguamiento del 5%, y se considera que la estructura respondió en forma bastante aceptable al comportamiento esperado.

4.4.- Comparación de resultados obtenidos.

Observando nuevamente las Fig. 9, 10 y 11 en las que se señalan los factores obtenidos al realizar la relación de elementos mecánicos actuantes y resistentes de los miembros estructurales del Marco "5", es clara la importancia de la adición de las torres de acero para reducir dichos valores, más sin embargo la reducción en los desplazamientos del edificio, que se presentan en la Fig. No. 8, entre una condición y la otra no resulta tan eficiente al reestructurar ya que estos se ven afectados por el desplazamiento inicial que presenta la cimentación al considerar la interacción suelo - estructura y cuyo valor promedio es de 5 cm.

Por lo tanto, el incremento en peso de la cimentación resultó de primordial importancia, ya que éste es considerable y aunque la rigidez de la estructura al adicionar las torres aumenta, se mantuvo una relación casi a la par en el nivel cimentación entre el incremento de ambos conceptos, como anteriormente se había comentado.

5.- OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES.

En este edificio se ha observado la efectividad y eficiencia de los sistemas de rigidización a base de marcos contraventeados de acero; sin embargo, son varios los aspectos que deben considerarse de suma importancia para que cumpla su objetivo sin poner en peligro su estabilidad y seguridad. Como es conocido, una de las mayores ventajas que ofrece el uso de perfiles de acero estructural es el reducido incremento en el peso de los elementos de rigidez que se agregan a la estructura. En la Tabla 2 puede observarse que para el PCC-I el peso total en la superestructura solo fue incrementado en 7%. El uso de elementos masivos de concreto reforzado reduce la eficiencia en la rigidización al incrementarse las fuerzas de inercia, sobre todo en los niveles altos respecto al terreno natural. El diseño de un sistema de rigidización deberá balancear la eficiencia del sismo comparando ganancia en rigidez contra incremento de cortante sísmico por aumento de las masas inerciales.

Otro aspecto importante que nunca hay que olvidar es el referente a la forma del espectro de respuesta, sobre todo en estructuras que se rigidicen en zonas de suelo blando de la Ciudad de México, ya que es claro que las estructuras que alcancen en su primer modo de vibrar un período natural próximo al del suelo corren un grave riesgo de entrar en una condición muy cercana a la resonancia, que ocasionaría enormes incrementos en las aceleraciones a que quedarían sujetas y en las fuerzas dinámicas que habrán de soportar. El riesgo se agudiza en las construcciones con período fundamental algo menor al del suelo, pues el deterioro que sufren durante los primeros ciclos de carga producidos por un temblor largo las debilita y acerca, cada vez más, a la condición crítica. Este fenómeno se agrava con el tiempo, al quedar sometido el edificio a una sucesión de temblores, aunque ninguno de ellos sea demasiado intenso. Por lo cual, la decisión de rigidizar un edificio deberá ser tomada cuidadosamente con base en la interpretación de espectros de respuesta típicos en el sitio de la construcción. Para nuestro caso en particular el edificio original tenía 1.23 seg de período que lo colocaba en la rama ascendente crítica de mayor intensidad del espectro, el cual al no reestructurarse, con el paso del tiempo se podría acercar a dicha zona al ocurrir una serie de eventos sísmicos moderados y/o intensos. (Ver Fig. No. 7); pero al rigidizarse cambió el período a 1.06 seg alejándolo de la zona crítica del espectro con un 16% de reducción.

Un aspecto también muy importante es que en suelos blandos, cuando una estructura es rigidizada, la rotación y traslación de la cimentación aumentan, lo cual deberá tomarse en cuenta dadas las características del espectro de respuesta, pues aún hoy en día es práctica común el analizar las estructuras considerando cimentaciones rígidas o empotradas, corriendo el riesgo de subdiseñar la estructura. Al considerar lo anteriormente señalado, o sea la flexibilidad en la base, se puede ver que realmente existe un menor aumento en la rigidez del edificio ya reestructurado que si se considerara apoyado en una base rígida (Ref. 4).

De la gráfica de desplazamientos acumulados (Ver Fig. 8) resalta notablemente la contribución de la traslación y rotación de la cimentación como cuerpo rígido al desplazamiento lateral como se señaló en su oportunidad.

También al aumentar los desplazamientos en la cimentación aumentan los desplazamientos laterales totales (Ver Fig. 8) que serán mayores que los calculados con base rígida, por lo que si el edificio tuviera estructuras vecinas cercanas podrían chocar si la separación entre ellos no fuera la adecuada. Además al aumentar dichos desplazamientos se debe verificar que no ocasionen problemas secundarios en el equipo electrónico y eléctrico que aloja el edificio objeto de este escrito.

Entonces resulta primordial que en el diseño de los sistemas de rigidez se incluyan los efectos que produce la flexibilidad del suelo para estimar en forma realista el cortante sísmico, incremento neto de rigidez, desplazamientos laterales totales, la separación con estructuras vecinas en caso de que existan y los desplazamientos de entrepiso netos.

Para el tipo de reestructuración aquí utilizada resulta de primordial importancia el diseño de los elementos de conexión de las torres metálicas de rigidez, sin los cuales el cortante no podría transmitirse desde amplias zonas con masa distribuida hacia puntos discretos de elementos muy rígidos. En este aspecto las losas o diafragmas juegan un papel muy importante, pero no solo estos elementos deben revisarse, porque aunque se asigne la totalidad del cortante a los elementos de acero es recomendable revisar los esfuerzos en la estructura original para prevenir condiciones desfavorables.

Es importante el analizar cuidadosamente la trayectoria del flujo de cortantes sísmicos desde su origen en la estructura hasta los elementos resistentes, poniendo especial atención en la resistencia de las conexiones entre el edificio y los sistemas de rigidez, las losas y los mismos sistemas rigidizantes.

El aspecto más delicado de una rigidización le corresponde a la cimentación, puesto que se incrementan considerablemente las descargas en columnas lo que implica gran dificultad en el diseño del refuerzo y elevados costos de construcción como ocurrió en la reestructuración aquí tratada. Por lo tanto en el análisis y diseño de la cimentación deberá dedicarse especial cuidado por tratarse de fuertes concentraciones de carga. La factibilidad constructiva del refuerzo es determinante.

Los períodos naturales de oscilación calculados resultan ser un poco mayores que los medidos, pero es importante señalar que dicha diferencia se puede deber a que muchos de los elementos no estructurales tales como los muros de relleno no están perfectamente desligados de la estructura, sobre todo en las áreas de oficinas, y su influencia en la rigidez del edificio es muy importante, especialmente ante desplazamientos horizontales de pequeña magnitud como lo son los que sirvieron de base para la medición en campo (Ref. 5). En realidad dicha diferencia se puede considerar como despreciable.

Para obtener una mejor reducción de las discrepancias entre mediciones y los modelos teóricos es necesario considerar que la estructura se puede representar con suficiente aproximación, mediante un modelo matemático que considere: las propiedades geométricas, la distribución de los elementos no estructurales, las propiedades dinámicas de los materiales que la forman, así como modelos simplificados de la subestructura.

Los resultados más cercanos a las medidas fueron los obtenidos al considerar un módulo de elasticidad en los elementos de concreto reforzado de la estructura existente de $14000 \sqrt{f'_c}$ como lo estipula el R.C.D.F.-87, por lo que los resultados del análisis varían radicalmente según los valores que se adopten para las propiedades geométricas y dinámicas. De los resultados de los análisis estructurales realizados se observa una importante reducción de los períodos naturales de vibración de la estructura al adicionar las torres metálicas de reestructuración, sobre todo en el modo a torsión.



Los modos de vibrar en pequeñas deformaciones de los edificios se pueden identificar con facilidad mediante la técnica de medición descrita en este trabajo; su uso sistemático permite observar la evolución de las propiedades dinámicas de construcciones antes y después de sismos intensos.

El considerar la interacción suelo-estructura en el análisis del edificio propició un incremento en los períodos naturales de vibración del edificio, ya sea con torres y sin torres de reestructuración.

De acuerdo a los resultados obtenidos se vislumbra que no puede existir resonancia entre el movimiento del suelo y el de la estructura reestructurada ya que los valores obtenidos y medidos resultan ser menores que $T=2.25$ seg que es el período del suelo en esta zona.

6.- RECONOCIMIENTOS.

Se agradecen las opiniones, observaciones y correcciones realizadas al manuscrito por parte del Dr. Roberto Meli Piralla y al M. en I. Jorge Arturo Avila Rodríguez, el auxilio prestado para realizar los análisis por computadora para la respuesta dinámica de los modelos y también a la Fundación ICA (FICA) por los datos proporcionados para dar término a este estudio.

7.- REFERENCIAS.

- 1.- MAISON, B.F. Y C.F. NEUSS, ETABS Program, Reporte de National Science Foundation, J. G. Boukamp Inc., Berkeley, California, ene. 1983.
- 2.- ROMO MP y VILLARRAGA R. (1986). "Análisis de los efectos de interacción dinámica suelo - estructura" Memorias del Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Zihuatanejo, Gro. 6 de nov.
- 3.- Archivo personal.
- 4.- RODRIGUEZ CUEVAS, N. "Análisis experimental de vibraciones en edificios". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, Ver., SMIE (1986), B8-01-B8-11.
- 5.- RODRIGUEZ CUEVAS, N; y GONZALEZ ALCORTA , R, "Correlación entre características dinámicas observadas y calculadas de un edificio". Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Querétaro, Qro. (nov. 1987), C168 - C184.
- 6.- Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo". Gaceta oficial del D.D.F. (nov. 1987).
- 7.- Foutch D. A., Hjelmstad. K. D., Del Valle - Calderón, E., Figueroa - Gutiérrez, E. and Downs, R. E. Studies of Seismic Strengthening for Two Buildings in México City (en inglés) Earthquake Spectra, Vol. 4 Num. 3 Aug. 1988.
- 8.- Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" Gaceta oficial del D.D.F. (nov. 1987).
- 9.- Mendoza, L., A. Reyes y J. E. Luco, "Ambient Vibration Test of the Mexicali General Hospital", Earthquake Spectra, Vol. 7, no. 2, may. 1991.

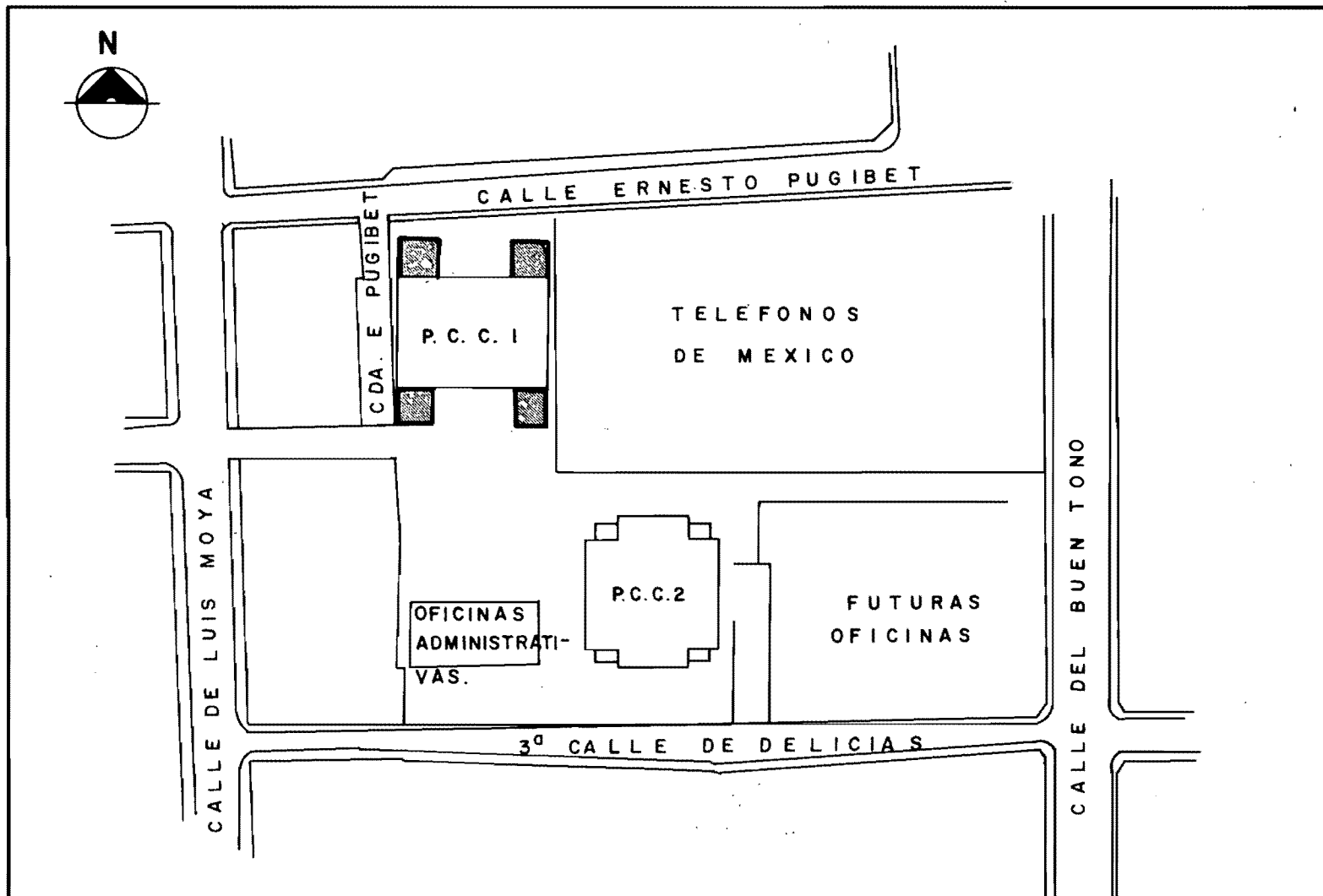
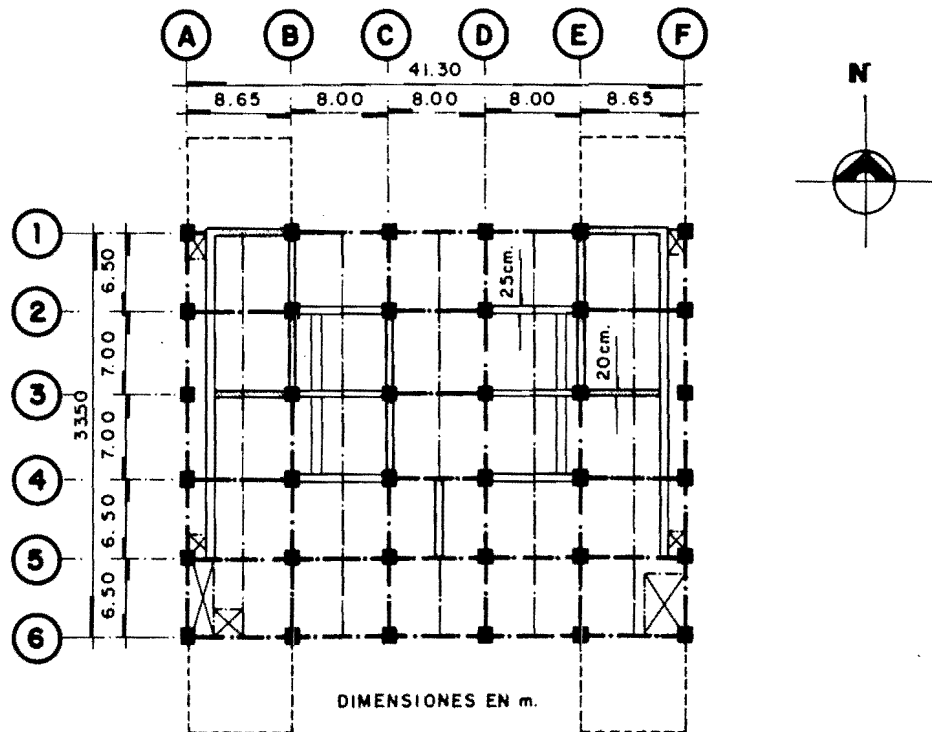
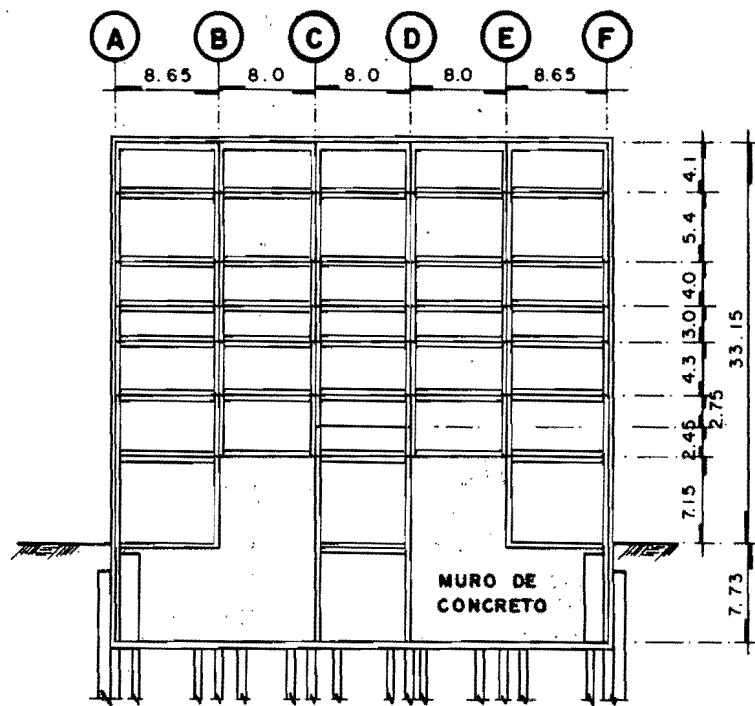


FIG. 1: CROQUIS DE LOCALIZACION.

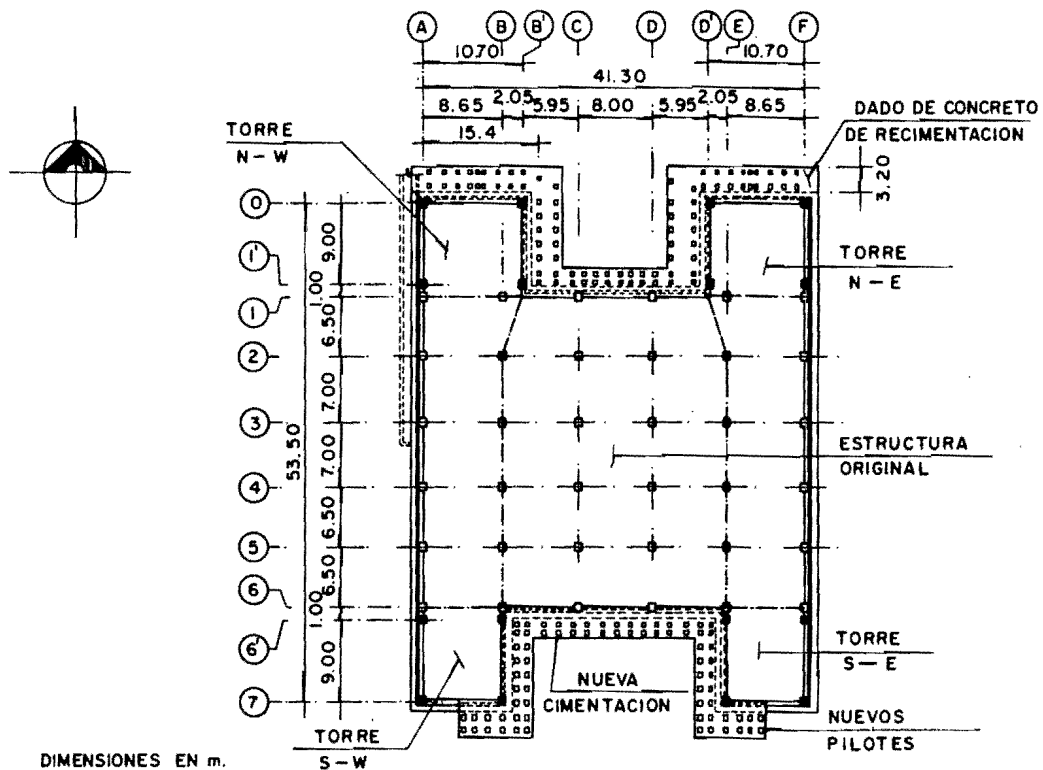


a) VISTA EN PLANTA

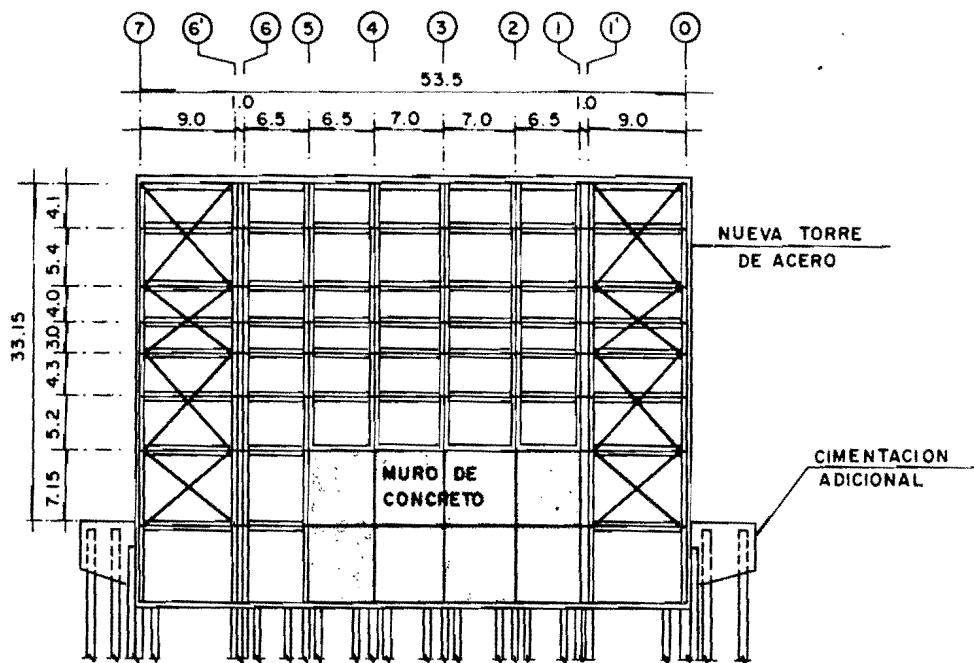


b) ELEVACION

FIG.2.- VISTA GENERAL DEL EDIFICIO ORIGINAL.

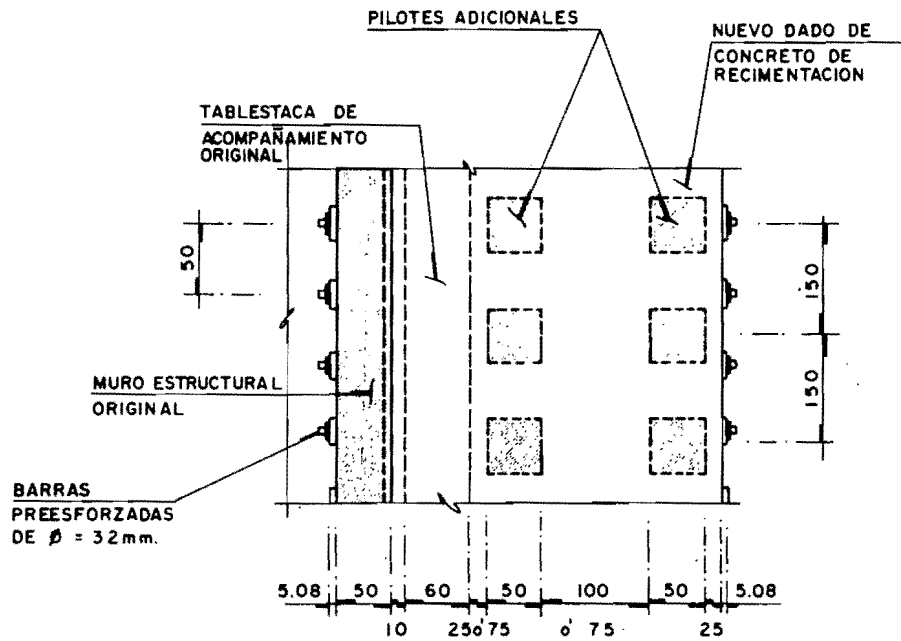


a) VISTA EN PLANTA

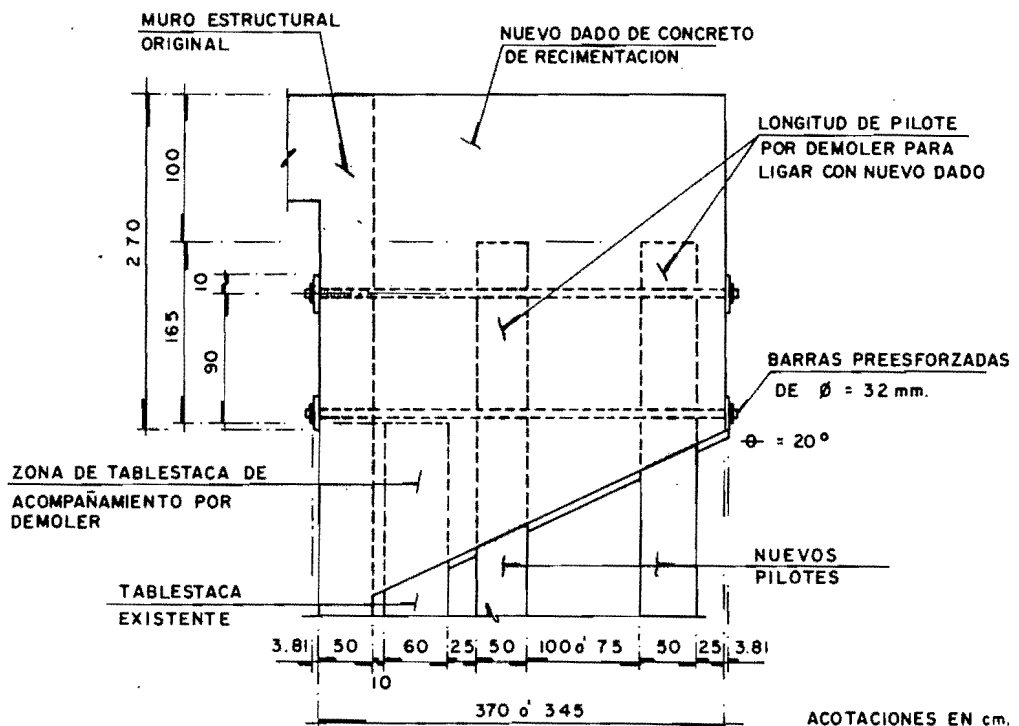


b) ELEVACION

FIG. 3.- VISTA GENERAL DEL EDIFICIO REESTRUCTURADO



a) VISTA EN PLANTA



b) ELEVACION

FIG.4.- CONEXION ENTRE LA NUEVA Y VIEJA CIMENTACION.

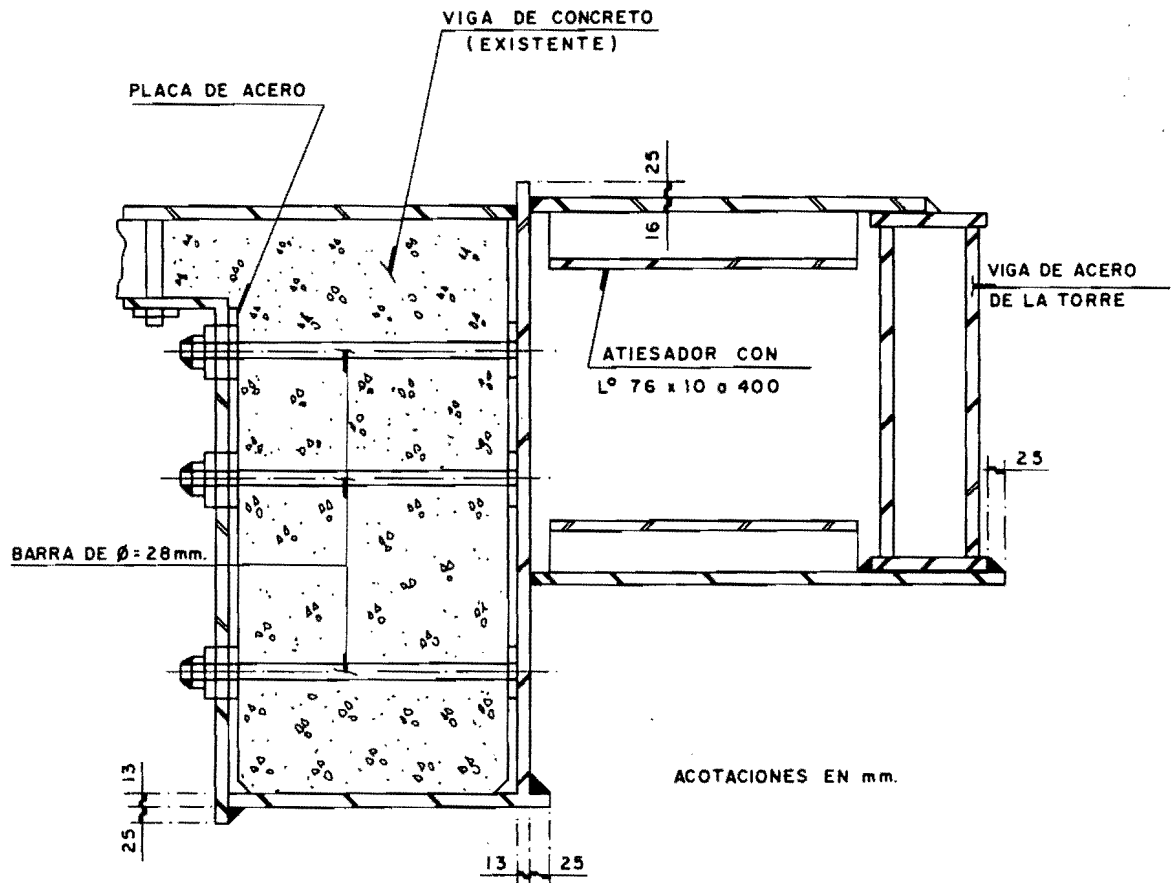
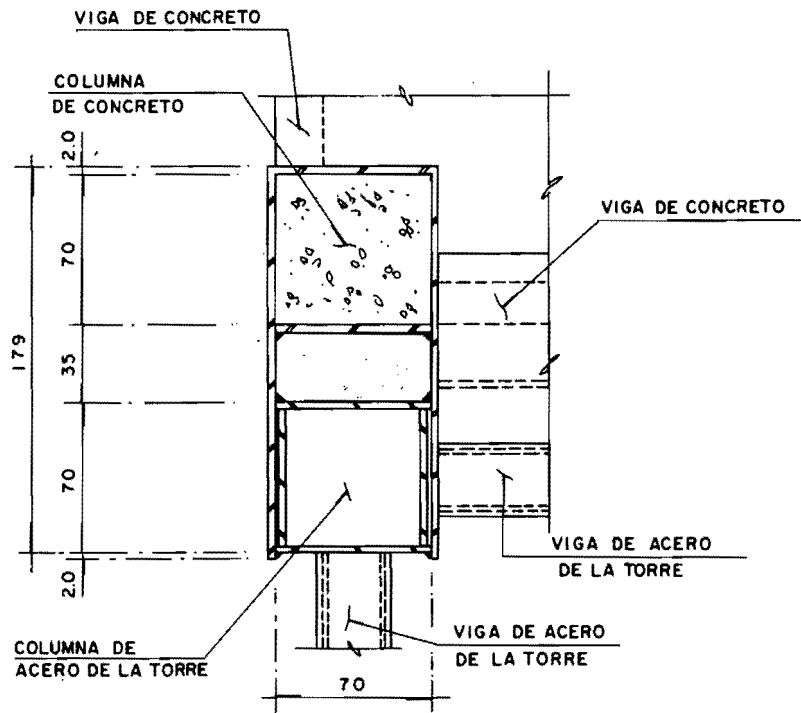
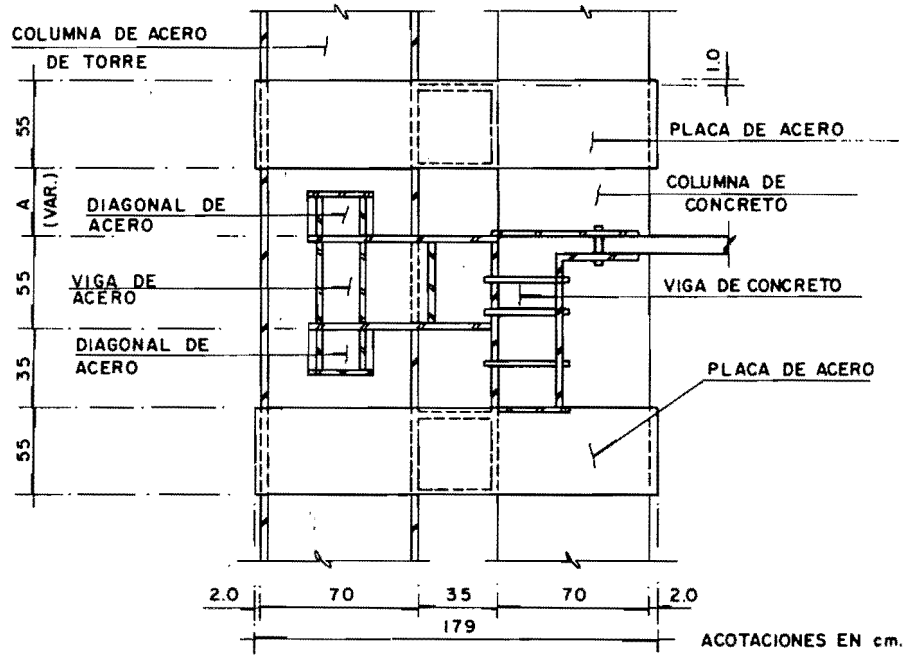


FIG. 5 - DETALLE DE CONEXION ENTRE VIGAS.



a) VISTA EN PLANTA



b) ELEVACION

FIG.6.- CONEXION ENTRE COLUMNAS.

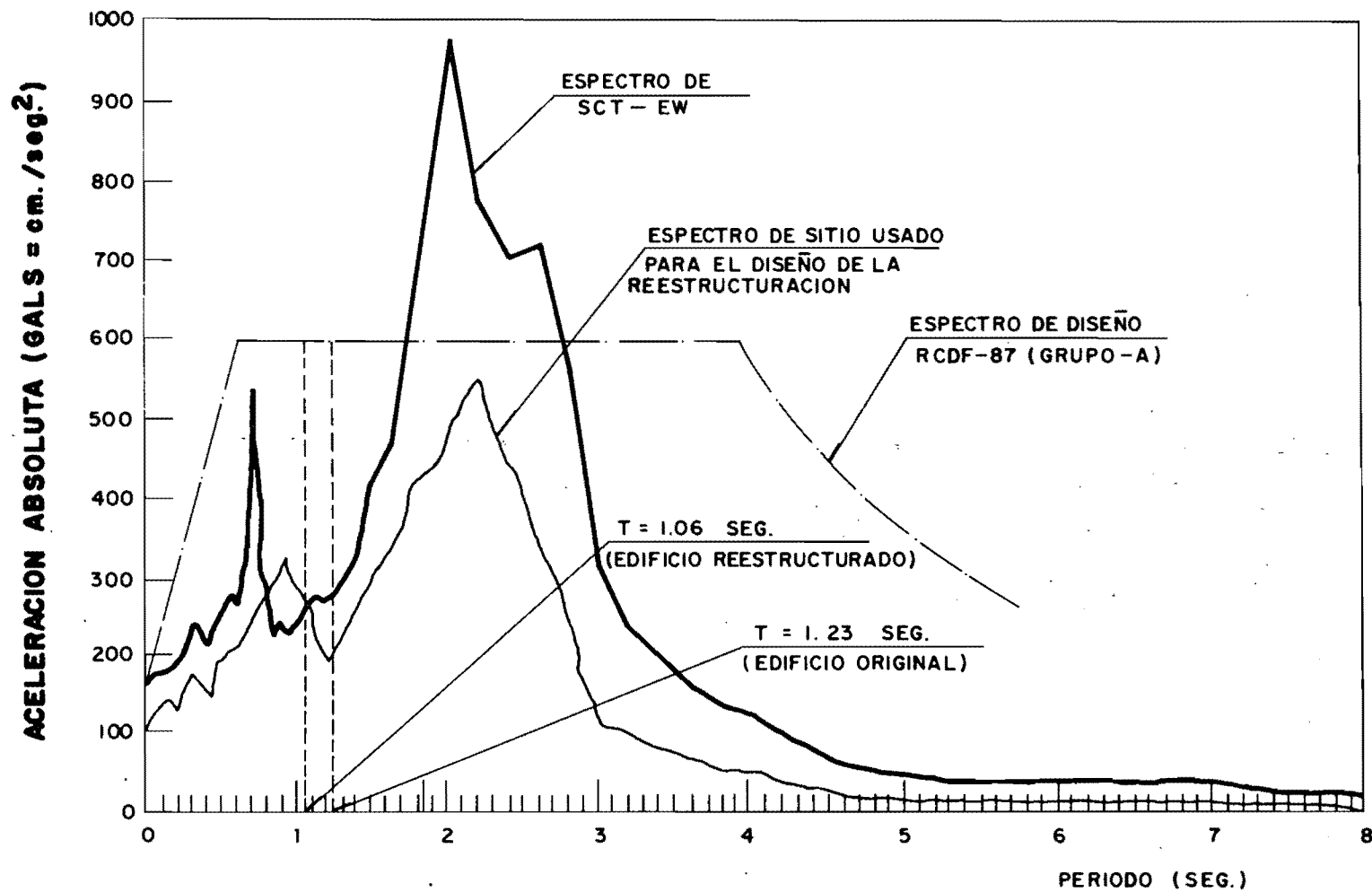


FIG. 7 : ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL AREA DEL LAGO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

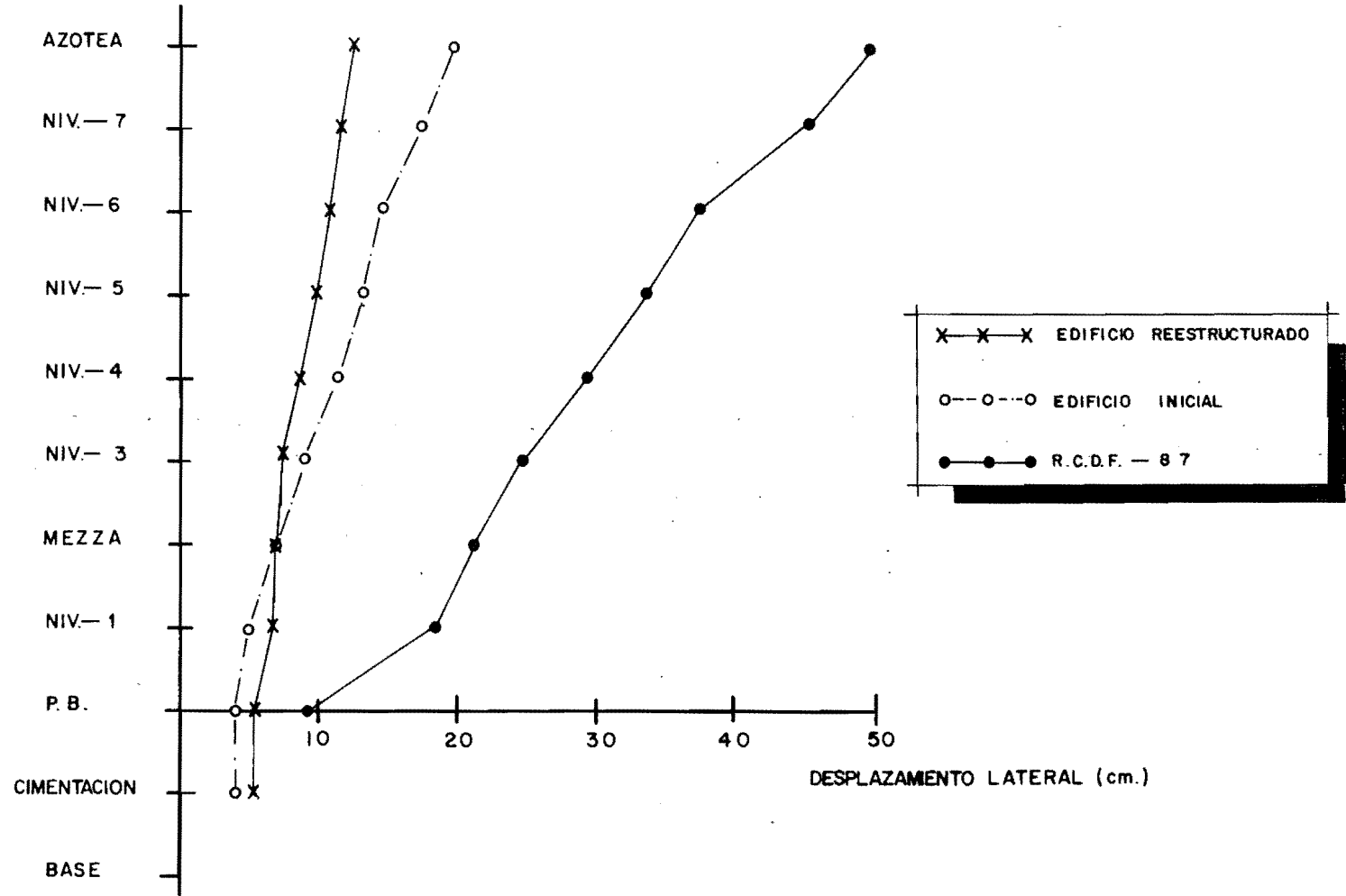


Fig.8.- DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE LA ESTRUCTURA SUJETA AL ESPECTRO DE RESPUESTA DE S.C.T. (COMPONENTE E-W) CON 5% DE AMORTIGUAMIENTO.

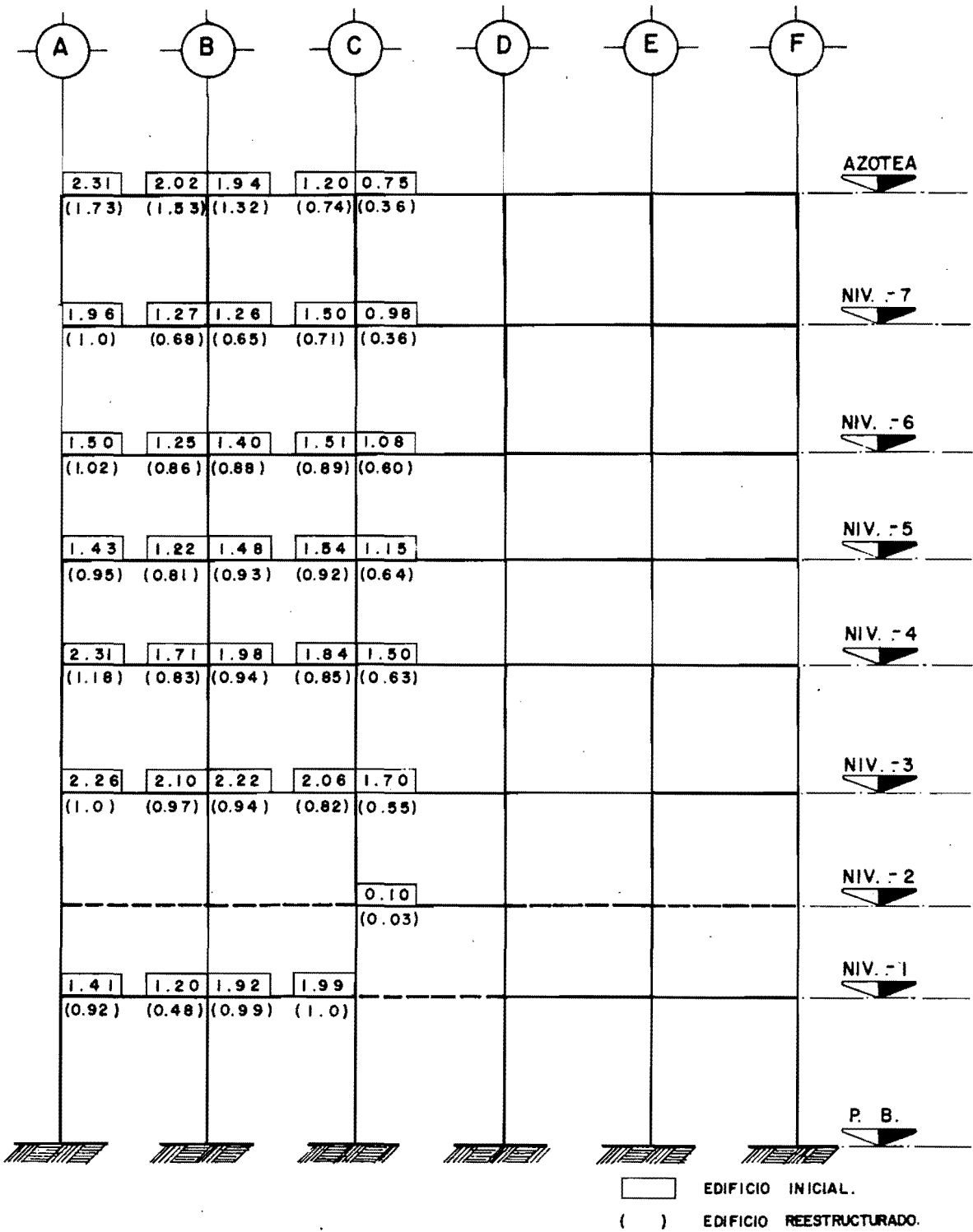


FIG.9 - MARCO 5 (DIRECCION OTE. — PTE.)
FACTORES POR FLEXION EN TRABES.

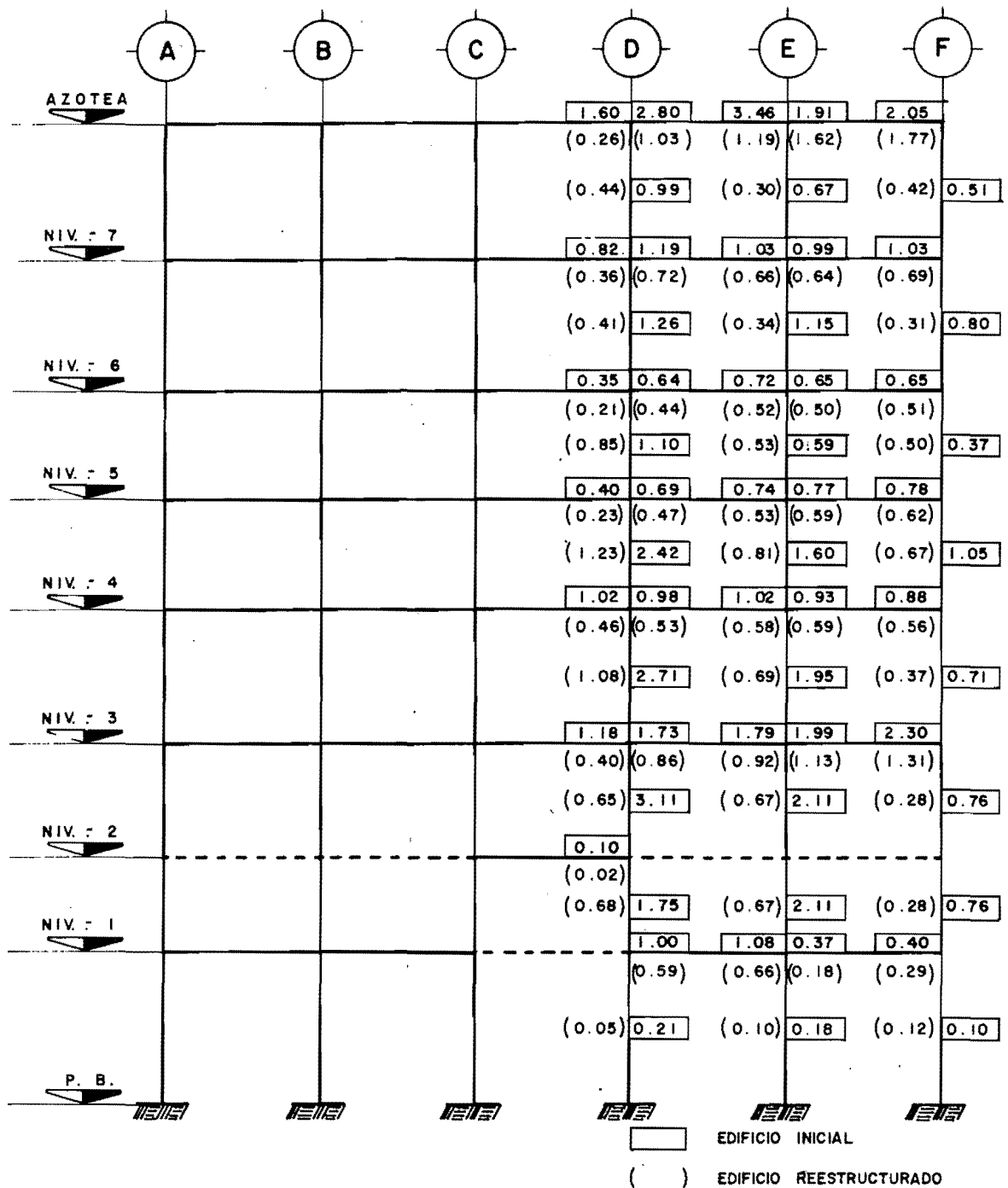


FIG.10.-MARCO 5 (DIRECCION OTE. - PTE.)
FACTORES POR CORTANTE EN TRABES
Y COLUMNAS.

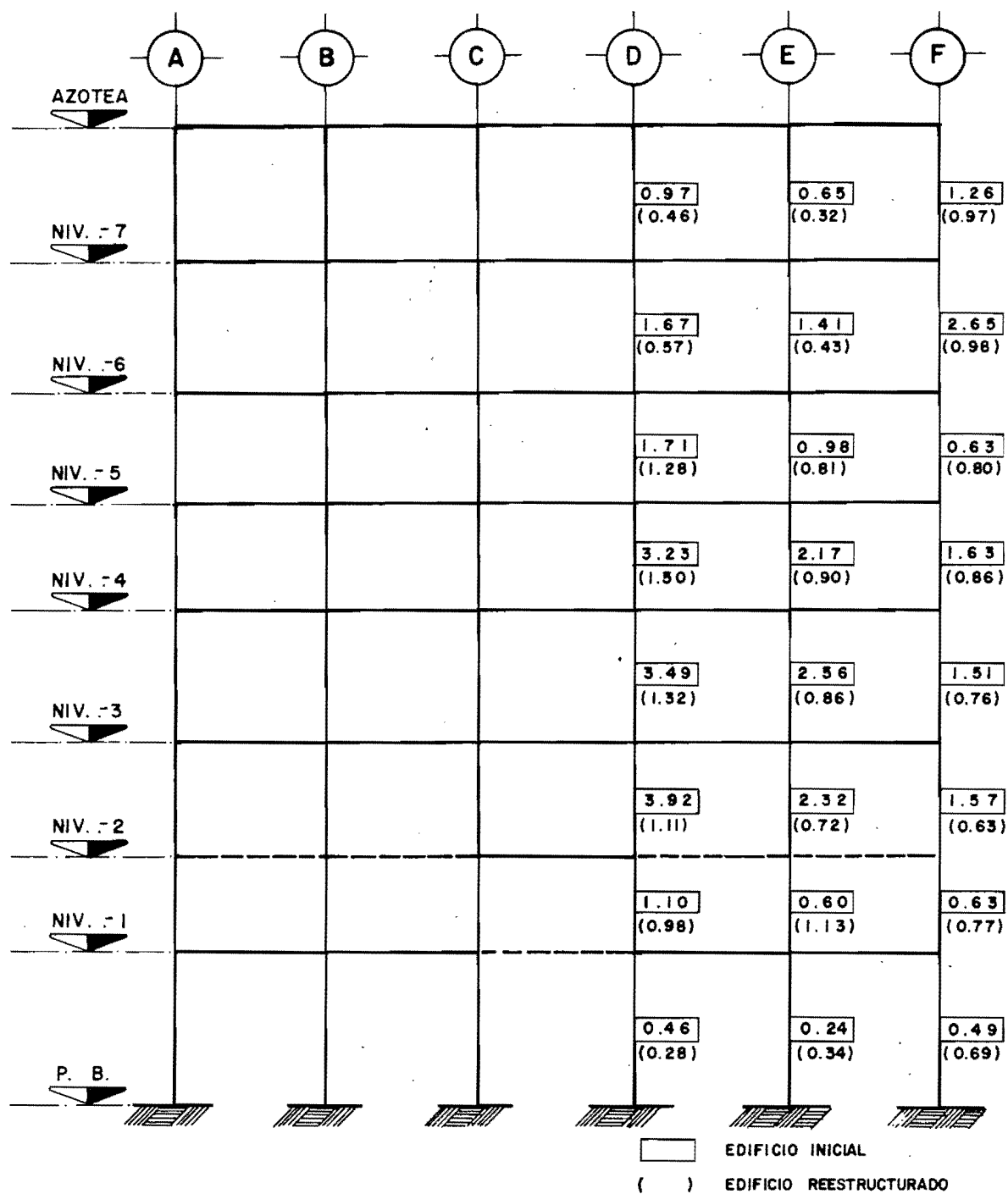


FIG.11.—MARCO 5 (DIRECCION OTE. — PTE.)
FACTORES POR FLEXOCOMPRESION O
FLEXOTENSION EN COLUMNAS.

**TABLA 1: COMPARACION DE PERIODOS NATURALES PARA
DIFERENTES CONDICIONES (EN SEG.)**

MODELO DE LA ESTRUCTURA	BASE RIGIDA			CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA			MEDIDOS		
	N-S	E-W	ROT.	N-S	E-W	ROT.	N-S	E-W	ROT.
EDIFICIO ORIGINAL	1.08	1.00	0.96	1.29	1.23	0.97	1.31	1.16	0.95
CON NUEVA CIMENTACION	—	—	—	1.31	1.24	0.97	—	—	—
EDIFICIO REESTRUCTURACION	0.72	0.68	0.46	1.09	1.06	0.49	0.95	0.93	0.48

TABLA 2.- COMPARACION DE FUERZAS INDUCIDAS EN EL EDIFICIO ORIGINAL Y EL REESTRUCTURADO (ESPECTRO SCT EN DIRECCION N-S)

NIVEL	PESO TOTAL (Ton.)		CORTANTE DE ENTREPISO (Ton.)		
	EDIFICIO ORIGINAL	EDIFICIO REESTRUC-TURADO	EDIFICIO ORIGINAL	EDIFICIO REESTRUCTURADO	
				ESTRUC-TURA DE CONCRETO	TORRES DE ACERO
8	1 5 1 7	1 6 2, 8	5 8 3	2 8 2	2 2 0
7	2 0 5 9	2 1 9 3	1 2 5 8	3 8 2	9 3 5
6	2 1 8 5	2 3 2 6	1 7 5 4	9 6 5	1 1 0 2
5	2 3 4 5	2 4 8 8	2 2 7 0	1 2 6 3	1 2 7 1
4	1 9 9 2	2 1 2 9	2 6 8 1	1 0 5 7	1 9 5 1
3	2 6 1 0	2 7 5 7	3 0 9 1	1 0 3 0	2 3 9 4
2	2 3 6	3 7 9	3 1 1 8	1 0 5 5	2 4 4 3
1	1 7 0 4	1 8 4 3	3 2 2 0	3 5 2 0	1 0 2