

01161

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

División de Estudios de Posgrado

**“Aisladores de Base como Alternativa en el Análisis,
el Diseño y la Construcción de un Edificio para
Estacionamiento con Estructura Metálica ”**

Tesis que para obtener el Grado de Maestría en Ingeniería, ^(Estructura) presenta:

Ing. José Enrique Carmona Flores

Director de Tesis:

Dr. Ricardo González Alcorta



México, D.F., marzo de 2000

283945



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**“Aisladores de Base como Alternativa en el Análisis el
Diseño y la Construcción de un Edificio para
Estacionamiento con Estructura Metálica ”**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**TESIS QUE PARA OBTENER EL GRADO DE MAestrÍA EN ESTRUCTURAS,
PRESENTA:**

José Enrique Carmona Flores

***“ Aisladores de Base como Alternativa en el Análisis, el Diseño y la
Construcción de un Edificio para Estacionamiento con Estructura
Metálica ”***

Director de Tesis:

Dr. Ricardo González Alcorta

México, D.F., marzo de 2000

AGRADECIMIENTOS

Dedico este trabajo ...

... A mis padres:

**Ing. José Carlos Carmona García
María Guadalupe Flores Maldonado**

... Por quienes todo fui, soy, y espero ser.

... A mis hermanos:

**Carlos Maurillo
Marco Arturo
Karla**

... con quienes he crecido, soñado, reído y llorado.

... A mi tío:

Sr. Héctor Flores Maldonado

... que gracias a su enorme apoyo, mi familia y yo disfrutamos las oportunidades que hoy tenemos.

**... Al Grupo ICA,
a través de:**

Fundación ICA

... que me dio la oportunidad de continuar con mis estudios de Posgrado, en uno de los más graves períodos de crisis de este país, gracias a su Programa de Becas para Posgrado.

M.C. Fernando Luna Rojas

... quien no sólo es Director Ejecutivo de Fundación ICA, sino un ser humano excepcional que me ha apoyado, a nivel personal y profesional, desde que tuve la fortuna de conocer la existencia de FICA.

...A mi Director de Tesis:

Dr. Ricardo González Alcorta

... quien me hizo el honor de dirigir, coordinar y asesorar en la elaboración de este trabajo. Gracias por ser, antes que un excelente Ingeniero, Investigador y Profesor, una gran persona.

... A la UNAM ...

... que me dio la oportunidad de estudiar y prepararme en la mejor Universidad de este país. Gracias por enseñarme una forma de ser, de actuar y de pensar.

... Muy especialmente a:

Ing. José Manuel Covarrubias Solís

... con quien nació la idea de este trabajo y quien es un modelo a seguir por su destacada trayectoria profesional, su gran calidad humana y su amor por la Facultad de Ingeniería y la Universidad Nacional Autónoma de México.

***“ Aisladores de Base como Alternativa en el
Análisis, el Diseño y la Construcción de un
Edificio para Estacionamiento
con Estructura Metálica ”***

“ Aisladores de Base como Alternativa en el Análisis, el Diseño y la Construcción de un Edificio para Estacionamiento con Estructura Metálica ”

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
1. ANTECEDENTES	6
1.1 <i>Descripción del Proyecto Real (Base Rígida)</i>	6
1.2 <i>Estudios Preliminares</i>	11
1.3 <i>Diferentes Alternativas de Construcción</i>	14
1.4 <i>Descripción y Metodología del Proyecto Teórico (Base Aislada)</i>	18
2. SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE	20
3. AISLADORES DE BASE EN LOS CÓDIGOS DE DISEÑO	26
3.1 <i>Parámetros Básicos de un Elastómero Laminado</i>	26
3.2 <i>Parámetros Básicos de un Elastómero Laminado con Núcleo de Plomo</i>	30
3.3 <i>Recomendaciones de Diseño (UBC1991)</i>	32
4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA REAL (Base Rígida)	39
4.1 <i>Programa de Análisis Utilizado</i>	39
4.2 <i>Cargas Consideradas en el Edificio Bajo Estudio</i>	41
4.3 <i>Modelo Matemático de la Estructura</i>	43

5.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA TEÓRICA (Base Aislada)	46
5.1	<i>Modelo Matemático</i>	46
5.2	<i>Acelerogramas Seleccionados</i>	51
5.3	<i>Análisis de la Respuesta "Paso a Paso"</i>	55
6.	ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS ESTRUCTURAS EN BASE RÍGIDA Y BASE AISLADA	58
7.	CONCLUSIONES	66
	BIBLIOGRAFÍA	72
	FIGURAS	

INTRODUCCIÓN

Alternativas diferentes a las establecidas siempre han despertado desconfianza, duda, incertidumbre... pero sobretodo rechazo. La mente del hombre es una mente acostumbrada a lo usual y cotidiano y siente una especial aversión y predisposición negativa ante un cambio.

Desde hace ya mucho tiempo la humanidad ha venido desarrollando la capacidad de abstracción que la distingue del resto de las especies inteligentes. En un inicio, nuestros antepasados sintieron miedo ante los elementos naturales tales como la lluvia, el trueno, el viento, el fuego, los terremotos, etc. El hombre primitivo trató de darles explicación tomándolos como fenómenos místicos, atribuidos a la voluntad de seres desconocidos, dioses, y seguía teniendo miedo. El mismo tiempo hizo que parte de ese temor se convirtiera en curiosidad y empezó a experimentar, empezó a preguntarse y a cuestionarse el ¿por qué? de las cosas. Hoy en día, a pesar de tantos avances científicos y tecnológicos, en el umbral del siglo XXI, nos seguimos preguntando los ¿por qué? de los fenómenos naturales; la ciencia rara vez responde a esta pregunta ... pero el camino andado no ha sido en vano, a cambio de ello, el hombre y su ciencia han aprendido a responder muchos ¿cómo? Lo que no ha desaparecido, no obstante, es el miedo ante los mismos (y tan estudiados) fenómenos. Más aún, nuevos miedos, más aterradores, son los que levantan las respuestas, el saber las respuestas, el conocer las respuestas al ¿cómo?.

La ingeniería estructural es esencialmente una técnica, basada en diversas ciencias exactas, que nos permite responder los ¿cómo? del comportamiento estructural de nuestras construcciones, es decir, ¿cómo se comporta una estructura ante distintas sollicitaciones mecánicas, tales como cargas verticales o cargas laterales debidas a viento o sismo?; tratamos de abstraer una estructura y su entorno de la mejor manera posible, con técnicas desarrolladas por una gran comunidad de ingenieros e investigadores, tratamos de predecir los estados de esfuerzos a los que estarán sometidas nuestras estructuras y tenemos la responsabilidad de asegurarnos que la estructura a construir cumpla con las más estrictas normas de seguridad, recordando que estamos edificando en ciudades densamente pobladas y ante un permanente riesgo sísmico (Ciudad de México).

Todas las buenas voluntades de ingenieros e investigadores resultarían inútiles si desconocieran un aspecto importante de la construcción de cualquier tipo de estructura: el *aspecto económico* de la misma, de hecho los mismos códigos y reglamentos de construcción de todo el mundo tienen un implícito económico muy importante en cada una de sus páginas.

Casi cualquier persona “diseñaría” estructuras y no tendría sentido analizar e investigar escrupulosamente los comportamientos estructurales de nuestras construcciones si el factor económico fuera el último en la escala de prioridades de la industria de la construcción, ¿por qué?. Porque simple y empíricamente se sobredimensionarían las secciones estructurales de acero o concreto y ante la duda y el temor se optaría por gastar más dinero para hacer “más resistente” una estructura.

Todo egresado de una escuela de ingeniería, en cualquier nivel de estudios, de cualquier especialidad y que desee dedicarse a construir estructuras debe recordar que debe utilizar sus conocimientos para edificar construcciones que cumplan con los códigos y reglamentos y que resulten económicamente viables. Si el egresado piensa dedicar su vida a la investigación y desarrollo de nuevas técnicas para ampliar el conocimiento que tenemos de nuestras estructuras, estará, de cualquier forma, implícitamente, trabajando para que nuestras construcciones resulten seguras y económicas.

El autor de este trabajo suele comparar a las estructuras que el hombre construye con las estructuras de los cuerpos del mismo hombre; una estructura metálica o de concreto posee un sistema esquelético, en donde las distintas columnas y trabes constituyen los “huesos” de dicho esqueleto; de manera análoga, las losas de concreto, los sistemas de piso o las cubiertas rígidas, que se encargan de transmitir las cargas verticales (cargas muertas o vivas) y las cargas laterales (provocadas por sismos o viento), vienen siendo los “músculos de la estructura”. La gran diferencia entre un cuerpo humano y nuestras estructuras tradicionales es que, mientras en un organismo vivo existen nervios que, a través de impulsos eléctricos, mandan señales para provocar que la estructura se mueva, nuestras construcciones las diseñamos para que permanezcan en la misma posición, o al menos tratamos que permanezcan en la misma posición.

Por años la ingeniería ha tratado de construir edificaciones que se conserven rígidas; aceptamos que existan ciertas deformaciones, pero detallamos las estructuras para que en principio permanezcan estables, de manera rígida, ante un evento sísmico y sin permitir grandes disipaciones de energía, a excepción de ciertas deformaciones plásticas en algunos elementos estructurales.

Regresemos a la comparación original entre una estructura construida y un cuerpo humano: cuando nuestros cuerpos reciben alguna carga externa (desde el propio peso, hasta alguna carga lateral) y dicha carga llega a tener tal intensidad que nuestras condiciones de estabilidad se ven amenazadas (perder el equilibrio), ¿qué es lo que hacemos?, nuestra primera reacción es tratar de soportar la carga con una posición rígida, pero si intuimos que dicha rigidez no será suficiente para evitarnos caer, el siguiente intento es “movernos”, recomponer nuestra posición y redistribuir las cargas; esta simple acción evita el colapso de nuestro cuerpo en la mayoría de los casos. Las estructuras que construimos aún no pueden llegar a “moverse” en forma controlada. Actualmente existe en Japón un prototipo de “edificio inteligente”, cuya estructura está repleta de sensores que detectan el más mínimo movimiento que indique el inicio de un evento sísmico, posee computadoras que son capaces de procesar esa información y evaluar las posibles respuestas de la estructura ante dicho sismo, de tal forma que si se calculan sobre-esfuerzos más allá de los permisibles, dichas computadoras enviarán impulsos eléctricos para la activación de dispositivos de disipación de energía, tales como amortiguadores (dentro de la misma estructura) o aisladores de base (en la cimentación). Tal cerebro electrónico es capaz de recalcular las condiciones de rigidez y amortiguamiento de la estructura segundo a segundo, mucho antes de que el evento sísmico se desarrolle, lo que le permite, “paso a paso”, colocar a la estructura en las mejores condiciones para resistir el sismo y permanecer en pie.

Desgraciadamente casos como el descrito anteriormente aún son “prototipos” costosos y únicamente disponibles en países con un alto desarrollo tecnológico. Sin embargo existe una herramienta que, aunque aún costosa, ha probado ser efectiva en varios países: el ***aislamiento sísmico de base***.

El **aislamiento sísmico de estructuras** es una de las herramientas más innovadoras y creativas para atenuar los efectos que un terremoto pueda causarle a una estructura. No obstante, la gran mayoría de los códigos y reglamentos de construcción, de todo el mundo, aún no incorporan de manera metódica la utilización de aisladores de base, así como las técnicas de análisis y las consideraciones de diseño que deben tomarse en cuenta para aislar sísmicamente una estructura. El código norteamericano de diseño, *Uniform Building Code (UBC)*, es uno de los primeros reglamentos que incorpora la utilización de aislamiento sísmico de base de manera formal. En el presente trabajo se destacarán las recomendaciones de diseño de dicho reglamento, aplicados a un modelo teórico de un edificio para estacionamiento, construido con estructura metálica, localizado en la zona I de la Ciudad de México.

El presente trabajo representa la memoria escrita de dos proyectos:

- Un proyecto real, que nació de una necesidad económica real, y que le permitió al autor combinar y desarrollar nuevas habilidades como ingeniero civil, como ingeniero estructurista, como administrador de obra y como ser humano: El proyecto de Análisis, el Diseño (no sólo estructural) y la Construcción del edificio para estacionamiento del Restaurante "*Antigua Hacienda de Tlalpan*", ubicado al Sur de la Ciudad de México.
- Un proyecto teórico del mismo edificio, pero investigando cómo cambia su comportamiento estructural con aislamiento de base. En dicho modelo se han incorporando las recomendaciones de diseño, que para sistemas de aislamiento de base, recomienda el reglamento UBC.

¿Por qué aplicar aislamiento de base a un edificio en la Ciudad de México?

Este trabajo nace con una fuerte orientación a la práctica profesional y su objetivo es presentar la aplicación de investigaciones, desarrolladas en varias universidades alrededor del mundo, enfocadas a la utilización de aisladores de base. Este trabajo pretenden destacar las bondades del aislamiento sísmico de base, aplicadas a una estructura metálica real que este autor diseñó y construyó, y de la cuál se contaba con información suficiente del proyecto real, desde el Estudio de Mecánica de Suelos hasta el Diseño Estructural final. Asimismo se contó con información acelerográfica real de estaciones muy cercanas al sitio de construcción del edificio.

Adicionalmente, el único lugar en la Ciudad de México donde se pudieran destacar las ventajas de un alargamiento en el período de una estructura (consecuencia del aislamiento basal), es en la zona I de la Ciudad de México, zona de Lomas o de Terreno firme, donde los sismos típicos presentan gran contenido de altas frecuencias (períodos cortos). Lo aquí estudiado puede aplicarse en futuros trabajos, utilizando los mismos criterios, a otro tipo de estructuras, localizadas en otras latitudes.

El autor reconoce que estos trabajos (la construcción del edificio y esta tesis) no hubieran sido posibles (en la forma en que se hicieron) sin la ayuda de mucha gente y, definitivamente, sin haber *vivido* los cursos de la **Maestría en Estructuras** y sin haber desarrollado un buen número de años de práctica profesional. Ambas condiciones eran necesarias y no era suficiente una sin la existencia de la otra.

Ing. José Enrique Carmona Flores

México, D.F., marzo de 2000

1. ANTECEDENTES

SUBCAPÍTULOS

- 1.1 Descripción del Proyecto Real (Base Rígida)
- 1.2 Estudios Preliminares
- 1.3 Diferentes Alternativas de Construcción
- 1.4 Descripción y Metodología del Proyecto Teórico (Base Aislada)

1.1 Descripción del Proyecto Real (Base Rígida)

El proyecto aquí presentado es el resultado de la necesidad real de un edificio para estacionamiento en el Restaurante "Antigua Hacienda de Tlalpan", ubicado en Calzada de Tlalpan No. 4619, Col. Tlalpan, Del. Tlalpan, de la Ciudad de México (**figura 1**).

El Restaurante mencionado es uno de los más reconocidos a nivel nacional e internacional, ocupa una vieja casona colonial, una antigua hacienda del siglo XIX, que se acondicionó para que funcionara como un restaurante (desde hace aproximadamente 15 años). El mismo Cronista del Centro Histórico de Tlalpan, Salvador Padilla Aguilar (1999), lo corrobora: *"La casa fue propiedad de don Fernando González, hermano del general tamaulipeco, Manuel Manco González, presidente de México al inicio del Porfiriato [...] La casa está hoy ocupada por el exitoso restaurante "La Antigua Hacienda de Tlalpan" del empresario celayense Héctor Flores"*. El área que originalmente se destinó a estacionamiento era un pequeño espacio dentro de un predio de aproximadamente 32.0 m de ancho por 52.0 m de longitud y una superficie aproximada de 1500 m²; en dicha área total no todo el espacio se ocupó para estacionamiento, pues en dicho terreno se construyeron oficinas administrativas, bodegas, almacenes, lavanderías, cuartos de refrigeración, sanitarios y vestidores para empleados, etc.

La superficie realmente destinada para este estacionamiento, tipo *valet-parking* (con personal específico para acomodar y mover los vehículos), era de aproximadamente 873 m² y una capacidad de 40 automóviles como máximo. Era evidente que para un restaurante con capacidad

para 1000 personas, con diversos salones, y con eventos extraordinarios, programados a lo largo de todo el año, tales como bodas, bautizos, convenciones, etc., la necesidad de una mayor superficie para estacionamiento era urgente.

Es así, en este contexto, que el Ing. José Carlos Carmona García, *Director de Construcción y Remodelación del Restaurante "Antigua Hacienda de Tlalpan"*, sugiere la posibilidad de proyectar un edificio para estacionamiento, de tres niveles, con una capacidad aproximada de 300 automóviles.

El proyecto a ejecutar tenía que respetar ciertas premisas; algunas de las más importantes fueron:

- Demoler instalaciones existentes con aproximadamente 1133 m², en dos niveles (**figuras 2, 3**)
- Reubicar temporalmente las oficinas administrativas, el área de bodegas, área de refrigeración, lavanderías, sanitarios y vestidores.
- Permitir la libre circulación de automóviles durante la construcción del edificio, dichos automóviles se recibirían de manera usual en el *motor-lobby* y se llevarían a la calle, atravesando, transversalmente, el predio de 1500m².
- Ahorrar todo lo posible para abatir los costos de construcción, sin detrimento de la seguridad estructural del edificio.

Estando las bases planteadas, y la necesidad bien definida de una nueva construcción, el primer paso fue proyectar un estacionamiento desde el punto de vista arquitectónico. Un diseño arquitectónico que atendiera las necesidades de un estacionamiento con las características que requería "Antigua Hacienda de Tlalpan". De ese proyecto arquitectónico se desprendió un anteproyecto estructural y se calculó un costo total aproximado del proyecto.

Es importante destacar que un Ingeniero Civil debe trabajar coordinadamente con un Arquitecto, como se hizo en este caso. Suele suceder que ... si se le deja total libertad al arquitecto, a este profesionalista que no es una persona práctica (en la mayoría de los casos), sino una especie de "artista" con propósitos bien definidos, tales como organizar espacios, distribuir ambientes, etc., ... suele suceder que olvide que la estructura que está proyectando debe ser una estructura real que necesita apoyos, columnas, a cada cierta separación y que se requiere una

concepción práctica de uniformidad de claros, de búsqueda de simetría y de formas rectangulares, más o menos regulares, que faciliten el proceso constructivo y que ahorren dinero. La otra cara de la moneda también es cierta ... si los ingenieros fuéramos a la vez los arquitectos de nuestros proyectos, nuestras ciudades serían un conjunto de prismas, un conjunto de "cajas", uniforme, lógico, práctico y, tal vez, poco estético. Deben reconocerse las virtudes y defectos de ambas profesiones y saber hasta que punto una de ellas debe ceder ante la otra.

Para el caso de un edificio, que en esencia nace por una necesidad práctica, como este estacionamiento, consideramos que la parte estética podía limitarse a los exteriores, a las fachadas, y dejar que la estructura más práctica y más económica fuera la que prevaleciera.

De este modo, si observamos las planta arquitectónicas de los diferentes niveles y los cortes transversal y longitudinal de este estacionamiento (ver figuras 4 a 9), podemos destacar algunos aspectos significativos:

- En la parte izquierda de las plantas arquitectónicas (figuras 4 a 7) se aprecia la Avenida Calzada de Tlalpan y el acceso principal al restaurante "Antigua Hacienda de Tlalpan"; podemos apreciar que en este costado (lado Oriente), la estructura propuesta contempla cuatro ejes principales en la dirección longitudinal del edificio: ejes 1, 2, 3 y 4. Las distancias de entre-eje que se aprecian son: dos claros de 11.0 m y un claro de 10.0 m.
- En el costado Sur del edificio se pueden apreciar 6 ejes transversales que abarcan una longitud de 52.20 m, desde un extremo del edificio (en Calz. de Tlalpan) al extremo opuesto (que colinda con la calle de Matamoros); dichos ejes transversales son: ejes A, B, C, D, E y F. Las distancias de entre-eje que se observan son: tres claros de 10.0 m y dos claros de 11.10 m.
- En el costado Norte de este edificio, que colinda con la estructura del Restaurante, puede apreciarse una glorieta circular, que constituye el llamado *motor-lobby* donde se recibe el vehículo de los comensales. A la derecha de este techo circular puede apreciarse la estructura de las rampas de acceso a los distintos niveles del estacionamiento.
- Puede apreciarse la distribución típica de los cajones de estacionamiento, distribución en "baterías" hasta de tres automóviles en la parte superior del dibujo y en "baterías" de dos

vehículos en la parte inferior. Cabe mencionar que este tipo de distribución es permitida, siempre y cuando hablemos de estacionamientos tipo *valet-parking*.

- Debe advertirse que se decidió, por razones estructurales, dividir este estacionamiento en dos edificios: un edificio para el cuerpo principal del estacionamiento (que es el que nos ocupa) y otro para el edificio de las rampas. La razón es simple: **evitar efectos de torsión, concentración de rigideces y asimetrías.**
- La estructura principal del estacionamiento es aproximadamente rectangular, a excepción de la zona cercana al *kiosco* circular y al edificio de rampas.
- Los claros son aproximadamente los mismos en las direcciones transversal y longitudinal (entre 10.0 m y 11.0 m).
- El núcleo central de la zona de rampas, es decir, la zona semicircular que puede apreciarse, decidió utilizarse como espacio para oficinas.
- El número proyectado de cajones, por planta, es de 80, a excepción del último nivel que tendrá un espacio disponible para 60 automóviles.
- El último nivel del edificio (la azotea) también se destinará a uso de estacionamiento, de tal forma que el número de pisos útiles es de cuatro, contando el firme de planta baja.
- El número total de vehículos proyectado es de 300 (80 por cada uno de los tres primeros niveles, contando el firme, y 60 para el último nivel).
- El número total de columnas es 23, de tal manera que si consideramos un área de 1500 m², el área tributaria, por planta, para cada columna, es de aproximadamente 65 m².
- Las dimensiones máximas de las columnas, vistas en planta, son 40 cm por 40 cm.
- La altura libre de entrepiso es de 2.14 m, que se halla dentro de los límites permisibles para estacionamiento, especificados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- La altura total de cada entrepiso es de 2.88 m.
- Puede apreciarse, en el corte longitudinal, que el edificio presenta 3 niveles con una altura total (sin contar pretilas) de 8.64m, a excepción del primer entre-eje colindando con Calzada de Tlalpan, entre los ejes arquitectónicos A y B. Se decidió hacer que el estacionamiento tuviera sólo dos niveles en la fachada más importante para aparentar no ser una estructura tan alta,

vista desde el exterior. La razón oficial es que las autoridades del INAH (Instituto Nacional de Antropología e Historia) no autorizaban un edificio tan alto en una zona de la Ciudad de México considerada como "zona de monumentos coloniales".

- La zona de rampas es una estructura independiente del cuerpo del estacionamiento principal. El ancho de las rampas es de 7.0 m, contando cada rampa con dos carriles de 3.50 m de ancho, uno para subida y otro para bajada.
- Las fachadas de los costados Oriente y Norte de la estructura se vestirán con canteras y con elementos decorativos acordes a la zona colonial que menciona el INAH.

Puede concluirse este capítulo argumentando que el proyecto arquitectónico estuvo supervisado en todas sus etapas para que el edificio a construir tuviera un alto sentido de eficiencia estructural (se tiene que pensar desde que un proyecto nace, su posible ejecución física) y resultara una estructura relativamente simple, fácil de construir y, sobretodo, económica.

1.2 Estudios Preliminares

El edificio para estacionamiento estaba apenas naciendo con un conjunto de seis planos arquitectónicos que eran el primer paso a aproximar cuanto iba a costar una obra de 4500 m² de construcción (ver figuras 4 a 9).

Los dos estudios preliminares más importantes fueron:

- Un preciso levantamiento topográfico del lugar destinado a estacionamiento, destacando las construcciones por demoler (figuras 2 y 3) y la ubicación precisa de los ejes arquitectónicos.
- Un estudio de mecánica de suelos que nos indicara de manera confiable sobre que clase de suelo iba a desplantarse la estructura (dicho estudio se presenta como referencia en el anexo A, al final de este trabajo).

Un estudio de mecánica de suelos genera tres tipos de información relevante: el tipo de suelo que tenemos y que determina si el edificio a construir efectivamente se ubica dentro de la zona geotécnica que recomienda el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; la capacidad de carga admisible del terreno; y la recomendación del tipo de cimentación más económica dadas las características del lugar.

Los alcances concretos de este estudio fueron:

- Precisar la estratigrafía del sitio y determinar la resistencia y deformabilidad de los diferentes estratos para proponer el tipo de cimentación óptimo y su profundidad de desplante.
- Precisar la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación, en condiciones estáticas y sísmicas, y los asentamientos que se desarrollan en superficie.
- Realizar dos sondeos de penetración estándar a 10 m de profundidad y excavar 2 pozos a cielo abierto a 3 m de profundidad, así como recuperar muestras inalteradas.
- Analizar las muestras a las cuales se les efectuarán pruebas índice para su identificación y clasificación; así como la prueba de compresión triaxial en las muestras inalteradas.

Los resultados obtenidos del estudio de mecánica de suelos fueron, en resumen, los siguientes:

- El predio en estudio se ubica en la zona de Lomas, formada por tobas areno-limosas compactas, producto de erupciones volcánicas de la Sierra de las Cruces, así como de diversos depósitos de ríos y glaciares.
- La estratigrafía del sitio de manera general es la siguiente: de 0.0 a 2.5 m: losa de concreto (firme existente) y depósitos de limo con arena color café oscuro y consistencia semi-rígida; de 2.5 a 6.5 m: toba limo-arcillosa color café claro con consistencia dura; de 6.5 a 9.0 m: arena pumítica color gris claro en estado semicompacto; y de 9.0 a 12.0 m: toba limo arenosa color café claro de alta resistencia y baja compresibilidad. Hasta la máxima profundidad explorada (12 m) no fue detectado el nivel de aguas freáticas (esta fue, sin duda, una buena noticia para asegurarnos que trabajaríamos sobre seco; eso nos facilitaría enormemente el proceso constructivo).
- No se detectaron bocaminas en la zona cercana al predio y tampoco se detectaron discontinuidades en los sondeos, por lo que pudo concluirse que no existen cavernas dentro del predio en estudio.
- El tipo de cimentación más conveniente de acuerdo con el proyecto, estructura e información geotécnica es mediante pilas cortas desplantadas a 3.5 m de profundidad o **zapatas aisladas desplantadas a 2.5 m**, cualquiera de las dos opciones de cimentación desplantadas directamente sobre la toba limo-arcillosa de consistencia dura (se decidió por razones económicas optar por una cimentación con zapatas aisladas).
- **La capacidad de carga admisible para las zapatas desplantadas en la toba limo arcillosa es de 40 y 60 ton/m²** y para las pilas de 267 y 400 ton/m² en condiciones estáticas y sísmicas respectivamente.
- **Los asentamientos elásticos que se registrarán serán menores a 1 cm para las zapatas** y menores a 2 cm para las pilas y (afortunadamente) se pueden presentar en un mayor porcentaje durante la construcción.

- **Para el diseño sísmico de la estructura, deberá considerarse un coeficiente sísmico de 0.16, que corresponde a la zona geotécnica de Lomas.**
- La cimentación de mampostería de aquellas estructuras colindantes que quede por encima de las zanjas excavadas permanecerá estable (esta conclusión resultó ser también un alivio para el proceso constructivo pues no se tuvo que preocupar por las colindancias).

Después de analizar estos resultados se decidió optar por la cimentación con zapatas aisladas y, para evitar aún más los esfuerzos de la estructura sobre el suelo, se propondría que la estructura pudiera articularse en su base. Hasta este punto esta suposición dependía de que la estructura pudiera cumplir con desplazamientos límite y de no sobre esforzar la estructura, a tal grado, que por ahorrar en la infraestructura, encareciéramos la superestructura.

1.3. Diferentes Alternativas de Construcción

El edificio para estacionamiento que estaba por construirse presentaba varias alternativas de construcción, las cuales mencionaremos brevemente.

El hecho de que este edificio debía permitir la cómoda circulación y distribución de vehículos, obligó al diseño arquitectónico a considerar grandes claros y, por ende, pocas columnas; de los planos arquitectónicos y estructurales que aparecen al final de este trabajo puede apreciarse que únicamente 23 columnas fueron desplantadas y, como se mencionó anteriormente, el área tributaria promedio, por columna, y por nivel, era de 65 m^2 , que es un número que por sí solo indica una buena maniobrabilidad para la operación de este estacionamiento.

Si a este factor agregamos que tenemos una restricción en altura que nos obliga a pensar en travesaños principales de poco peralte, la estructura metálica o bien el concreto presforzado se alzaban como las alternativas más viables para esta construcción.

Primera Alternativa: Estructura Metálica

Una **estructura metálica** tiene, entre otras ventajas, el necesitar secciones estructurales o perfiles metálicos de poco peralte; permite además garantizar la homogeneidad del material en toda la construcción; permite una gran ductilidad; pueden conseguirse perfiles metálicos laminados en Estados Unidos y al mismo precio podemos optar por utilizar acero A36 (con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$) ó acero A572-50 (con $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$) ó acero dual A36 / A572-50 (con $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$); estos perfiles laminados representan un gran ahorro de mano de obra, altamente calificada, y cara, ahorran tiempo de ejecución y garantizan una mejor calidad de los trabajos; puede optarse por conexiones atornilladas (para una fabricación 100% en taller) o bien por conexiones soldadas en campo (si existe lugar en la obra para fabricación), esta última opción tiene adicionalmente la ventaja de no depender de una precisión milimétrica del topógrafo de obra, pues las diferentes distancias de entre – ejes pueden medirse en campo y cortar las piezas *in-situ* con toda precisión y dejando las holguras reglamentarias que marcan las normas de fabricación; adicionalmente la rigidez de la estructura se da precisamente a través de las conexiones a momento de travesaños con

1.3. Diferentes Alternativas de Construcción

El edificio para estacionamiento que estaba por construirse presentaba varias alternativas de construcción, las cuales mencionaremos brevemente.

El hecho de que este edificio debía permitir la cómoda circulación y distribución de vehículos, obligó al diseño arquitectónico a considerar grandes claros y, por ende, pocas columnas; de los planos arquitectónicos y estructurales que aparecen al final de este trabajo puede apreciarse que únicamente 23 columnas fueron desplantadas y, como se mencionó anteriormente, el área tributaria promedio, por columna, y por nivel, era de 65 m^2 , que es un número que por sí solo indica una buena maniobrabilidad para la operación de este estacionamiento.

Si a este factor agregamos que tenemos una restricción en altura que nos obliga a pensar en travesaños principales de poco peralte, la estructura metálica o bien el concreto presforzado se alzaban como las alternativas más viables para esta construcción.

Primera Alternativa: Estructura Metálica

Una **estructura metálica** tiene, entre otras ventajas, el necesitar secciones estructurales o perfiles metálicos de poco peralte; permite además garantizar la homogeneidad del material en toda la construcción; permite una gran ductilidad; pueden conseguirse perfiles metálicos laminados en Estados Unidos y al mismo precio podemos optar por utilizar acero A36 (con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$) ó acero A572-50 (con $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$) ó acero dual A36 / A572-50 (con $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$); estos perfiles laminados representan un gran ahorro de mano de obra, altamente calificada, y cara, ahorran tiempo de ejecución y garantizan una mejor calidad de los trabajos; puede optarse por conexiones atornilladas (para una fabricación 100% en taller) o bien por conexiones soldadas en campo (si existe lugar en la obra para fabricación), esta última opción tiene adicionalmente la ventaja de no depender de una precisión milimétrica del topógrafo de obra, pues las diferentes distancias de entre – ejes pueden medirse en campo y cortar las piezas *in-situ* con toda precisión y dejando las holguras reglamentarias que marcan las normas de fabricación; adicionalmente la rigidez de la estructura se da precisamente a través de las conexiones a momento de travesaños con

columnas, existiendo la posibilidad de articular las bases y transmitirle "principalmente" carga vertical a la cimentación, lo que trae como consecuencia un ahorro considerable en los concretos y los aceros de refuerzo en la misma cimentación; un marco típico de acero estructural se muestra en la **figura 10**, en donde se indican las conexiones que se fabrican para ser rígidas a momento y aquellas que se diseñan para ser articuladas (momento nulo).

Segunda Alternativa: Concreto Presforzado

Una **estructura con concreto presforzado** es aquella que utiliza traveses prefabricados y presforzados para lograr peraltes pequeños y ganar tiempo de fabricación con los pretensados que se elaboran sobre medida y que ahorran enormemente el tiempo de ejecución de una estructura de concreto convencional; sin embargo existen una serie de puntos negativos que muchas veces no se le aclaran al cliente y que pueden hacer la diferencia entre el costo de una estructura metálica (aparentemente más cara) y el costo de una estructura de concreto presforzado (aparentemente más barata). Para ejemplificar este caso observemos un marco típico con elementos presforzados (**figura 10**). Como puede observarse el marco es un sistema con columnas de concreto convencional, con ménsulas, o bien traveses portantes que se encargan de recibir a los elementos presforzados; las traveses pretensadas o postensadas se "conectan" de forma simplemente apoyada y el nudo tiene poca capacidad (con algún refuerzo adicional) o nula capacidad de transmisión de momentos, de tal suerte que las columnas actúan como columnas en "voladizo" y por lo tanto su cimentación es una cimentación a momento que seguramente requerirá mucho concreto, mucho acero de refuerzo en las zapatas y, probablemente, traveses de liga para atenuar los efectos de volteo provocados por el sismo y el momento basal.

Este simple hecho hace que, aparentemente, la superestructura resulte económicamente atractiva; sin embargo este tipo de estructuración le "pasa su factura" a la cimentación, que resulta extremadamente complicada de fabricar y, desafortunadamente, costosa. En algunas ocasiones, cuando el cliente es afecto de dividir la obra entre varios contratistas y optar por el presfuerzo como superestructura, resulta que el más codiciado y "jugoso" de los subcontratos, y el que todos pelean,

es el subcontrato de cimentación, que muchas veces llega a rebasar (en monto de obra) al respectivo contrato de superestructura. De esa magnitud.

Tercera Alternativa: Combinación de Acero y Concreto

Otra alternativa de construcción consiste en utilizar una estructura metálica combinada con muros de concreto en una de las direcciones del edificio (la que para efectos prácticos fuera factible).

Esta alternativa, para este edificio en estudio, resulta excelente por varias razones:

- Podemos pensar que tenemos dos estructuras al mismo tiempo, cada una de ellas actuando en cada una de las direcciones principales del edificio; en una dirección, marcos de acero con conexiones rígidas en los entrepisos y las bases "articuladas"; en la otra dirección, muros de concreto que toman los efectos sísmicos en dicha dirección y que representan una defensa adicional contra posibles efectos de torsión, dada la asimetría propia del edificio.
- Las conexiones metálicas en la dirección longitudinal del edificio (que fue la elegida para rigidizarse con los muros) son conexiones a cortante, simplemente apoyadas, e idénticas; todas las conexiones de largueros son de un solo tipo y se evitan traveses principales a momento en tal dirección.
- Al evaluar el costo que representaban los muros de concreto, se llegó a la conclusión de que ésta era la alternativa más económica por sobre el uso de contraventeos metálicos y por sobre el uso de marcos rígidos de acero en el sentido longitudinal del edificio.
- Los muros de concreto son a su vez un elemento estético y solo se manejarían 8 muros, 4 en la fachada Norte y 4 en la fachada Sur del Edificio.
- La cimentación de estos muros resultó ligera dado el número de los mismos y dado el hecho de que son muros que únicamente toman carga lateral y muy poca o nula carga vertical.

Cuarta Alternativa: Estructura de Acero y Concreto con Aislamiento de Base.

Los aisladores de base son una alternativa creativa, retadora e inteligente para atenuar los efectos sísmicos de un terremoto sobre una estructura, basándose en una idea simple: "aislar" o amortiguar los movimientos sísmicos desde la base, mediante un dispositivo que transforme energía cinética en energía de deformación controlada. Un aislador de base es, en esencia, un intercambiador de energías para bien de la estructura.

El presente trabajo tratará el caso del análisis, el diseño y la construcción de una estructura metálica para un edificio de estacionamiento, un diseño real, convencional, profesional y práctico, pero a su vez, se desarrollará un modelo teórico donde los aisladores de base pueden ser una alternativa para este tipo de estructuras.

¿Cómo cambia el comportamiento de una estructura con base rígida con respecto a la misma estructura pero con base aislada? Esta es, en esencia, la pregunta que da origen a este trabajo.

Esta alternativa, teórica para este caso particular, es una alternativa que puede ser real en un futuro no muy lejano, cuando los códigos y reglamentos de construcción incorporen títulos explícitamente dedicados al **"Aislamiento Sísmico de Estructuras"**.

1.4 Descripción y Metodología del Proyecto Teórico

El modelo teórico que se propone como alternativa a la estructura real del edificio bajo estudio, es un modelo teórico al que le hemos añadido aisladores de base (descritos en el siguiente capítulo) en todas y cada una de sus columnas. Estudiaremos su comportamiento estructural, sus ventajas, sus diferencias con respecto a la estructura real y, finalmente, discutiremos dichas soluciones.

El primer paso en este estudio de modelo teórico es partir del **modelo en base rígida**, con las secciones estructurales a las que se llegó después de iterar y de lograr las secciones de acero óptimas. El hecho de partir del modelo original, real, y no modificar ninguna otra variable, a excepción del aislamiento sísmico de la base, tiene una explicación simple: debemos estar seguros que todo cambio en el comportamiento estructural es debido al **aislamiento de base**; si modificáramos, al mismo tiempo, secciones estructurales, estaríamos teniendo un comportamiento sísmico que depende de más de una variable. Esta explicación no es novedosa: es parte fundamental de cualquier método científico; sin embargo debe hacerse notar.

El segundo paso en el estudio será partir del modelo teórico en base aislada (que a su vez partió del modelo real en base rígida) y comenzar a iterar y llegar a un nuevo diseño óptimo que pueda compararse con el diseño real (que en su momento fue el óptimo). Este será un punto fundamental y que nos dirá de manera directa cuál es el ahorro en tonelaje de acero, qué mejoras tiene la estructura en condiciones de servicio, etc.

Tanto para la primera, como para la segunda fase de este estudio, debemos valernos de parámetros específicos de comparación, tales como:

- Cortantes basales y cortantes de entrepiso.
- Diagramas de elementos mecánicos: fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes.
- Interacciones de esfuerzos en el diseño de miembros estructurales previamente seleccionados.
- Desplazamientos totales de entrepiso.
- Desplazamientos relativos de entrepiso (drifts), y

- Características dinámicas, tales como: periodos fundamentales, formas modales, factores de participación modal, etc.

En todo lo expuesto anteriormente hemos, con toda intención, dejado sin aclarar qué fuerzas laterales aplicaremos a los distintos modelos que aquí elaboremos, fuerzas estáticas, espectros de diseño, espectros de sitio o algún conjunto de acelerogramas típicos de suelo firme. Tampoco hemos discutido los criterios de diseño a utilizar. Estas interrogantes encontrarán respuesta en el capítulo 3 y los capítulos 4, 5 y 6 más adelante.

2. SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE

En países de alto riesgo sísmico como Estados Unidos y Nueva Zelanda, el aislamiento sísmico de estructuras es ya una realidad. Asimismo, poco a poco, recomendaciones acerca de estructuras aisladas sísmicamente empiezan a incorporarse a los códigos de diseño y reglamentos de construcciones. Uno de los primeros reglamentos en incorporar recomendaciones de aislamiento de base en los Estados Unidos es el UBC (Uniform Building Code) de 1991, del cuál hablaremos en el capítulo 3.

En este capítulo mencionaremos cuáles son los sistemas de aislamiento de base más comúnmente utilizados.

Los componentes esenciales de un sistema de aislamiento son: elementos que proveen flexibilidad; capacidad de disipación de energía; rigidización ante bajos niveles de cargas laterales (debidas a viento o sismos menores); capacidad de recentrado (en el caso de sistemas deslizantes); aparatos contra el levantamiento y mecanismos anti-falla.

Los componentes flexibles del sistema de aislamiento pueden ser bloques de plástico, hule no reforzados; aisladores elastoméricos reforzados con bloques de hule, sistemas deslizantes, resortes, sistemas de suspensión de cables o apoyos neumáticos.

Sin embargo, debido a la flexibilidad en la base, los desplazamientos son generalmente grandes y para limitarlos a niveles de diseño aceptables, amortiguamiento adicional o aparatos de absorción de energía son agregados a los sistemas aisladores anteriormente mencionados. El amortiguamiento o la absorción de energía puede ser debido a deformaciones plásticas de metales, amortiguamiento de fricción, elastómeros de alto amortiguamiento o amortiguamiento debido a algún fluido viscoso.

La rigidez ante bajos niveles de carga lateral tiene por objeto evitar vibraciones perceptibles bajo la ocurrencia frecuente de sismos menores o cargas de viento. Tal rigidez es provista mediante un alto módulo de rigidez a cortante del hule, a bajas deformaciones, en aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento; rigidez inicial o rigidez elástica del plomo (Pb)

en elastómeros con corazón de plomo o aparatos diseñados para activarse cuando ciertos niveles de carga lateral son excedidos.

Dispositivos para centrar son provistos para evitar largos desplazamientos permanentes que pueden ocurrir en los sistemas deslizantes libres. Estos aparatos pueden ser resortes elípticos, bloques de hule o apoyos especialmente diseñados que usan el peso estructural para centrar.

Aparatos para resistir el levantamiento son provistos para que ciertas partes de la estructura no se levanten debido a grandes momentos. Estos pueden ser aparatos insertados en un agujero circular en el centro de los apoyos elastoméricos. Estos aparatos son activados si los apoyos están en tensión debido a excesivos momentos de volteo en la estructura.

Mecanismos anti-falla pueden ser pedestales de concreto o acero provistos a cualquier lado del apoyo sobre el cual la estructura se apoya, en el caso de que los desplazamientos en la base lleguen a ser excesivos y provoquen inestabilidad.

Existe un buen número de sistemas de aislamiento de base que han sido utilizados en la práctica, los cuales según Skinner, Robinson y Verry (1993), pueden ser clasificados en 6 Clases, las dos primeras como aisladores elásticos y las cuatro últimas como aisladores de comportamiento bilineal.

Clase 1. Aisladores de base de Comportamiento Elástico, con bajo amortiguamiento, con un amortiguamiento viscoso equivalente del aislador de menos del 10% del crítico. Se recomienda que este tipo de sistema tenga un Factor de Aislamiento Sísmico (FAS) de por lo menos 2. **El FAS es una medida del grado de aislamiento sísmico y se define como $FAS = T_b / T_{1u}$** , donde T_b es el período natural de vibración del sistema aislado y T_{1u} es el período natural de vibración de la estructura si tuviera base rígida (sin aislamiento). Es recomendable que para esta clase de aisladores de base, el período natural, P , sea por lo menos de 1.5 segundos. Es deseable su utilización en terrenos firmes y donde se presenten acelerogramas similares a los de *El Centro*. La respuesta de estos sistemas es casi exclusivamente de primer modo, con poca o nula influencia de los modos superiores (frecuencias altas) en la respuesta global. Esta clase de sistemas de aislamiento se caracterizan por los elastómeros laminados (ver **figura 11**), aparatos donde se

alternan placas metálicas vulcanizadas a placas de hule a manera de "sandwich" de metal-hule, donde el amortiguamiento es proporcionado por los estratos del elastómero, con pilotes flexibles con amortiguadores viscosos o con resortes helicoidales con amortiguadores viscosos.

Clase 2. Aisladores de Base de Comportamiento Elástico y con amortiguamiento moderado (entre 0.10 y 0.25 del amortiguamiento crítico), con $FAS \geq 2$ ($T_b / T_{1u} \geq 2$) y un periodo natural de vibración del aislador de al menos 1.5 segundos. El mayor grado de amortiguamiento viscoso reduce el cortante basal y los desplazamientos experimentados por el aislador. Sin embargo, la respuesta de los modos superiores se incrementa. Este tipo de aislamiento se consigue con elastómeros laminados con la adición de amortiguadores visco-elásticos.

Clase 3. Aisladores de Base de Comportamiento Bilineal, histerético (inelástico), con un primer rango de comportamiento elástico ($T_{b1} / T_{1u} \geq 2$) y moderada no-linealidad (entre un 20% y un 30% del amortiguamiento crítico). Este es un sistema con el que se pueden alcanzar bajos niveles de cortantes basal y de desplazamientos. El típico ejemplo de estos sistemas son los **elastómeros laminados con corazón de plomo** (ver figuras 12 y 13). Son precisamente estos aisladores de base los que utilizaremos en el presente trabajo y, dado su importancia, abundaremos un poco más con respecto a ellos (su original nombre en inglés es *Elastomeric Lead Core-Rubber Bearing Systems*).

- Los apoyos elastoméricos son un sistema formado por un conjunto de placas de hule, las cuáles se vulcanizan a delgadas placas de acero. Los apoyos son muy rígidos en la dirección vertical y muy flexibles en la dirección horizontal.
- El amortiguamiento que es inherente al hule, combinado con neopreno usado en apoyos elastoméricos, es preferentemente bajo para el caso de aislamiento sísmico de base.
- Como una respuesta a este bajo comportamiento, investigadores en Nueva Zelanda han desarrollado varios disipadores de energía que pueden ser usados para aumentar el amortiguamiento en los sistemas de apoyo. De estos, el sistema de aislamiento tipo

elastómero corazón de plomo - hule es el sistema más altamente desarrollado y extensivamente usado.

- Estos sistemas consisten en un núcleo de plomo insertado en un agujero cilíndrico al centro del elastómero.
- El cilindro de plomo produce un incremento sustancial en el amortiguamiento, desde aproximadamente 3% del amortiguamiento crítico en componentes usuales de hule, hasta un 10 ó 15% y también incrementa la resistencia a carga de viento al proveer alta rigidez al sistema (antes de la fluencia).
- Los Aisladores de hule de alto amortiguamiento usados en el primer edificio de base aislada en los Estados Unidos, el *"Foothill Communities Law and Justice Center"*, en San Bernardino California, tienen un alto grado de amortiguamiento inherente. La rigidez a cortante de este hule es alto para deformaciones pequeñas, pero decrece en un factor de 4 ó 5 cuando la deformación se incrementa, alcanzando un mínimo valor a una deformación de cortante del 50%.
- Para altos niveles de deformación, la rigidez de este tipo de aisladores empieza a incrementarse nuevamente. Así que para pequeñas cargas causadas por viento o sismos moderados, el sistema tiene una alta rigidez y período corto y en tanto la carga lateral se incrementa, la rigidez decrece y el período natural de vibración aumenta.
- Para cargas muy altas, por arriba del máximo sismo esperado, la rigidez se incrementa nuevamente proveyendo un sistema de seguridad a la falla. El amortiguamiento sigue el mismo patrón, pero menos dramáticamente, decreciendo de un valor del 20% a un mínimo de 10% y entonces incrementarse nuevamente. En adición, la capacidad de disipar energía no se afecta por la variación de la carga vertical que el aislador soporta.
- Aisladores con corazón de plomo han sido usados para protección sísmica en Francia, no obstante el bajo amortiguamiento. El sistema tiene la marca comercial GAPEC.
- Elementos de acero tipo cilindros han sido agregados a este sistema para aumentar el amortiguamiento.

- Los sistemas de aislamiento con elastómeros cambian la frecuencia fundamental de la estructura aislada a valores menores que la frecuencia original del sistema con base rígida. Recordemos que en cuanto la frecuencia natural de un sistema decrece, el período natural de vibración aumenta (la estructura se comporta más flexible). Este efecto, acompañado con un incremento en la capacidad de disipación de energía resulta en significativas reducciones de las fuerzas del sismo que afectan al sistema estructural arriba de la interfase de aislamiento.
- Finalmente una observación muy importante: La consideración fundamental, y la suposición más fuerte, en el diseño de sistemas de aislamiento con elastómeros es que, **mientras el sistema aislador se comporta en forma no lineal, la superestructura se comporta en forma elástica.**

Clase 4. Aisladores de Base con comportamiento histerético bilineal, con $FAS < 1$ y períodos posteriores a la fluencia relativamente cortos ($T_{b2} < 1.5$ s). La rigidez inicial relativamente alta de estos sistemas genera desplazamientos menores del aislador, no obstante, las altas frecuencias, así como los cortantes basales se ven severamente incrementadas con respecto a la clase 3 de aisladores.

Clase 5. Aisladores de Base con comportamiento histerético bilineal, con un pobre rango de comportamiento elástico ($T_{b1}/T_{1u} < 1$) y períodos post-fluencia largos ($T_{b2} > 3$ s), lo que puede asociarse con un comportamiento sensiblemente elastoplástico, con amortiguamientos histeréticos y grandes factores de no-linealidad. Este tipo de aislamiento se caracteriza con los aisladores de deslizamiento por fricción (sliding systems). Estos aisladores provocan cortantes basales extremadamente bajos pero, en contraparte, las altas frecuencias ven incrementadas su importancia y los aisladores pueden presentar desplazamientos muy grandes si el sismo sobrepasa las características de diseño del aislador.

Clase 6. Aisladores de base con comportamiento histerético bilineal con un rango importante de comportamiento elástico ($T_{b1}/T_{1u} > 3$) y períodos posteriores a la fluencia relativamente largos ($T_{b2} > 3$ s), con gran amortiguamiento histerético. El hecho de que se tenga una rigidez posterior a la fluencia se traduce en que el cortante basal se puede controlar con el

límite de fluencia del aislador. Este tipo de aislamiento es el típico de pilotes de aislamiento es el típico de pilotes flexibles con amortiguadores extruídos de plomo flexiblemente anclados.

Las características generales de las distintas clases de aisladores se presentan en la siguiente tabla:

Características Generales para Diferentes Clases de Aisladores (adaptada de Tena, et.al, 1994 y Skinner, et.al, 1993)						
Tipo de Aislador	Aisladores con Comportamiento Elástico		Aisladores con Comportamiento Bilineal			
	Clase 1	Clase 2	Clase 3	Clase 4	Clase 5	Clase 6
Característica						
Δ Estructura	baja	Baja	Baja	Baja	baja	baja
Δ Aislador	alta	Ligera	Baja	Baja	baja	Ligera/alta
Aceleración Estructura	baja	Baja	Baja	Ligera	ligera	ligera
Cortante Basal	ligero	Ligero/bajo	Bajo	Ligero	bajo	bajo
Ventajas	Mínima respuesta ante altas frecuencias	Mínima respuesta ante altas frecuencias	No susceptible a cargas moderadas	No susceptible a cargas moderadas	No susceptible a cargas moderadas	No susceptible a cargas moderadas

Nota: Δ significa desplazamiento

3. AISLADORES DE BASE EN LOS CÓDIGOS DE DISEÑO

SUBCAPÍTULOS

3.1 Parámetros Básicos de un Elastómero Laminado

3.2 Parámetros Básicos de un Elastómero Laminado con Núcleo de Plomo

3.3 Recomendaciones de Diseño (UBC1991)

Antes de entrar a las recomendaciones de diseño incorporadas en el código UBC 1991, las cuáles se inspiran en estudios elaborados por la Asociación de Ingenieros Estructurales del Estado de California (SEAOC, por sus siglas en inglés), mencionaremos los parámetros básicos de los aisladores de base bajo estudio, de este modo iremos introduciendo su simbología y poco a poco pasaremos de un aislador "teórico", a uno real y que debe diseñarse con parámetros reales, tanto él mismo como la estructura que estará soportando.

3.1 Parámetros básicos de un Elastómero Laminado

Sin lugar a dudas, el sistema aislador más utilizado en el mundo es el sistema a base de elastómeros laminados simples o con núcleo de plomo. Este sistema es un producto comercial e industrializado en países desarrollados como Estados Unidos, Nueva Zelanda, Japón, Australia y algunos países Europeos. Su uso inicial fue para aislar las estructuras de maquinarias, puentes, etc., aunque su utilización se ha extendido actualmente a edificios.

Los elastómeros laminados se diseñan para soportar grandes cargas verticales y permitir desplazamientos laterales considerables.

Como se mencionó anteriormente, los elastómeros laminados típicos son sistemas que constan de estratos de hule vulcanizados a placas de acero (ver **figura 11**).

Tanto la capacidad de carga, como la resistencia a desplazamientos laterales se incrementa cuando se reduce el espesor de los estratos de hule; se ha demostrado que la capacidad máxima de carga vertical de un elastómero laminado es :

$$W_{\text{máx}} = A' GS\delta_w \quad (1)$$

Donde:

- $W_{\text{máx}}$** es el peso máximo permisible,
- A'** es el área crítica de carga del elastómero cuando éste alcanza su máxima deformación lateral y se define como el área de traslape del elastómero en su máximo movimiento superior, con respecto al área de la base (**figura 13**).
- G** es el módulo de cortante del elastómero, que tiene un valor promedio de $G=10.2 \text{ kg/cm}^2$ para elastómeros típicos.
- S** es un factor de forma definido como $S = D / 4t$
- D** es el diámetro de la sección transversal del elastómero (si es circular) o el ancho mínimo del elastómero (si es rectangular),
- t** es el espesor del estrato de hule
- δ_w** es la deformación por cortante admisible para soportar la carga vertical, $W_{\text{máx}}$, su valor oscila (de pruebas experimentales) entre 0.40 y 0.70 para elastómeros típicos.

La rigidez vertical de un elastómero laminado se calcula como:

$$K_z = 6 GS^2 A k / (6GS^2 + k) (h) \quad (2)$$

Donde:

- k** es la resistencia del elastómero a compresión ($k= 20390 \text{ kg/cm}^2$ para aisladores típicos)
- A** es el área de la sección transversal del elastómero y
- h** es la altura total del aislador

Este límite de los desplazamientos laterales obedece a razones de estabilidad, motivo por el cual debe proveerse al aislador con dispositivos que limiten sus desplazamientos a X_b , que para elastómeros circulares puede calcularse como:

$$X_b \approx 0.8D (1 - A'/A) \quad (7)$$

Y para elastómeros rectangulares como:

$$X_b \approx 0.8B (1 - A'/A) \quad (8)$$

Donde **B** es el lado menor del elastómero.

Tomando en cuenta que de ensayos de laboratorio se ha comprobado que A'/A tiene como límite a 0.60, entonces el desplazamiento límite para elastómeros circulares es $X_b \approx D/3$ y para elastómeros rectangulares es $X_b \approx B/3$, es decir, la tercera parte de la dimensión menor, en planta, del elastómero.

3.2 *Parámetros básicos de un Elastómero Laminado con Núcleo de Plomo*

En el anterior subcapítulo mencionamos características de los elastómeros laminados simples; éstas constituyen las bases del estudio analítico de los elastómeros laminados con núcleo (corazón) de plomo (ver **figura 12**), que fueron originalmente propuestos por W.H. Robinson en 1975, en Nueva Zelanda.

Este sistema se vuelve cada vez más común para el aislamiento sísmico de edificios ya que combina las bondades de un elastómero laminado simple, con el aporte de un núcleo central de plomo que permite grandes desplazamientos y una importante disipación de energía por histéresis; en resumen, sus principales ventajas son:

- Una gran capacidad de carga vertical.
- Gran capacidad para soportar cargas laterales.
- Rigidez inicial adecuada para condiciones de servicio de vientos y sismos moderados.
- Grandes cantidades de amortiguamiento por histéresis.

El comportamiento histerético de un elastómero laminado con corazón de plomo puede ser idealizado por un modelo bilineal (ver **figura 13**) en donde las rigideces elástica y post-fluencia pueden estimarse, respectivamente, como:

$$K_{b1} \approx 10 K_b \quad (9)$$

$$K_{b2} \approx K_b \quad (10)$$

Donde K_b es la rigidez de un elastómero laminado simple y de las mismas dimensiones del elastómero laminado y con núcleo de plomo (remitimos de nueva cuenta al lector al anterior subcapítulo).

La fuerza restauradora de este elastómero está dividida en dos partes, la primera, por la deformación plástica del núcleo de plomo y, la segunda, por la propia fuerza elástica del elastómero. Matemáticamente tenemos que:

$$F_R = \tau_{Pb} A_{Pb} + K_b X \quad (11)$$

Donde:

- F_R** es la fuerza restauradora del elastómero
- τ_{Pb}** es el esfuerzo cortante de cedencia del plomo (Pb), τ_{Pb} = 107 kg/cm²
- A_{Pb}** es el área transversal del núcleo de plomo
- K_b** es la rigidez lateral del elastómero laminado simple
- X** es el desplazamiento de la parte superior del elastómero, respecto a la base

Un comentario final: los aisladores de base son dispositivos que durante el proceso de su fabricación deben detallarse, e idealizarse, basándose en pruebas de laboratorio, con el propósito de calibrar todos los parámetros anteriormente señalados y estar así seguros de que los valores "teóricos" que utilizemos, para nuestros análisis y diseños, correspondan a valores que encontremos en la realidad, cuando nuestro edificio se apoye en aisladores de base reales.

3.3 Recomendaciones de Diseño (UBC1991)

El reglamento norteamericano de diseño Uniform Building Code (UBC1991) contempla capítulos especiales para el diseño de aisladores de base, donde deben tomarse en cuenta algunos factores importantes:

- Las características del sitio de desplante de la estructura
- El tipo de estructuración elegida
- La altura total de la estructura
- Su regularidad o irregularidad
- La estabilidad del sistema aislador ante el desplazamiento lateral máximo.

Existen varias alternativas de análisis y diseño estructural que en mayor o menor grado dependen de los factores señalados anteriormente. Recordando los métodos de análisis que podemos utilizar, podemos destacar el análisis sísmico estático; el análisis sísmico dinámico modal espectral, el análisis dinámico modal con espectros de sitio y, finalmente, el análisis dinámico de historia en el tiempo, o "paso a paso", para acelerogramas específicos. Los diseños estructurales dependen a su vez del método de análisis escogido, debido a las implicaciones que cada uno de ellos presenta.

Método de Análisis Sísmico Estático

El método de análisis sísmico estático puede utilizarse si la estructura cumple con los siguientes requisitos:

- a) La estructura debe localizarse a más de 15 Km de cualquier falla activa.
- b) La estructura debe desplantarse en terreno firme.
- c) La altura máxima de la estructura debe ser de 20 metros o cuatro niveles.
- d) El período natural de vibración de la estructura aislada, T_{ba} , debe ser menor o igual a 3 segundos ($T_{ba} \leq 3$ s).
- e) El período natural de vibración de la estructura en base rígida, T_{br} , debe ser menor o igual a un segundo ($T_{br} \leq 1$ s).

- f) Debe verificarse la siguiente relación entre períodos de base aislada y de base rígida:
($T_{ba}/T_{br} \geq 3$).
- g) La estructura aislada debe ser regular.
- h) El sistema de aislamiento de base debe permitir un desplazamiento máximo total de hasta 1.5 veces el desplazamiento total de diseño.
- i) El sistema de aislamiento deberá tener una rigidez efectiva, para el desplazamiento de diseño, mayor a un tercio de la rigidez efectiva para el 20% del desplazamiento de diseño.
- j) El conjunto de aisladores de base debe ser capaz de generar una fuerza restitutiva.
- k) La curva de carga – deformación del sistema de aislamiento debe ser independiente de la velocidad de aplicación de la carga e independiente de las cargas verticales y laterales.

Método de Análisis Dinámico Modal Espectral

El método de análisis dinámico modal con espectro de diseño puede ser utilizado si los puntos j) y k) anteriormente señalados se verifican.

Método de Análisis Dinámico Modal con Espectros de Sitio

El método de análisis dinámico modal, utilizando espectros de sitio, puede ser aplicado siempre y cuando se cumplan los puntos a), j) y k) y, adicionalmente, si el período de vibración del sistema aislado es mayor a 3 segundos ($T_{ba} \geq 3$ s).

Método de Análisis Dinámico "Paso a Paso"

El método de análisis dinámico de historia en el tiempo, "paso a paso", en el método de análisis más general de todos los anteriormente señalados, puede aplicarse si la estructura no cumple con las condiciones anteriormente mencionadas, pero tiene la limitante de generar resultados para acelerogramas específicos.

De acuerdo al tipo de análisis que se haya escogido, el código UBC propone recomendaciones específicas para el diseño estructural; a continuación (y en el mismo orden en que se presentaron los tipos de análisis) se presenta un breve resumen para cada uno de ellos.

Diseño Estructural para Análisis Estático

El período natural de vibración de la estructura en base aislada, de acuerdo a UBC1991 puede estimarse como:

$$T_i = 2\pi (W / \{K_{\min}g\})^{0.5} \quad (12)$$

donde: **W** es el peso total de la estructura debido a carga muerta
K_{min} es la rigidez efectiva mínima del sistema aislado para el desplazamiento de diseño.

Asimismo, el UBC1991, señala recomendaciones para limitar los desplazamientos de diseño; y, caso contrario a los códigos de diseño convencionales, recomienda que los desplazamientos excedan ciertos valores para “ayudar” a la estructura a soportar los efectos de excentricidades; dichos desplazamientos deben incluir el desplazamiento adicional que se genera por torsión (debido a la propia irregularidad de rigideces y a la irregularidad en la distribución de masas).

El desplazamiento total de diseño debe ser mayor a:

$$D_T \geq D [1 + y (12 e) / (b^2 + d^2)] \quad (13)$$

si la estructura es regular, y mayor a 1.1 D ($D_T \geq 1.1D$) si el sistema de aislamiento se diseña para resistir torsiones.

En las expresiones anteriores:

b y d son las dimensiones menor y mayor de la estructura, respectivamente

- e** es la excentricidad, medida de planta, entre el centro de masas de la estructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento.
- y** es la distancia entre el centro de rigidez del sistema y el elemento de interés
- D** es el desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema aislador en la dirección estudiada.

D se define como:

$$D = 10 ZNS_i T/B \quad (14)$$

- Donde:
- Z** es el coeficiente sísmico (que depende del lugar donde se desplanta la estructura).
 - N** es un coeficiente que se relaciona con la proximidad de la estructura a fallas activas.
 - S_i** es un factor que depende de las características del terreno donde se desplanta la estructura.
 - B** es un coeficiente relacionado al amortiguamiento efectivo proporcionado por el sistema de aislamiento.
 - T_i** es el período natural de vibración de la estructura aislada (que se mencionó anteriormente).

El desplazamiento máximo límite para garantizar la estabilidad de la estructura aislada, esta determinado por $D_{TM} = 1.5 D_T$

El conjunto de aisladores, la cimentación y todo aquello que se encuentre por debajo del sistema aislador debe diseñarse para resistir una fuerza cortante sísmica mínima V_b :

$$V_b = K_{m\acute{a}x} D/1.5 \quad (15)$$

Donde: $K_{m\acute{a}x}$ es la rigidez efectiva mínima del sistema de aislamiento para el desplazamiento de diseno en la dirección considerada.

La superestructura y todo aquello que se encuentre por arriba del sistema aislado debe disenarse para resistir una fuerza cortante sísmica mínima V_s :

$$V_s = K_{m\acute{a}x} D/R_{wi} \quad (16)$$

Donde R_{wi} es similar a Q (para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF) y es un factor de ductilidad o factor de comportamiento sísmico para estructuras aisladas en su base.

El UBC1991 propone valores para R_{wi} que oscilan entre un 25% y un 43% de los valores de R_{wi} para estructuras no aisladas sísmicamente (o estructuras convencionales).

Si recordamos que la filosofía de las estructuras aisladas sísmicamente es el hecho de que permanezcan en el rango de comportamiento elástico, será fácil entender que UBC1991 propone mayores reducciones a R_{wi} cuando las estructuras son más dúctiles (como marcos de acero y concreto); es decir, una reducción del factor de comportamiento sísmico implica disenar con fuerzas cortantes más grandes, o bien no considerar altas reducciones en fuerzas, debido al comportamiento inelástico.

El cortante basal de diseno debe ser mayor a cualquiera de los siguientes valores: $K_{m\acute{a}x} D/R_{wi}$, el cortante basal de un diseno tradicional de una estructura en base rígida con la misma masa y período que el de la estructura aislada, o el valor de la fuerza sísmica activadora del 100% del sistema de aislamiento.

La distribución de las fuerzas sísmicas en los diferentes niveles es de la siguiente forma (obsérvase la diferencia con respecto a la distribución de fuerzas para un análisis esttico convencional, de una estructura sin aislamiento):

$$F_i = V_s W_i / \sum_{i=1,n} W_i \quad (17)$$

Donde: F_i es la fuerza sísmica actuando en el nivel i
 W_i es el peso del nivel i
 n es el número total de niveles

Finalmente, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso (o drift) permitido es:

$$\delta_{max} = 0.010/R_{wi} \quad (18)$$

Diseño Estructural para Análisis Dinámicos

El diseño estructural para una estructura que haya decidido analizarse con métodos de análisis dinámicos deberá cumplir con lo siguiente:

$$D_{Td} \geq 0.9 D_T \quad (19)$$

$$D_{TMd} \geq 0.8 D_{TM} \quad (20)$$

$$V_{bd} \geq 0.9 V_b \quad (21)$$

La fuerza cortante dinámica total de la estructura aislada, V_{sd} , deberá ajustarse a los valores de la siguiente tabla:

RESTRICCIONES AL CORTANTE BASAL DE DISEÑO (según UBC1991)		
TIPO DE ESTRUCTURA	TIPO DE ANÁLISIS DINÁMICO	CORTANTE BASAL MAYOR A ($V_{sd} \geq$)
REGULAR	MODAL ESPECTRAL	$0.8 K_{max} D/R_{wi}$
	"PASO A PASO"	$0.6 K_{max} D/R_{wi}$
IRREGULAR	MODAL ESPECTRAL	$K_{max} D/R_{wi}$
	"PASO A PASO"	$0.8 K_{max} D/R_{wi}$

El diseño para un análisis dinámico modal espectral, con el espectro de diseño del reglamento UBC1991, podrá aplicarse de manera normal, siempre y cuando:

- a) La estructura aislada tenga un período fundamental de vibración $T_{ba} \leq 3$ s.
- b) La estructura se desplace en suelo firme.
- c) La estructura se ubique a más de 15 Km de cualquier falla activa.

Si los anteriores requisitos no se cumplen, se deberán, obligatoriamente, utilizar espectros de sitio para el análisis y diseño de la estructura, siempre y cuando los valores espectrales obtenidos sean, al menos, 1.25 veces los valores de los obtenidos del espectro de diseño del UBC.

El diseño para un análisis dinámico "paso a paso" necesita de por lo menos dos componentes ortogonales, de al menos tres acelerogramas registrados. Deben utilizarse registros con una duración consistente con la magnitud y las características de la fuente del sismo de diseño.

Si al calcular los espectros de respuesta para los acelerogramas seleccionados los valores espectrales resultan menores a 1.3 veces los valores del espectro de diseño del UBC, los acelerogramas deberán escalarse para cumplir con este requisito. Si además la estructura se localiza a menos de 15 Km de la más cercana falla activa, deberán adicionarse los efectos de sitio en los acelerogramas seleccionados.

Finalmente, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso (drift), cuando se utiliza un análisis dinámico modal espectral es $\delta \leq 0.015/R_{wi}$; y cuando se utiliza un análisis dinámico "paso a paso" es $\delta \leq 0.020/R_{wi}$. Si $\delta \leq 0.010/R_{wi}$, entonces los efectos P - Δ pueden despreciarse.

Comentario final: disposiciones similares a las del UBC1991, referentes a aislamiento de base, no tardarán en aparecer en códigos y reglamentos de construcción de todo el mundo, incluido el RCDF; mientras tanto podemos adecuar el diseño del UBC a nuestro diseño "teórico" de estructura aislada.

4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA REAL (Base Rígida)

SUBCAPÍTULOS

4.1 Programa de Análisis Utilizado

4.2 Cargas Consideradas en el Edificio bajo Estudio

4.3 Modelo Matemático de la Estructura

4.1 Programa de Análisis Utilizado

El análisis estructural del edificio real, tanto en base rígida, como en base aislada, se realizó a través del programa **ETABS** (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*), **versión 6.12**. Dicho programa fue desarrollado en el seno de la Universidad de California en Berkeley, por los profesores Edward L. Wilson y Ashraf Habibullah.

ETABS es un programa de análisis elástico, lineal, que toma en cuenta rigideces axiales, a cortante y a flexión; sin embargo, en esta nueva versión se han incorporado elementos no lineales tales como los **aisladores de base con comportamiento histerético bilineal**. Como ya hemos mencionado, los elastómeros laminados con núcleo de plomo son sistemas de aislamiento que presentan el comportamiento mencionado anteriormente.

ETABS 6.12 incorpora un algoritmo de solución para el análisis dinámico no-lineal, "paso a paso", propuesto por el profesor Wilson. Los elementos aisladores están basados en el comportamiento histerético propuesto por Wen y Park y recomendado por Nagarahaiah.

ETABS es una derivación de una serie de programas denominados SAP (Structural Analysis Program), cuya más reciente versión es el SAP2000. Es decir, ETABS es una versión simplificada y adecuada del programa SAP, pero para el análisis y diseño específico de **estructuras tipo edificios**, con marcos rígidos de acero o concreto, con posibilidad de modelar muros y sistemas de piso, donde se han hecho simplificaciones para clasificar a los distintos elementos estructurales como columnas, trabes, contraventeos, muros y losas. La hipótesis simplificadora más fuerte en ETABS es considerar que todos los nudos localizados en un mismo nivel se encuentran conectados a diafragmas infinitamente rígidos en su plano (que vienen siendo

las losas de concreto); de este modo la simplificación en la matriz de rigideces de la estructura hace que se ahorre espacio de máquina, tiempo de ejecución y simplificación de resultados.

ETABS ha incorporado, a lo largo de varios años de desarrollo, subprogramas de diseño tanto para estructuras de concreto reforzado, como para estructuras metálicas. **STEELER** es el postprocesador de diseño para estructuras de acero y se apega a códigos de diseño como el ASD (Allowable Stress Design), el LRFD (Load and Resistance Factor Design), el UBC (Uniform Building Code), así como a reglamentos canadienses y europeos. Con algunas simplificaciones y adecuaciones dicho programa de diseño puede adaptarse para el diseño de estructuras en México.

Otro programa que se debe mencionar, por la enorme ayuda que proporciona para generar los archivos de entrada para ETABS, es el **ETABSIN**, un modelador gráfico en ambiente *WINDOWS* que permite ir creando un modelo matemático de un edificio al "dibujar puntos y líneas", donde cada línea es un elemento estructural con propiedades geométricas y mecánicas y donde cada punto es una conexión entre los distintos elementos estructurales.

Después de haber mencionado los aspectos más importantes del programa de análisis a utilizar, mencionaremos los conceptos de carga utilizados para la creación del modelo matemático de la estructura bajo estudio y que fueron la base para la creación de todos los modelos en base rígida y aislada analizados.

4.2 Cargas Consideradas en el Edificio Bajo Estudio

Las cargas consideradas en la estructura estudiada son las siguientes:

Losa de Azotea

Cargas Muertas:

Losacero (Galvadeck 25, calibre 22, incluyendo el concreto):	218 kg/m ²
Relleno de Tezontle ($\omega = 1150 \text{ kg/m}^3$ y $h_{\text{prom}}=15\text{cm}$):	173 kg/m ²
Mortero para pendiente y/o Enladrillado:	57 kg/m ²
Impermeabilizante:	10 kg/m ²
Conductos e Instalaciones:	20 kg/m ²
Largueros:	20 kg/m ²
Total de Carga Muerta, $\omega_{\text{CM}} =$	498 kg/m ²

Cargas Vivas:

Total de Carga Viva Máxima, $\omega_{\text{CVm}} =$	250 kg/m ² (*)
Total de Carga Viva Reducida, $\omega_{\text{CVa}} =$	100 kg/m ² (*)

Losa de Entrepiso

Cargas Muertas:

Losacero (Galvadeck 25, calibre 22, incluyendo el concreto):	218 kg/m ²
Banquetas y Guarniciones:	66 kg/m ²
Sobrecarga por Reglamento:	40 kg/m ²
Conductos e Instalaciones:	30 kg/m ²
Largueros:	20 kg/m ²
Total de Carga Muerta, $\omega_{\text{CM}} =$	374 kg/m ²

Cargas Vivas:

Total de Carga Viva Máxima, $\omega_{\text{CVm}} =$	250 kg/m ²
Total de Carga Viva Reducida, $\omega_{\text{CVa}} =$	100 kg/m ²

(*) nótese que la azotea también se utilizará como estacionamiento.

El peso propio de la estructura fue asignado por ETABS, en cada uno de los niveles, automáticamente, a la Condición de Carga I (peso de columnas, trabes y muros). Este programa de análisis permite tres condiciones de carga verticales e independientes: Carga I (a la que se le asignó la carga muerta), Carga II (con carga viva máxima) y Carga III (carga viva reducida). Asimismo permite tres condiciones de cargas laterales estáticas independientes (A, B y C) y dos condiciones de carga dinámicas independientes, D1 y D2 (espectros de respuesta o acelerogramas específicos).

4.3 Modelo Matemático de la Estructura

Una vez determinadas las cargas a utilizar, se procedió a la elaboración de un modelo matemático en Base Rígida que considerara las características de geometría general (plantas y elevaciones arquitectónicas) y de geometría particular (secciones estructurales de columnas, traveses y muros); asimismo, se asignaron propiedades mecánicas a los distintos materiales utilizados y, finalmente, se agregaron cargas y masas a los diferentes niveles de la estructura (ver figuras 14 a 20).

Debido a que la construcción de esta estructura fue una construcción real, que presentó un programa de obra sumamente rígido, donde los tiempos estaban muy comprometidos, se decidió importar perfiles laminados tipo W (*Wide Flange*) ó IPR de ala ancha (evitando así formar perfiles con tres placas). De esta forma el universo de perfiles disponibles se "limitaba" a aquellos perfiles comerciales que se encontraran dentro del manual del AISC (*American Institute of Steel Construction*) y que estuvieran disponibles en el mercado norteamericano en el momento justo en que se solicitaran. Afortunadamente no hubo necesidad de aumentar peso de perfiles estructurales puesto que la mayoría de ellos fueron localizados en la compañía norteamericana "*Chaparral Steel*", ubicada en Midlothian, Texas.

Después de verificar con el proveedor del acero estructural la disponibilidad de los perfiles, se procedió a realizar una serie de iteraciones para llegar a las secciones estructurales óptimas (que normalmente son aquellas de menor peso). Los perfiles utilizados y la estructuración típica de los distintos marcos de acero y sistemas secundarios se presentan en las figuras 21 a 29, que constituyen el proyecto estructural real del edificio para estacionamiento.

En cuanto a las características dinámicas de esta estructura (ver formas modales, figuras 30 a 35), puede observarse que debido a la gran rigidez que proporcionan los muros de concreto en la dirección longitudinal del edificio, tanto la primera, como la segunda formas modales, son de traslación (sin acoplamiento de torsión) en la dirección transversal de la estructura. El tercer modo de vibrar es de torsión con un ligero acoplamiento de traslación. El primer modo de traslación, en la dirección longitudinal, se presenta hasta el cuarto modo general de vibración. Hasta esta forma modal tenemos una participación de masa efectiva del 99% en traslación de la dirección

transversal, del 76% en la traslación de la dirección longitudinal y del 75% en la dirección de torsión.

A pesar de las irregularidades, tanto en la geometría como en la distribución de rigideces de la estructura, puede considerarse que la opción de estructurar la dirección longitudinal del edificio con muros de cortante, evitó que la estructura presentara comportamientos indeseables de torsión. Dichos efectos aparecen hasta la tercera forma modal y con un período de 0.16 segundos. Los muros de concreto reforzado representan una protección ante estos efectos de torsión pues toman los cortantes adicionales sin ningún problema. El costo de los muros de concreto, comparado con el costo de contraventeos metálicos, fue ligeramente mayor, sin embargo, dichos muros cumplen además con una función estética y de haber optado por contraventeos metálicos estos hubieran tenido que forrarse para dar la apariencia de muros.

El primer modo de vibrar de la estructura presenta un período natural, T_1 , igual a 0.75 segundos, que pudiera pensarse como "alto", si sólo se considera un edificio de tres niveles; sin embargo estamos tratando con una estructura con pocas columnas, grandes claros y construida con estructura metálica, de tal forma que T_1 no resulta tan grande.

El comportamiento dinámico modal de una estructura es fundamental para entender los efectos que los sismos puedan causarle. ETABS ha desarrollado interfaces gráficas como el PLOTTER, que permiten observar la configuración que experimenta la estructura bajo sus diferentes formas modales; en las **figuras 30 a 35** se presentan las configuraciones deformadas de los primeros tres modos de vibrar de nuestro Modelo en Base Rígida.

Se recuerda que la estructura bajo estudio se localiza en un suelo tipo I, tanto por ubicarse dentro de la zona geotécnica que especifica el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF, como por indicarlo el estudio de mecánica de suelos. El espectro de diseño que le corresponde a esta zona es el presentado en la **figura 36**, donde puede apreciarse que la aceleración máxima del terreno se especifica en 0.04g; si la estructura a diseñar presenta un período natural de vibración comprendido entre 0.2 y 0.6 segundos, la ordenada espectral correspondiente es el valor máximo de 0.16g. Estructuras con un período natural de vibración mayor a 0.6 segundos se verán beneficiadas por la rama descendente de este espectro. Para

nuestro modelo en base rígida, dado que $T_1 = 0.75$ segundos, la ordenada espectral asociada a este primer modo es $a_c = 0.143g / Q$, donde Q es el factor de ductilidad o factor de comportamiento sísmico, que se decidió fijar en $Q = 2 \times 0.8 = 1.6$, debido al detallado de las conexiones y al factor de irregularidad de la estructura. De este modo la ordenada espectral máxima fue de $a_c = 0.875 \text{ m/s}^2$.

El modelo en Base Rígida presenta en su análisis dinámico modal espectral, cortantes basales dinámicos de $V_{BDY} = 188.8 \text{ ton.}$ en la dirección transversal de la estructura (dirección Y) y un $V_{BDX} = 146.9 \text{ ton.}$ en la dirección longitudinal del edificio (dirección X).

Otro aspecto importante de destacar es el que se refiere a los desplazamientos de entrepiso. De este modo, para el sismo actuando en la dirección Y del edificio (dirección Norte-Sur) el máximo desplazamiento lateral en el nivel de azotea (ya multiplicado por Q) es $D_{m\acute{a}x} = 0.024 \text{ m}$; para el segundo nivel $D_{m\acute{a}x} = 0.020 \text{ m}$; y, finalmente, para el primer nivel se tiene un $D_{m\acute{a}x} = 0.013 \text{ m}$. Los desplazamientos relativos de entrepiso (*drift*), para la misma dirección del sismo en Y, en los niveles azotea, nivel 2 y nivel 1, son 0.0013, 0.0023 y 0.0046, respectivamente.

Todas las condiciones de servicio lateral cumplen con los límites máximos permisibles especificados en el RCDF.

La dirección longitudinal del edificio (dirección Este-Oeste ó dirección X de nuestro modelo) presenta deformaciones prácticamente despreciables debido a la presencia de los muros de concreto.

Diagramas de elementos mecánicos de la estructura, para distintas condiciones de carga, se presentan en las figuras 37 a 39. Deformadas de la estructura se muestran en las figuras 40 y 41.

Este primer modelo en base rígida es un modelo que utilizó el espectro de diseño del RCDF. Tomando como base este mismo modelo en base rígida, se realizaron diferentes "corridas" pero con ciertos acelerogramas reales seleccionados de entre la "**Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes**", con el objeto de hacer futuras comparaciones entre el modelo en base rígida y el modelo en base flexible. En los siguientes capítulos se describirán las características de los sismos seleccionados.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA TEÓRICA (Base Aislada)

SUBCAPÍTULOS

5.1 Modelo Matemático

5.2 Acelerogramas Seleccionados

5.3 Análisis de la Respuesta "paso a paso"

5.1 Modelo Matemático

Una estructura aislada debe presentar dos ventajas principales con respecto a una estructura convencional en base rígida. Ambas ventajas son una consecuencia directa del alargamiento del período natural de vibración de la estructura:

- Reducción de la ordenada espectral (fuerzas sísmicas), y
- Disminución de las intensidades de los elementos mecánicos, debido a que se transforma energía cinética en energía de deformación (motivo por el cuál se incrementa el período natural de la estructura).

Como se mencionó en el capítulo anterior, el programa **ETABS 6.12** fue utilizado para modelar la estructura en base aislada. En dicho programa, la incorporación de elementos con comportamiento histerético bilineal se basa en un desarrollo matemático propuesto por el profesor Edward L. Wilson. La ecuación de equilibrio dinámico de una estructura elástica, con elementos no-lineales, sujeta a excitaciones sísmicas, puede escribirse de la siguiente forma:

$$\mathbf{M} \mathbf{u}''(t) + \mathbf{C} \mathbf{u}'(t) + \mathbf{K}_E \mathbf{u}(t) + \mathbf{R}_N(t) = -\mathbf{M} \mathbf{u}_g''(t) \quad (22)$$

Donde:

M es la matriz de masas,

C es la matriz de amortiguamiento viscoso,

K_E es la matriz de rigideces debida a la contribución de los elementos elásticos,

R_N es el vector de fuerzas asociado a los elementos no-lineales,
 u, u', u'' son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones relativas al suelo, y
 u_g'' es la aceleración de la base.

Esta ecuación puede ser reescrita de la siguiente forma:

$$M u''(t) + C u'(t) + K u(t) = -M u_g''(t) - [R_N(t) - K_{Neff} u(t)] \quad (22)$$

Donde $K = K_E + K_{Neff}$. K_{Neff} es la rigidez lineal efectiva de los elementos no-lineales.

El primer modelo en base aislada contempló la utilización de veintitrés aisladores de base del tipo elastómero con corazón de plomo, como se ha descrito en el capítulo dos.

En la mayor parte de la literatura referente a la utilización real de aisladores de base en edificios se considera, regularmente, la construcción de una losa maciza de concreto al nivel de la planta baja de la estructura; dicha losa conecta rígidamente los extremos de todas y cada una de las columnas (regularmente de concreto) o cada uno de los muros (de mampostería o de concreto) y de esta forma las distancias relativas entre cualquier conjunto de puntos dentro de esta losa siempre se conservan, garantizando un movimiento uniforme de la estructura en todas las direcciones. Los aisladores de base se colocan por debajo de dicha losa, o en otras palabras, la estructura, a través de dicha losa maciza, se apoya en el sistema de aislamiento. Este tipo de sistema constructivo obedece a las dificultades propias para lograr la continuidad entre la superestructura, el sistema de aislamiento y la infraestructura. Las dificultades radican en que una estructura de concreto, o una a base de muros de mampostería, podría presentar discontinuidades si se trataran de colocar los aisladores de base directamente por debajo de las columnas o de los muros. De este modo, al costo adicional de los aisladores de base, se le debe agregar el costo de esta losa que, en una estructura convencionalmente apoyada, no hubiera sido necesaria.

La propuesta que este trabajo hace, dado que se tiene una estructura metálica que ya presenta, en la forma tradicional, una transición entre la superestructura y la cimentación (a través

de una placa base, un sistema de anclas y un dado de concreto), es la colocación de todos y cada uno de los aisladores de base por debajo de todas y cada una de las columnas de la estructura y prescindir así de una losa de concreto que ligue las bases de las columnas. De esta forma, para el caso de una superficie como la de este estacionamiento, si se considerara una losa de diez centímetros de espesor, se estaría considerando un ahorro de aproximadamente 140 m³ de concreto reforzado. Es cierto que no existiría ninguna hipótesis simplificadora de diafragma infinitamente rígido en el análisis estructural, es cierto también que la estructura presentaría sobreesfuerzos debidos a los desplazamientos relativos de las distintas bases de las columnas; sin embargo, un programa de análisis como ETABS 6.12 puede asumir que no existe tal diafragma y puede tomar en cuenta dichos sobreesfuerzos. El ahorro en dinero es considerable y, además, la estructura metálica se presta para colocar los aisladores en la interfase entre la superestructura de acero y la cimentación de concreto.

Se ha llegado a un punto donde se debe proponer una geometría para los aisladores de base. La literatura de aislamiento de base recomienda que el nivel promedio de fluencia del sistema aislador, Q_Y , se fije en un rango entre 0.05W y 0.10W, donde W es peso de la estructura al momento de la excitación sísmica (es decir, carga muerta más carga viva reducida). Lo anterior se interpreta de la siguiente forma: si el cortante basal en un instante de tiempo determinado llega a ser mayor a 0.05W ó 0.10W, el sistema de aislamiento entra en su etapa inelástica o en su comportamiento lineal de postfluencia. Para el caso particular de esta estructura, el peso de la carga muerta más la carga viva reducida es aproximadamente de 2232 toneladas. Si se elige un valor de $Q_Y = 0.05W$, tenemos que $Q_Y = 111.6$ toneladas, pero como se propusieron 23 aisladores, el nivel de fluencia unitario, Q_{Yu} , se fija en $Q_{Yu} = 4850$ kg.

En el capítulo 3.2 se presentó una expresión matemática que indica que la fuerza restauradora de un elastómero laminado con núcleo de plomo depende del área de la sección transversal del cilindro de plomo, de la rigidez del elastómero laminado sin el núcleo de plomo y del desplazamiento de la parte superior del elastómero, ecuación (11). Se remite al lector a dicho capítulo y se presenta de nueva cuenta la fórmula mencionada:

$$F_R = \tau_{Pb} A_{Pb} + K_b X \quad (11)$$

Donde:

- F_R es la fuerza restauradora del elastómero
- τ_{Pb} es el esfuerzo cortante de cedencia del plomo (Pb), $\tau_{Pb} = 107 \text{ kg/cm}^2$
- A_{Pb} es el área transversal del núcleo de plomo
- K_b es la rigidez lateral del elastómero laminado simple
- X es el desplazamiento de la parte superior del elastómero, respecto a la base.

Remitiendo al lector al capítulo 3.1 se recordará que la rigidez lateral de un elastómero laminado simple está dada por la ecuación (3):

$$K_b = GA / h \quad (3)$$

Donde:

- G es el módulo de cortante del elastómero; $G \approx 10.2 \text{ kg/cm}^2$,
- A es el área de la sección transversal del elastómero, y
- h es la altura total del aislador

Si se observa la **figura 13**, se pueden apreciar las rigideces previa y posterior a la fluencia, K_{b1} y K_{b2} , respectivamente; estas rigideces (nuevamente refiriéndonos al capítulo 3.2) son iguales a $K_{b1} = 10 K_{b2}$ y K_{b2} igual al valor dado por la fórmula (b), es decir, $K_{b2} = GA / h$.

De esta forma se proponen unas dimensiones preliminares para el aislador de base de 45 cm x 45 cm (en planta) y 30 cm de altura, con 15 placas de hule de 3/16" (5 mm) de espesor, 14 placas de acero de 1/2" (13 mm) de espesor y dos placas extremas de 1" (25 mm) de espesor (ver **figura 42**).

Utilizando la fórmula (3) se deduce que la rigidez $K_{b2} = 688.5 \text{ kg/cm} = 68850 \text{ kg/m}$ y, por tanto, $K_{b1} = 688500 \text{ kg/m}$. Si se ha fijado el valor de $Q_{YU} = 4850 \text{ kg}$ y sabemos el valor de K_{b1} , podemos deducir el valor que el valor del desplazamiento de fluencia, $X_Y, X_Y = 0.0071\text{m} = 7.1 \text{ mm}$. Conocidos los valores de Q_{YU}, X_Y, τ_{Pb} y K_{b2} podemos calcular, dada la fórmula (11), el valor del

área del núcleo de plomo, A_{pb} , es $A_{pb} = 40.8 \text{ cm}^2$, Por tanto, se requiere un cilindro de plomo de 72 mm de diámetro (**figura 42**).

Finalmente, el desplazamiento máximo de diseño para este aislador, X_b , es igual a $X_b = B/3$, donde si $B = 45 \text{ cm}$, $X_b = 15 \text{ cm}$.

Estando definidos los parámetros principales del elastómero laminado, con su núcleo de plomo, se procedió a incorporarlos al modelo matemático en base aislada (recordando que en la práctica todos y cada uno de estos parámetros deben ser calibrados con rigurosas pruebas de laboratorio).

5.2 *Acelerogramas Seleccionados*

El comportamiento de las estructuras sísmicamente aisladas es un comportamiento variable en el tiempo. Este hecho inevitable hace que la estructura presente variaciones en su comportamiento dinámico dependiendo del nivel de fuerza cortante que se presente en un instante de tiempo determinado.

Cuando un evento sísmico ocurre, en su etapa inicial, el sistema se comporta como un sistema elástico donde la rigidez inicial del conjunto depende de la rigidez inicial K_{b1} de todos y cada uno de los aisladores de base. En etapas más intensas del movimiento sísmico, algunos de los aisladores de base empiezan a entrar en el rango de comportamiento inelástico, posterior a la fluencia; pero puede ser que solo algunos de los aisladores se encuentren en esta etapa. Finalmente, la rigidez global del sistema puede variar hasta una etapa donde todos los aisladores de base hayan entrado en la etapa de comportamiento plástico. Nunca llegaremos al extremo de tener variaciones del período de la estructura aislada, segundo a segundo. Sin embargo estas tres etapas encierran la incertidumbre para un simple análisis estático (como recomienda el UBC); más aún un análisis dinámico modal espectral, con un espectro de diseño elástico, o inclusive inelástico, acarrea incógnitas tales como con qué período de la estructura aislada debe entrarse a una gráfica espectral para conseguir una determinada aceleración, cuál de las rigideces globales de la estructura debe utilizarse para un análisis confiable: una rigidez inicial, una intermedia o la rigidez del sistema plastificado en la base.

Incógnitas como las anteriormente mencionadas han llevado al **análisis dinámico modal "paso a paso"**, o de historias en el tiempo, a constituirse como el método de análisis más utilizado por la mayoría de los investigadores en todo el mundo. El mismo código UBC recomienda que se utilicen (ver capítulo 3.3) dos componentes ortogonales de al menos tres acelerogramas registrados con duraciones consistentes con la magnitud y con las características de la fuente de los sismos de diseño. Es poco probable que, al seleccionar un conjunto de acelerogramas, los espectros de respuesta en aceleración de dichos registros se acerquen siquiera a los valores espectrales de los códigos de diseño. El UBC, previendo situaciones similares, considera escalar

los registros de aceleración con un factor tal que lleve a los valores espectrales de cada uno de los acelerogramas (para el período dominante inicial de la estructura aislada), a 1.3 veces los valores del espectro de diseño.

Estando las recomendaciones previstas para el análisis de historias en el tiempo, el siguiente paso de este trabajo fue la selección de determinados acelerogramas, de entre aquellos que se tuvieran registrados cerca del sitio de desplante de la estructura.

En los últimos años, diversas instituciones como el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico de la Fundación Javier Barros Sierra y la Fundación ICA, entre otras, han trabajado en el objetivo de organizar y diseminar toda la información sobre instrumentación y registros de movimientos sísmicos fuertes en México. Se han publicado tres volúmenes describiendo un Catálogo de Estaciones Acelerográficas, un Catálogo de Acelerogramas entre 1960 y 1993 y un Catálogo de Acelerogramas entre 1994 y 1995. Otra fuente de divulgación muy práctica es la "publicación" de la **Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, Volumen I**, en el formato de un **disco compacto**, el cuál contiene las series de tiempo de 4659 acelerogramas registrados en el período de Enero de 1992 a 1995, presentadas en un formato estándar y con posibilidades de buscar acelerogramas por entidad federativa, por intensidad de los sismos, por estaciones acelerográficas, y con la opción de poder exportar dicha información a alguna base de datos, capaz de procesarse posteriormente. Esta última fuente de información, al momento de elaborar este trabajo, fue la más práctica ya que se accedió a registros que originalmente estaban limitados a algunos especialistas o investigadores y que debió ser del conocimiento público desde hace mucho tiempo.

Los criterios básicos de selección de las estaciones acelerográficas fueron, su cercanía al sitio de la obra, así como al hecho de encontrarse en suelo tipo I, según el RCDF, a excepción de la estación Xotepingo, que se ubica en la región limítrofe a las zonas geotécnicas I (Terreno Firme) y II (Terreno de Transición).

Las cuatro estaciones acelerográficas seleccionadas se describen en la siguiente tabla:

ESTACIONES ACELEROGRÁFICAS SELECCIONADAS

Estación Acelerográfica	Institución que la opera	Tipo de Suelo	Ubicación
Tlalpan	CIRES	Terreno Firme, Materiales Compactos (limos, arenas, gravas).	Escuela Primaria "1° de Mayo", Las Fuentes #16, San Fernando, México, D.F.
Xotepingo	CIRES	Terreno Blando, Material Compresible (Arcillas).	DGCOH, Xotepingo entre División del Norte y Bugambillas, Col. Ciudad Jardín, México, D.F.
Fundación Javier Barros Sierra	CIRES	Terreno Areno Limoso, Compacto.	Fundación Javier Barros Sierra; Carretera al Ajusco #203, Col. Héroes de Padierna, México, D.F.
Ciudad Universitaria	Instituto de Ingeniería	Terreno Firme, Basáltica, Roca	Caseta del Patio del Instituto de Ingeniería, Cd. Universitaria, México, D.F.

Para cada una de estas estaciones acelerográficas, se seleccionaron los dos sismos más intensos del período comprendido entre 1992 a 1995, el **sismo del 14 de Septiembre de 1995** (de Magnitud $M_b = 7.2$), con epicentro a 16.31° Lat. N. y a 98.86° Long. W (costas de Oaxaca), y el **sismo del 10 de Diciembre de 1994** (de Magnitud $M_c = 6.3$), con epicentro a 18.02° Lat. N. y a 101.56 Long. W (Costas de Guerrero). Ambos sismos fueron registrados en dos componentes ortogonales, de tal forma que el número total de registros fue dieciséis; ocho en dirección Norte-Sur y ocho en dirección Este-Oeste.

Las representaciones gráficas de los acelerogramas elegidos se presentan al final de este trabajo (**figuras 43 a 58**); asimismo, en las figuras **59 a 74** se presentan los espectros de respuesta en aceleración (considerando un 5% de amortiguamiento crítico) para cada uno de los registros mencionados. Cabe mencionar que se utilizó el programa de procesamiento de señales **DEGTRA 2000**, elaborado por el Dr. Mario Ordaz Shroeder, en el Instituto de Ingeniería, de la UNAM. Otra gráfica comparativa e interesante se presenta con el número **75**, en ella se muestran, al mismo tiempo, los espectros de respuesta de los dieciséis sismos seleccionados. En la gráfica **76** se

presenta la misma colección de espectros de respuesta pero se adiciona el Espectro de Diseño del RCDF para la Zona Geotécnica I. Finalmente, en la gráfica 77 se han eliminando los espectros de respuesta de la estación Xotepingo. Se observa que la mayoría de los registros de zona firme presentan ordenadas espectrales de orden de magnitud similar.

Como se mencionó anteriormente, a los modelos en base aislada que fueron analizados con el método "paso a paso", les fueron asignados las historias de aceleraciones ya factorizadas, tal y como lo sugiere el código UBC.

5.3 *Análisis de la Respuesta “Paso a Paso”*

El modelo de análisis en base aislada fue sometido a un análisis “paso a paso” con todos y cada uno de los acelerogramas seleccionados. De este modo se generaron ocho archivos, cada uno conteniendo las historias de aceleraciones de los sismos elegidos (en ambas direcciones) y escalados tal como se indicó en el capítulo anterior. Cabe mencionar que, de igual forma, también se crearon ocho modelos en base rígida para las mismas historias de aceleración, con objeto de hacer las comparaciones del siguiente capítulo.

En ETABS, el análisis no-lineal de una estructura, sometida a una historia en el tiempo, calcula modos de vibrar “iniciales” de la estructura basados en una rigidez efectiva inicial que se le asigne al modelo, para posteriormente usar, durante el proceso de integración, las rigideces instantáneas actualizadas, “paso a paso”. La rigidez inicial anteriormente señalada, fue asignada a través de la rigidez inicial de todos y cada uno de los aisladores ubicados en cada una de las bases de las columnas (se recuerda que $K_{b1} = 688500 \text{ kg/m}$).

El subprograma de ETABS, denominado **TIMER**, que es capaz de representar gráficamente la respuesta “paso a paso” de cualquier modelo de ETABS que contenga un acelerograma, fue sumamente útil en esta parte del trabajo, pues se pudo seguir el comportamiento de la estructura en cada instante de tiempo, ya sea a un nivel global, general, de entrepiso, o bien, a un nivel de análisis de elemento por elemento.

Las características dinámicas iniciales para los modelos en base aislada muestran un incremento en los períodos naturales de vibración, de tal forma que el primer modo de traslación en dirección transversal del edificio, se fija en $T_{ba1} = 1.065 \text{ s}$, **que es un 42% más grande que el período en base rígida ($T_{br1} = 0.753 \text{ s}$)**. El segundo modo de vibrar, también de traslación en la dirección Norte-Sur, presenta un período $T_{ba2} = 0.242 \text{ s}$, sólo un 12.5% mayor a su correspondiente valor en base rígida. El tercer modo general de vibración, primero en torsión, presenta un período $T_{ba3} = 0.165 \text{ s}$, prácticamente el mismo que para base rígida. Asimismo, la primera forma modal de traslación en la dirección Este-Oeste (dirección longitudinal del edificio) se presenta hasta el cuarto modo general de vibración de la estructura y es igual al modo de vibrar en el modelo en base rígida, $T_{ba4} = 0.158 \text{ s}$; este hecho era previsible debido a que los muros en la dirección longitudinal

del edificio llegan hasta la cimentación y, a pesar de existir elastómeros en cada una de las bases de las columnas, con igual comportamiento en las direcciones transversal y longitudinal, la rigidez de los muros de concreto, por estar apoyados en el terreno firme, es tal que prácticamente tratamos con una estructura con aislamiento de base unidireccional, precisamente en la dirección transversal del estacionamiento. Las formas modales de los modelos en base aislada se presentan en las **figuras 78 a 80**, al final de este trabajo.

El programa de análisis no reporta las variaciones en el período natural de vibración de la estructura, sin embargo un claro reflejo de ese comportamiento es la disminución de los cortantes basales de la estructura, comparados con los cortantes basales de la estructura en base rígida.

Otra indicativa de estas variaciones en los períodos naturales de la estructura es el hecho de que, a pesar de que los archivos de análisis fueron escalados hasta alcanzar 1.3 veces el espectro del RCDF, es decir un valor espectral de $1.3 \times 0.143g = 0.186g$, al calcular los cocientes de los cortantes basales estructurales entre el peso total de la estructura tenemos variaciones que oscilan entre un valor máximo de **0.124**, hasta un valor mínimo de **0.070**; es decir **disminuciones del coeficiente sísmico real de entre un 33% y hasta un 62%**. Detalles de estas reducciones en fuerzas laterales pueden apreciarse en la siguiente tabla:

COMPARACIÓN DE CORTANTES BASALES EN MODELOS DE BASE AISLADA				
Nombre del Modelo	Estación Acelerográfica	Fecha del Sismo	Cortante Basal en Y V_{BY} (ton)	V_{BY} / W_{CM+CVa}
Tesis12a	Tlalpan	14-sep-1995	277.12	0.124
Tesis13a	Tlalpan	10-dic-1994	187.35	0.084
Tesis14a	Xotepingo	14-sep-1995	155.78	0.070
Tesis15a	Xotepingo	10-dic-1994	204.90	0.092
Tesis16a	CU (UNAM)	14-sep-1995	256.11	0.115
Tesis17a	CU (UNAM)	10-dic-1994	234.79	0.105
Tesis18a	FJBS (CIRES)	14-sep-1995	241.20	0.108
Tesis19a	FJBS (CIRES)	10-dic-1994	192.27	0.086

Puede apreciarse que las disminuciones en los coeficientes sísmicos son realmente grandes, más allá de las esperadas, y altamente dependientes del tipo de movimiento que excita a la estructura. Resulta notable el hecho de que para los sismos de mayor intensidad, los registrados en la estación Xotepingo, las disminuciones en los cortantes basales resultaron mayores que para aquellas estaciones que registraron sismos menos severos.

Comparaciones más minuciosas entre los modelos aquí presentados se darán en el siguiente capítulo.

6. ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS ESTRUCTURAS EN BASE RÍGIDA Y BASE AISLADA

El presente capítulo tratará de destacar las diferencias más importantes entre nuestros modelos en base rígida y en base aislada. Para lograr tal objetivo, enfatizaremos el empleo de gráficas comparativas, destacando características de cada uno de los modelos elaborados.

Primeramente mostraremos los acelerogramas de los sismos seleccionados, así como sus correspondientes espectros de respuesta en aceleración. Remitimos al lector a las gráficas **43 a 74**.

El conjunto de los dieciséis espectros de respuesta para los sismos seleccionados se muestra en la figura **75** (se grafican simultáneamente todos los espectros). En la figura **76** se aprecian los mismos espectros de respuesta pero comparados contra el espectro de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), zona I. En la figura **77** se muestran los espectros de respuesta para los sismos seleccionados en las estaciones Tlalpan, Ciudad Universitaria y Fundación Javier Barros Sierra (excluyendo los registros de la estación Xotepingo), junto con el espectro de diseño del RCDF, zona I. Esta última gráfica muestra ordenadas espectrales de orden de magnitud similar, sin los picos mostrados en la estación Xotepingo (debido a que existe cierta duda de si esta última estación se ubica en zona de transición o en terreno firme).

La gráfica **81** muestra únicamente el espectro de diseño del RCDF, zona I, con dos diferentes valores de Q : $Q=1$ (para ninguna reducción en las fuerzas sísmicas por comportamiento inelástico) y $Q = 2 \times 0.8 = 1.6$ (para una reducción del 38% en la magnitud de las fuerzas sísmicas por comportamiento inelástico, incluyendo un factor de irregularidad). Tanto estructura principal, como cimentación pueden diseñarse conservadoramente con $Q = 1.6$ y $Q = 1.0$, respectivamente.

Como se mencionó en el capítulo anterior, todos y cada uno de los acelerogramas seleccionados se escalaron de tal forma que las ordenadas espectrales (para un modelo de un grado de libertad y amortiguamiento viscoso igual al 5% del crítico) fueran iguales a 1.3 veces los valores espectrales de diseño (RCDF), para el período natural de vibración de la primera forma

modal. Siendo así, las diferentes "corridas" de los modelos elaborados trajeron como resultado cortantes basales máximos de entrepiso (dirección transversal) mostrados en la siguiente tabla:

REDUCCIÓN EN CORTANTES BASALES MÁXIMOS. MODELOS EN BASE RÍGIDA Y EN BASE AISLADA				
FECHA DE SISMO	ESTACIÓN	BASE RÍGIDA	BASE AISLADA	Reducción Porcentual (%)
		CORTANTE BASAL, Dir. Y (ton)	CORTANTE BASAL, Dir. Y (ton)	
14-sep-95	Tlalpan	367.50	277.12	24.6
10-dic-94	Tlalpan	400.11	187.35	53.2
14-sep-95	Xotepingo	418.37	155.78	62.8
10-dic-94	Xotepingo	416.65	204.90	50.8
14-sep-95	C.U.	405.32	256.11	36.8
10-dic-94	C.U.	371.47	234.79	36.8
14-sep-95	FJBS	421.02	241.20	42.7
10-dic-94	FJBS	393.31	192.27	51.1

Del análisis de la tabla anterior se desprenden observaciones importantes:

- La menor reducción porcentual en los cortantes basales es del 24.6%.
- La mayor reducción porcentual en los cortantes basales es del 62.8%.
- La reducción promedio porcentual en los cortantes basales es del 44.9%.
- Las mayores reducciones porcentuales en los cortantes basales de los modelos elaborados se presentaron para los registros de la estación Xotepingo (reducciones entre el 50.8% y el 62.8%).
- Las menores reducciones porcentuales en los cortantes basales entre los modelos de base rígida y base aislada se presentaron en la estación CU (reducciones alrededor del 36.8%).
- Definiendo el término **Coefficiente Sísmico Máximo Real**, CS_{MR} , como el cociente aritmético entre el cortante basal máximo real y el peso total de la estructura (ante carga muerta más carga viva reducida), $CS_{MR} = VB_{MR} / W_{CM+CVa}$, podemos apreciar que el valor máximo del CS_{MR} de los modelos en base rígida es de 0.189 y, para base aislada, de 0.124.

- El coeficiente sísmico máximo especificado en el RCDF, para la zona I es igual a 0.16.

Las historias en el tiempo de los cortantes basales de entrepiso, para los ocho registros de aceleración mencionados, se muestran en las gráficas 82 a 89. Con línea oscura se aprecia la respuesta de los modelos en base rígida y con línea tenue se muestra la respuesta de los modelos con base aislada. La mejor manera de apreciar las reducciones en los cortantes basales (que son fiel reflejo de todos los elementos mecánicos de una estructura) es a través de las gráficas señaladas anteriormente.

Se presenta a continuación una lista donde aparecen los nombres de los modelos elaborados, su correspondiente registro sísmico, la estación acelerográfica y si el modelo incluye aislamiento de base. Estos datos son importantes puesto que cada una de las gráficas, que se presentarán más adelante, muestra en el ángulo superior derecho el nombre del modelo matemático del que proviene.

CARACTERÍSTICAS DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS ELABORADOS			
NOMBRE DEL MODELO	 AISLAMIENTO DE BASE	FECHA DEL SISMO	 ESTACIÓN ACELEROGRÁFICA
TESIS-12	NO	14-sep-95	Tlalpan
TESIS12A	SÍ	14-sep-95	Tlalpan
TESIS-13	NO	10-dic-94	Tlalpan
TESIS13A	SÍ	10-dic-94	Tlalpan
TESIS-14	NO	14-sep-95	Xotepingo
TESIS14A	SÍ	14-sep-95	Xotepingo
TESIS-15	NO	10-dic-94	Xotepingo
TESIS15A	SÍ	10-dic-94	Xotepingo
TESIS-16	NO	14-sep-95	C.U.
TESIS16A	SÍ	14-sep-95	C.U.
TESIS-17	NO	10-dic-94	C.U.
TESIS17A	SÍ	10-dic-94	C.U.
TESIS-18	NO	14-sep-95	FJBS
TESIS18A	SÍ	14-sep-95	FJBS
TESIS-19	NO	10-dic-94	FJBS
TESIS19A	SÍ	10-dic-94	FJBS

En las gráficas 90 a 109 puede observarse el conjunto de resultados de las diferentes "corridas" de los modelos señalados anteriormente. Para un mejor entendimiento de estos gráficos, explicaremos el subconjunto de figuras correspondiente a los modelos con y sin aislamiento de base para el sismo del 14 de septiembre de 1995, en la estación Tlalpan (archivos Tesis12a y Tesis-12, respectivamente), señalándole al lector que el resto de los modelos presentarán el mismo orden en sus gráficas comparativas. De esta forma, en las gráficas 90 y 91 se aprecian los acelerogramas a que fueron sometidos los modelos en base rígida y en base aislada Tesis-12 y Tesis12a (ya escalados, como se señaló anteriormente); en las gráficas 92 y 93 se observan las aceleraciones en los centroides de masa de cada uno de los entrepisos de nuestra estructura (nivel 1: N1, nivel 2: N2 y azotea: AZ), la curva de mayor amplitud corresponde al nivel AZ y la de menor amplitud corresponde al nivel N1. En las gráficas 94 y 95 se aprecian, respectivamente, los resultados de los cortantes de entrepiso para los modelos en base rígida y en base flexible, recordando que la curva con la mayor amplitud corresponde al nivel N1 y la menor de ellas, al nivel AZ. Las gráficas 96 a 98 muestran los ciclos histeréticos para los aisladores de base (modelo Tesis12a) colocados por debajo de la línea de columna señalada en la gráfica (bajo el título "SPRING #"). Los números de las líneas de columna de los diferentes modelos se pueden observar en la figura 16. Finalmente, este subconjunto de gráficas concluye con la número 99, que muestra las curvas de energías de entrada y energía disipada, en forma no lineal, por los aisladores de base del modelo respectivo; se observa un incremento importante en la energía no lineal después de transcurrido el evento sísmico.

En la gráfica 100 se aprecian algunos aspectos importantes del análisis "paso a paso" de uno de nuestros modelos (en este caso Tesis-12); se presenta para el nivel de azotea las historias de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para un cierto intervalo de tiempo. La gráfica de mayor amplitud corresponde a la aceleración de entrepiso, la siguiente es la velocidad del entrepiso y la de menor amplitud representa el desplazamiento en el mismo nivel. Recordando que $dx/dt = v$ y que la $dv/dx = a$ (donde x , v , a y t son, respectivamente, el desplazamiento, la velocidad, la aceleración y el tiempo) se aprecia que cuando la velocidad es cero, se alcanza un máximo o mínimo en la velocidad. De manera similar, se recuerda que la $d^2x/dt^2 = dv/dt = a(t)$, es

decir, cuando la aceleración es cero, además de corresponder ese tiempo crítico a una velocidad máxima, corresponde a un punto de inflexión en la curva de desplazamiento. Siguiendo con el análisis matemático de estas gráficas se confirma que si la velocidad es positiva, la curva de desplazamiento es creciente (y viceversa). Si la aceleración es positiva, la velocidad es una función creciente y, al mismo tiempo, el desplazamiento se representa con una curva cóncava hacia arriba (y viceversa). Finalmente, si tomamos en cuenta que la gráfica de desplazamiento se puede aproximar a una serie de curvas tipo senoidal o cosenoidal, llegamos a la conclusión de que tanto el desplazamiento como la aceleración son gráficas de aproximadamente la misma frecuencia, amplitud evidentemente distinta pero de signos contrarios. Recordemos que si la función del desplazamiento $x \approx A \sin \omega t + B \cos \omega t$, entonces la aceleración $d^2x/dt^2 \approx -\omega^2 (A \sin \omega t + B \cos \omega t)$ ó bien $d^2x/dt^2 \approx -\omega^2 x$.

Otro aspecto importante y que no debemos olvidar es el referente a las condiciones de servicio de nuestras estructuras. A continuación presentamos una tabla comparativa de los desplazamientos de entrepiso en los diferentes modelos analizados:

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS (Modelos Tesis-12 y Tesis12a)						
NIVEL	Máx ΔY (BR) (m)	Máx "drift" (BR)	Máx ΔY (BA) (m)	Máx "drift" (BA)	Δ Permisible RCDF (m)	"drift" permisible
AZ	0.029	0.0017	0.057	0.0014	0.051	0.0060
N2	0.024	0.0028	0.053	0.0021	0.034	0.0060
N1	0.016	0.0055	0.047	0.0059	0.017	0.0060
BASE	0.000		0.030			

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS (Modelos Tesis-13 y Tesis13a)						
NIVEL	Máx ΔY (BR) (m)	Máx "drift" (BR)	Máx ΔY (BA) (m)	Máx "drift" (BA)	Δ Permisible RCDF (m)	"drift" permisible
AZ	0.033	0.0021	0.034	0.0007	0.051	0.0060
N2	0.027	0.0031	0.032	0.0014	0.034	0.0060
N1	0.018	0.0062	0.028	0.0035	0.017	0.0060
BASE	0.000		0.018			

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS
(Modelos Tesis-14 y Tesis14a)

NIVEL	Máx ΔY (BR) (m)	Máx "drift" (BR)	Máx ΔY (BA) (m)	Máx "drift" (BA)	Δ Permissible RCDF (m)	"drift" permissible
AZ	0.033	0.0017	0.027	0.0007	0.051	0.0060
N2	0.028	0.0035	0.025	0.0014	0.034	0.0060
N1	0.018	0.0062	0.021	0.0027	0.017	0.0060
BASE	0.000		0.013			

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS
(Modelos Tesis-15 y Tesis15a)

NIVEL	Máx ΔY (BR) (m)	Máx "drift" (BR)	Máx ΔY (BA) (m)	Máx "drift" (BA)	Δ Permissible RCDF (m)	"drift" permissible
AZ	0.032	0.0017	0.039	0.0010	0.051	0.0060
N2	0.027	0.0035	0.036	0.0017	0.034	0.0060
N1	0.018	0.0062	0.031	0.0038	0.017	0.0060
BASE	0.000		0.020			

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS
(Modelos Tesis-16 y Tesis16a)

NIVEL	Máx ΔY (BR) (m)	Máx "drift" (BR)	Máx ΔY (BA) (m)	Máx "drift" (BA)	Δ Permissible RCDF (m)	"drift" permissible
AZ	0.032	0.0017	0.051	0.0010	0.051	0.0060
N2	0.027	0.0035	0.048	0.0021	0.034	0.0060
N1	0.018	0.0062	0.042	0.0052	0.017	0.0060
BASE	0.000		0.027			

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS
(Modelos Tesis-17 y Tesis17a)

NIVEL	Máx ΔY (BR) (m)	Máx "drift" (BR)	Máx ΔY (BA) (m)	Máx "drift" (BA)	Δ Permissible RCDF (m)	"drift" permissible
AZ	0.030	0.0017	0.046	0.0010	0.051	0.0060
N2	0.025	0.0031	0.043	0.0052	0.034	0.0060
N1	0.016	0.0056	0.038	0.0049	0.017	0.0060
BASE	0.000		0.024			

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS (Modelos Tesis-18 y Tesis18a)						
NIVEL	Máx ΔY (BR) (m)	Máx "drift" (BR)	Máx ΔY (BA) (m)	Máx "drift" (BA)	Δ Permissible RCDF (m)	"drift" permisible
AZ	0.033	0.0017	0.048	0.0010	0.051	0.0060
N2	0.028	0.0035	0.045	0.0021	0.034	0.0060
N1	0.018	0.0062	0.039	0.0049	0.017	0.0060
BASE	0.000		0.025			

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS (Modelos Tesis-19 y Tesis19a)						
NIVEL	Máx ΔY (BR) (m)	Máx "drift" (BR)	Máx ΔY (BA) (m)	Máx "drift" (BA)	Δ Permissible RCDF (m)	"drift" permisible
AZ	0.031	0.0017	0.036	0.0010	0.051	0.0060
N2	0.026	0.0031	0.033	0.0014	0.034	0.0060
N1	0.017	0.0059	0.029	0.0038	0.017	0.0060
BASE	0.000		0.018			

Del análisis de las tablas comparativas presentadas, se llega a la conclusión de que efectivamente, como era de esperarse, los desplazamientos totales (relativos a un punto fijo en la base) de las estructuras bajo estudio, llegan a ser mayores para los modelos con aislamiento de base. Sin embargo, en todos los casos, tanto desplazamientos totales de entrepiso, como los relativos entre niveles (*"drifts"*), se mantuvieron por debajo de los permisibles especificados en el RCDF. Resulta también notorio que, mientras los desplazamientos totales de entrepisos son mayores en los modelos con base aislada, en éstos se presentan desplazamientos relativos mucho menores a aquellos reportados para base rígida. La explicación obedece a que para base aislada se presenta un desplazamiento en la base del orden del 50% del desplazamiento total de la estructura, con la consiguiente atenuación de los desplazamientos entre niveles. Otra explicación alternativa a este hecho es que precisamente para eso están los aisladores de base, para absorber energía (transformarla en energía de deformación) y transmitirle menor carga a la superestructura, lo que se refleja en menores elementos mecánicos y menores desplazamientos relativos.

Otro ejercicio de análisis que da lugar a comparaciones interesantes entre los modelos en base rígida y en base aislada, es tomar como base los modelos originales, descritos anteriormente,

y dada la dificultad de diseñar directamente con los resultados provenientes de los análisis dinámicos, proceder a calcular las fuerzas de inercia dinámicas máximas de cada uno de los entrepisos y de esta manera realizar nuevas "corridas", pero con dichas fuerzas de inercia aplicadas directamente, y en forma estática, a cada uno de los entrepisos de las estructuras estudiadas. Se procedió a comparar de esta forma resultados "estáticos" entre el conjunto de modelos en base rígida y en base aislada, y a diseñar sin temor a cometer algún error en las distintas combinaciones de diseño.

La razón principal por la que resulta complicado diseñar, de manera directa, con los resultados de un análisis dinámico, es que los programas de análisis reportan elementos mecánicos sin su verdadero signo aritmético. Dado que la técnica de combinación modal del SRSS (*Square Root of Sum of Squares*), o Técnica de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, elimina los signos reales (reportando únicamente signos positivos), puede llegar a suceder que se sobre-diseñen o sub-diseñen algunos elementos estructurales al efectuar las diferentes combinaciones de diseño, tales como carga muerta, más carga viva reducida, más sismo en alguna de las direcciones de análisis.

De acuerdo a lo indicado anteriormente, se procedió a realizar una serie de "corridas estáticas" de origen dinámico, para los valores máximos de las fuerzas dinámicas (para un instante de tiempo crítico). En la mayoría de los casos estos valores máximos de las fuerzas dinámicas, en cada uno de los entrepisos, ocurrían en el mismo instante de tiempo, lo que afortunadamente ahorró tiempo de análisis. Los resultados finales de estos análisis se discutirán en el último capítulo de este trabajo.

7. CONCLUSIONES

La estructura que aquí se ha estudiado es una estructura real que fue analizada, diseñada y construida en 1999, siguiendo las técnicas tradicionales de análisis, diseño y fabricación de una estructura metálica; se recuerda que en el capítulo 1 se explicaron las diferentes alternativas de construcción que existieron para este edificio; asimismo se comentó la decisión de elaborar una serie de modelos teóricos que incorporaran aislamiento de base, con el propósito de comparar las respuestas sísmicas entre la estructura metálica en condiciones "normales", de base rígida, y para las condiciones "teóricas" de base aislada.

Siguiendo las sugerencias del código UBC, se seleccionó un conjunto de estaciones acelerográficas cercanas al lugar de desplante de la estructura; se escogieron los dos sismos de mayor intensidad en un período comprendido entre 1992 y 1995 y se escalaron dichos acelerogramas hasta que los valores de sus espectros de respuesta alcanzaran 1.3 veces los valores del espectro de diseño para el RCDF, zona I (para los períodos fundamentales de vibración de nuestros modelos en base rígida y en base aislada).

Para la elaboración de los modelos en base aislada utilizamos los elastómeros laminados con corazón de plomo (inventados en Nueva Zelanda), que presentan comportamiento bidireccional, histerético y bilineal. La fuerza de fluencia activadora del comportamiento inelástico fue fijada en un valor igual al 5% del peso total de la estructura (ante carga muerta, más carga viva reducida).

Ambos conjuntos de modelos, en base rígida y en base aislada, se crearon con el *software* denominado ETABS, que ha incorporado elementos aisladores con comportamiento histerético bilineal.

Las corridas simultáneas de ambos grupos de modelos reportaron reducciones entre el 25% y el 65% del cortante basal en la dirección transversal de la estructura (dirección N-S).

La dirección longitudinal de la estructura (dirección E-W) no presenta variaciones en sus características dinámicas debido a que, a pesar de existir aisladores con comportamiento bidireccional, los muros de concreto colocados en esa dirección llegan hasta la cimentación, sin

discontinuidades, lo que le confiere a la estructura una gran rigidez (el primer modo de traslación en esta dirección se presenta hasta la cuarta forma modal). Nuestros modelos presentan, por esta última razón, aislamiento de base unidireccional.

Los modelos en base rígida presentan un período fundamental de vibración igual a 0.75 segundos, en dirección transversal, e igual a 0.16 segundos, en la dirección longitudinal.

Los modelos en base aislada presentan un período fundamental de vibración igual a 1.06 segundos, en la dirección transversal, mientras que como comentamos, la dirección longitudinal se comportó igual que para los modelos en base rígida.

La mayoría de la literatura referente a aislamiento de base recomienda la construcción de una losa de concreto, a nivel de la cimentación, para colocar por debajo de ella a los aisladores de base. La razón principal es la dificultad para garantizar la continuidad de algún elemento estructural (columna o muro) si se colocaran por debajo de ellos a los aisladores de base.

Una estructura metálica presenta una transición "natural" para colocar directamente, por debajo de las columnas, a los aisladores de base. Este trabajo propone el proceso de instalación mostrado en las **figuras 110 y 111**. En la **figura 110** se aprecia, en el proceso de ejecución 1, la colocación de las anclas en el dado; en el paso 2, se coloca el aislador de base (que traerá perforaciones que coincidan con las posiciones de las anclas). En la **figura 111** se coloca una primera parte de la estructura metálica (paso 3), la cual podrá tener de 500 mm a 1000 mm de altura y tendrá una preparación para recibir una conexión especial (DC-1), la cual se aprecia con mayor detalle en la **figura 112**. Esta última figura muestra además una vista en alzado y una vista en planta del elastómero laminado con corazón de plomo, así como un esquema que muestra el funcionamiento del aislador de base estudiado. La razón fundamental de esta conexión especial, DC-1, colocada cerca de la base de las columnas, es facilitar un eventual reemplazo de un elastómero plastificado. En los sistemas de aislamiento de base convencionales no existe mucho problema para retirar elastómeros dañados, sin embargo con esta nueva propuesta de colocar los aisladores como se ha señalado, debe pensarse en una conexión para la posible sustitución.

Las **figuras 113 y 114** muestran el proceso de reemplazo para un elastómero plastificado: paso 1, apuntalar la estructura metálica y retirar las conexiones especiales; paso 2, retiro del

elastómero dañado; proceso de reemplazo 3, corrección de anclas y colocación del nuevo aislador; finalmente, el paso 4, colocación de la conexión especial DC-1 y retiro del apuntalamiento. Una de las ventajas de una estructura metálica es poder fabricar una conexión práctica, limpia y fácil de ejecutar. Nótese que este tipo de procedimientos no podrían realizarse si la estructura fuera de concreto reforzado. Resulta, sin lugar a dudas, mucho más económico fabricar estas conexiones especiales que pensar en construir una losa de concreto que una a las bases de todas y cada una de las columnas.

Retomando los resultados comparativos de las diferentes “corridas” de nuestros modelos en base rígida y base aislada, se definió el término Coeficiente Sísmico Máximo Real, CS_{MR} , en el capítulo precedente y se obtuvieron valores promedio de 0.189 para base rígida y de 0.124 para base aislada; el valor del Coeficiente Sísmico Máximo de Diseño (RCDF, zona I) es de 0.16. El diseñar con aisladores de base implica tener coeficientes sísmicos máximos reales disminuidos en un 22.5% con respecto a los valores de diseño.

Con respecto a los desplazamientos de entrepiso, observamos que en todos los casos los desplazamientos se mantuvieron por debajo de los máximos permisibles para la estructura.

Los desplazamientos totales de entrepiso son mayores para los modelos con base aislada, sin embargo, los desplazamientos relativos de entrepiso (*drifts*) son mayores para los modelos con base rígida. La razón es simple: un desplazamiento abrupto en las bases de las columnas con aisladores (del orden del 50% del desplazamiento total en la azotea). En ningún caso se rebasó el desplazamiento máximo permitido para los aisladores (15 cm), pues el valor promedio de desplazamiento en los aisladores fue de 2.2 cm.

Al finalizar el capítulo anterior mencionamos la realización de una serie de “corridas estáticas” de origen dinámico, para los valores máximos de las fuerzas dinámicas. De esta forma se evitaron los problemas de diseñar con resultados que tuvieran incertidumbre en el signo de los elementos mecánicos. Se realizaron nuevas comparaciones entre modelos en base rígida y base aislada y se diseñaron ambos grupos de estructuras, generando algunos resultados importantes:

Dadas las características de la estructura diseñada, con grandes claros (de 10 m a 11 m) y dado que la estructura se desplanta en la zona de menor intensidad sísmica en el Distrito Federal

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

(zona I), de acuerdo al diseño estructural efectuado, en la mayoría de las trabes de la estructura la combinación de cargas que domina es la de carga muerta más la carga viva máxima y, en este caso la utilización o no de aisladores de base es irrelevante.

Para el caso de las secciones de columnas, llegamos a la conclusión de que existe una disminución en las interacciones de esfuerzos (las condiciones que rigieron el diseño fueron las combinaciones de carga muerta, más carga viva reducida, más sismo) del orden del 30%, lo que representaría un ahorro similar en las cantidades de acero estructural necesarias para fabricar una estructura con base aislada.

La zona sísmica donde se desplanta la estructura es una zona ideal para la utilización de aisladores de base, dadas las características de los espectros de respuesta de sus sismos característicos (periodos dominantes cortos o altas frecuencias); es decir, se tiene la posibilidad real de hacer una estructura en base rígida aún más flexible, si se le agregan aisladores de base que aumentan el período natural de vibración de la estructura.

Si la estructura diseñada hubiera tenido claros más cortos (lo que la hubiera hecho más rígida y no hubieran dominado las cargas verticales), el ahorro de materiales hubiera sido mucho mayor y no se hubiera limitado a las columnas. Por lo tanto se concluye que, dada la explicación anterior, esta estructura estudiada no fue ideal para la utilización de aisladores de base.

Finalmente, cabe destacar los siguientes comentarios:

- Se concluye este trabajo enfatizando las importantes reducciones en los elementos mecánicos debidos a sismo dada la utilización de los elastómeros laminados con núcleo de plomo.
- Se destacaron los parámetros básicos para el diseño de aisladores de base, a nivel individual o local.

- Asimismo, se presentó la metodología necesaria para diseñar un completo sistema de aislamiento de base, desde los métodos de análisis, las cargas sísmicas consideradas y los procedimientos de instalación de aisladores de base en una estructura metálica.
- Se diseñó un sistema de reemplazo para aisladores de base plastificados en una estructura metálica.
- A pesar de todas las ventajas que pueda tener una estructura sísmicamente aislada, si las condiciones de carga vertical dominan el diseño, el empleo de aisladores de base podría no justificarse desde el punto de vista de resistencia.
- No en todos los casos el aislamiento de base resulta benéfico para la estructura. En el caso de la estación acelerográfica localizada en Xotepingo, la cuál se encuentra a 7 Km de distancia del sitio de desplante de la estructura, pero en una zona de transición (no de terreno firme), pudo apreciarse que los efectos de alargamiento en el período natural de la estructura resultan contraproducentes debido a que el edificio incursiona en la zona de mayor amplitud de los espectros de respuesta locales. Sin embargo, a pesar de estas condiciones, las recomendaciones de diseño protegen a todas las estructuras (aún en estos casos extremos) al escalar los acelerogramas seleccionados hasta que sus espectros de respuesta alcancen valores de 1.3 veces los valores de los espectros de diseño correspondientes. No obstante, se debe evitar que las frecuencias naturales de vibración, tanto del sitio de desplante, como de la estructura aislada, se aproximen.
- Un sistema de aislamiento presenta ventajas con respecto a un sistema tradicional (a pesar de los inconvenientes mencionados). Las más importantes son: una mayor seguridad en la estructura al existir un mecanismo de disipación de energía en forma controlada; un mejor desempeño de servicio durante un sismo, al controlar los desplazamientos; así como el garantizar una reserva de ductilidad en la superestructura.

- Los diseños tradicionales consideran factores de reducción por comportamiento dúctil (Q , R_w , etc.). Para el caso de estructuras sísmicamente aisladas existe aún un campo muy vasto por investigar en este sentido. No resulta claro utilizar los mismos factores de ductilidad para un análisis y diseño convencional, que para un diseño "aislado en la base". La misma filosofía del diseño de aislamiento de base reconoce que considera que la superestructura se comporta elásticamente ¿quién lo garantiza?, ¿quién le dice a una estructura que no utilice sus reservas de ductilidad?, o bien si la estructura se comportará elásticamente ¿para qué reducir por un factor Q ?
- Estas y otras preguntas sin solución seguramente se intentarán resolver en los próximos años, en trabajos más profundos, con mayor énfasis en la investigación, en la experimentación y que seguramente requerirán de mayor tiempo de estudio.
- El trabajo aquí expuesto es una pequeña contribución al problema del **aislamiento sísmico de base**, elaborado por un ingeniero estructurista, con estudios de Posgrado y que se dedica a la práctica profesional del Análisis, el Diseño y la Construcción de Estructuras.

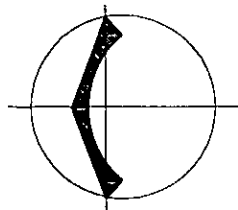
BIBLIOGRAFÍA

- [1] Bazán, Z. E. y Meli, P. R., **"Manual de Diseño Sísmico de Edificios"**, México, Edit. Limusa, 1989.
- [2] Chalhoub, M.S. y Kelly, J.M., **"Comparison of SEAONC Base Isolation Tentative Code to Shake Table Tests"**, Engineering Structures, Vol. 116, Number 4, April 1990.
- [3] Departamento del Distrito Federal, **"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"**, México, Diario Oficial de la Federación, 1993.
- [4] Departamento del Distrito Federal, **"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas"**, México, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1987.
- [5] Departamento del Distrito Federal, **"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"**, México, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1996.
- [6] Departamento del Distrito Federal, **"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"**, México, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1987.
- [7] Giuliani, C., **"Structural Design, Analysis and Full-Scaled Tests of Seismically Isolated Buildings"**, Engineering Structures, Vol. 15, Number 2, 1993.
- [8] González, A.R. y Noguez, L.F., **"Respuesta Teórica de un Edificio con Aisladores de Base"**, México, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., Revista de Ingeniería Sísmica, No. 46, 1994.

- [9] González, A.R. y Noguez, L.F., "**Análisis Teórico de un Edificio con Diferentes Sistemas de Rigidización y Aislamiento de Base**", México, Instituto de Ingeniería, Proyecto 2555, 1993.
- [10] Habibullah, A., "**Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, User's Manual**", Version 6.13, Berkeley, Ca., Computers and Structures, Inc., 1995.
- [11] Habibullah, A., "**Nonlinear Analysis in Structural Engineering. The Practice and Problems**", Seminario sobre Análisis Dinámico Práctico de Estructuras, V Simposio Internacional de Estructuras de Acero, Guadalajara, Jal., México, Nov. 1997.
- [12] Habibullah, A., "**Steel, Stress Check of Steel Frames, User's Manual**", Version 6.13, Berkeley, Ca., Computers and Structures, Inc., 1995.
- [13] ICBO, **Uniform Building Code**, International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1991.
- [14] Instituto de Ingeniería, UNAM, "**Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo**", México, Instituto de Ingeniería, Serie No. ES-7, 1991.
- [15] Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., "**Manual de Construcción en Acero**", México, Edit. Limusa, 1990.
- [16] Jangid, R.S. y Datta, T.K., "**Seismic Response of Torsionally Coupled Structure with Elastoplastic Base Isolation**", Engineering Structures, Vol. 16, Number 4, 1994.
- [17] Makris, N. y Deoskar, S., "**Prediction of Observed Response of Base-Isolated Structures**", Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 5, May 1996.

- [18] Mokha, A., Constantinou, M.C., Reinhorn, A.M. y Zayas, V.A., "**Experimental Study of Friction-Pendulum Isolation System**", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 4, 1991.
- [19] Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. y Constantinou, M.C., "**3D-BASIS: Nonlinear Dynamic Analysis of Three Dimensional Base Isolated Structures: Part II**", Technical Report NCEER-91-0005, State University of New York at Buffalo, New York, 1991.
- [20] Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. y Constantinou, M.C., "**Torsional Coupling in Sliding Base-Isolated Structures**", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 1, January 1993.
- [21] Padilla, A. S., "**San Agustín Tlalpan: Historias y Tradiciones de un Viejo Pueblo (25-1999 d.C.)**", México, Comité Editorial del Departamento del Distrito Federal, DDF, 1999.
- [22] Paulson, T.J., Abrams, D.P. y Mayes, R.L., "**Shaking Table Study of Base Isolation for Masonry Buildings**", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 11, November, 1991.
- [23] Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., "**Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes. Catálogo de Estaciones Acelerográficas 1960-1992**", México, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., 1993.
- [24] Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., "**Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes. Disco Compacto Volumen I**", México, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., 1996.
- [25] Tena, C.A., Gómez, S.C. y Muñoz, L.A., "**Seismic Isolation of Buildings Subjected to Typical Subduction Earthquake Motions for the Mexican Pacific Coast**", México, Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, 1994.

[26] Tena, C.A., Gómez, S.C., González, A.R. y Muñoz, L.A., "**Estudio Analítico de la Respuesta Sísmica de Edificios con Aisladores de Base**" (Informe Parcial), México, Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, 1994.



NORTE

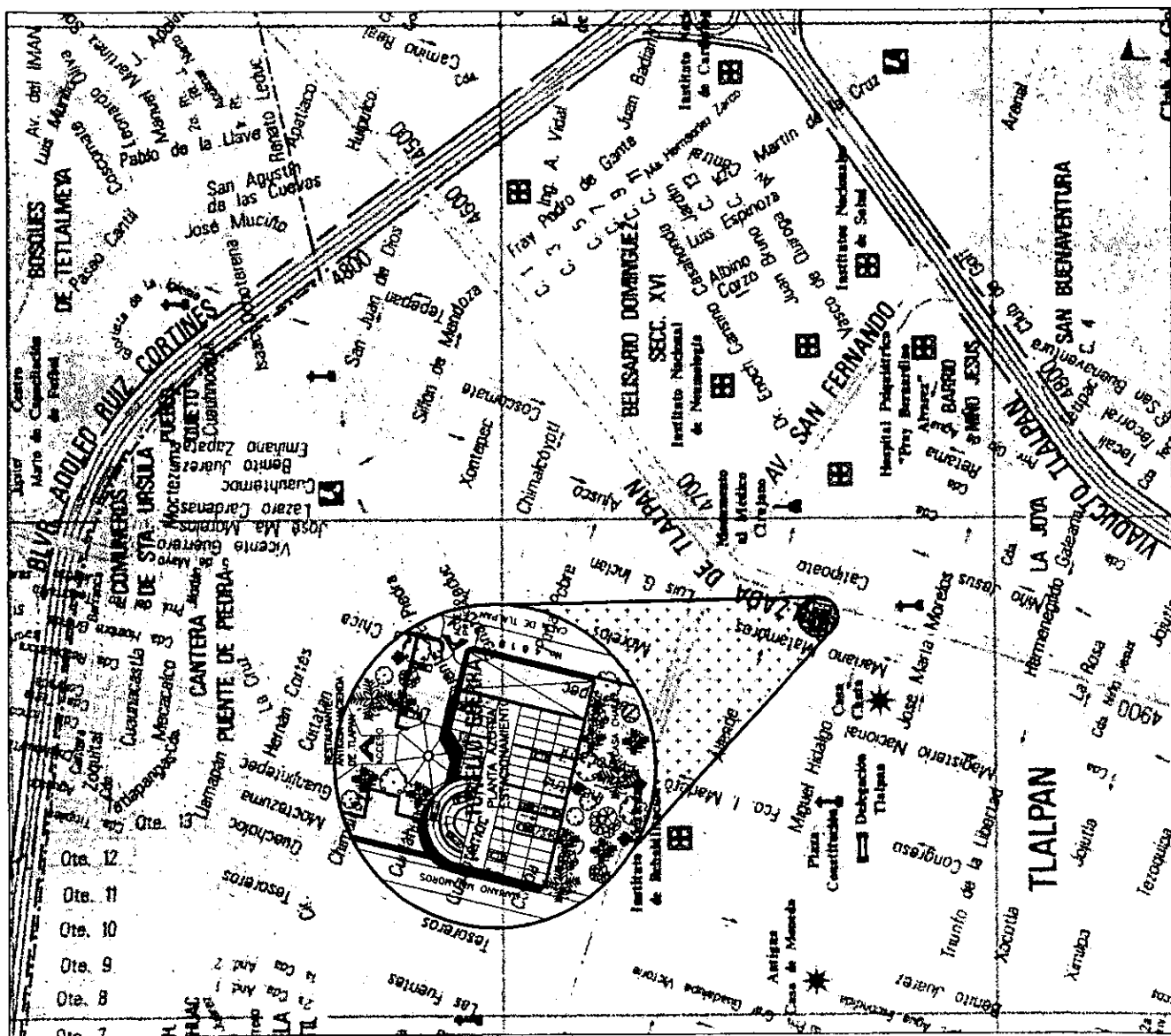
LOCALIZACION

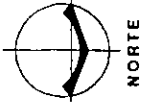
CALZADA DE TLALPAN # 4619
 COL. TLALPAN
 DEL. TLALPAN
 MEXICO, D.F.

LABOR: INC. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
UBICACION: CALZADA DE TLALPAN # 4619 COL. TLALPAN DEL. TLALPAN	
DIRECTOR DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZA	
NOMBRE DEL PLANO: PLANO DE LOCALIZACION	
FECHA: 1980	ESCALA: 1:5000
ESTUDIO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

C-01

FIGURA 1





SIMBOLOGIA

- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO
- INDICA COTA DE EJE A EJE
- INDICA COTA DE EJE A PAVO
- INDICA COTA DE PAVO A PAVO
- INDICA CAMBIO DE NIVEL
- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO EN ALZADO

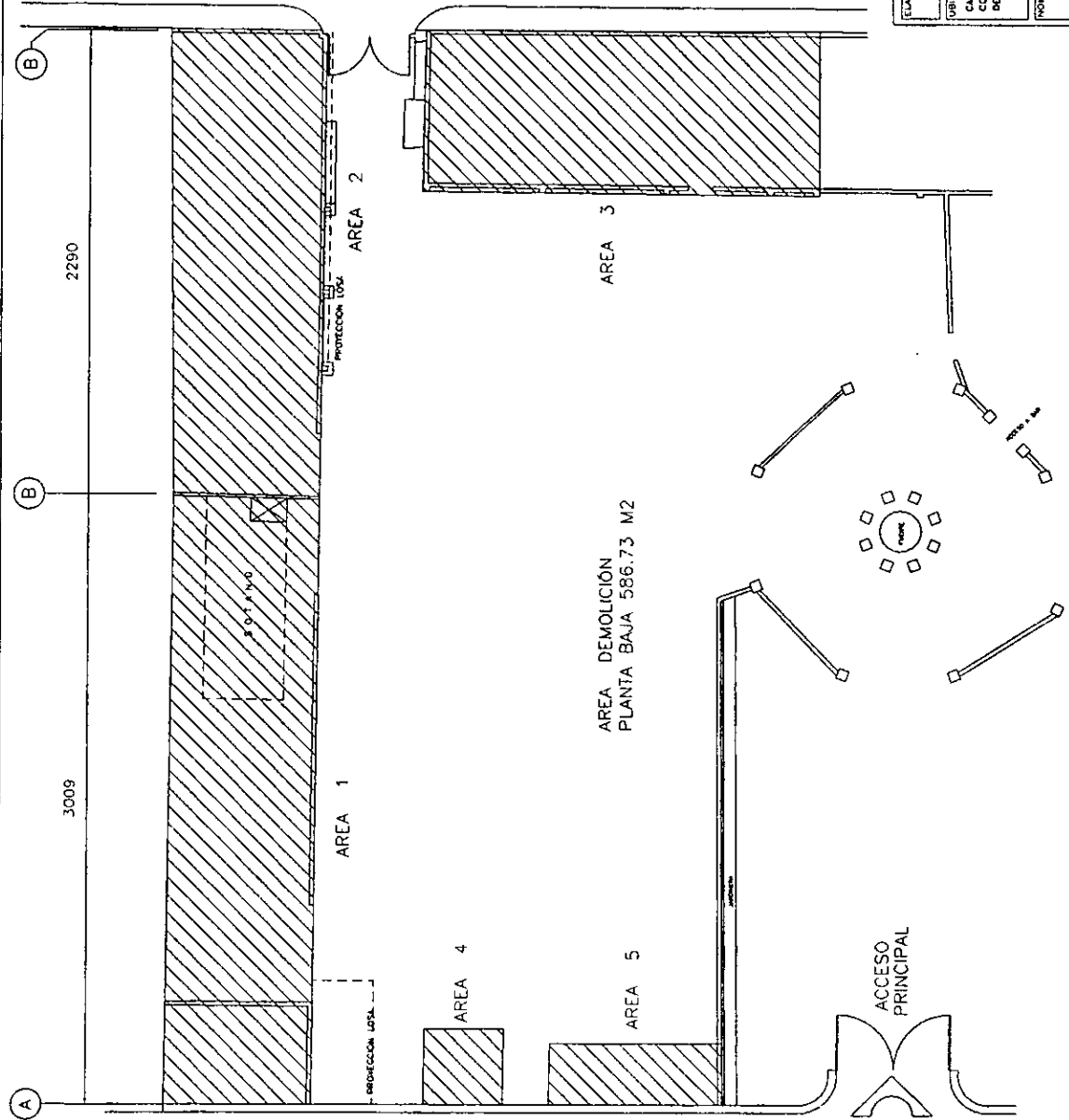
NOTAS GENERALES

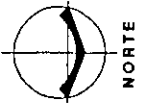
- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS
- LAS COTAS RICEN AL DIBUJO
- VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PAVOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA

LABORIO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES		DIRECCION DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZA	
UBICACION: CALLE DE TULUAM # 4819 COL. TULUAM DEL TULUAM		TITULO DEL PLANO: DEMOLICION PLANTA BAJA	
FECHA: noviembre 1988	ESCALA: 1/50	PROYECTANTE: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

D-01

FIGURA 2





SIMBOLOGIA

- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO N.I.L.
- INDICA COTA DE EJE A EJE 0.00
- INDICA COTA DE EJE A PIANO 0.00
- INDICA COTA DE PIANO A PIANO 0.00
- INDICA CAMBIO DE NIVEL
- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO EN ALLANADO N.I.L.

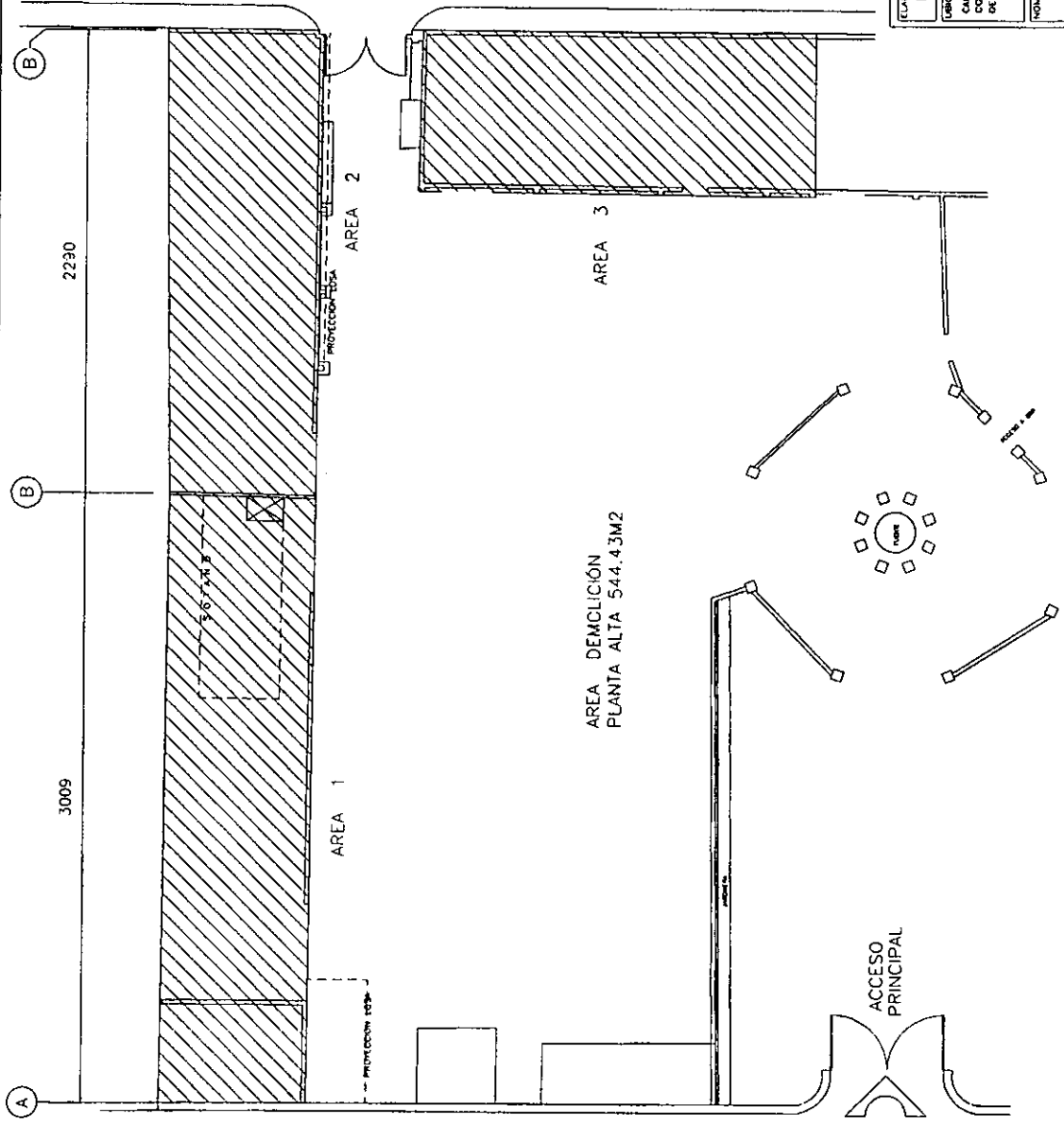
NOTAS GENERALES

- * LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- * LOS NIVELLES ESTAN INDICADOS EN METROS
- * LAS COTAS INGEN AL DIBUJO
- * VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ANTERIORES EN LA OBRA

CLIENTE: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
UBICACION: CALZADA DE TULAPAN # 4819 COL. TULAPAN DEL TULAPAN	
DIRECTOR DE TRABAJO: DR. RICARDO GONZALEZ A.	
EQUIPO DEL PLANO: DEMOLICION PLANTA ALTA	
ESCALA: 1:100	FECHA: S/E
DISEÑO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

D-02

FIGURA 3



AREA DEMOLICION
PLANTA ALTA 544.43M2

ACCESO PRINCIPAL



SEMIOLOGIA

- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO
- INDICA COTA DE EJE A EJE
- INDICA COTA DE EJE A PISO
- INDICA COTA DE PISO A PISO
- INDICA CAMBIO DE NIVEL
- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO EN ALZADO

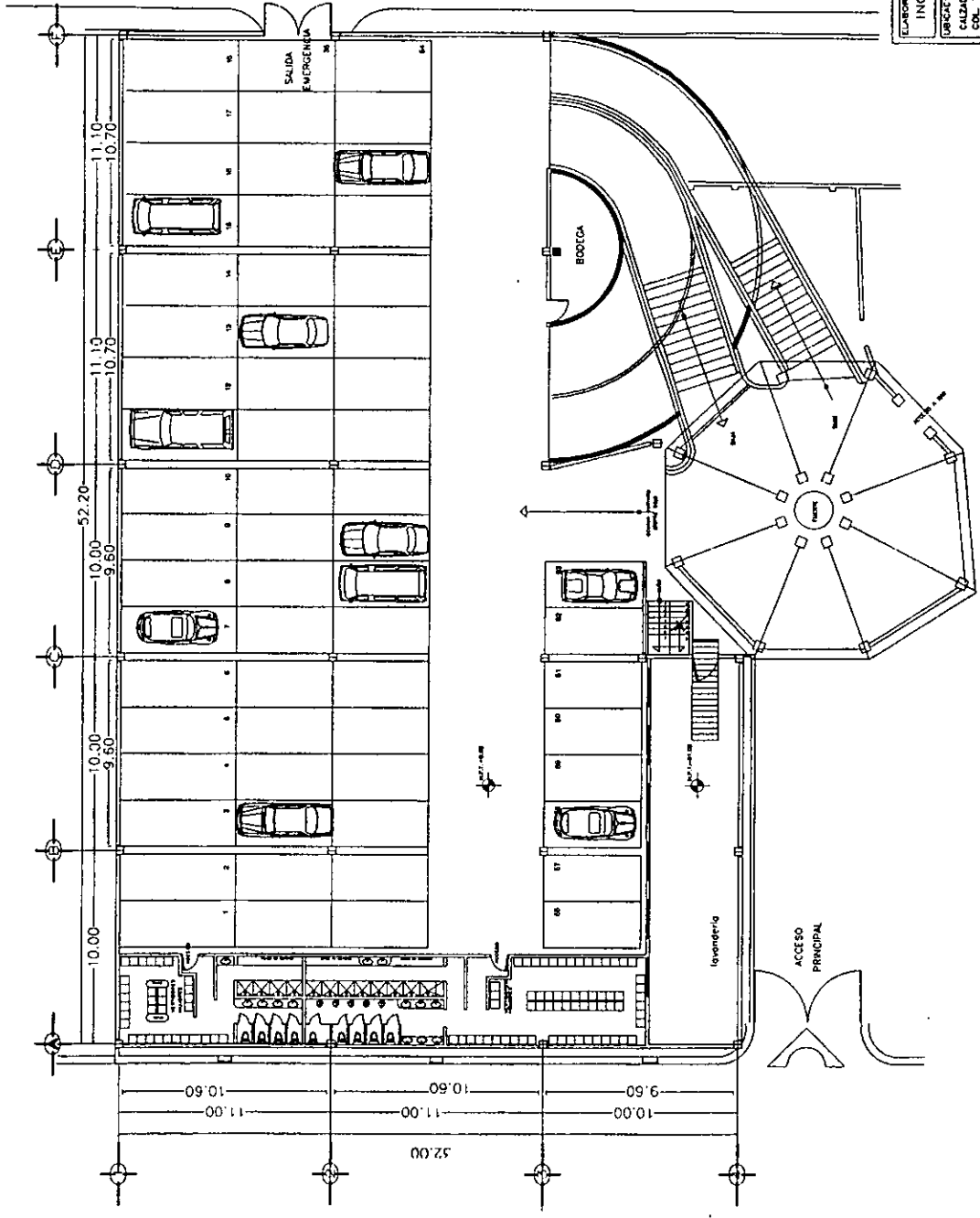
NOTAS GENERALES

- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS
- LAS COTAS IRONEN AL DIBUJO
- VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA

LABORADOR: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
DIRECCION: CALZADA DE TLALPAM # 4819 COL. TLALPAM DEL TLALPAM	
DIRECTOR DE TRABAJO: DR. RICARDO GONZALEZA	
NOMBRE DEL PLANO: PLANTA ARQUITECTONICA PLANTA BAJA	
FECHA: NOVIEMBRE 1988	ESCALA: 1/4
DISEÑO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

A-01

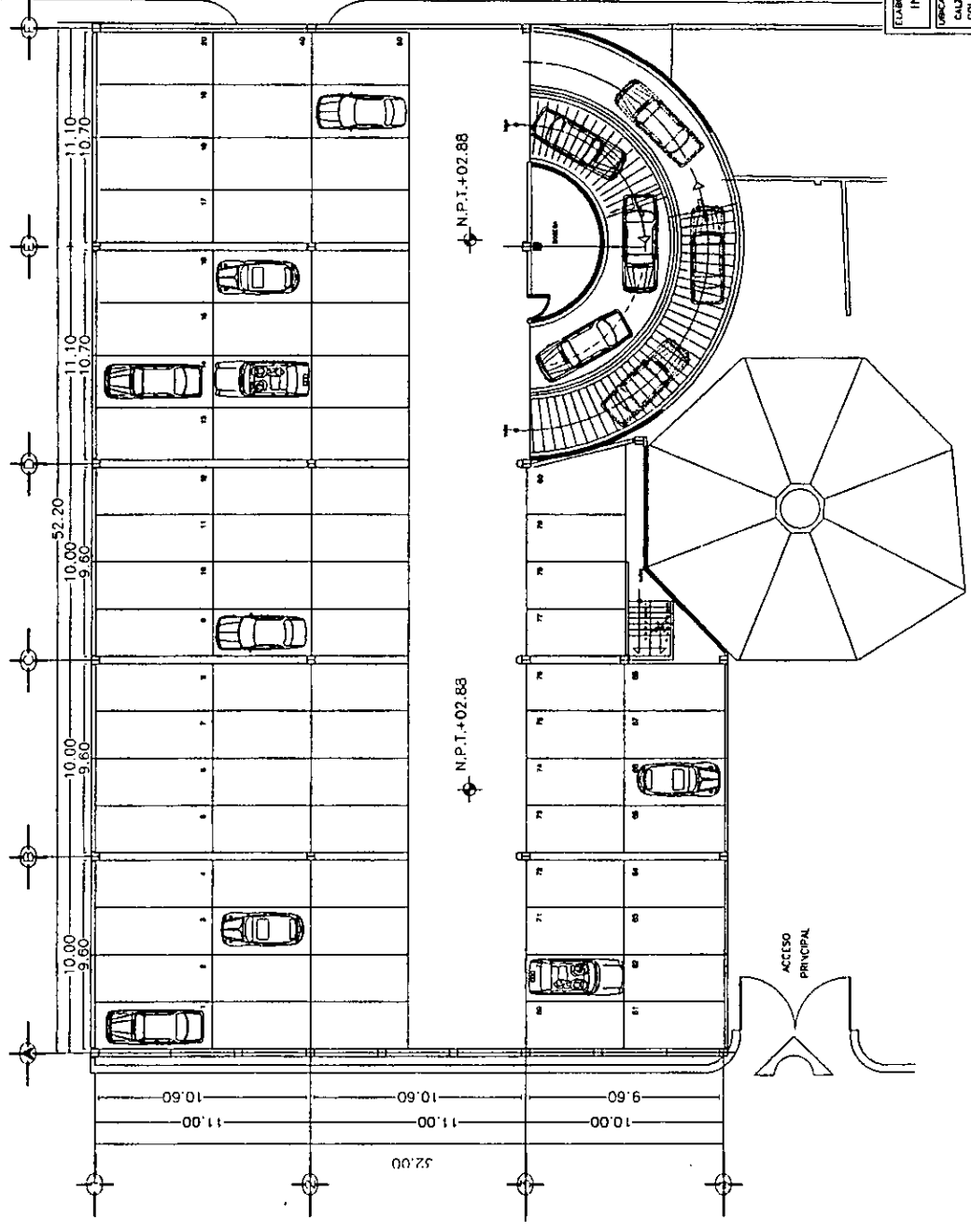
FIGURA 4





- SIMBOLOGIA**
- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO
 N.P.T. 0.00
 - INDICA COTA DE EJE A EJE
 - INDICA COTA DE EJE A PANO
 - INDICA COTA DE PANO A PANO
 - INDICA CAMBIO DE NIVEL
 - INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO EN ALZADO

- NOTAS GENERALES**
- LAS COTAS ESTÁN INDICADAS EN METROS
 - LOS NIVELLES ESTÁN INDICADOS EN METROS
 - LAS COTAS PISEN AL DIBUJO
 - VERIFICAR MEDIDAS Y MAGNITUDES DE PLANOS ARQUITECTÓNICOS EN LA OBRA



ELABORÓ: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
UBICACIÓN: CALLEADA DE TLAPAPAN # 4819 COL. TLAPAPAN DEL TLAPAPAN	
DIRECTOR DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZ A.	
NOMBRE DEL PLANO: PLANTA ARQUITECTÓNICA 1er NIVEL	
FECHA: Enero de 2008	ESCALA: 1/2
DISEÑO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

A-02

FIGURA 5



SIMBOLOGIA

- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO
- INDICA COTA DE EJE A EJE
- INDICA COTA DE EJE A PISO
- INDICA COTA DE PISO A PISO
- INDICA CAMBIO DE NIVEL
- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO EN ALZADO

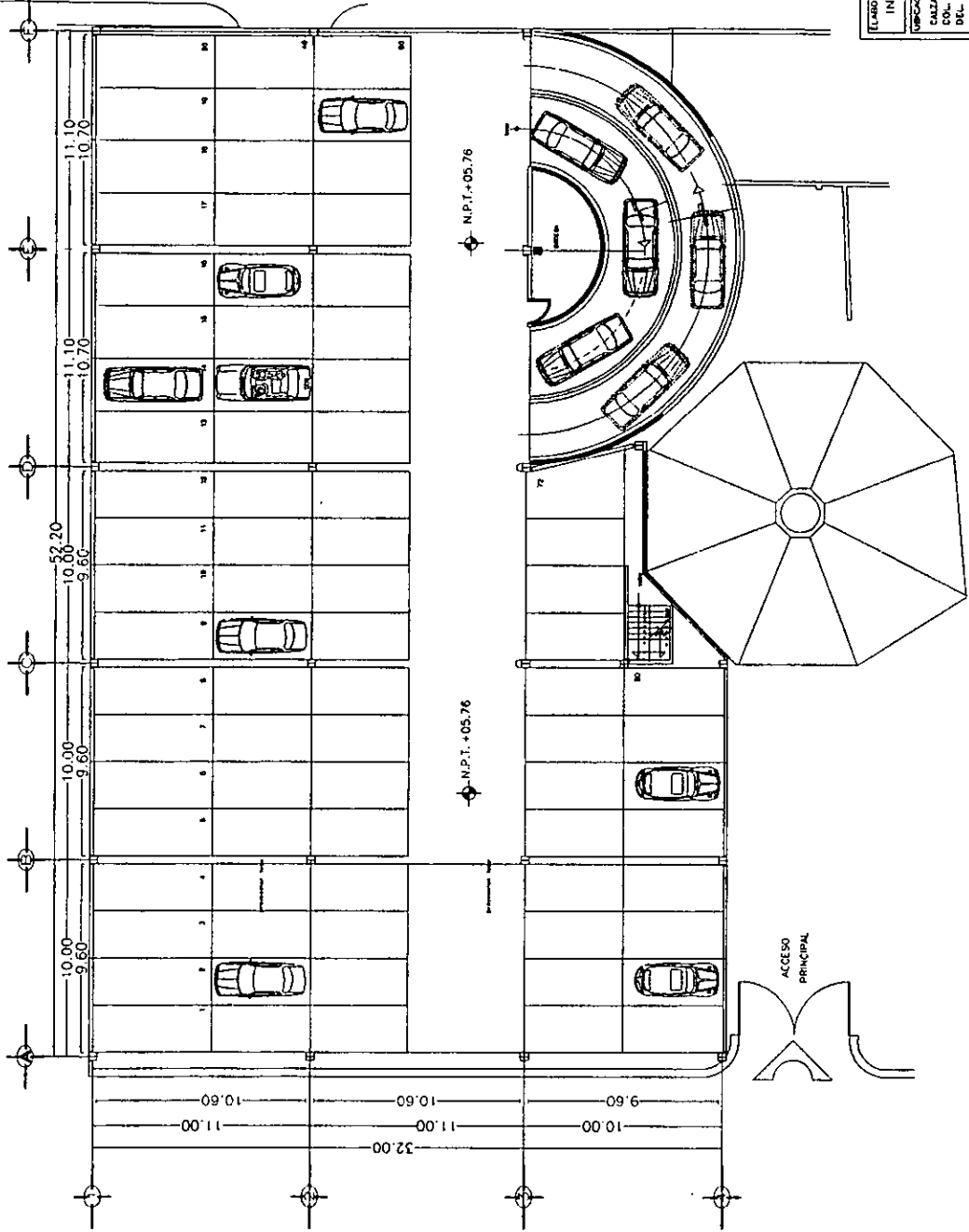
NOTAS GENERALES

- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS
- LAS COTAS REGEN AL DIBUJO
- VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA

LABORIO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
DIRECTOR DE TESIS: DR. RICARDO GONZÁLEZ	
UBICACION: CALZADA DE TULUPÁN # 4618 COL. TULUPÁN DEL TULUPÁN	
TITULO DEL PLANO: PLANTA ARQUITECTONICA 2da NIVEL	
FECHA: Escribir la fecha	ESCALA: 1:1
PROYECTO: IND. 2da. Etapa de Construcción Flores	

A-03

FIGURA 6



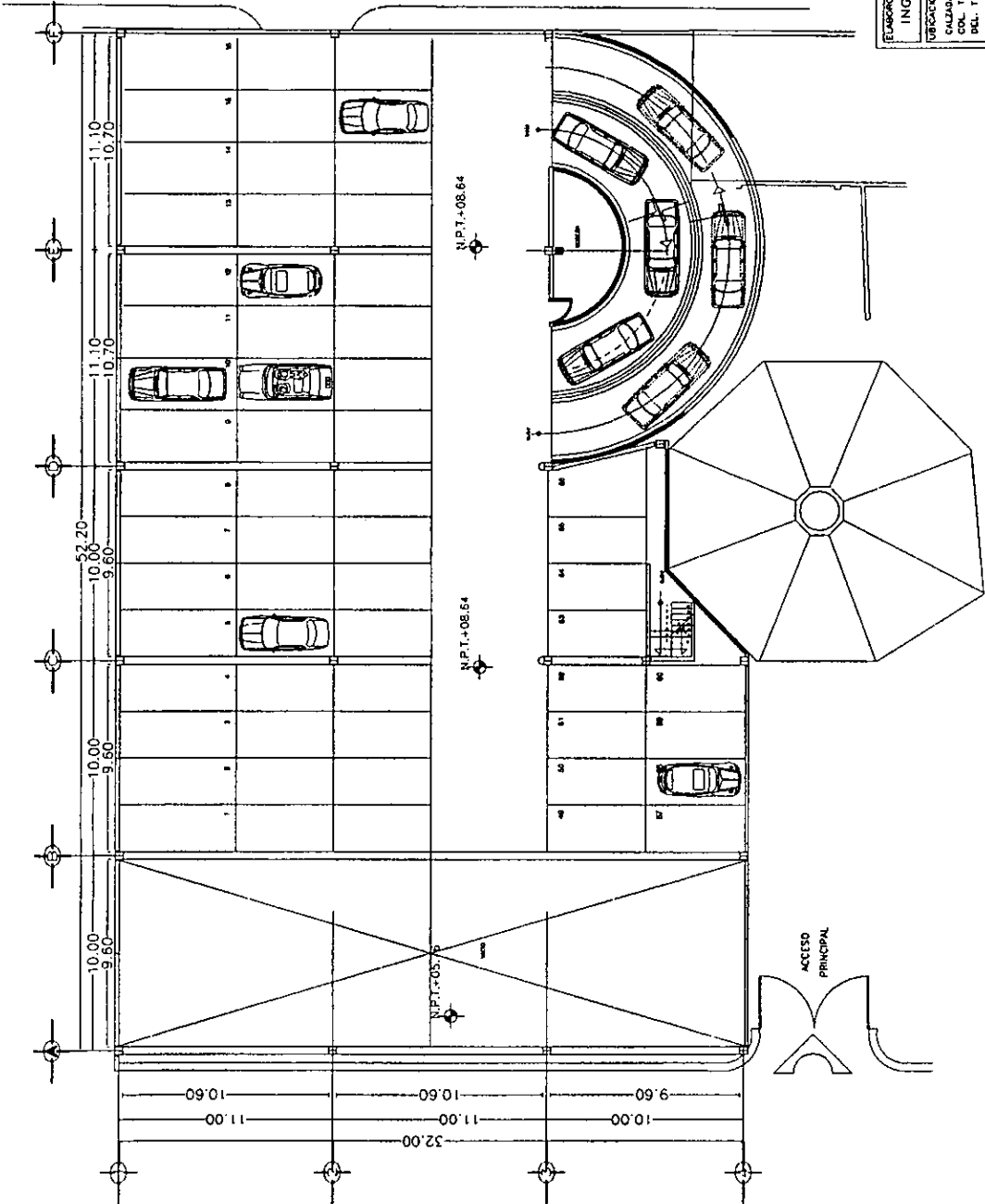


SEMIOLOGIA

- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO N.P.T.
- INDICA COTA DE EJE A EJE
- INDICA COTA DE EJE A PANO
- INDICA COTA DE PANO A PANO
- INDICA CAMBIO DE NIVEL
- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO EN ALZADO N.P.T.00.

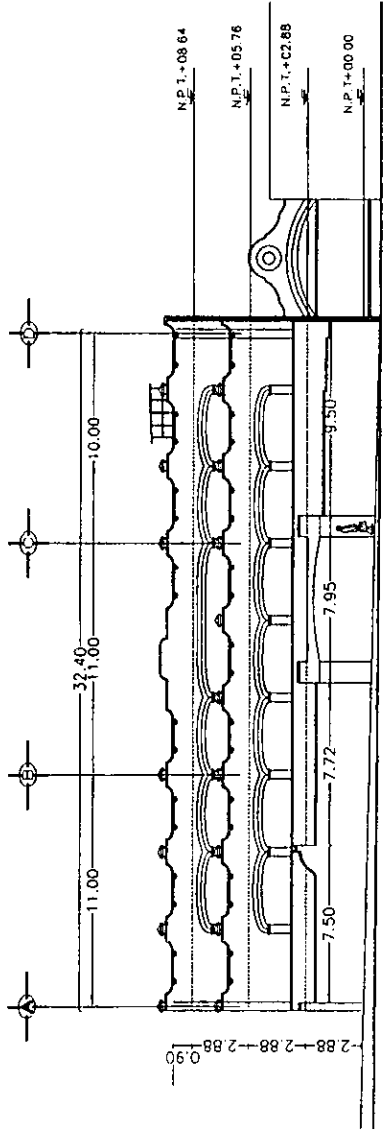
NOTAS GENERALES

- * LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- * LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS
- * LAS COTAS IRONEN AL DIBUJO
- * VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA

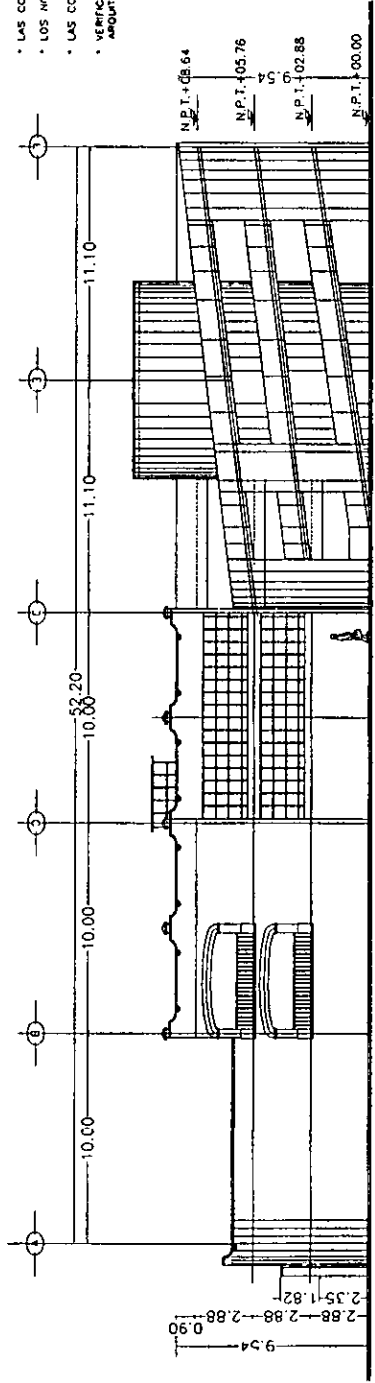


ELABORADO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
UBICACION: CALZADA DE TLALPAM # 4818 COL. TLALPAM DEL. TLALPAM	
DIRECCION DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZ A	
NOMBRE DEL PLANO: PLANTA ARQUITECTONICA 3er NIVEL	
FECHA: Enero de 2008	ESCALA: 5/1
PROYECTO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

FIGURA 7



FACHADA PRINCIPAL



FACHADA LATERAL

SIMBOLOGIA

- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO
- INDICA COTA DE EJE A EJE
- INDICA COTA DE EJE A PANO
- INDICA COTA DE PANO A PANO
- INDICA CAMBIO DE NIVEL
- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO EN ALZADO

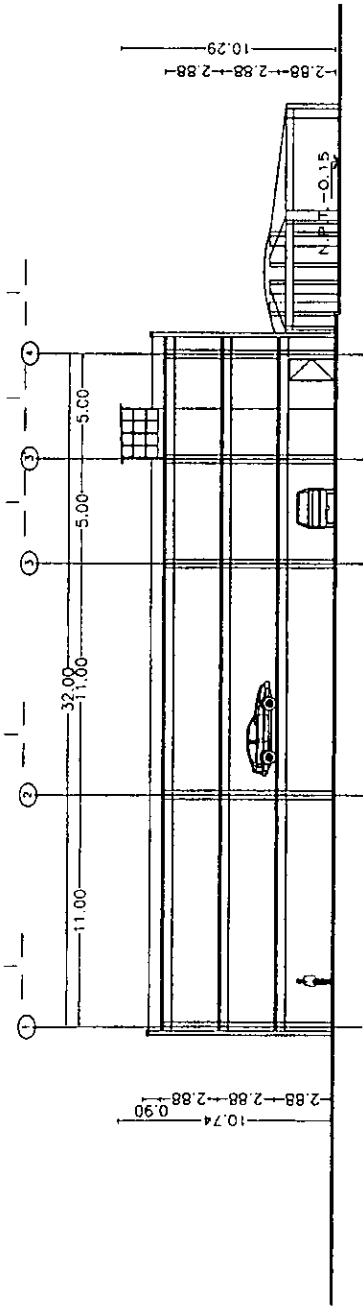
NOTAS GENERALES

- * LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- * LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS
- * LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO
- * VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA

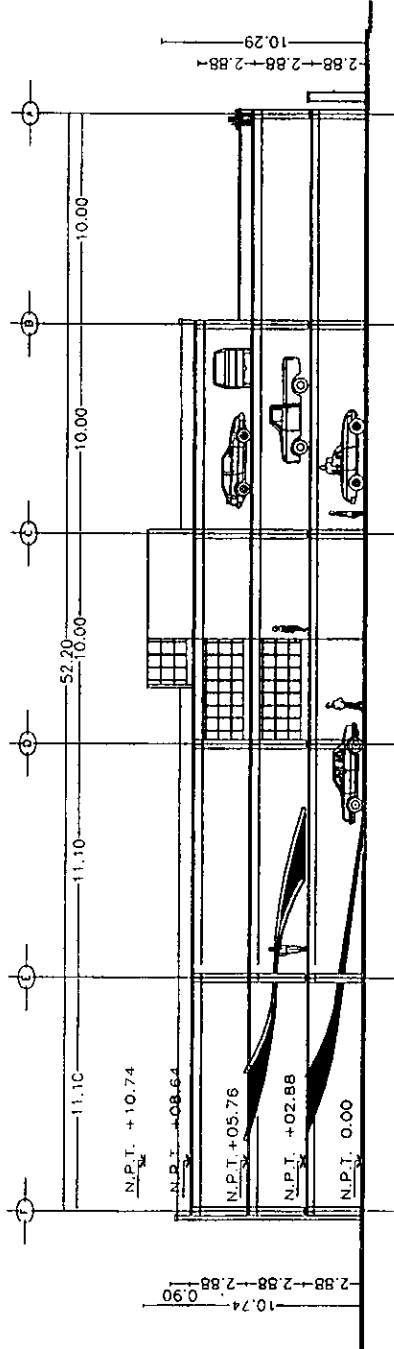
ELABORO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
CORRECTOR DE TEXTOS: DR. RICARDO GONZALEZ A	
TUBICACION: CALZADA DE TULAPAN # 4815 COL. TULAPAN DEL. TULAPAN	
NOMBRE DEL PLANO: FACHADAS ARQUITECTONICAS	
FECHA: 10/05/2010	ESCALA: 5/1
DISEÑO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

A-05

FIGURA 8



CORTE A-A'



CORTE B-B'

SEMBOLOGÍA

- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO
- INDICA COTA DE EJE A E.E
- INDICA COTA DE EJE A PIANO
- INDICA COTA DE PIANO A PIANO
- INDICA CAMBIO DE NIVEL
- INDICA NIVEL DE PISO TERMINADO Y ALZADO

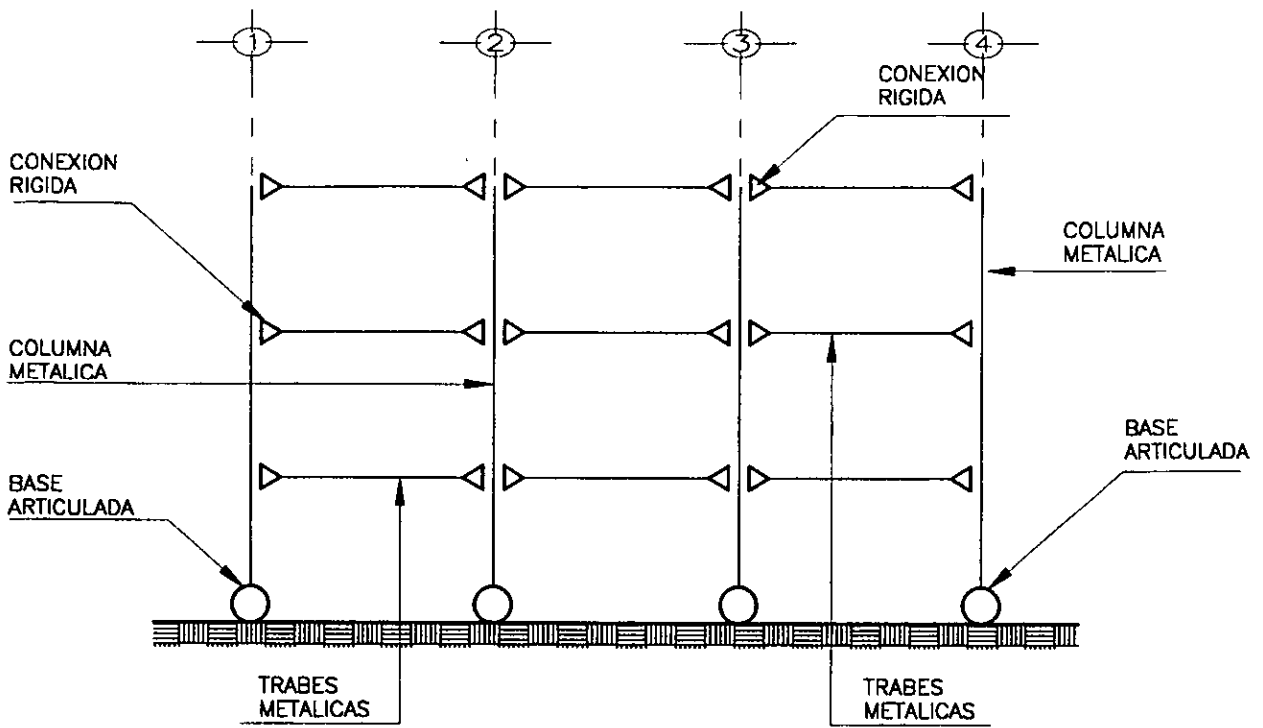
NOTAS GENERALES

- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO
- VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA

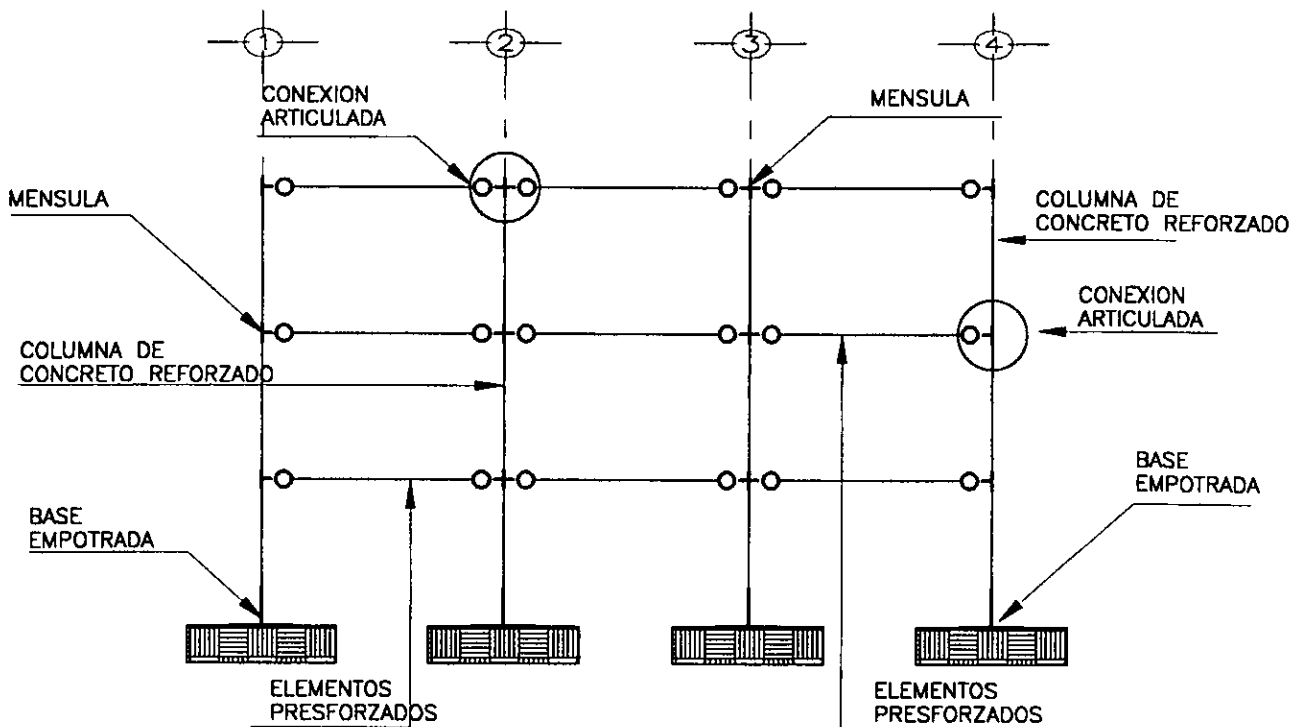
ELABORADO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
UBICACION: CALZADA DE TLALPAM # 4819 COL. TLALPAM DEL TLALPAM	
DIRECCION DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZA	
NOMBRE DEL PLANO: CORTES ARQUITECTONICOS	
FECHA: ENTREGA: 1988	ESCALA: 5/8
DISEÑO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

A-06

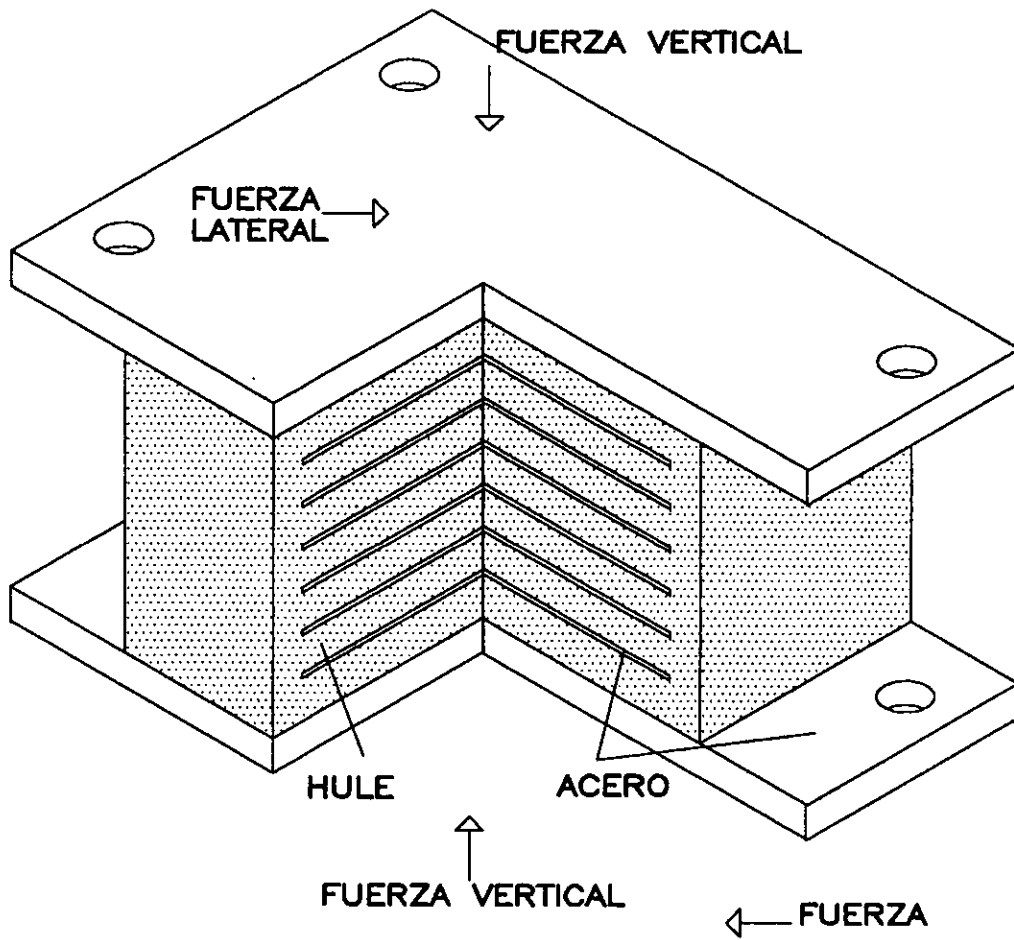
FIGURA 9



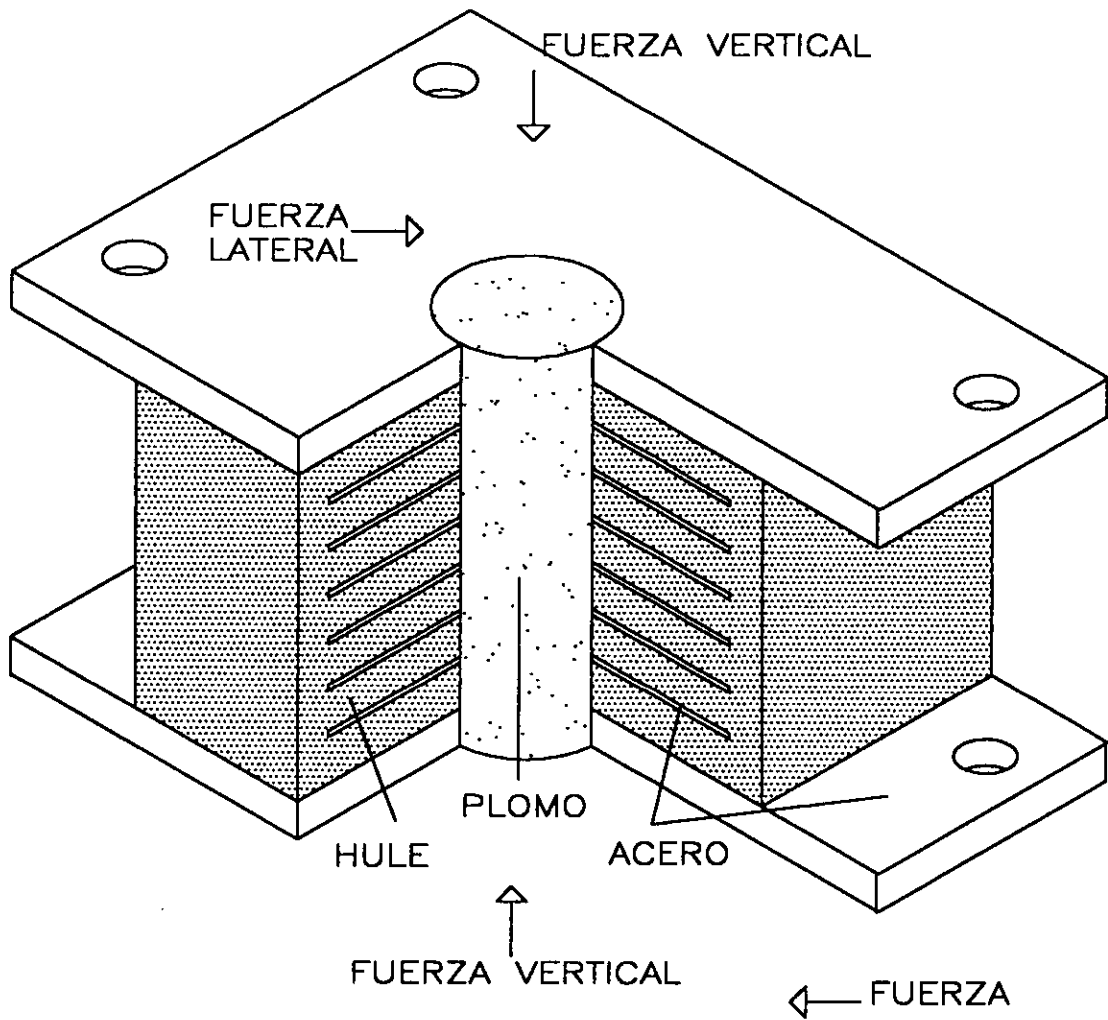
MARCO TIPICO DE ACERO ESTRUCTURAL



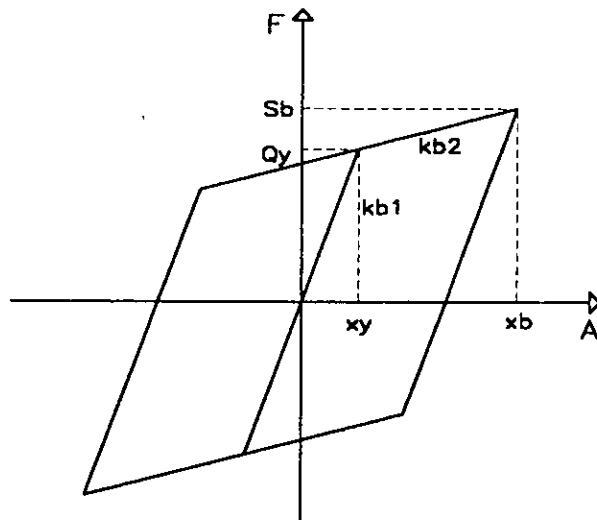
MARCO TIPICO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS



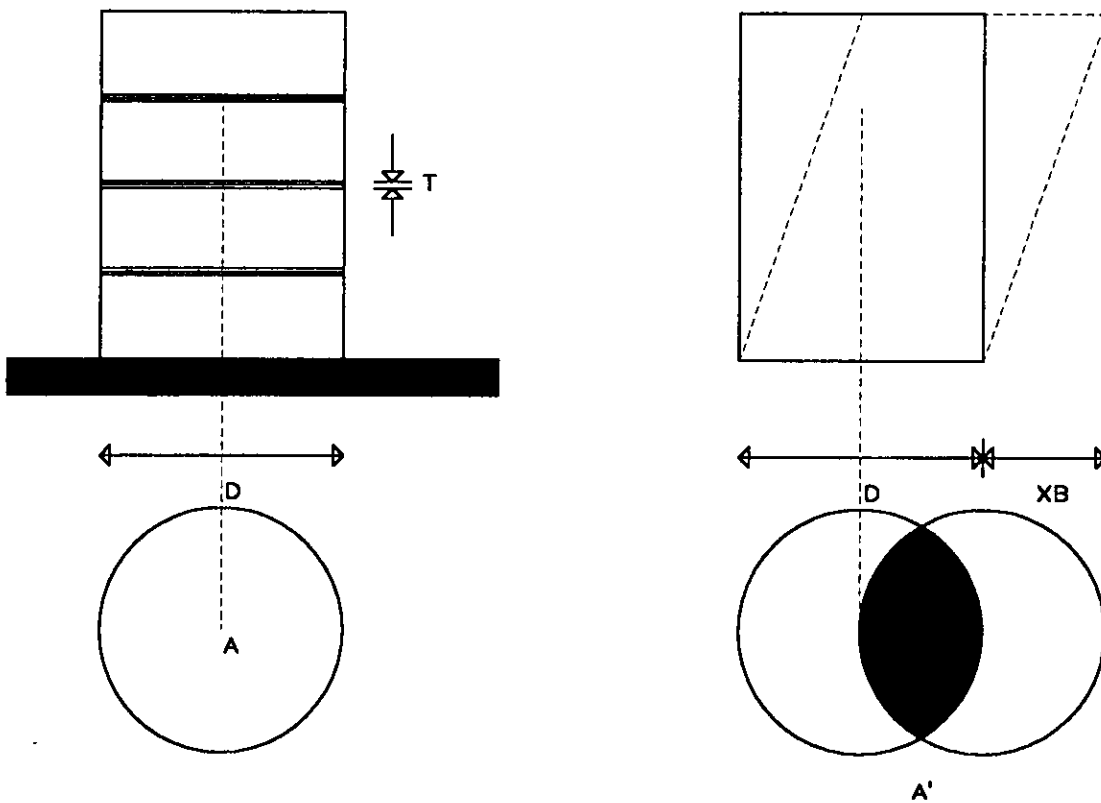
ELASTÓMEROS LAMINADOS SIN CORAZON DE PLOMO



ELASTÓMEROS LAMINADOS CON CORAZON DE PLOMO



CURVA IDEALIZADA ESFUERZO-DEFORMACION TIPICA PARA AISLADORES DE BASE DE COMPORTAMIENTO BILINEAL



COMPORTAMIENTO DE ELASTOMEROS LAMINADOS

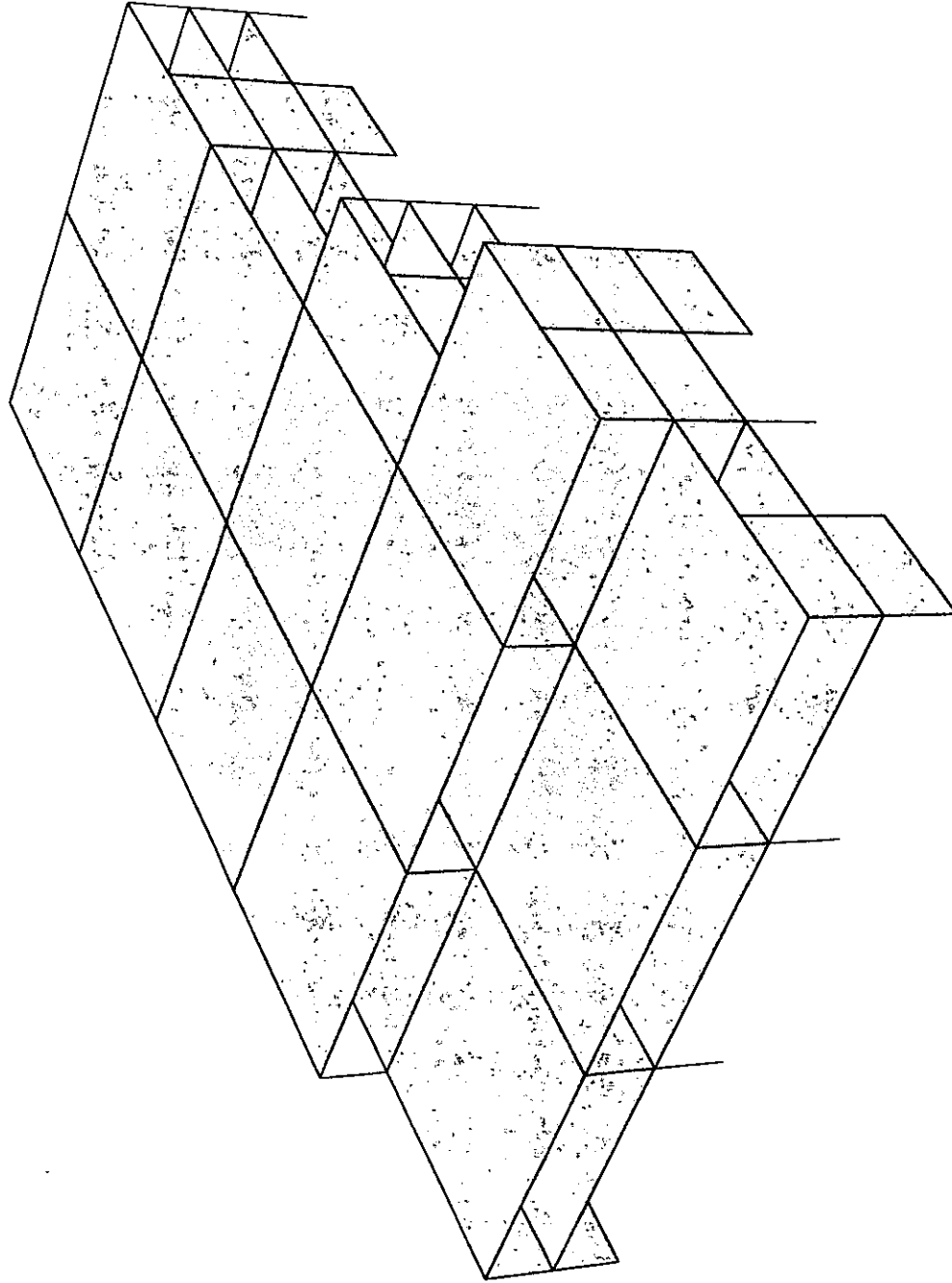


FIGURA 14

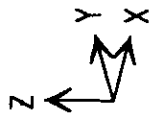
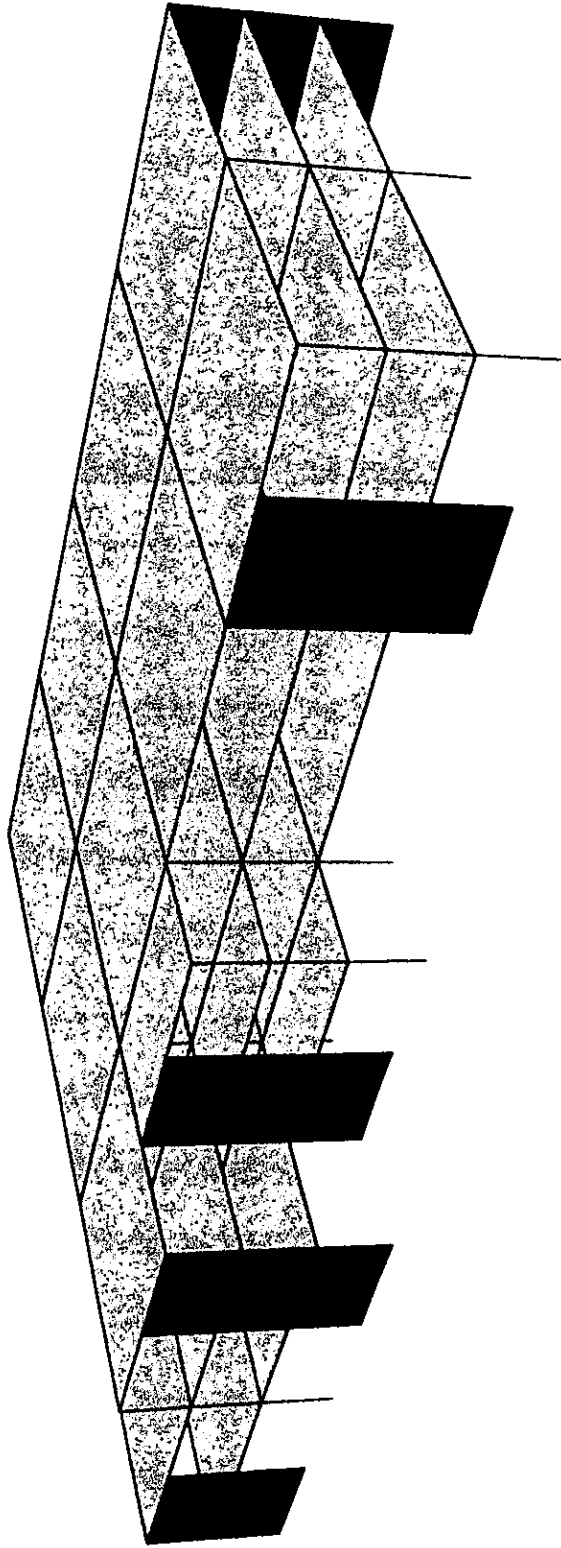


FIGURA 15

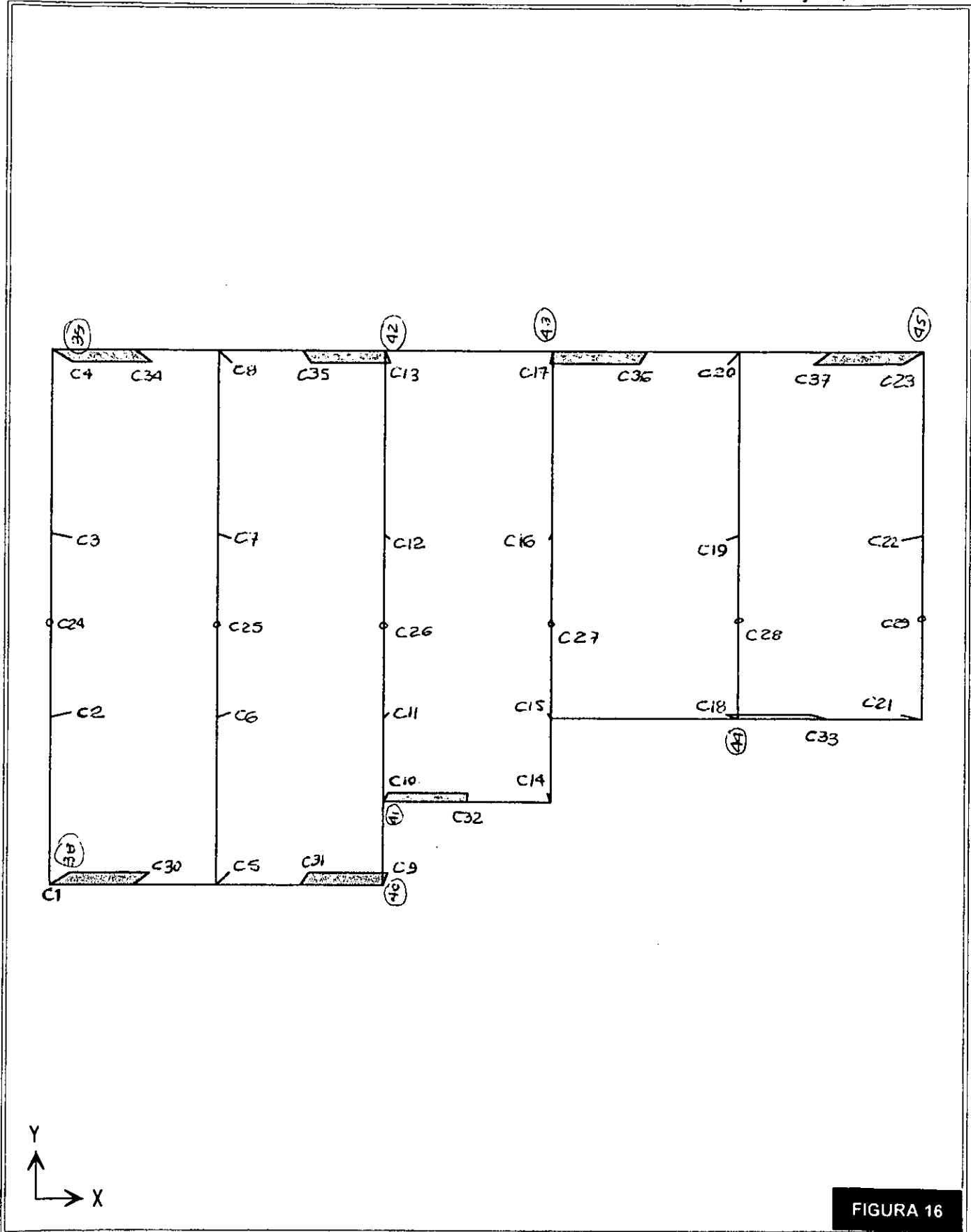


FIGURA 16

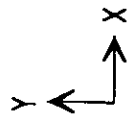
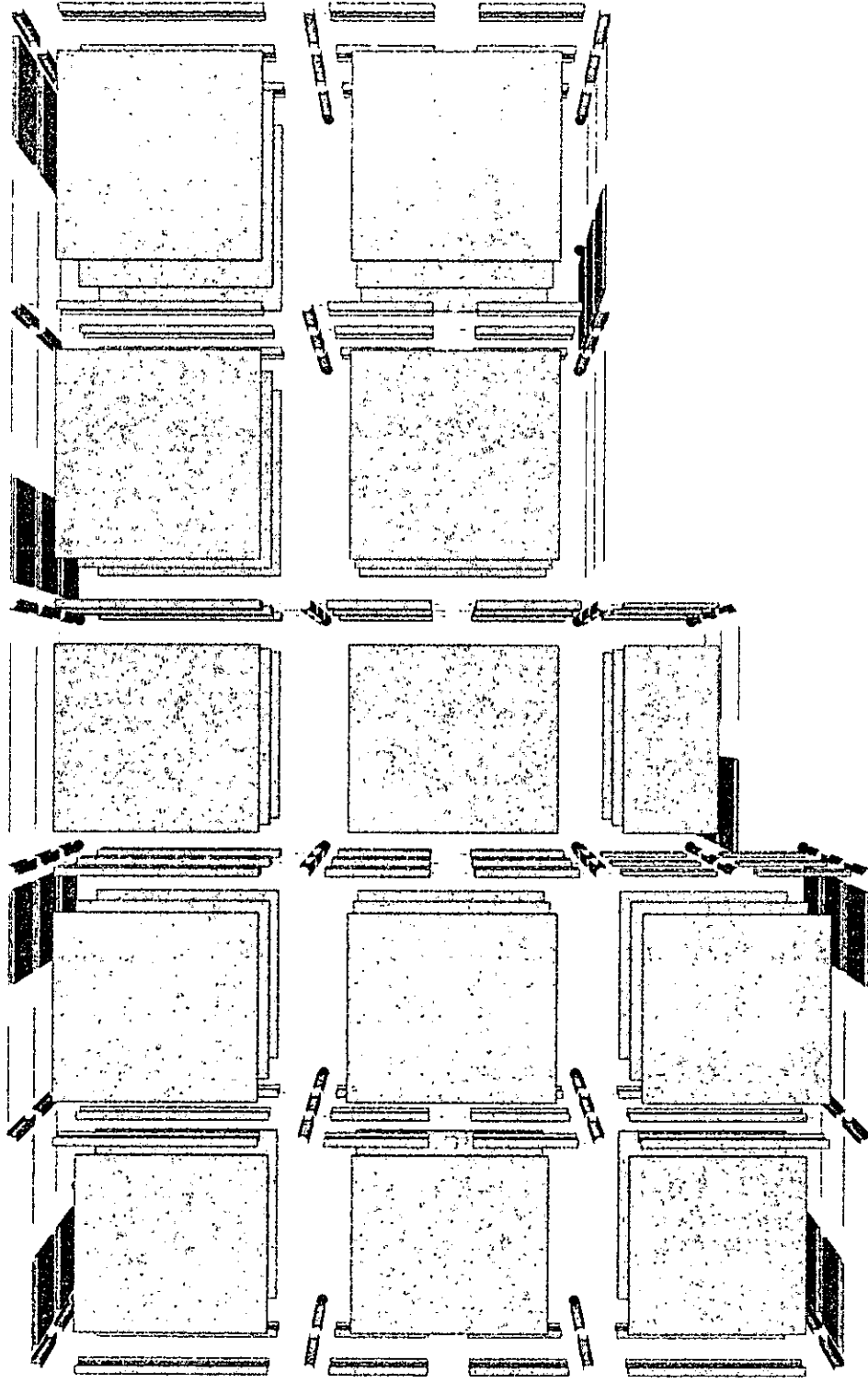


FIGURA 17

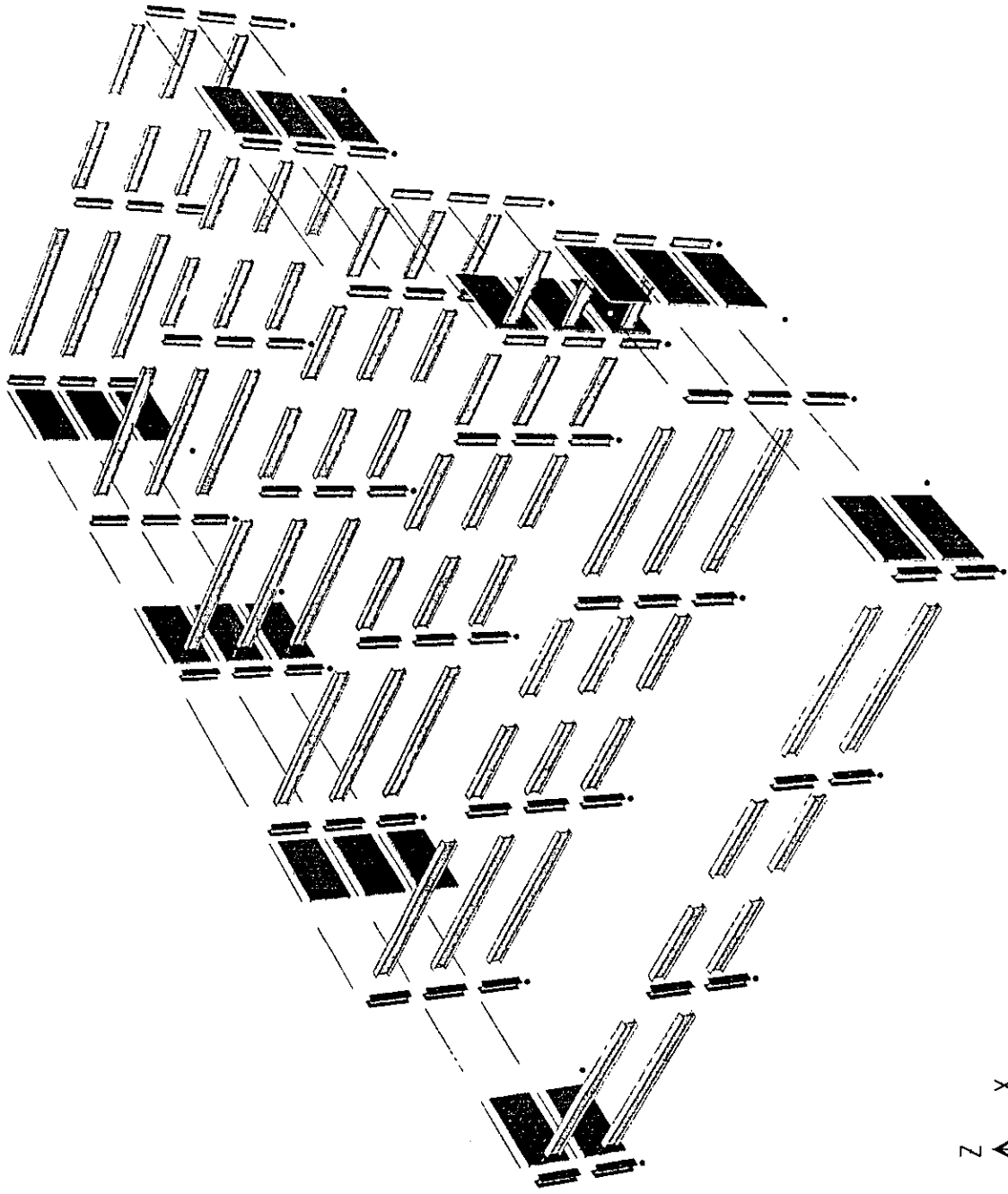


FIGURA 18

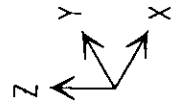
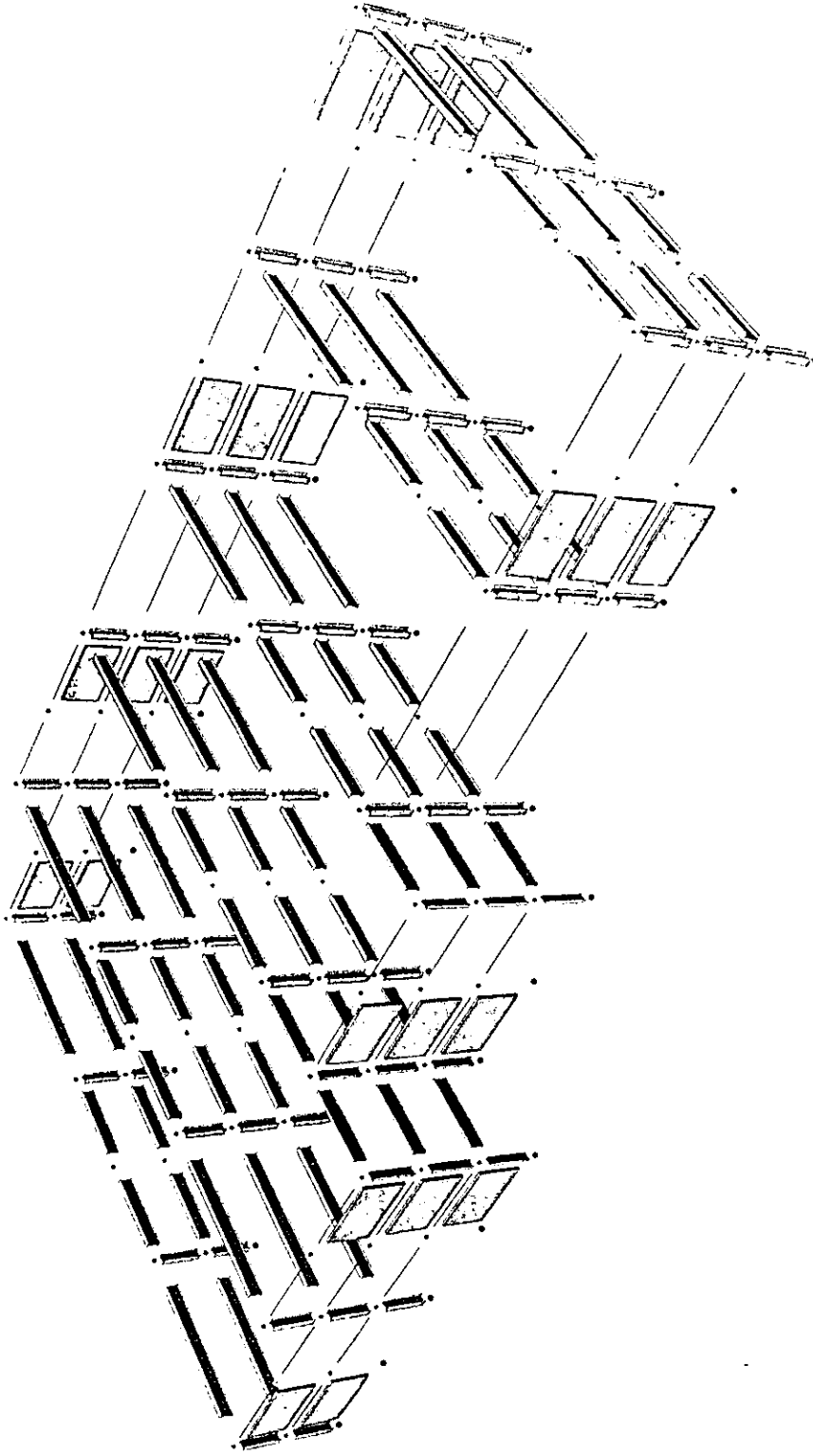


FIGURA 19

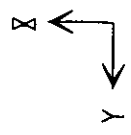
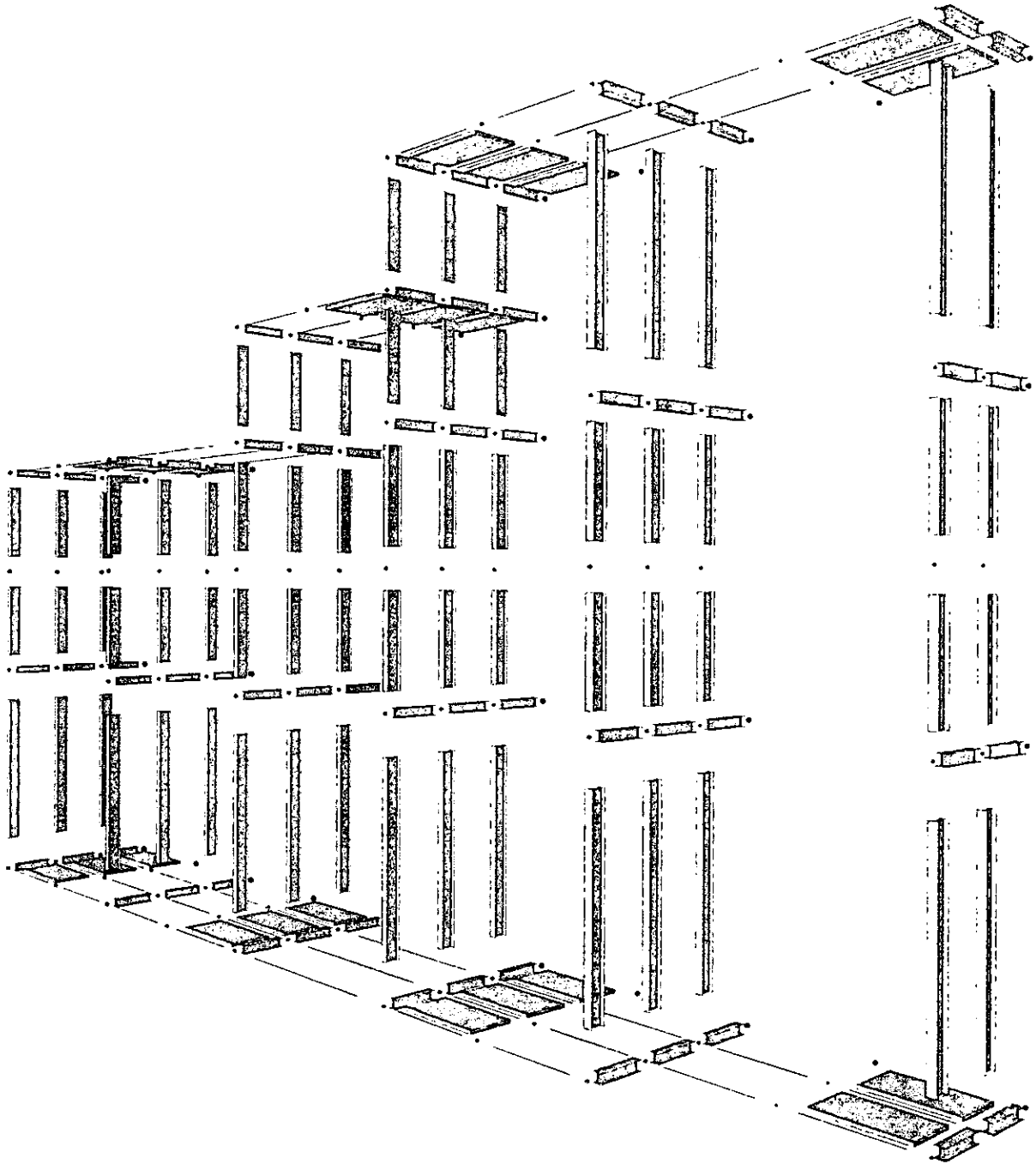
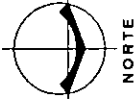
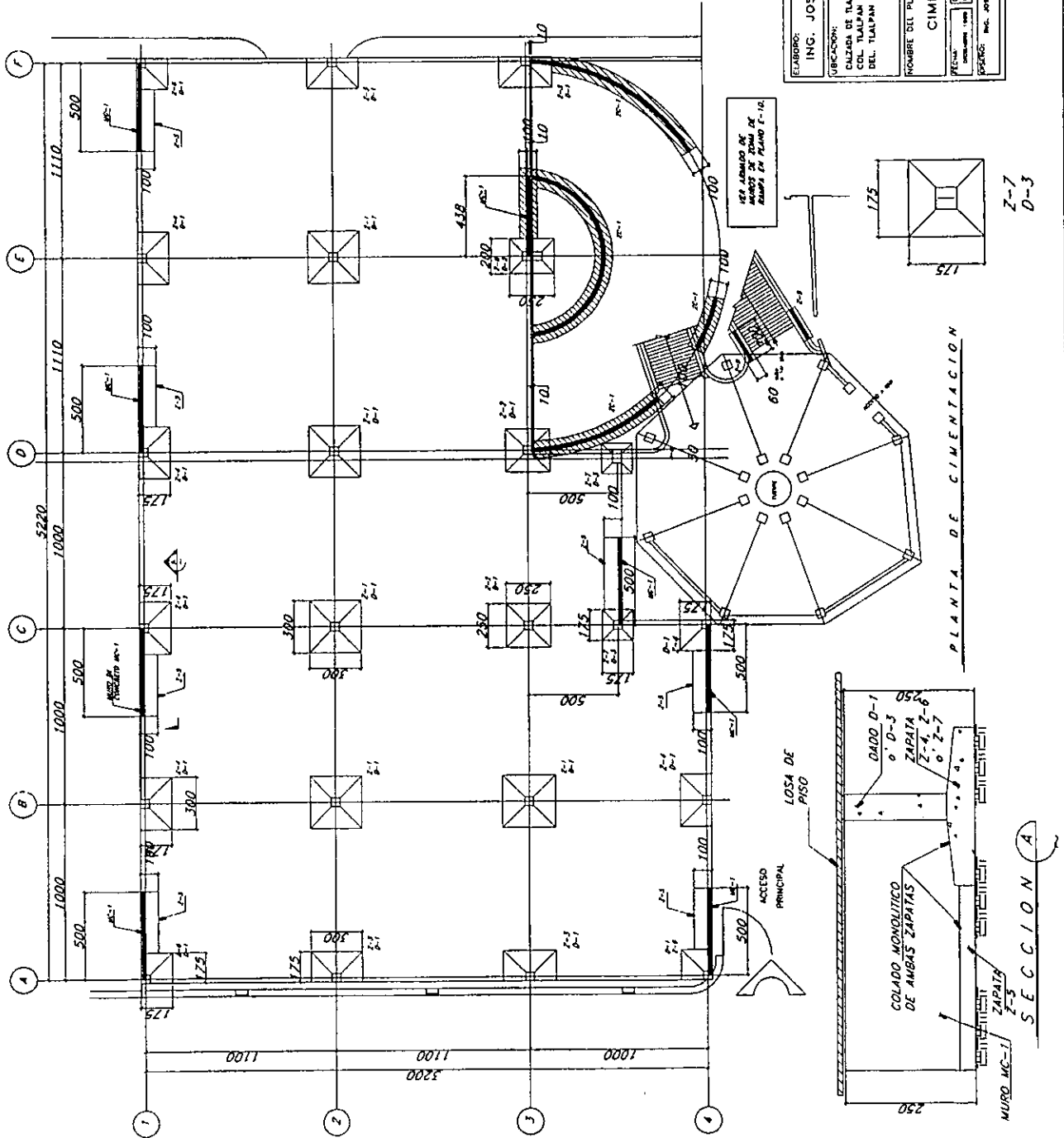


FIGURA 20



NOTAS

- 1.- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN CENTIMETROS, EXCEPTO INDICADOS.
- 2.- LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS, NO TIENAN UNIDADES A ESCALA, LAS COTAS IRAN AL OMBLON.
- 4.- VERIFICAR COTAS Y TRAZOS CON PLANOS ADICIONALES CORRESPONDIENTES.
- 5.- VER ARMADO DE ZAPATA/S Y DADOS EN EN EL PLANO E-05 Y E-04.
- 6.- ANTES DE INICIAR LA FABRICACION DE LA ESTRUCTURA METALICA SE DEBE REALIZAR UN LEVANTAMIENTO PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO EXISTENTE.



ELABORADO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
UBICACION: CALZADA DE TALPAM # 4818 COL. TALPAM DEL. TALPAM	
DIRECTOR DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZ A	
E-01	
NOMBRE DEL PLANO: CIMENTACION	
PROYECTO:	ESCALA:
FECHA:	REVISOR:
DISEÑADO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

FIGURA 21

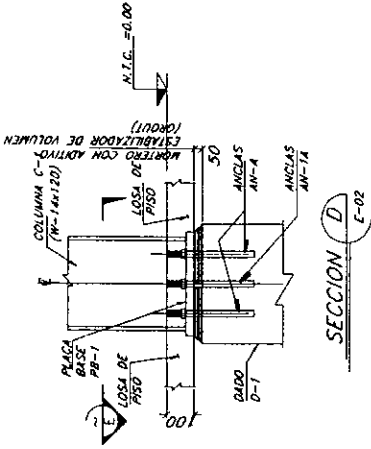
SECCION A

Z-7
D-3

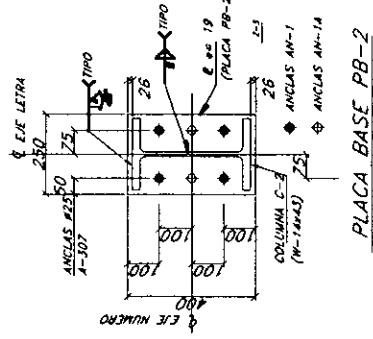
PLANTA DE CIMENTACION

VER ARMADO DE MUROS DE FONDO DE RAMPA EN PLANO E-12

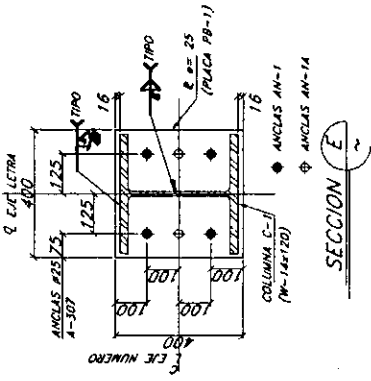
COLADO MONOLITICO DE AMBAS ZAPATA/S
ZAPATA F-3
MURO MC-1
ACCESO PRINCIPAL
LOSA DE PISO
DADO D-1
o D-3
ZAPATA Z-4, Z-6
o Z-7



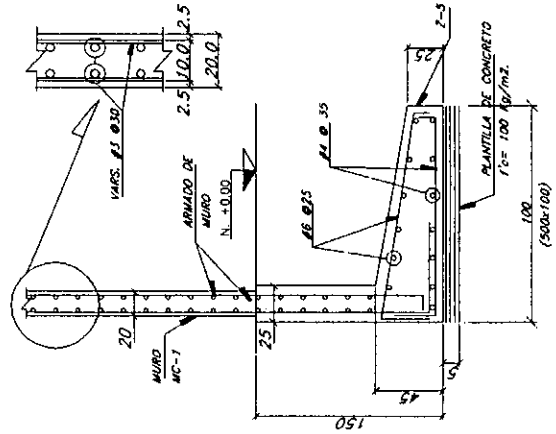
SECCION D
E-02



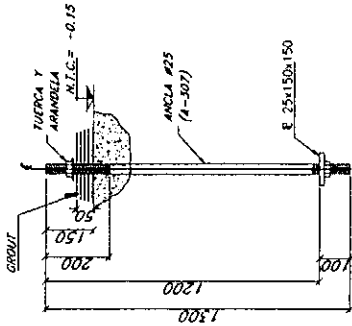
PLACA BASE PB-2



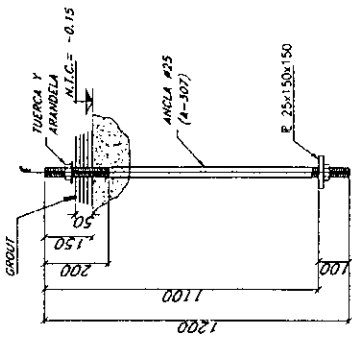
SECCION E



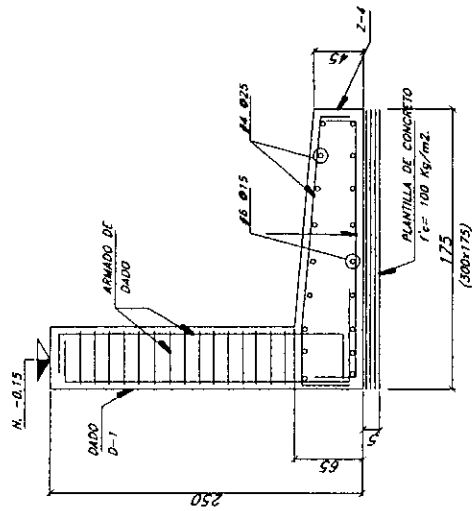
ZAPATA Z-5



ANCLA AN-1A
(AGREGACIONES EN MM.)



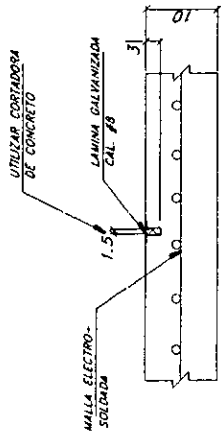
ANCLA AN-1
(AGREGACIONES EN MM.)



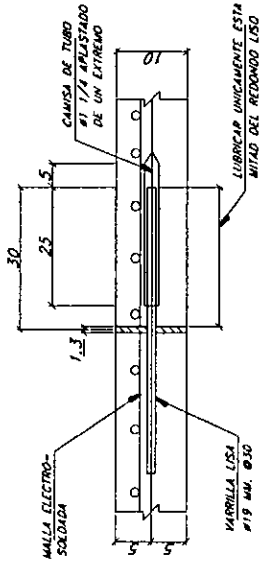
ZAPATA Z-4

ELABORADO:		ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
DIRECCION:		DIRECCION DE TESIS	
UBICACION:		COL. TULIPAN DEL TULIPAN	
NOMBRE DEL PLANO:		DET. DE CIMENTACION, PLACAS BASE Y LOSA DE PISO.	
FECHA:		1998	
DISEÑADO:		ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
CORRECTOR:		DR. RICARDO GONZALEZ	
Escala:		1:1	
Escala:		1:1	
Escala:		1:1	
Escala:		1:1	

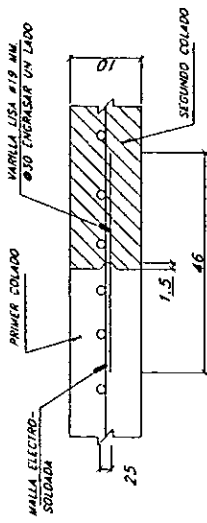
E-03



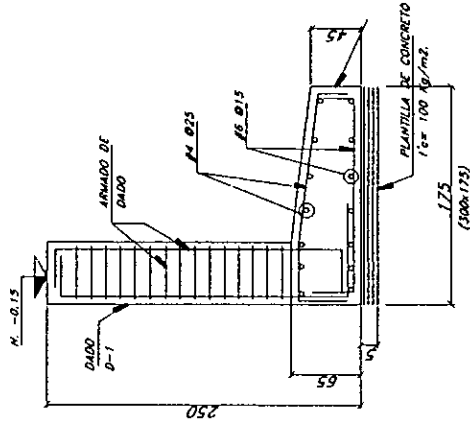
SECCION A
JUNTA DE CONTRACCION (1-92)



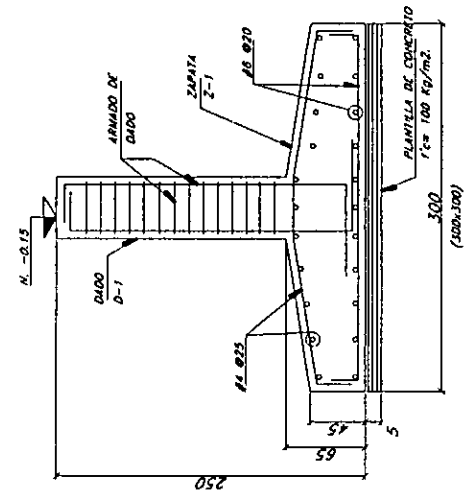
SECCION B
JUNTA DE EXPANSION (1-8)



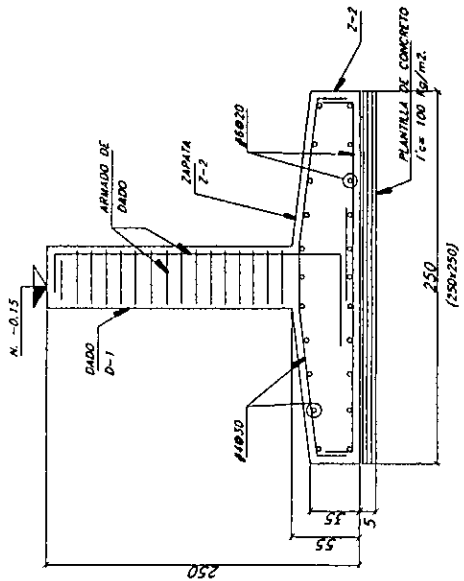
JUNTA DE COLADO



ZAPATA Z-3



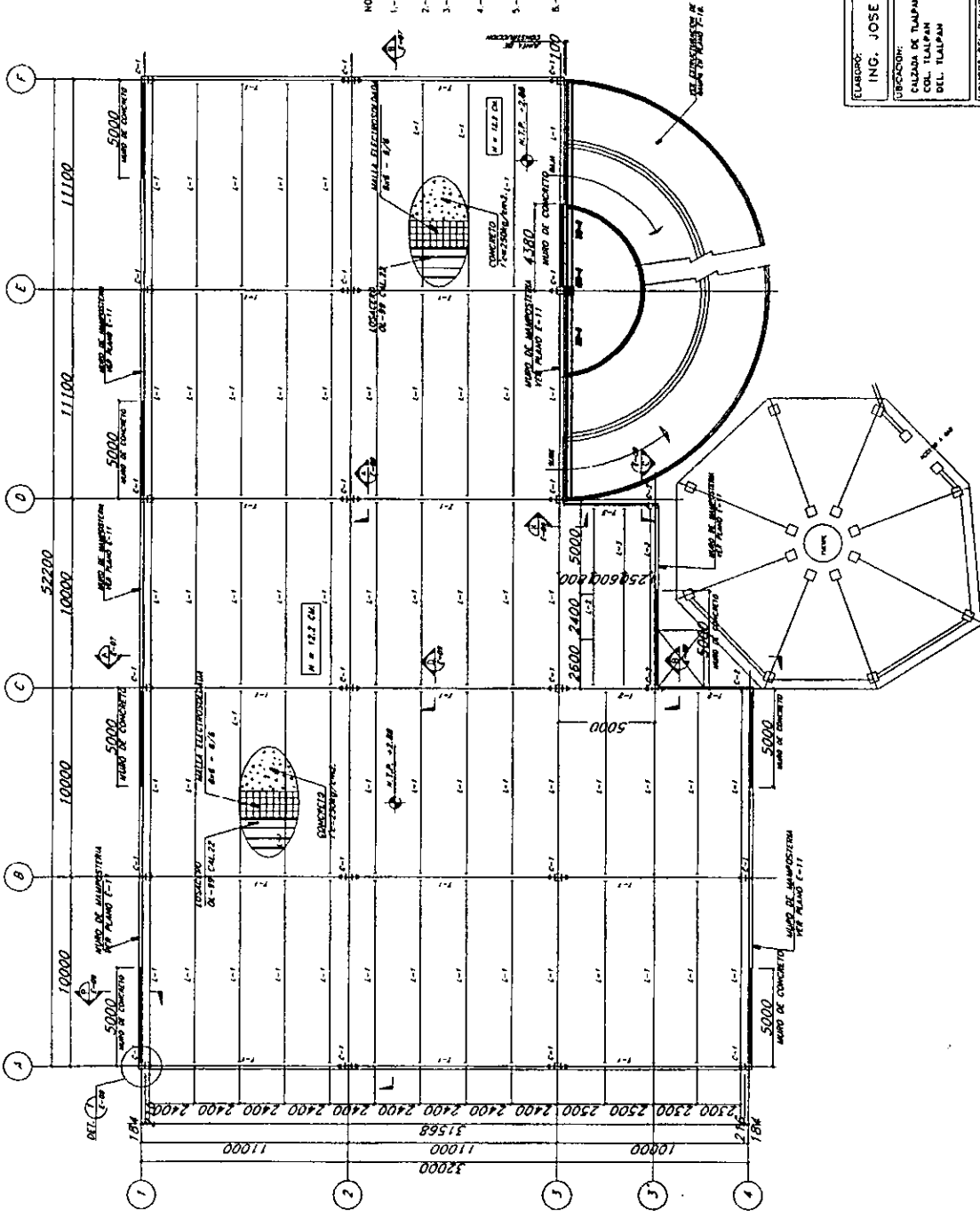
ZAPATA Z-1



ZAPATA Z-2

ELABORADO:	ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES
VERIFICADO:	DIRECTOR DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZ A
NOMBRE DEL PLANO: DET. DE CIMENTACION, PLACAS BASE Y LOSA DE PISO.	
LUGAR: CALZADA DE TALPAH COL. TALPAH DEL TALPAH	
Escala:	
FECHA:	
DISEÑADO POR:	
DIBUJADO POR:	
PROYECTO:	
CARGO:	
ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

E-03'



NOTAS

- 1.- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN MILIMETROS EXCEPTO INDICADAS
- 2.- LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS BIEN AL DIBUJO
- 3.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA, LAS COTAS VERIFICAR COTAS Y Trazos con PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES
- 4.- VER DETALLES Y CONEXIONES Y TABLA DE PERFILES EN EL PLANO E-08
- 5.- ANTES DE INICIAR LA FABRICACION DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO TENDRAN QUE HACER UN LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO EXISTENTE

ELABORADO:		ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
DIRECCION:		DIRECCION DE TESIS:	
CALLE DE TULAHUAPAN # 4819		DR. RICARDO GONZALEZA	
CALLE DE TULAHUAPAN		CALLE DE TULAHUAPAN	
NOMBRE DEL PLANO:		PLANTA ESTRUCTURACION 1er. PISO	
Escala:		Escala:	
AUTOR:		AUTOR:	
DISEÑO:		DISEÑO:	

ESTRUCTURACION NIVEL +2.00

FIGURA 24



NOTAS

- 1- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN MILIMETROS. CECIFIO INDICADAS.
- 2- LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS.
- 3- NO TENER MEDIDAS A ESQUINA, LAS COTAS IRONAN AL DIBUJO.
- 4- VERIFICAR COTAS Y TRAZOS CON PLANOS ANULOS/OMECOS CORRESPONDIENTES.
- 5- VER DETALLES, CONEXIONES Y TABLA DE PERFILES EN EL PLANO E-02.
- 6- ANTES DE INICIAR LA FABRICACION DE LA ESTRUCTURA METAL CASE, DEBE REALIZAR UN LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO EXISTENTE.

ELABORADO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
DIRECCION: CALZADA DE TLALPAM # 4819 COL. SAN JUAN DEL TLALPAM	
PROYECTO DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZ A	
TITULO DEL PLANO: PLANTA ESTRUCTURACION 2do NIVEL	
FECHA: 02/04/2011	ESCALA: 1:1
OPERO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

E.STRUCTURACION NIVEL + 5.26

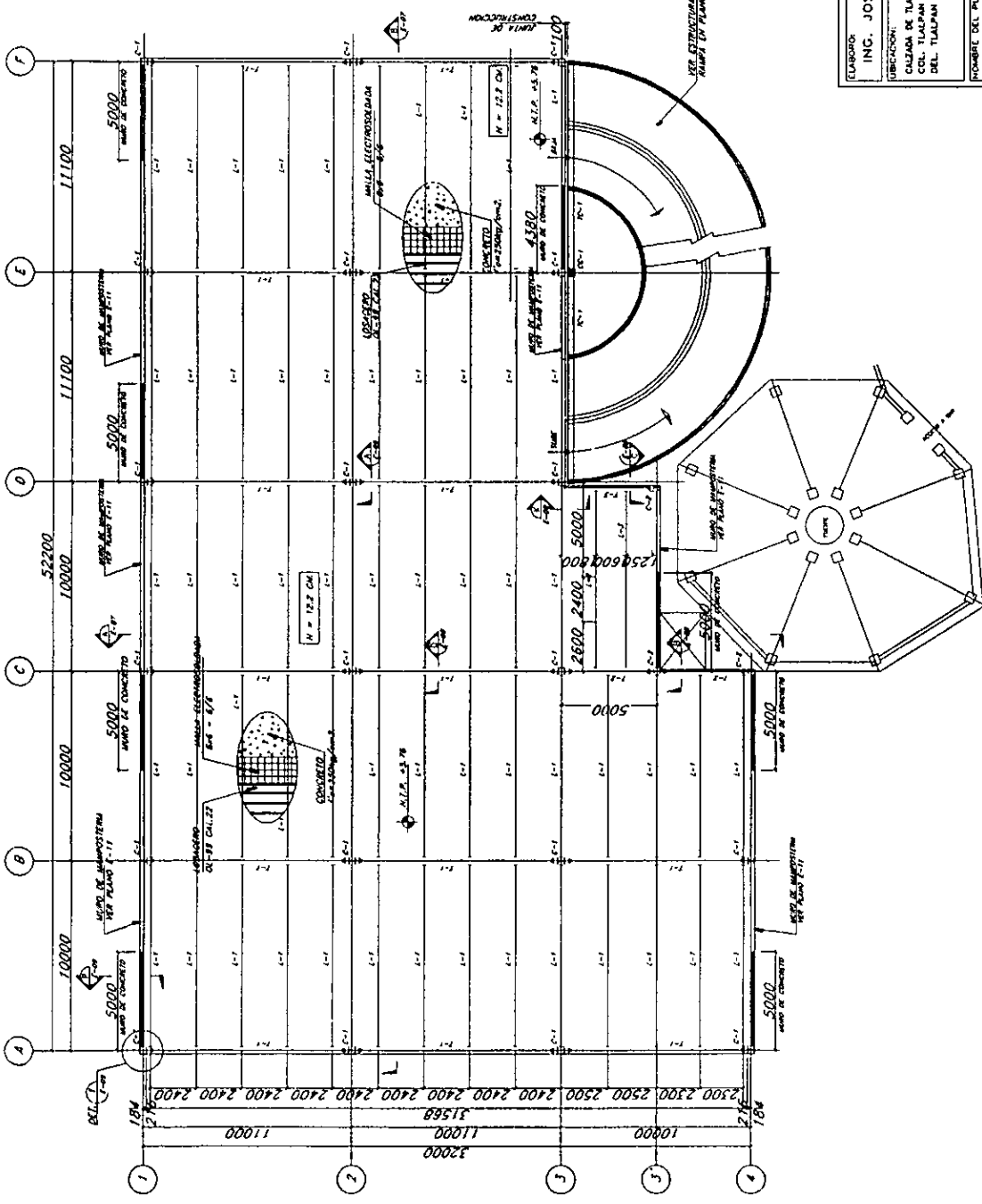
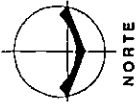
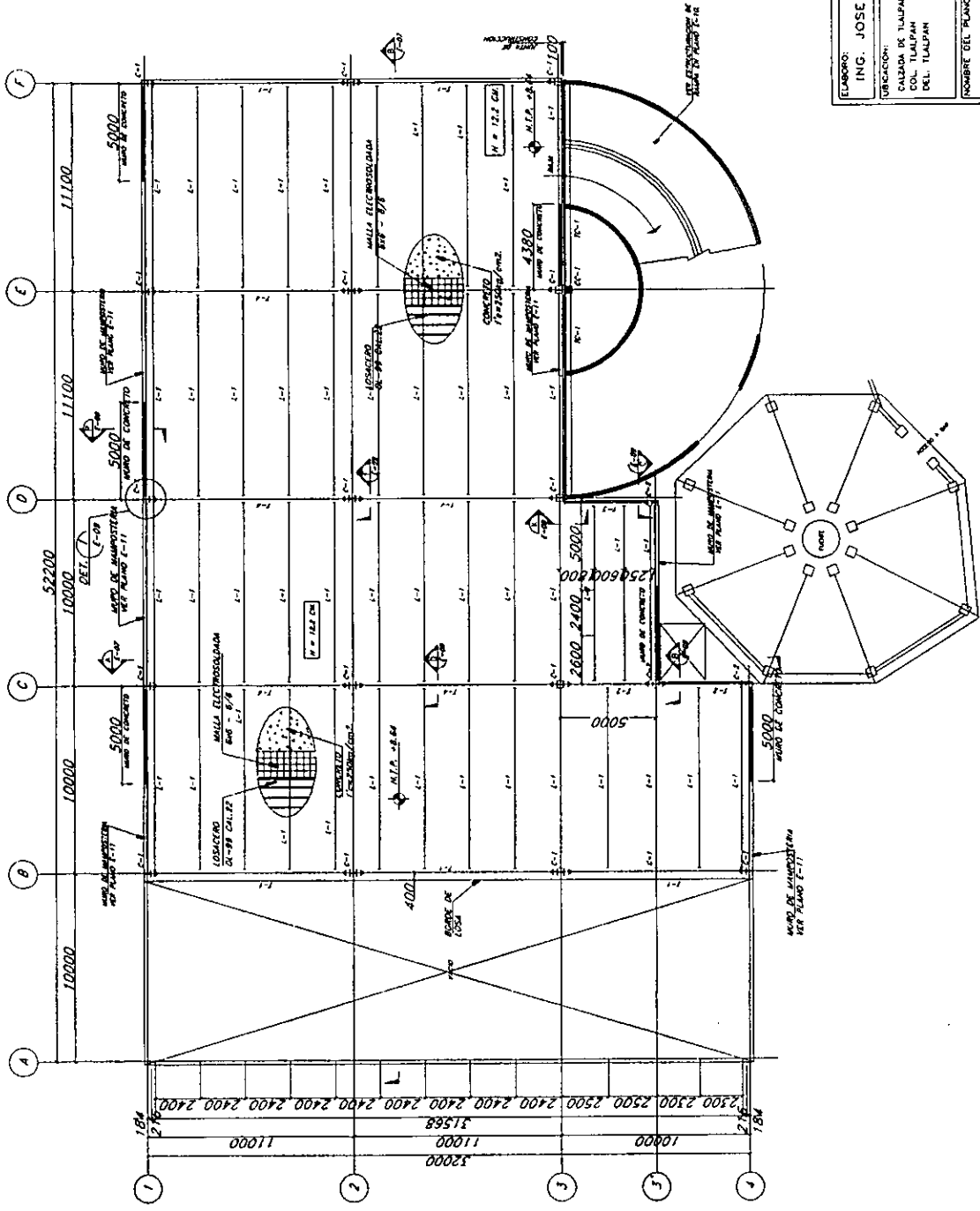


FIGURA 25



NOTAS

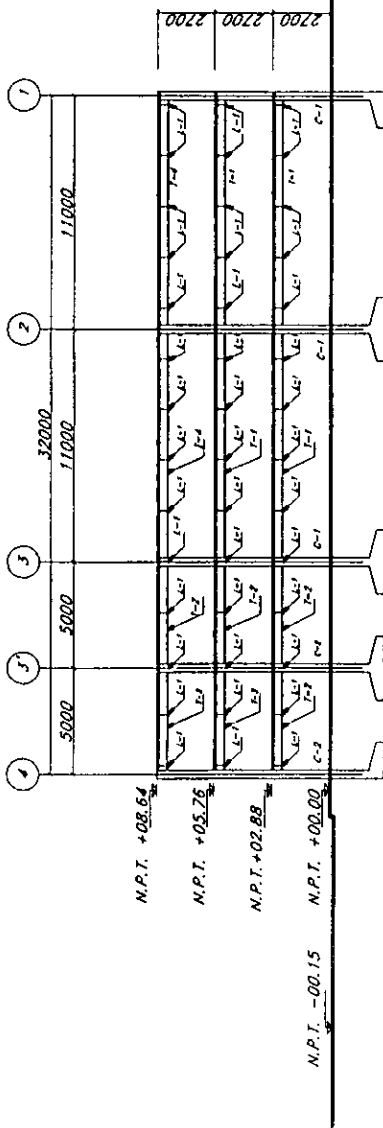
- 1.- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN MUESTRAS EXCEPTO INDICADOS.
- 2.- LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS.
- 3.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA. LAS COTAS VALEN AL DIBUJO.
- 4.- VERIFICAR COTAS Y TRAZOS CON PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES.
- 5.- VER DETALLES, CONEXIONES Y TABLA DE PERFILES EN EL PLANO E-09
- 6.- ANTES DE INICIAR LA FABRICACION DE LA ESTRUCTURA METALICA SE DEBE REALIZAR LA ESTRUCTURA DE CONCRETO EXISTENTE.



ELABORO:	ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES
DIRECCION DE TESIS:	DR. RICARDO GONZALEZA
UBICACION:	CALZADA DE TULAPAN # 4819 CALLE 19 CALLE 20 DEL TULAPAN
NOMBRE DEL PLANO:	PLANTA ESTRUCTURACION 3er. NIVEL
FECHA:	INDICAR FECHA
ESCALA:	INDICAR ESCALA
PROYECTO:	INDICAR PROYECTO
DESCRIPCION:	IND. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES

ESTRUCTURACION NIVEL + 8.64

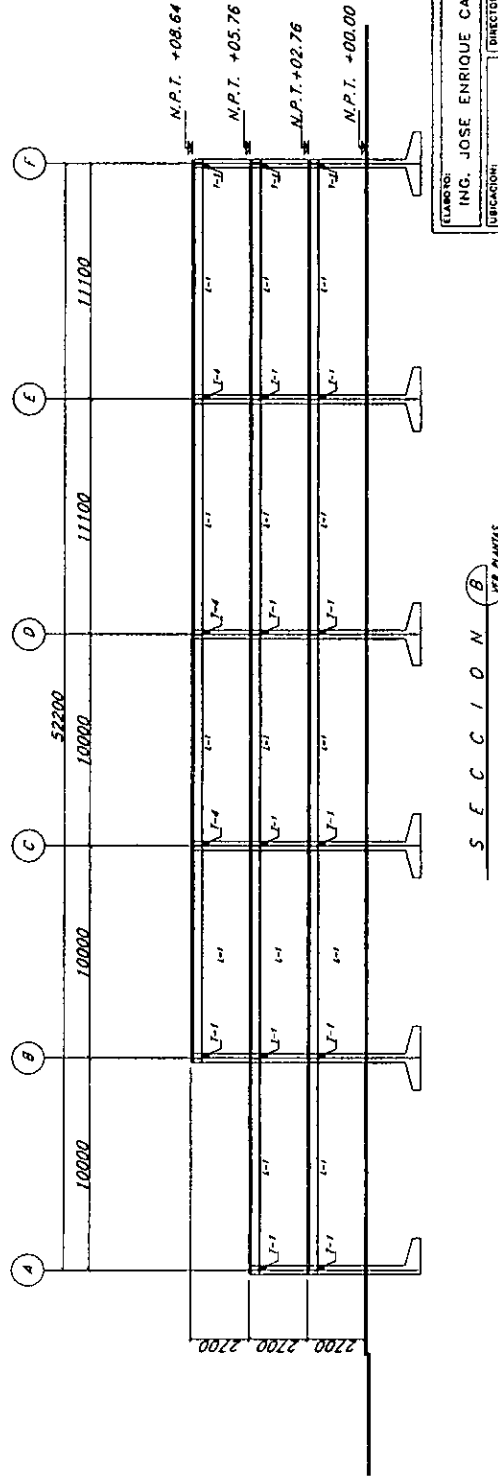
FIGURA 26



NOTAS

- 1.- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN MILIMETROS EXCEPTO INDICADAS
- 2.- LOS NIVELES ESTAN INDICADOS EN METROS
- 3.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA. LAS COTAS IRAN AL DIBUJO
- 4.- VERIFICAR COTAS Y TRAZOS CON PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES
- 5.- VER DETALLES, CONEXIONES Y TABLA DE PERFILES EN EL PLANO C-09
- 6.- ANTES DE INICIAR LA FABRICACION DE LA ESTRUCTURA METALICA SE DEBE REALIZAR UN LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO EXISTENTE

S E C C I O N A
PER PLANTAS

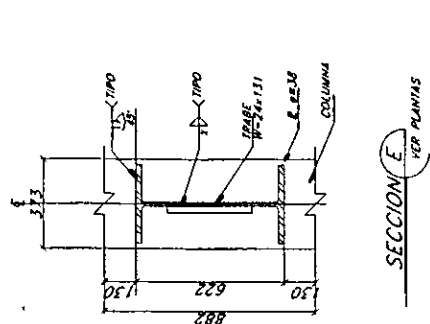


S E C C I O N B
PER PLANTAS

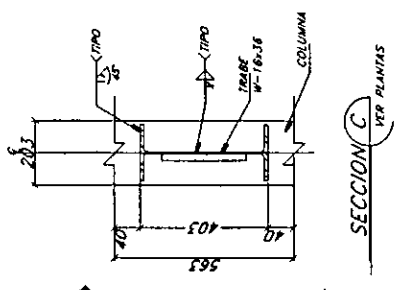
ELABORADO: INC. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	
UBICACION: CALZADA DE TLALPÁN # 4619 COL. TLALPÁN DEL. TLALPÁN	
DIRECCION: DR. RICARDO GONZALEZ A	
NOMBRE DEL PLANO: ELEVACIONES "A" Y "B"	
FECHA: ELEVACIONES "A" Y "B"	FECHA: ELEVACIONES "A" Y "B"
PERSONA: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

E-08

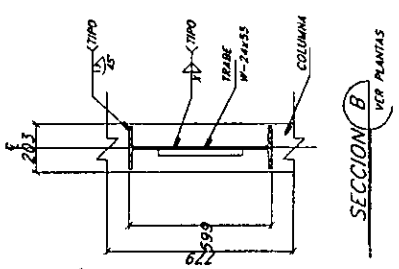
FIGURA 27



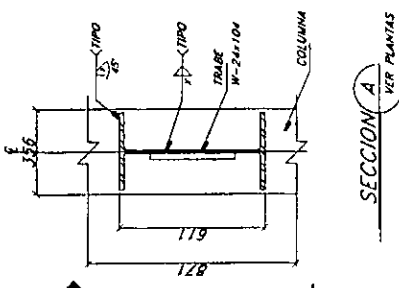
SECCION E
VER PLANTAS



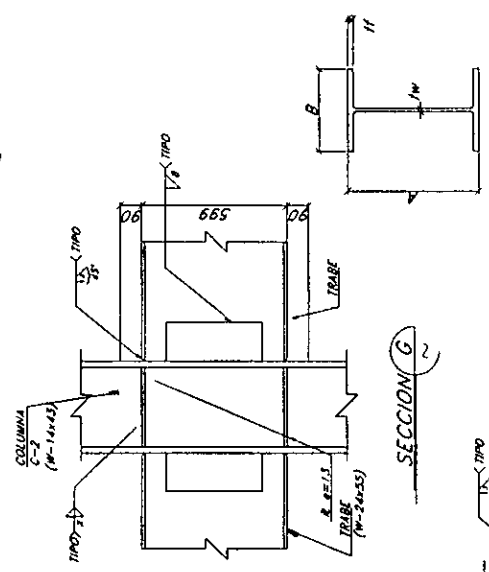
SECCION C
VER PLANTAS



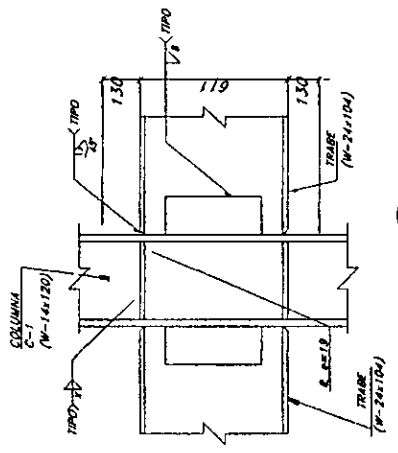
SECCION B
VER PLANTAS



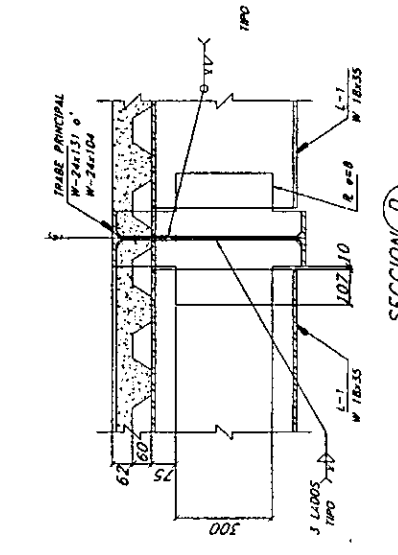
SECCION A
VER PLANTAS



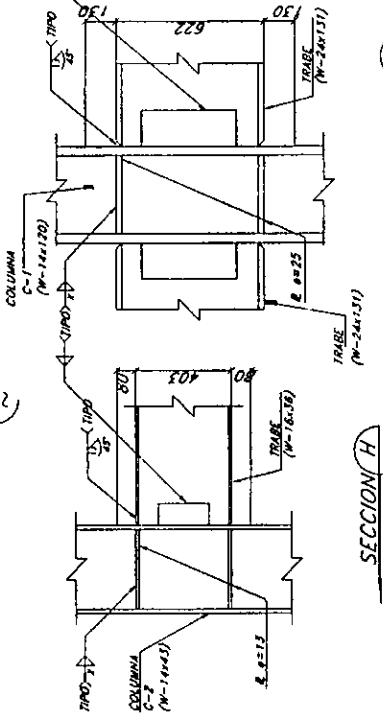
SECCION G



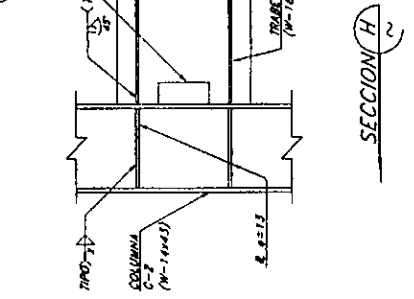
SECCION F



SECCION D
VER PLANTAS



SECCION J



SECCION H

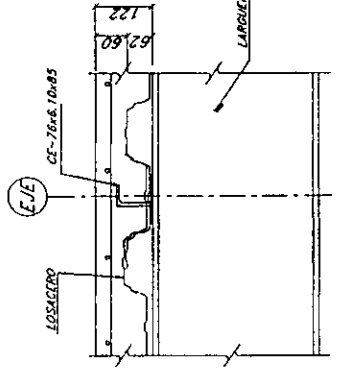
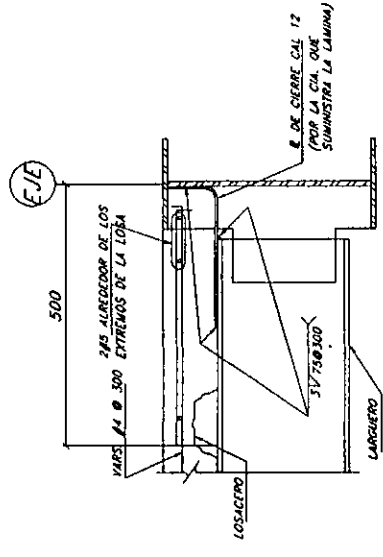
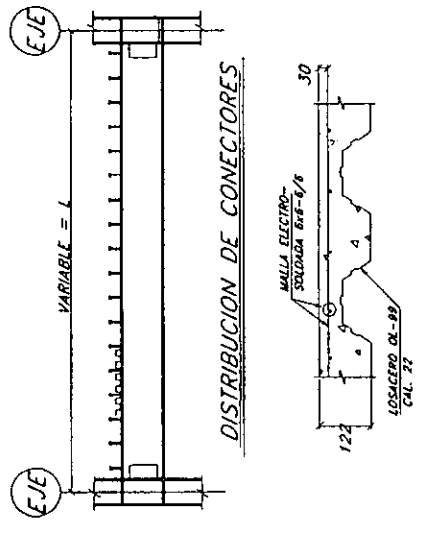
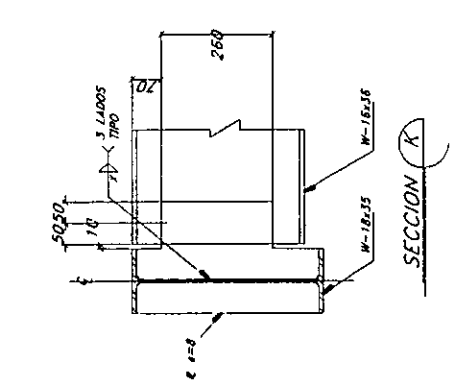
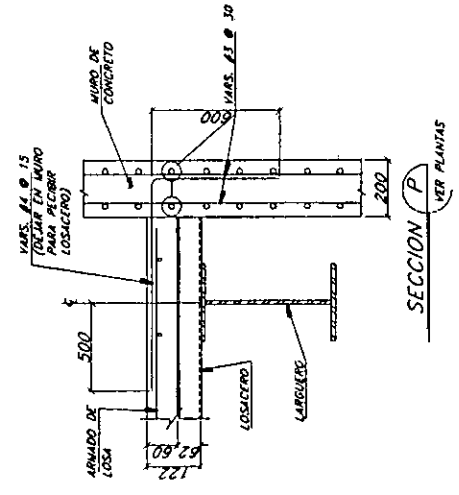
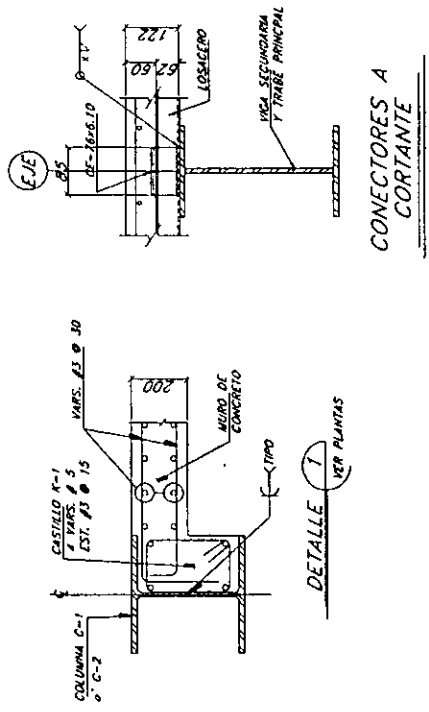
CLASIFICACION: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES
 UBICACION: CALZADA DE TULAPAN # 4819 COL. TULAPAN DEL TULAPAN
 DIRECTOR DE TESTS: DR. RICARDO GONZALEZ A
 TITULO: E-09
 NOMBRE DEL PLANO: DETALLES Y COMENTARIOS
 ESCALA: 1/4" = 1'-0" (30mm = 1m)
 FECHA: 1988
 DISEÑO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES

TABLA DE PERFILES
T R A B E S

MARCA	PERFIL	A	B	H	I _w	ACERO
T-1	W-24x104	611	324	19.10	12.7	A-36
T-2	W-24x55	599	178	12.8	10	A-36
T-3	W-18x36	403	177	10.9	7.5	A-36
T-4	W-24x131	622	327	24.4	15.4	A-36

L A R G U E R O S

L-1	W-18x35	450	152	10.8	7.6	A-36
L-2	W-18x35	450	152	10.8	7.6	A-36
L-3	W-12x16	305	101	6.7	5.6	A-36
L-4	W-12x16	305	101	6.7	5.6	A-36



ELABORO:	ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES
DIRECCION:	DIRECCION DE TESIS
UBICACION:	CALZADA DE Tlalapan # 4819
	COL. Tlalapan DEL Tlalapan
NOMBRE DEL PLANO:	E-09'
DETALLES Y CONEXIONES	
FECHA:	1988
ESCALA:	1:1
DISEÑO:	ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES

EXTREMO DE LA LOSA CON LA CORRUGACION PARALELO AL SOPORTE

TRASLAP DE LAMINAS

NOTAS DE ACERO:

- 1.- ADICIONES EN DIMENSIONES.
- 2.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
- 3.- ACERO PARA VARILLAS Y SECCION 'W' 40x2 (W-20x49.100).

- 4.- TODA LA SOLDADURA, SEA EN LA PERFORACION O EN LAS ESPELMECACIONES DEL ACERO.
- 5.- TODO ELEMENTO ESTRUCTURAL DEBEA LLEVAR DE TALLER 2 MANOS. EL TALLER DEBE DE ASESORAR EN EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE SEAN SUDADOS EN CAMPO. LAS MANOS DEBEN SER AL MENOS 100 mm. EN LA CONEXION.

- 6.- TODAS LAS PLACAS QUE TIENAN SOLDADURA PREPARADAS CON EL BRIL CORRESPONDIENTE.

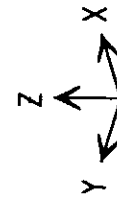
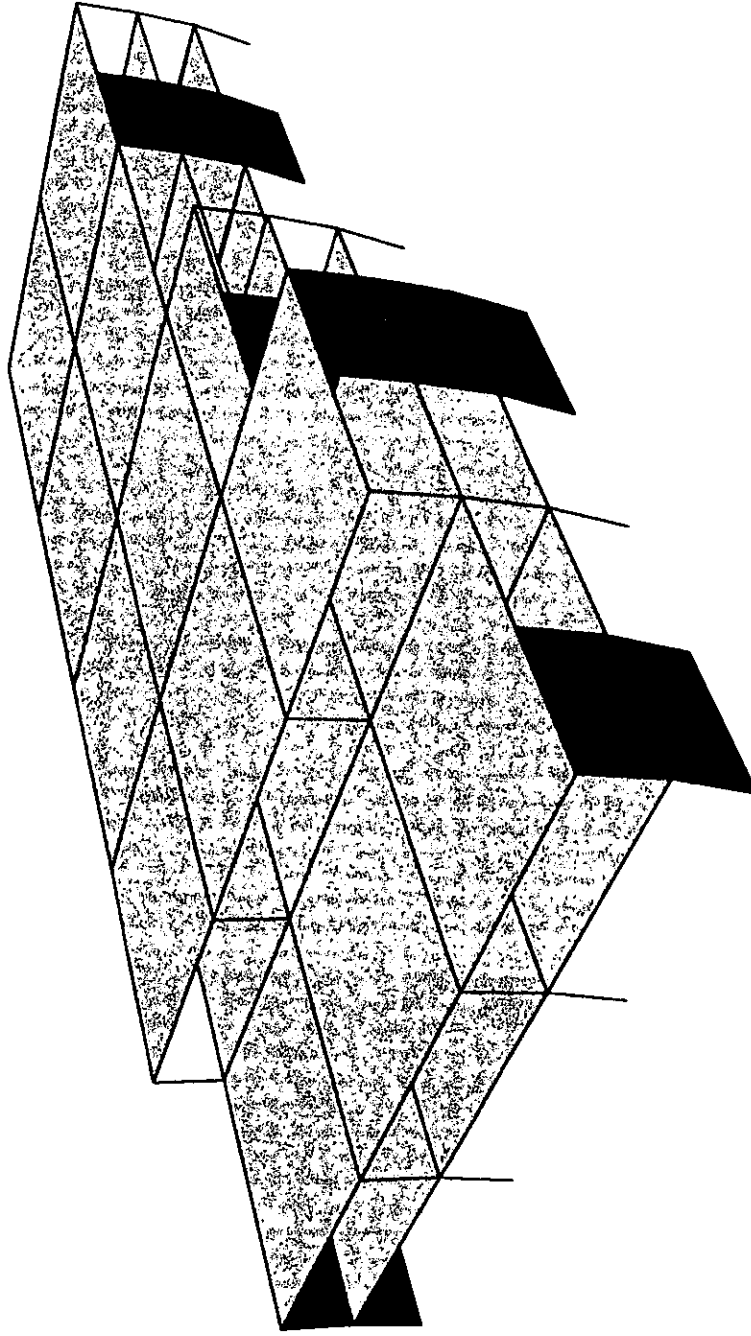


FIGURA 30

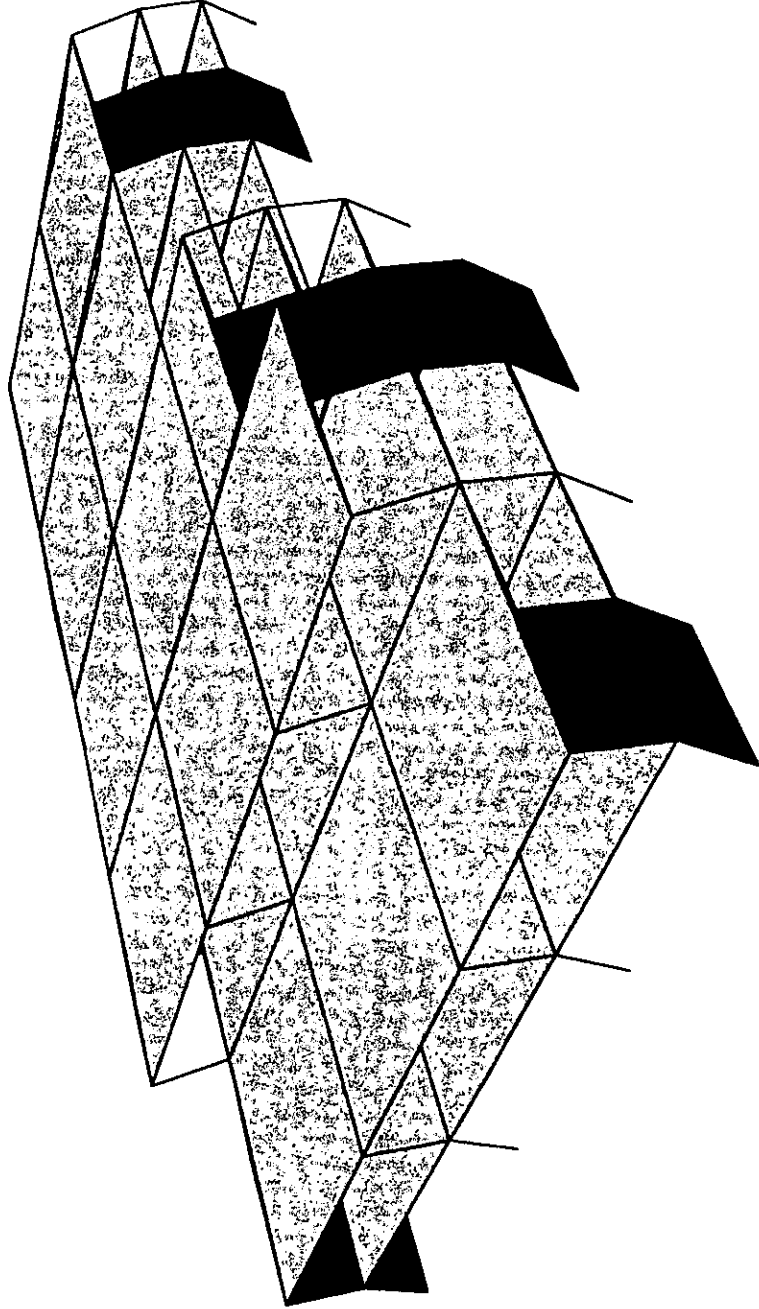


FIGURA 31

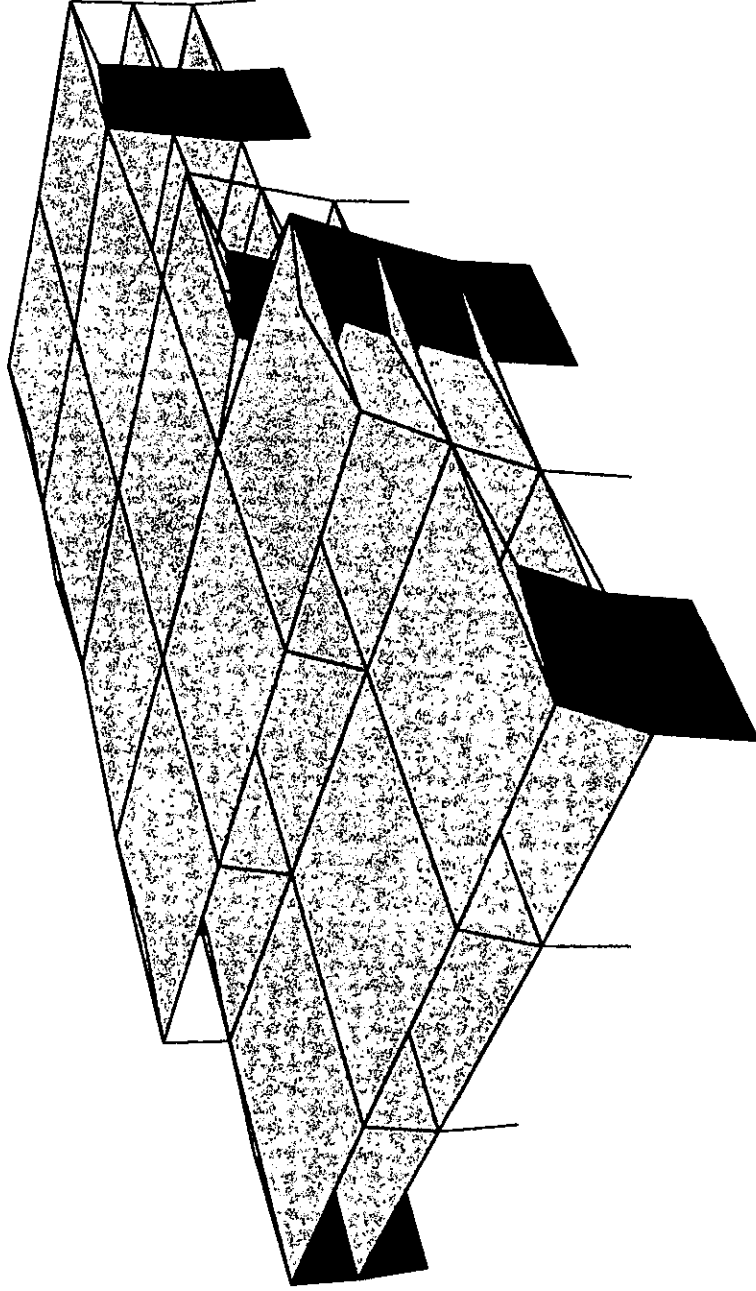


FIGURA 32

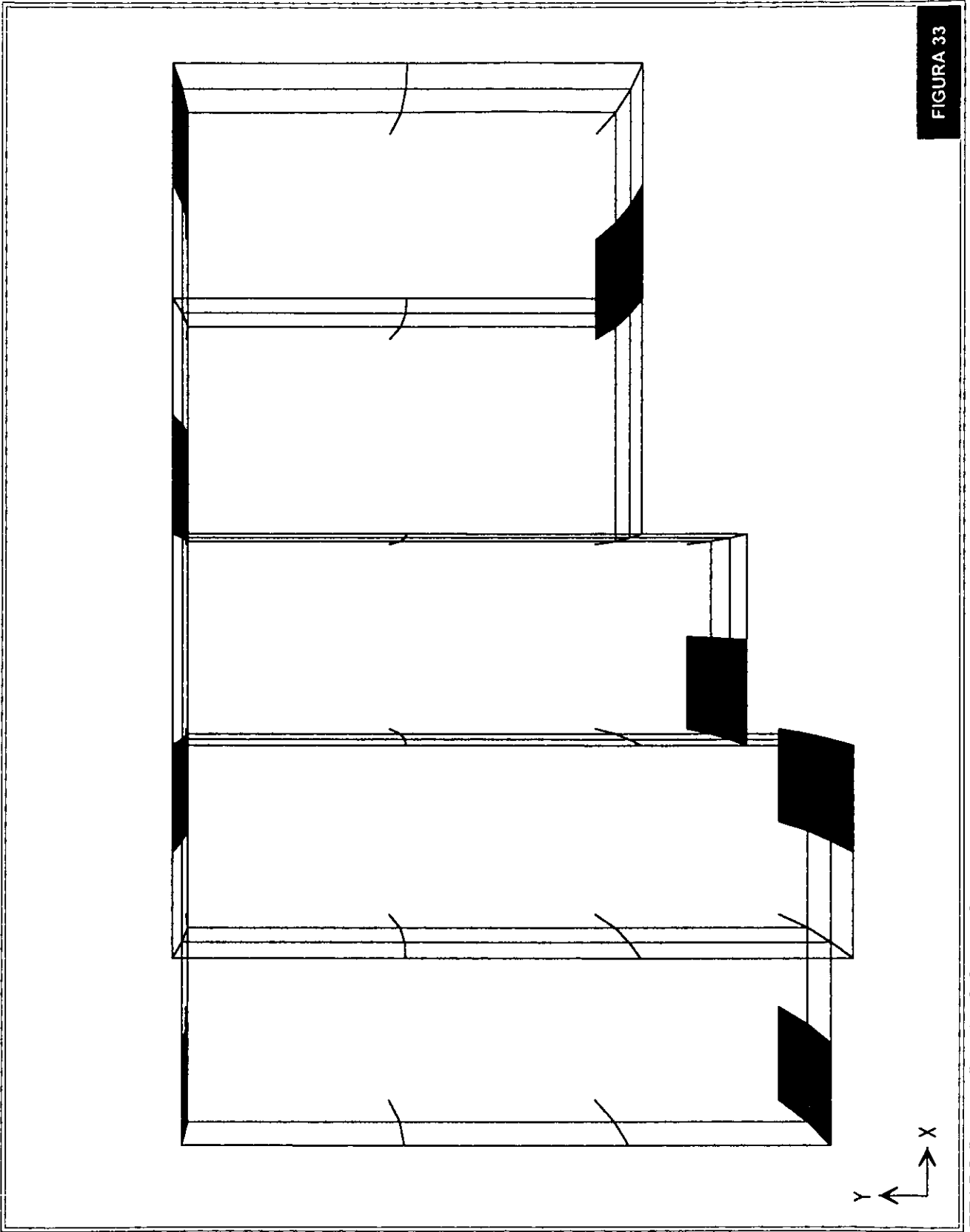
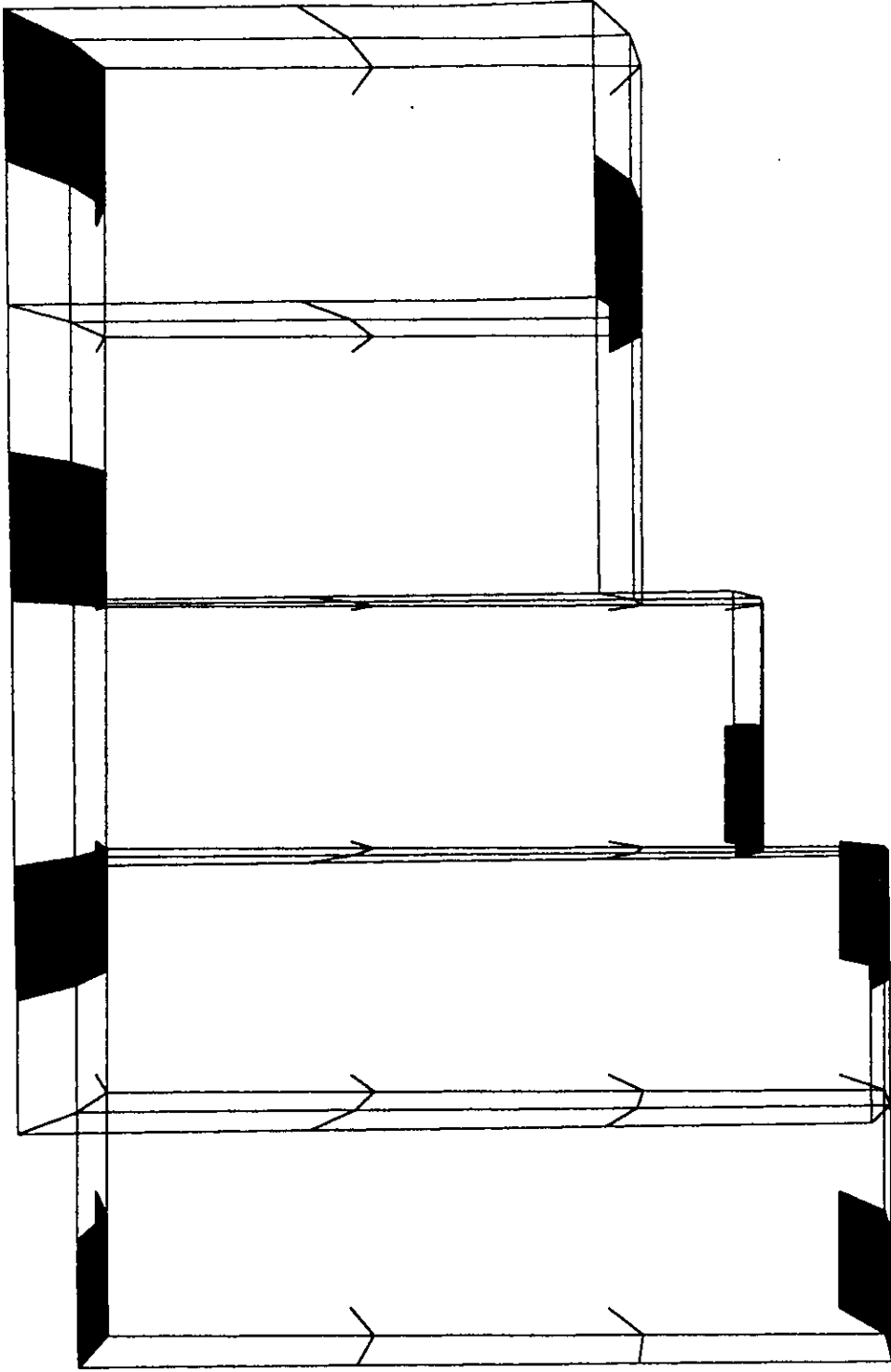


FIGURA 33



Y
X

FIGURA 34

ETABS P6.13 File: TESIS-01.PST Effective Mass: Xtrans 0.0% Ytrans 4.3% Zrotn 1.8%

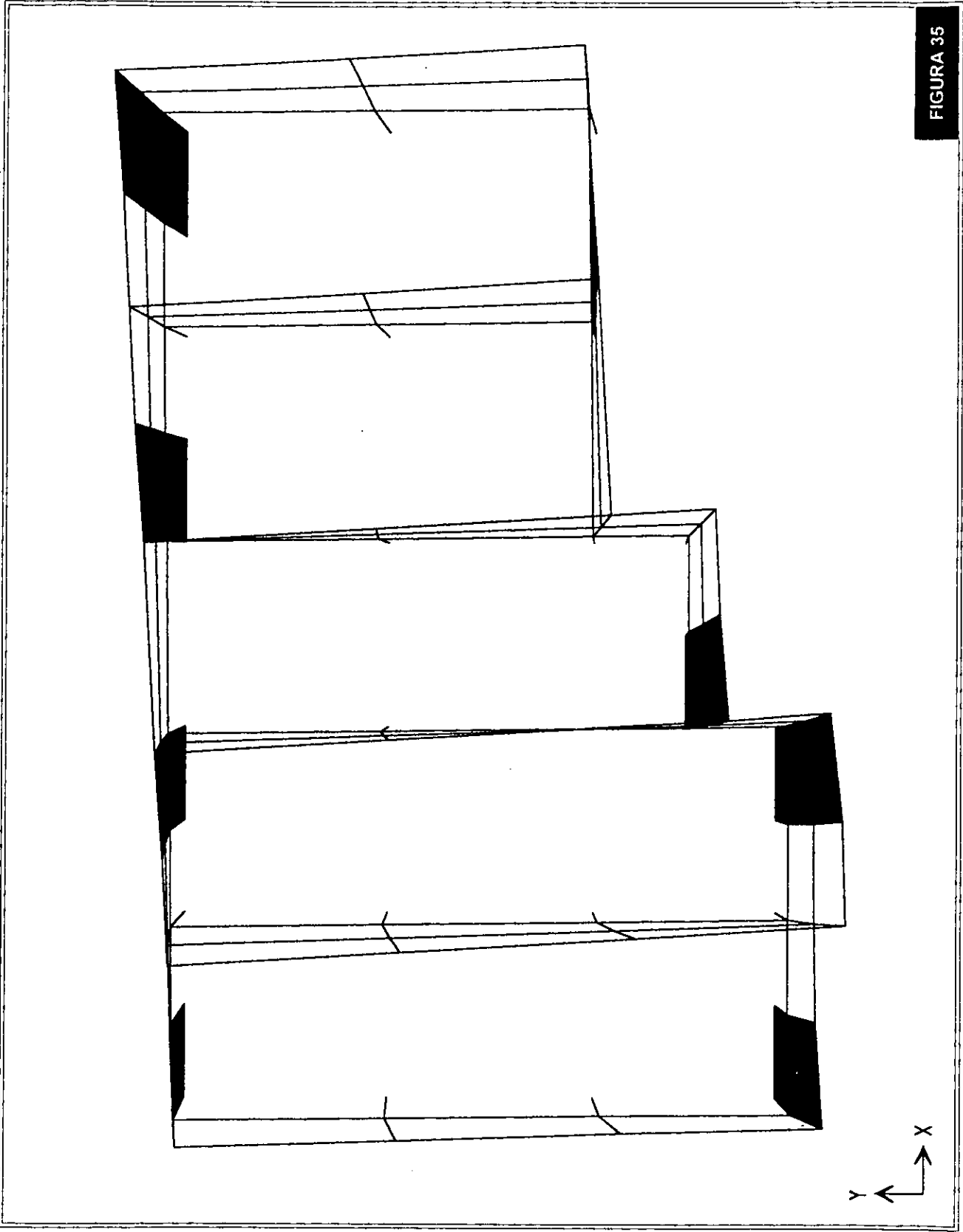
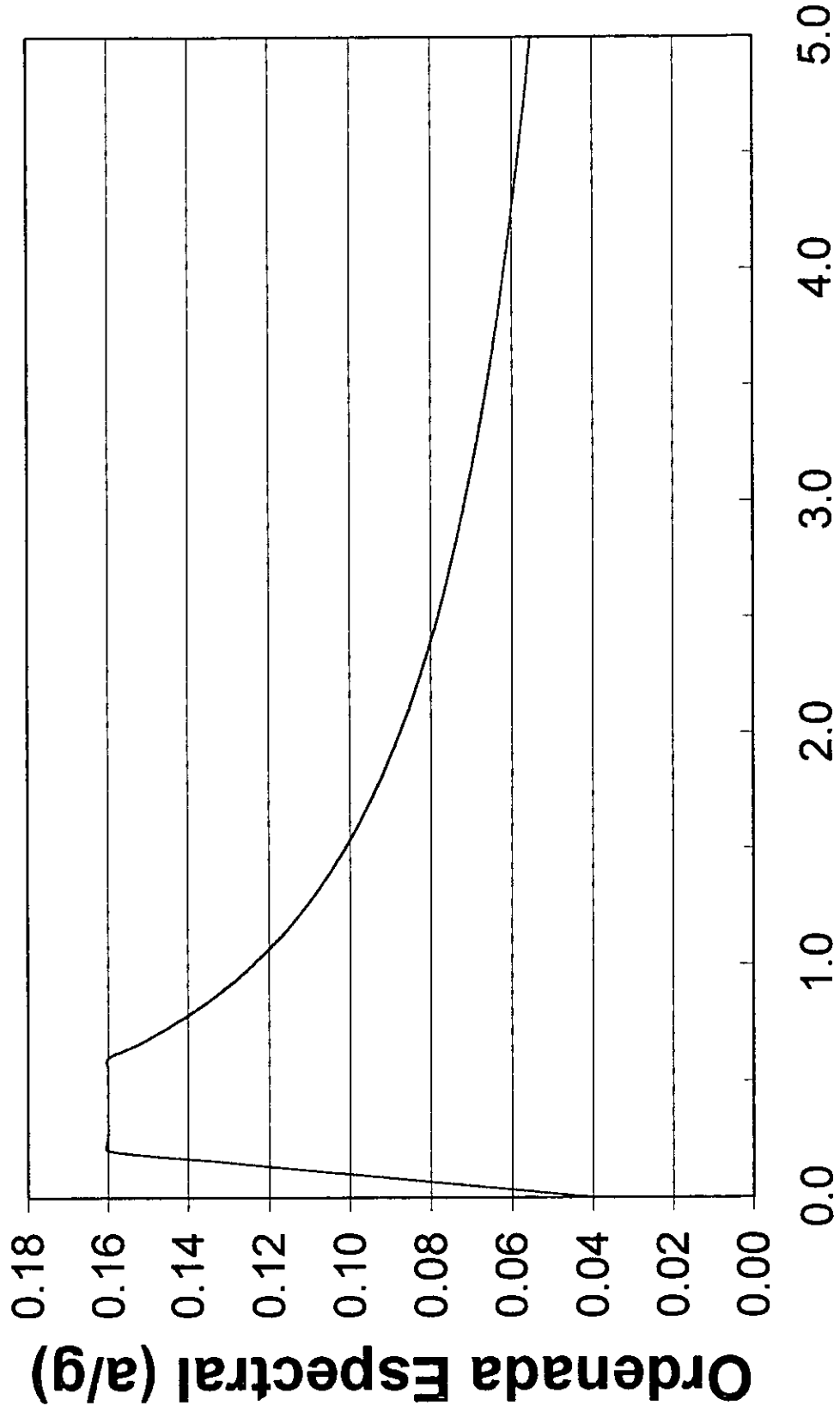


FIGURA 35

ETABS P6.13 File: TESIS-01.PST Effective Mass: Xtrans 6.4% Ytrans 0.2% Zrotn 67.8%

Espectro de Diseño (Zona I, D.F.)



Período T(s)

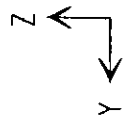
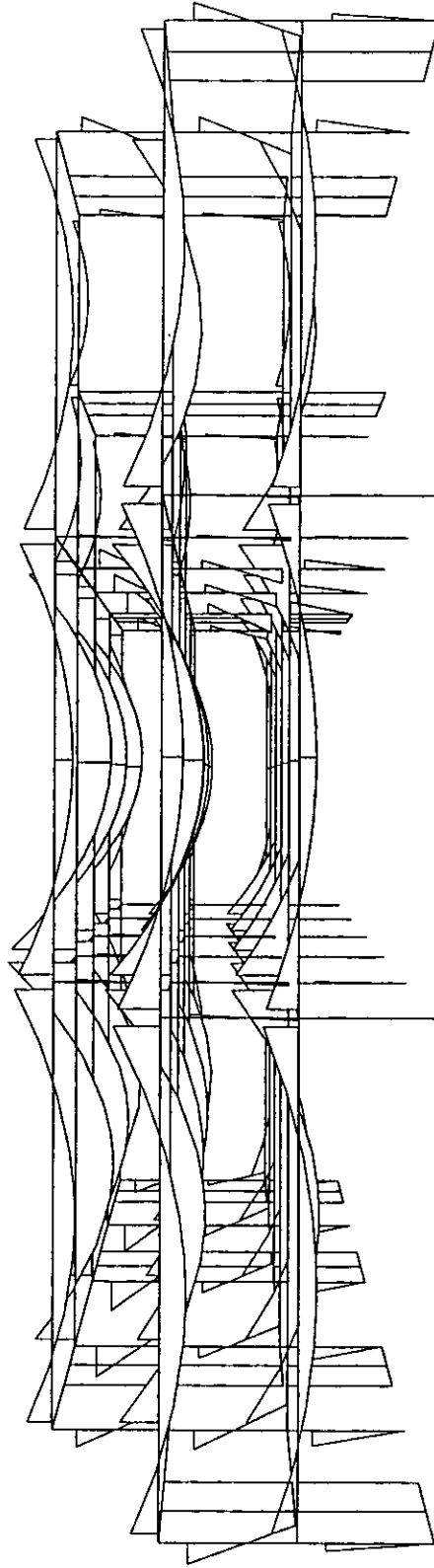


FIGURA 37

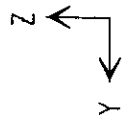
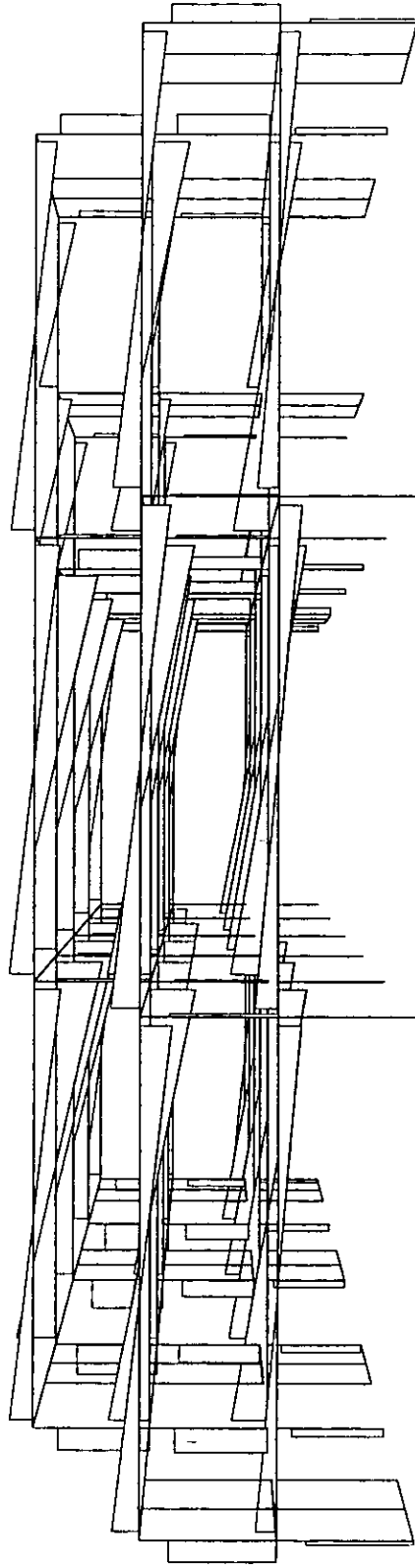


FIGURA 38

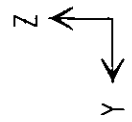
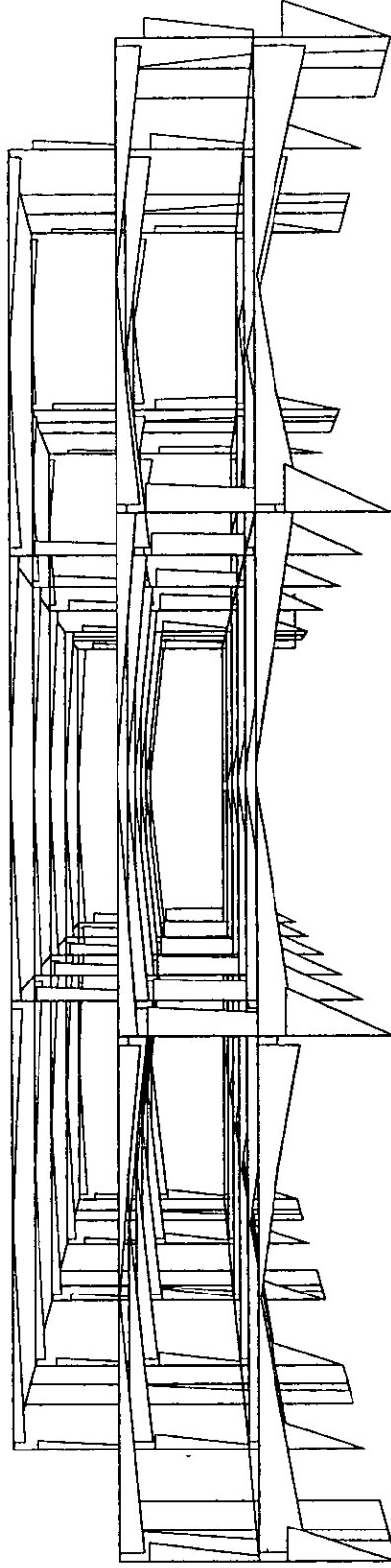


FIGURA 39

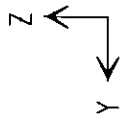
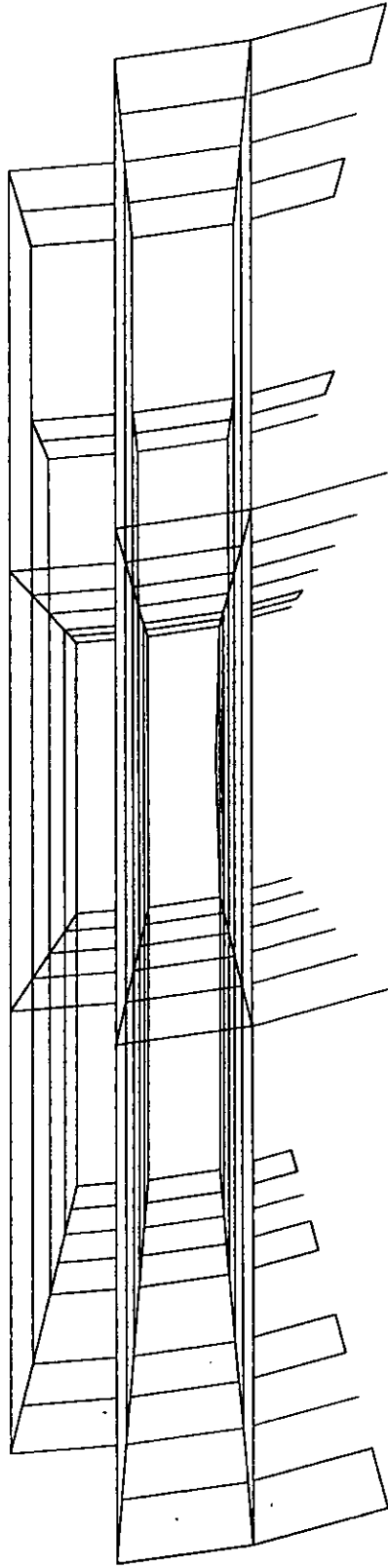


FIGURA 40

ETABS

Deformed Shape Load Condition D1 July 8,2000 14:27

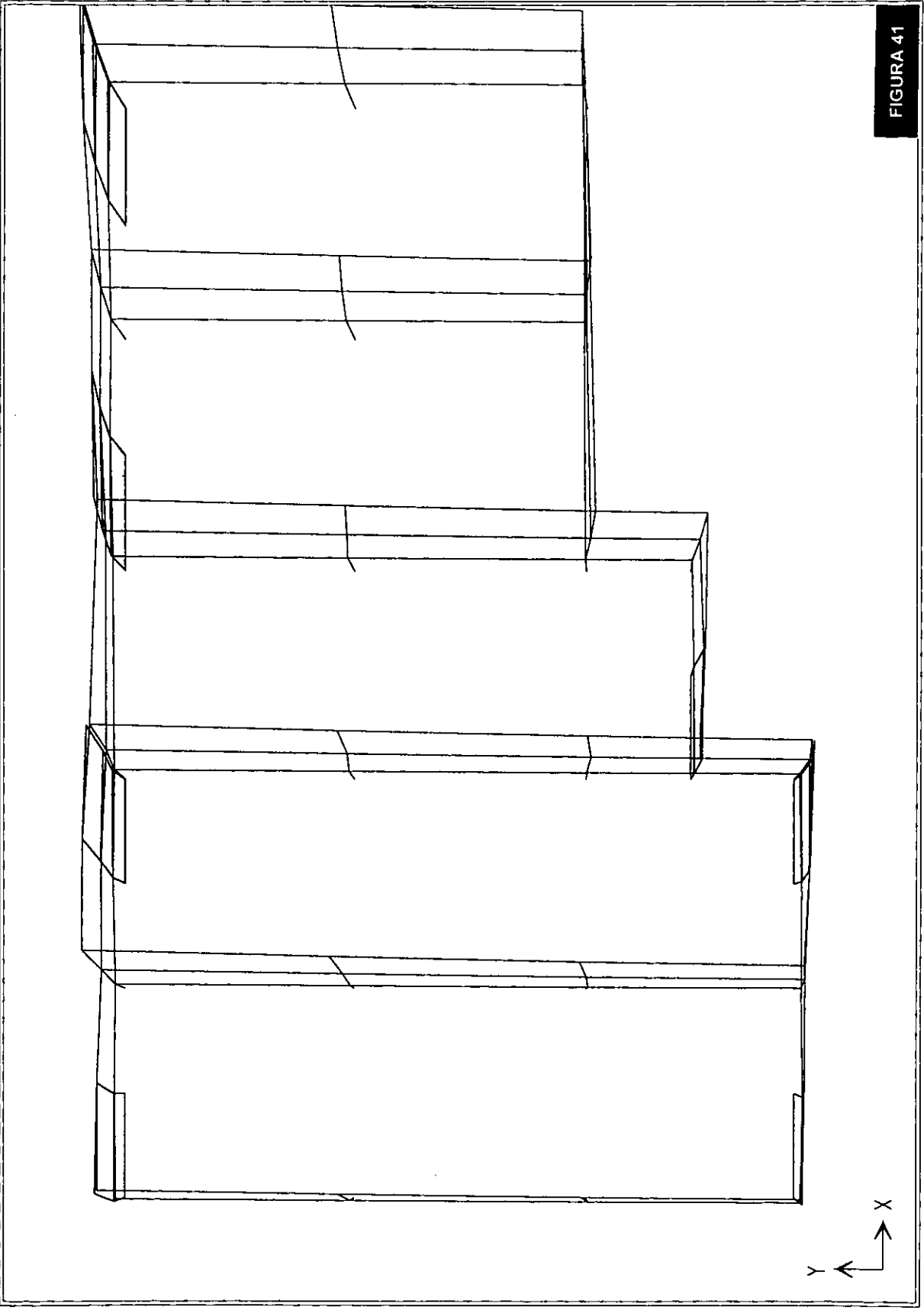
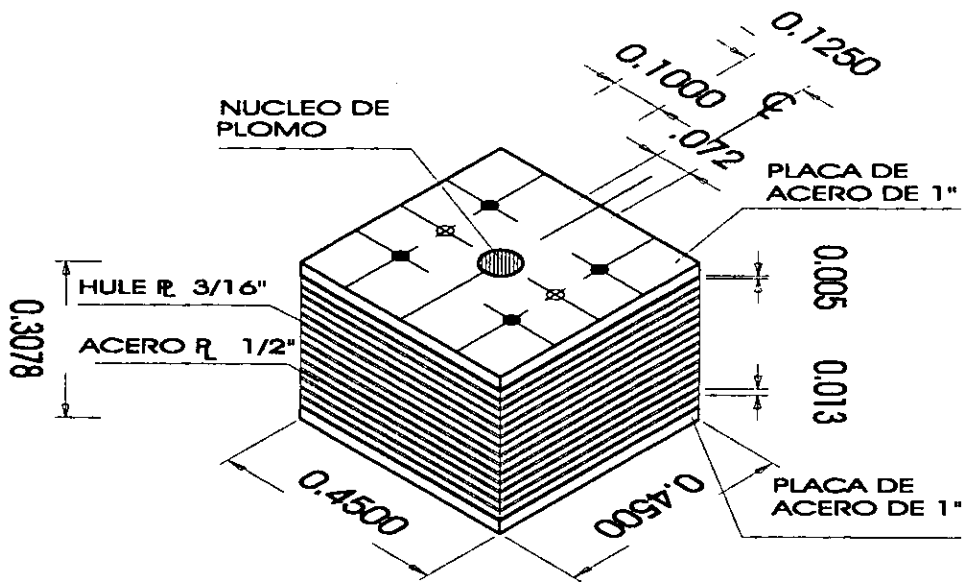


FIGURA 41



ELASTOMERO LAMINADO CON NUCLEO DE PLOMO

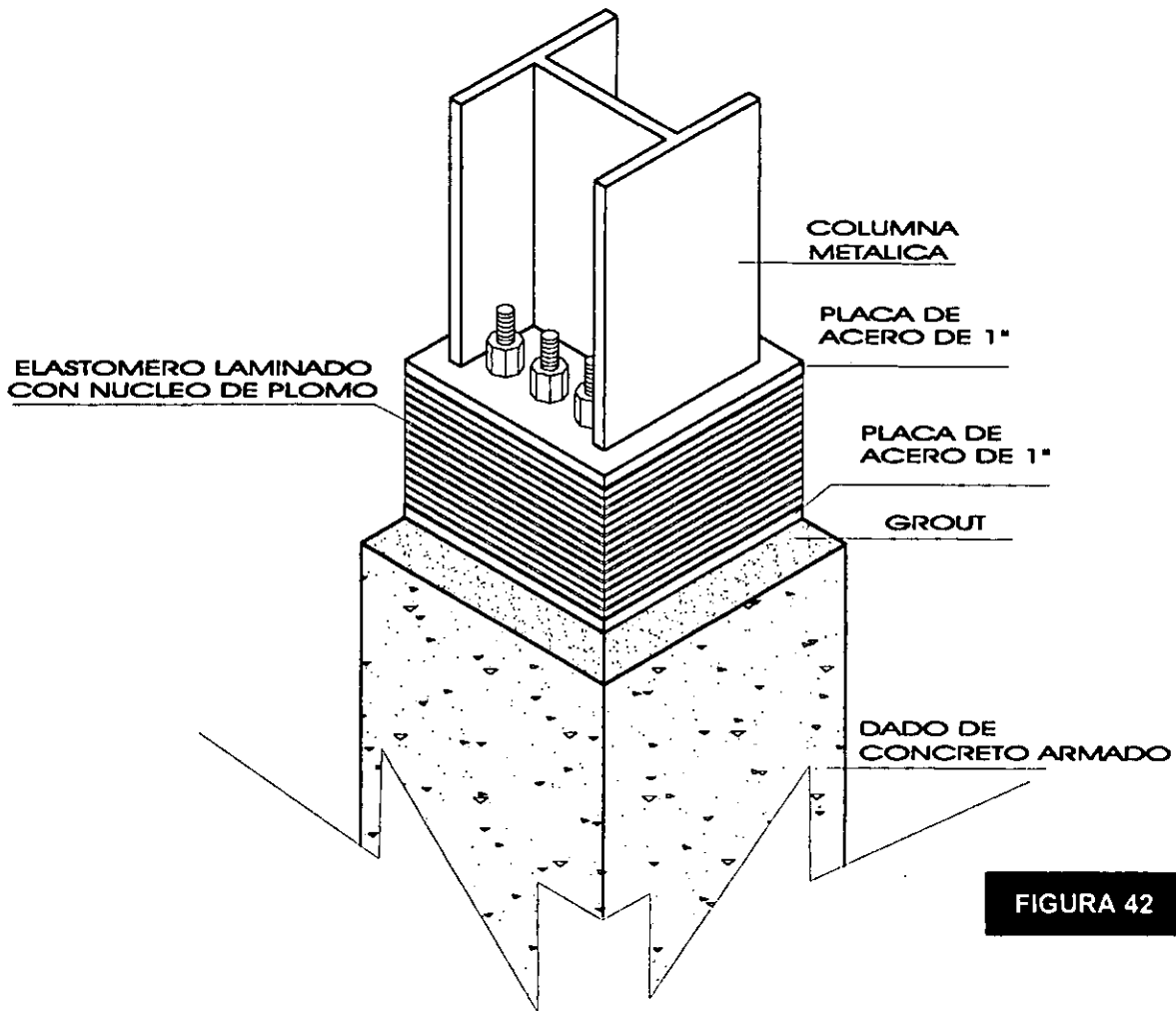
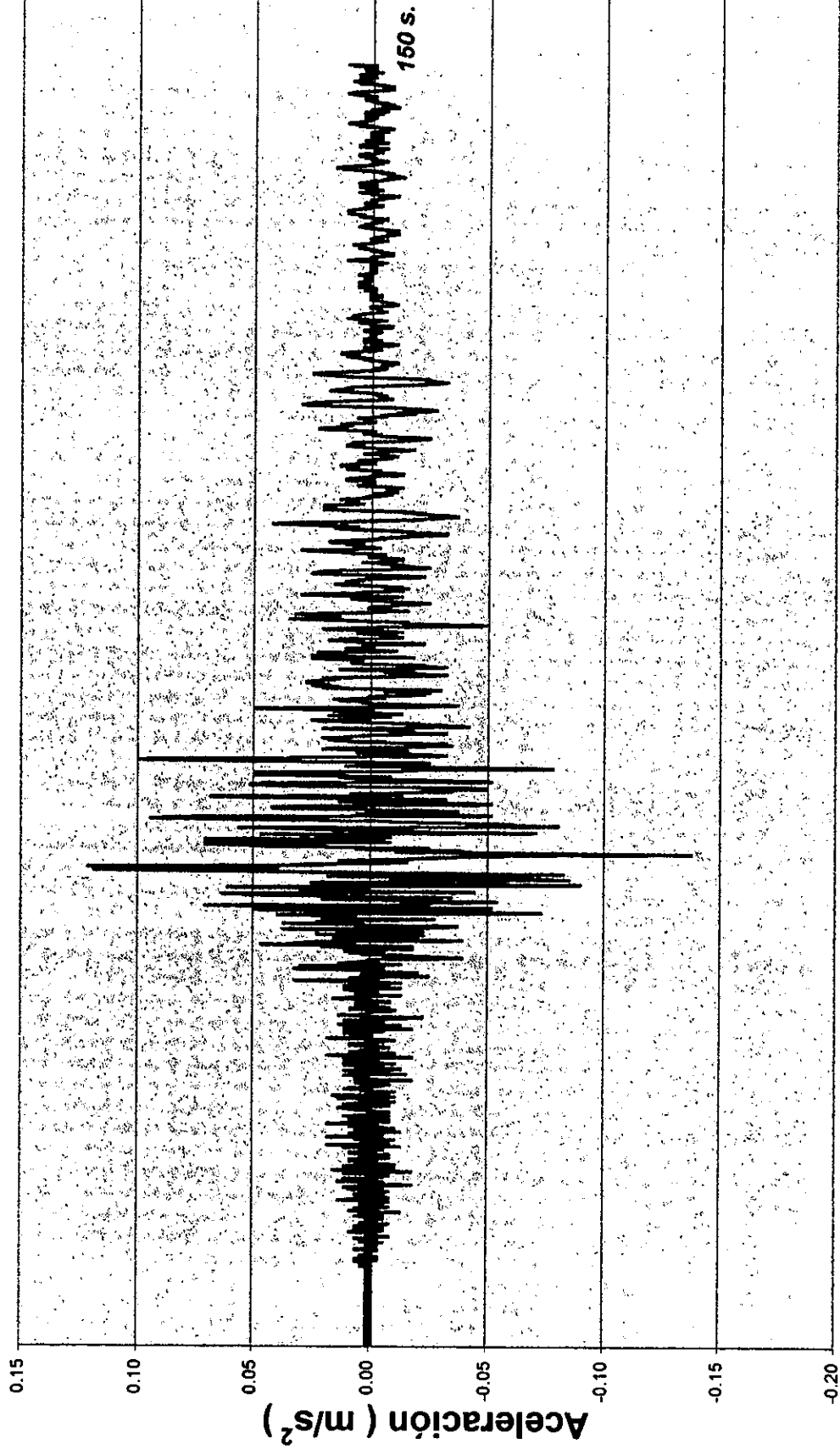


FIGURA 42

Acelerograma 14 sep 1995. Estación Tlalpan (FICA). N-S

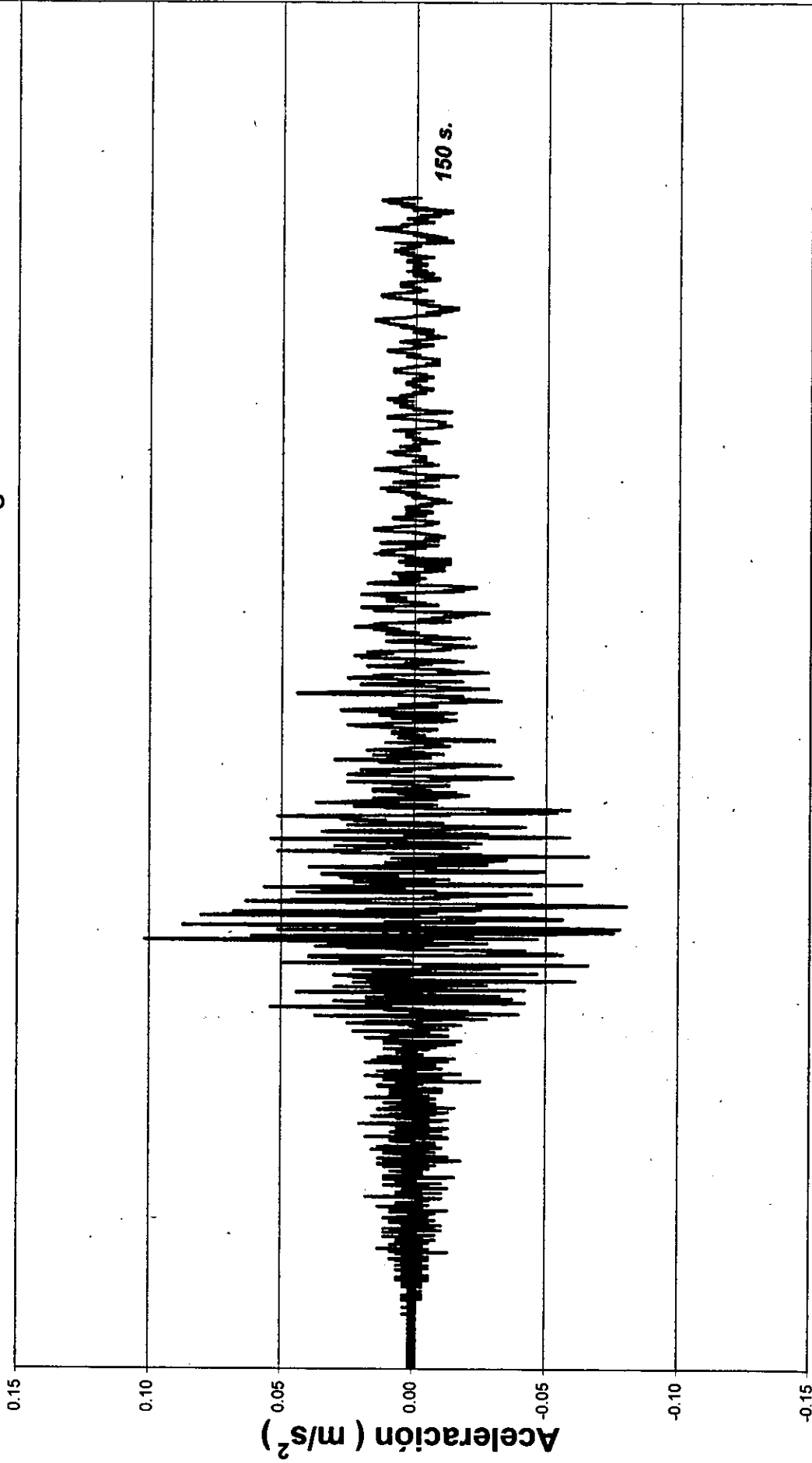
Duración total del evento: 198 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 14 sep 1995. Estación Tlalpan (FICA). E-W

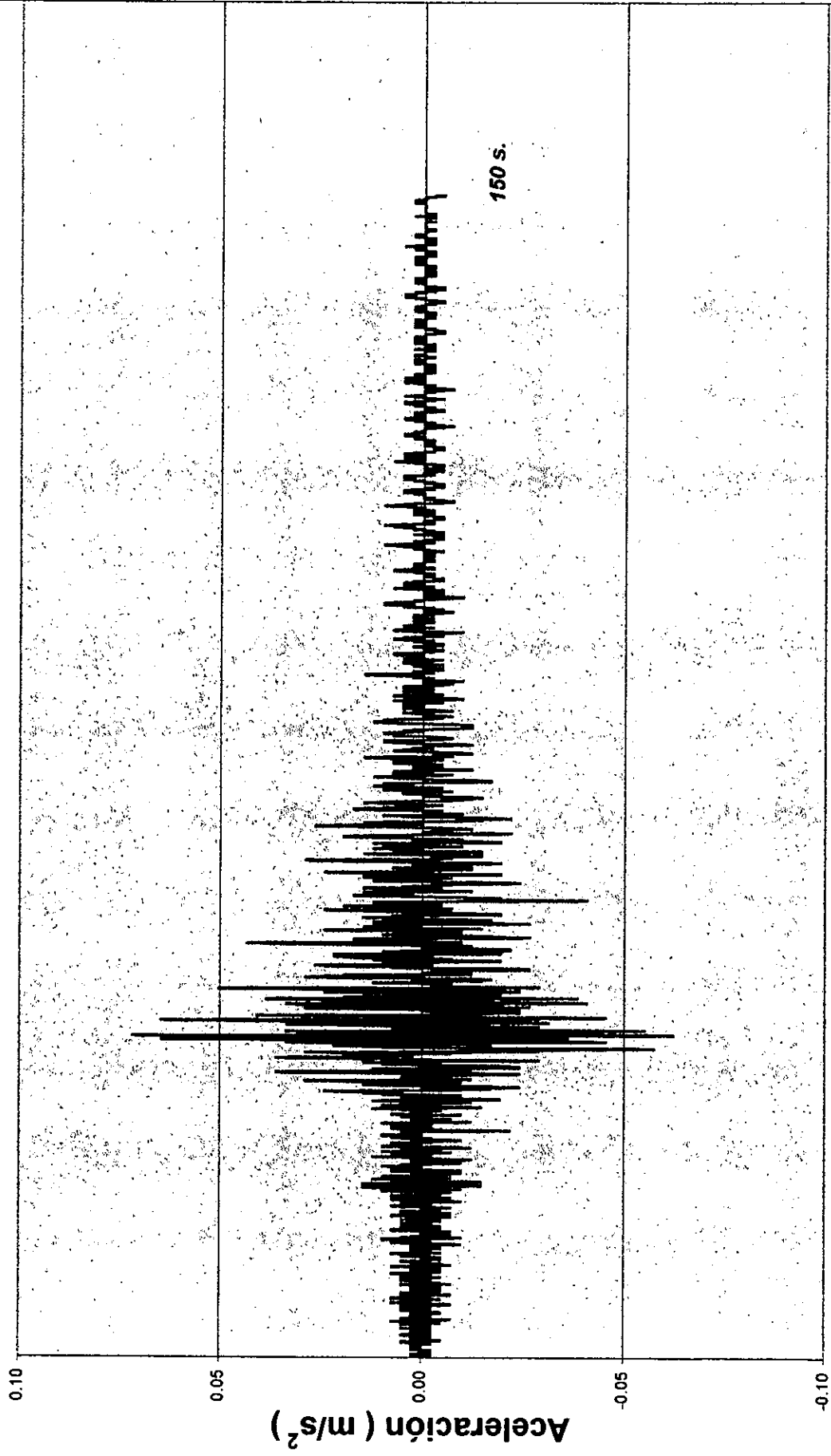
Duración total del evento: 198 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 10 dic 1994. Estación Tlalpan (FICA). N-S

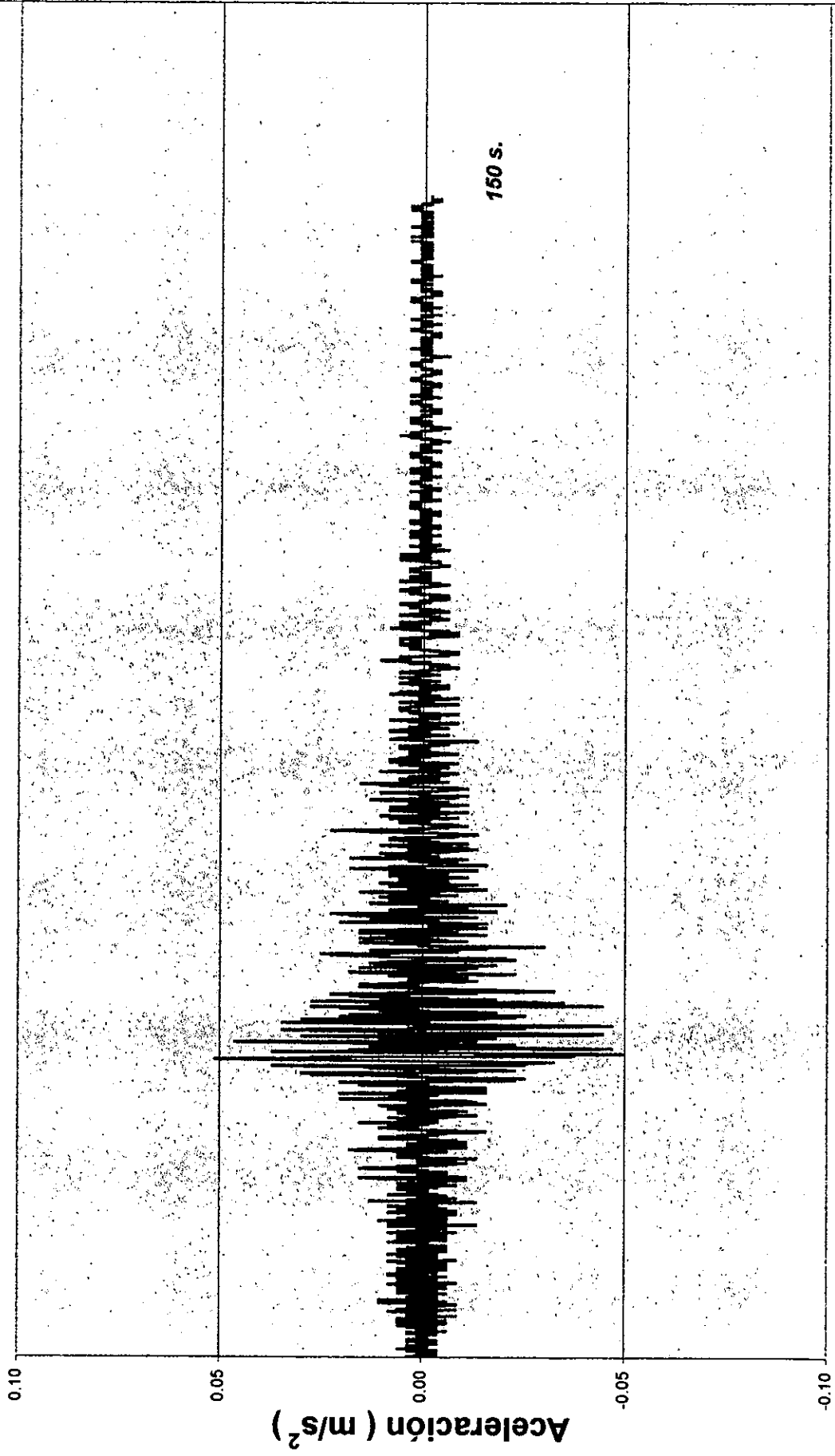
Duración total del evento: 170 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 10 dic 1994. Estación Tlalpan (FICA) E-W

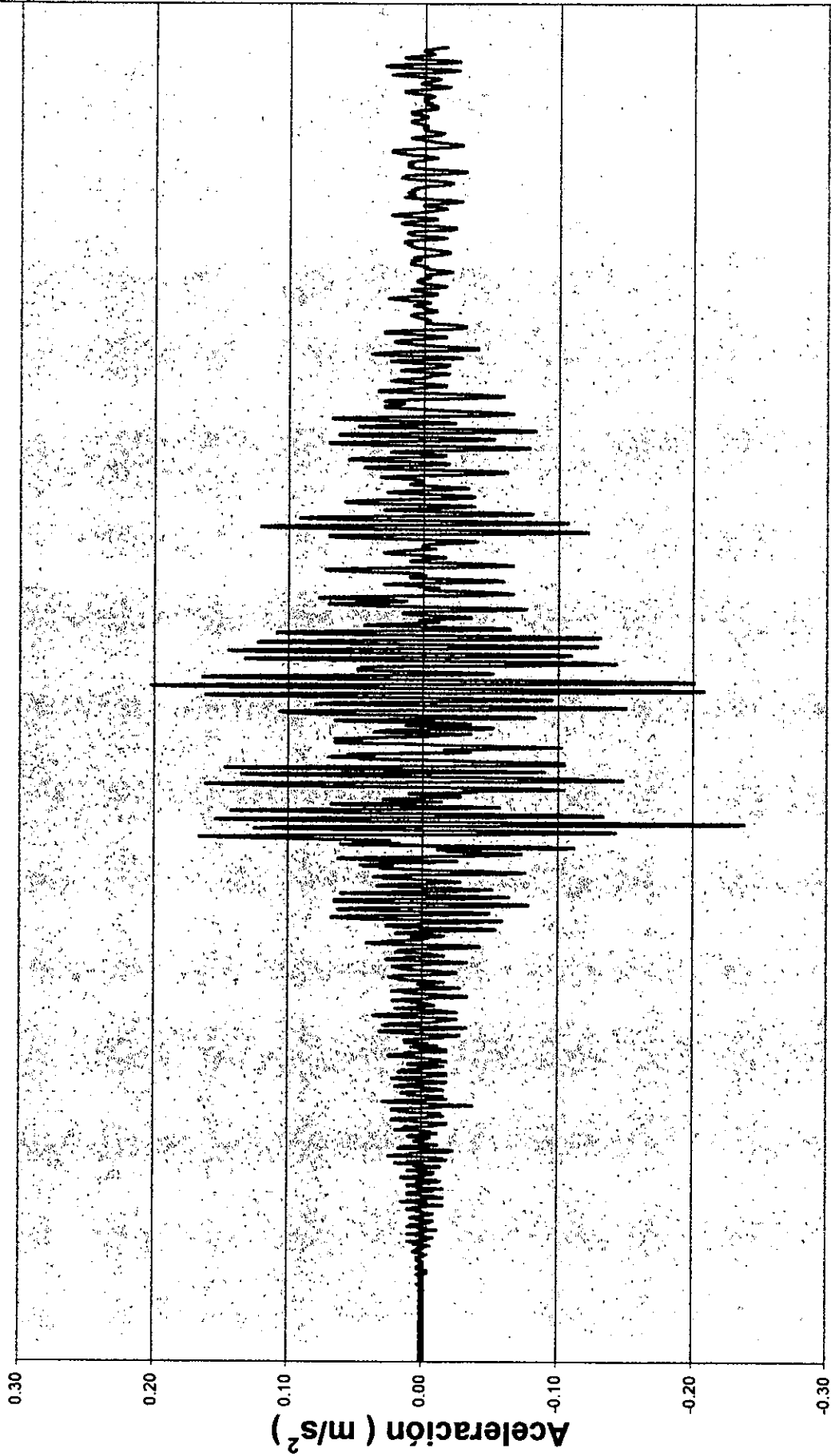
Duración total del evento: 170 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 14 sep 1995. Estación Xotepingo (FICA). N-S

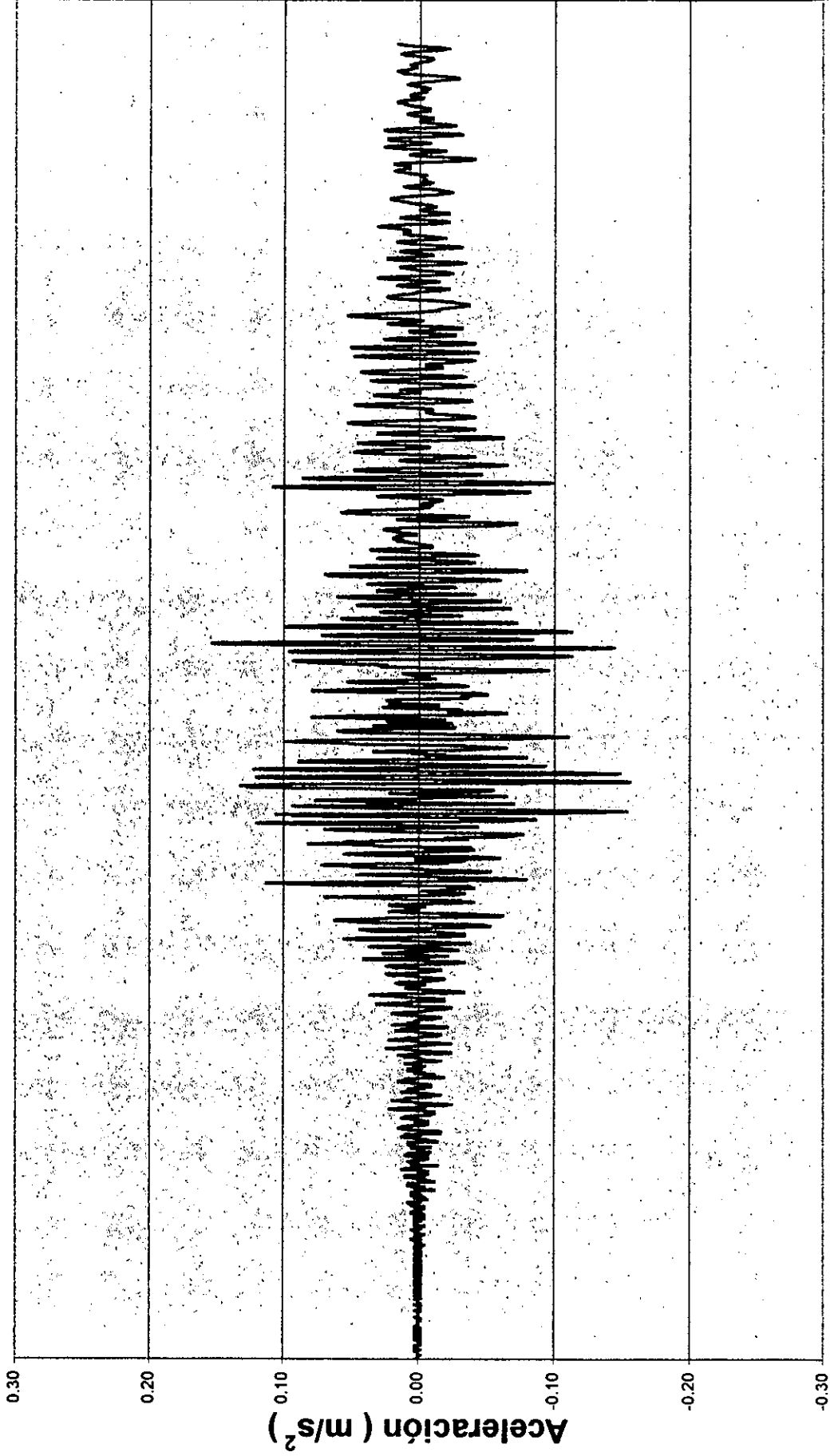
Duración total del evento: 150 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 14 sep 1995. Estación Xotepingo (FICA). E-W

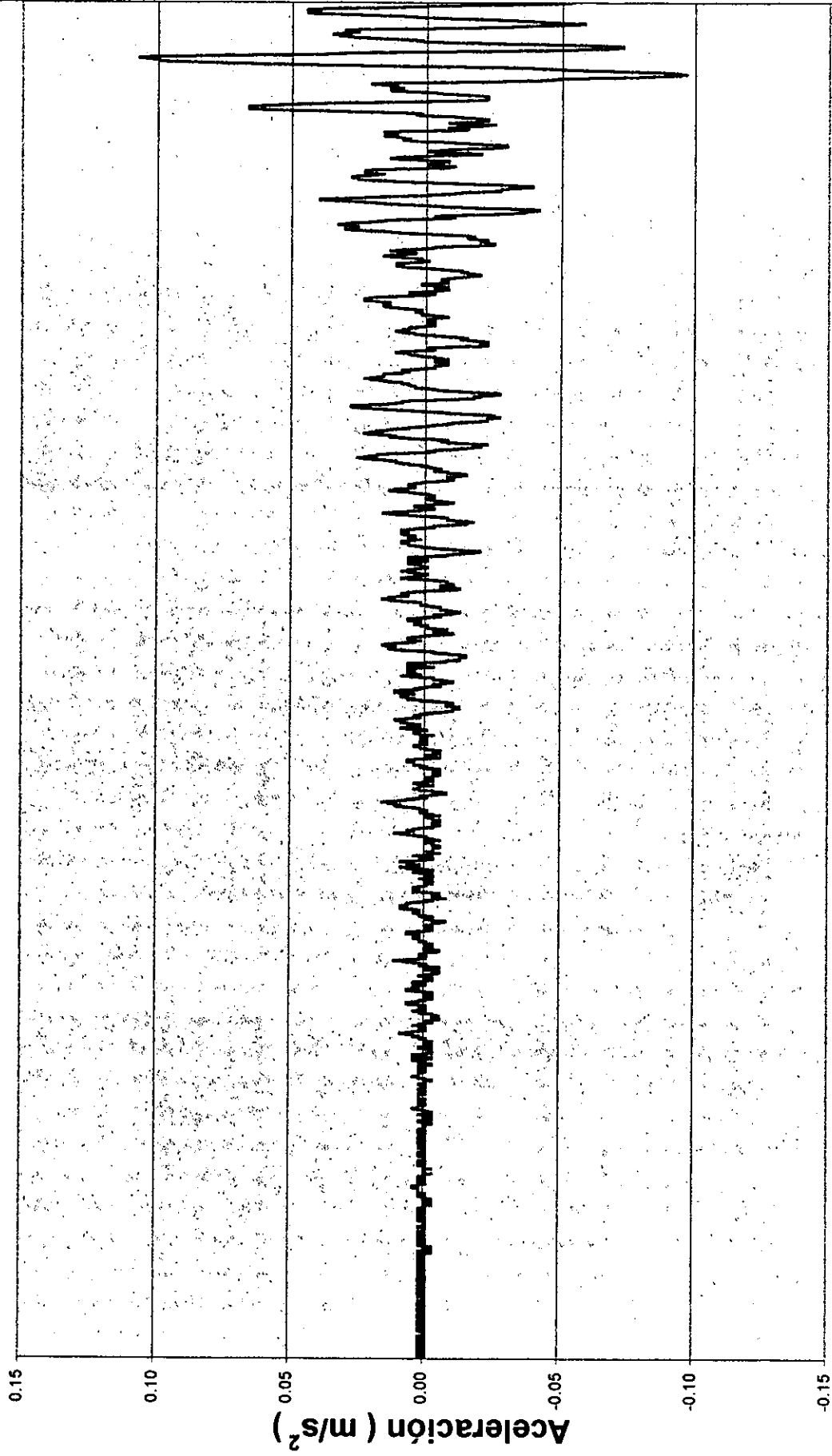
Duración total del evento: 150 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 10 dic 1994. Estación Xotepingo (FICA). N-S

Duración total del evento: 52 segundos

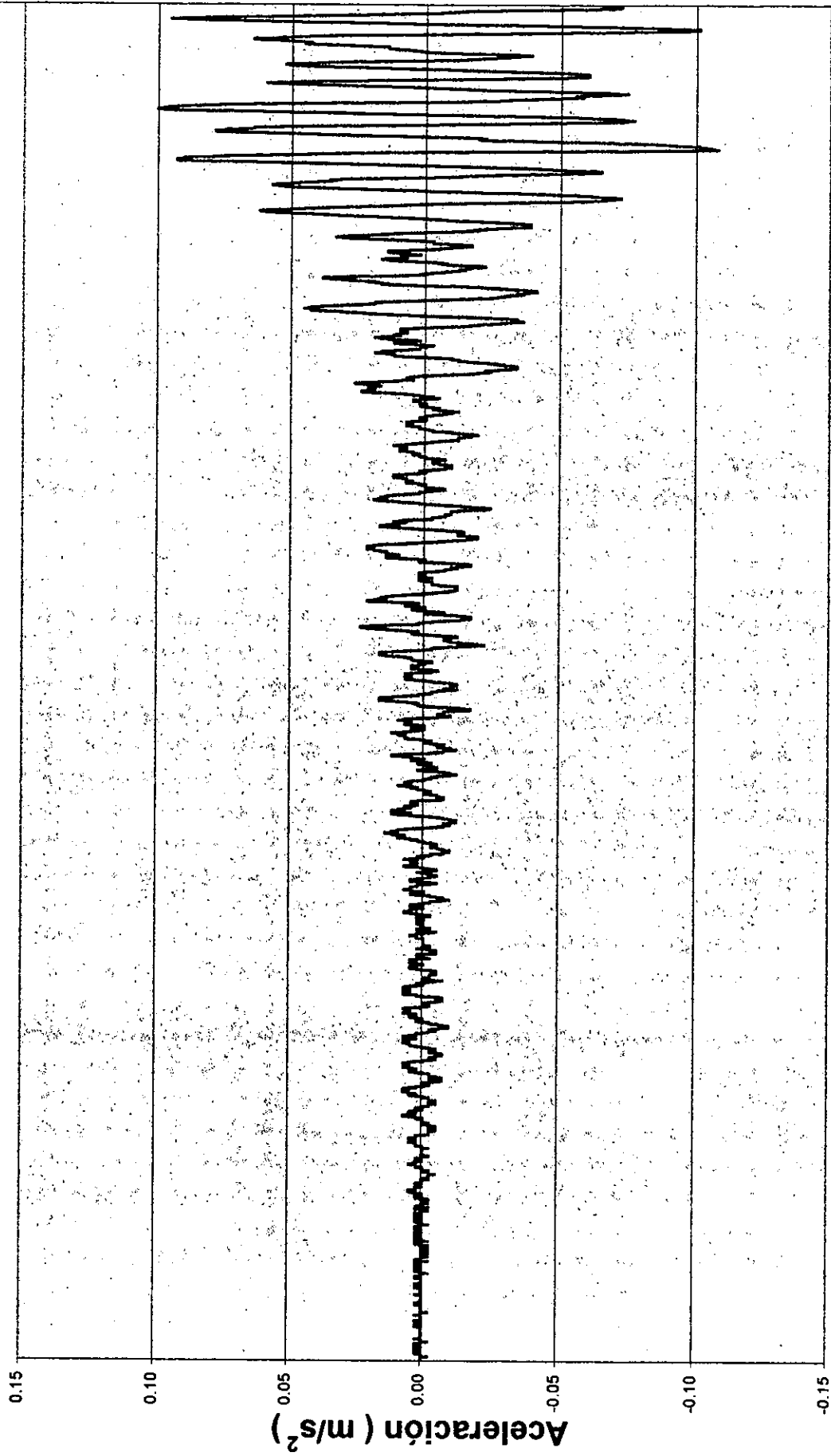


Tiempo (s)

FIGURA 49

Acelerograma 10 dic 1994. Estación Xotepingo (FICA). E-W

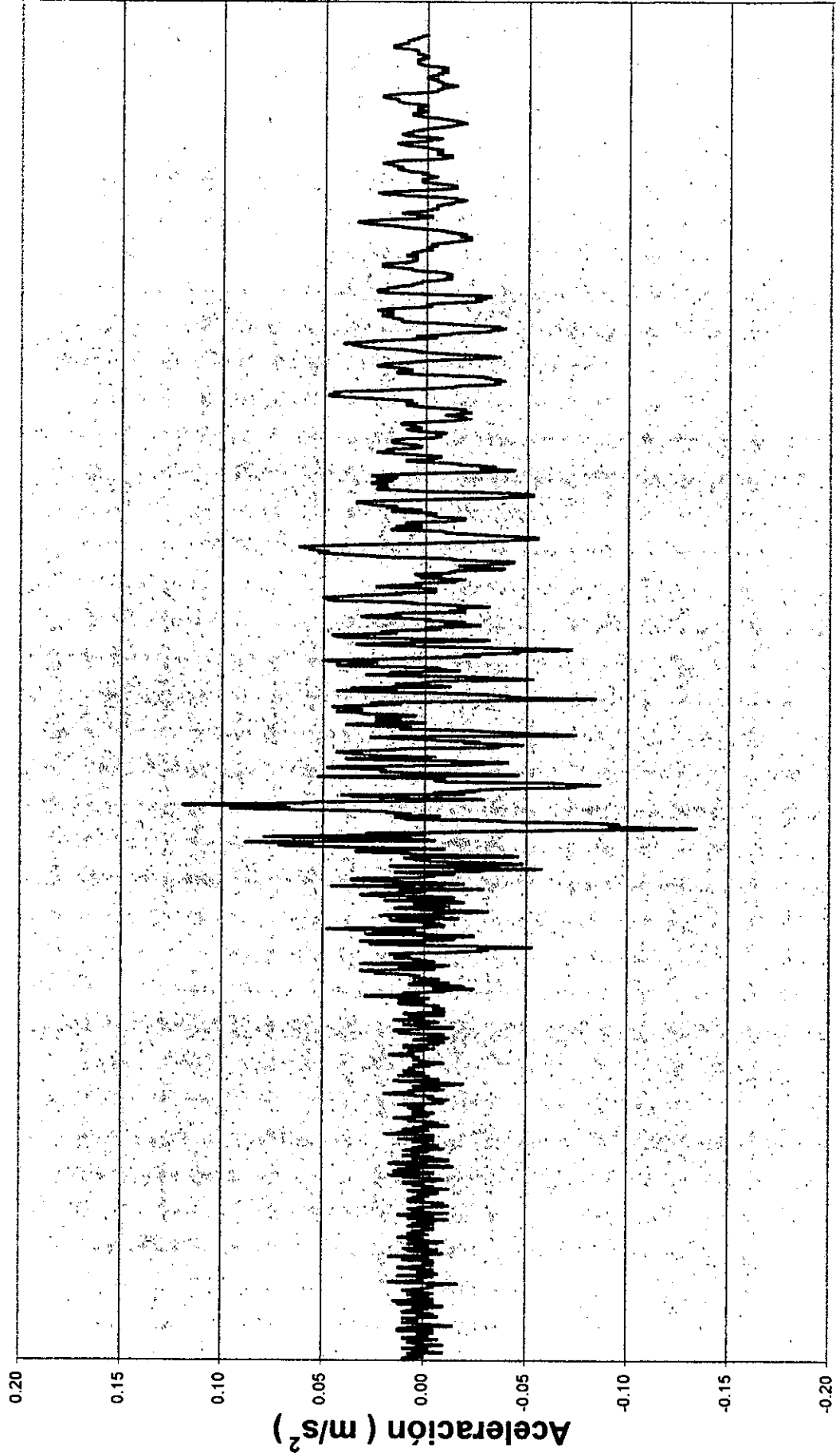
Duración total del evento: 52 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 14 sep 1995. Estación CU (I.I.) N-S

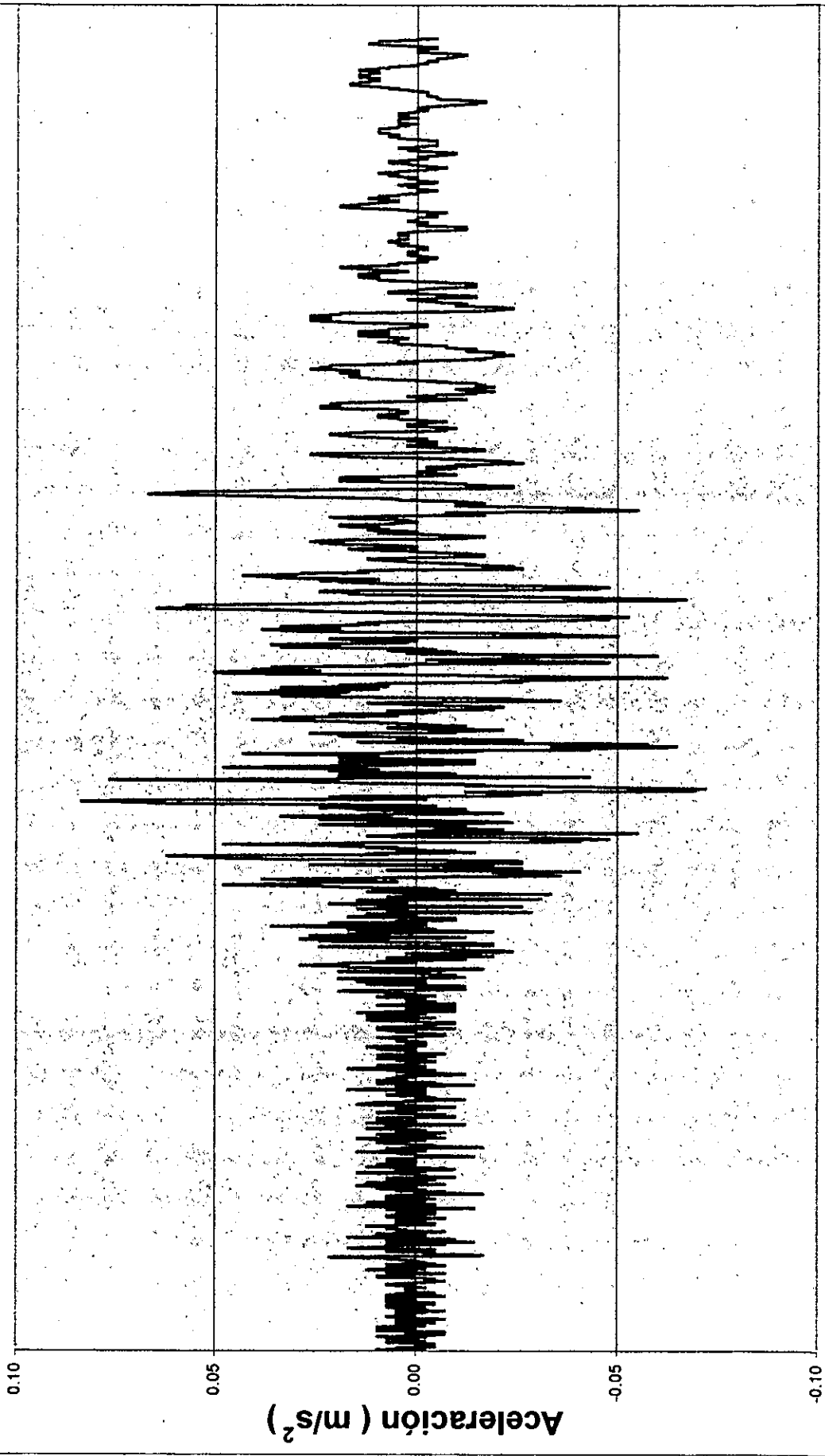
Duración total del evento: 98 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 14 sep 1995. Estación CU (I.I.) E-W

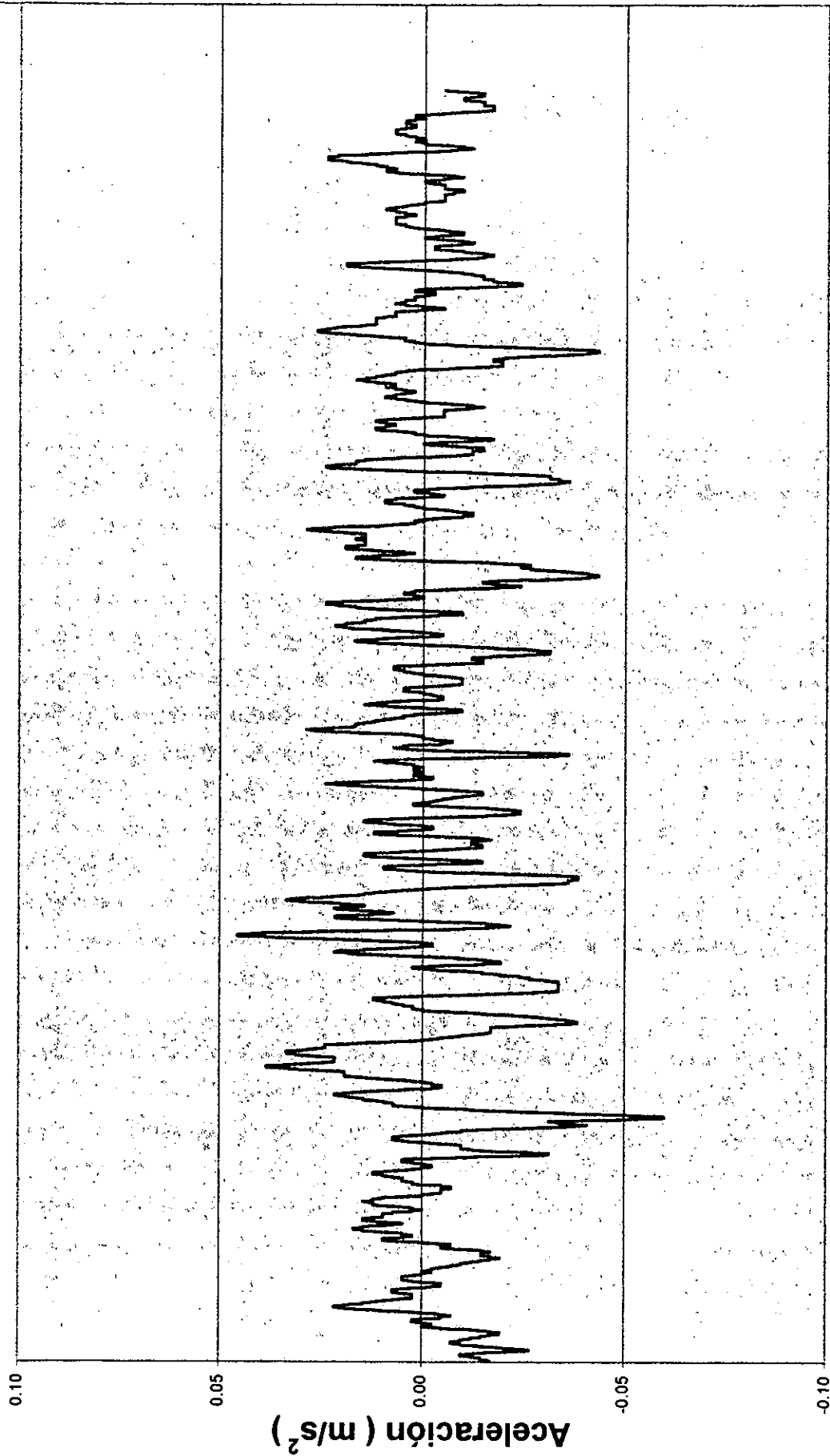
Duración total del evento: 98 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 10 dic 1994. Estación CU (I.I.). N-S

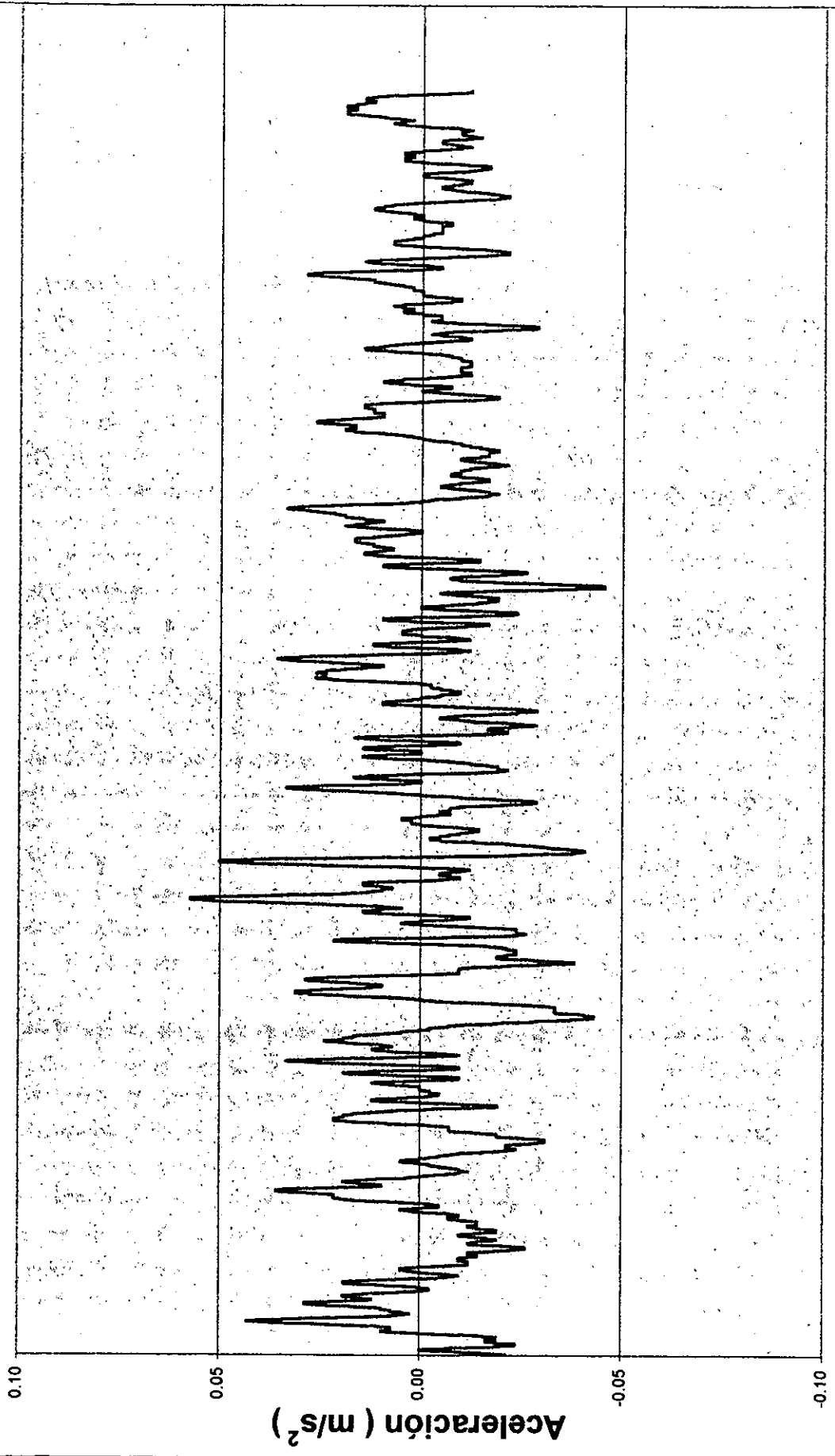
Duración total del evento: 18 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 10 dic 1994. Estación CU (I.I.). E-W

Duración total del evento: 18 segundos

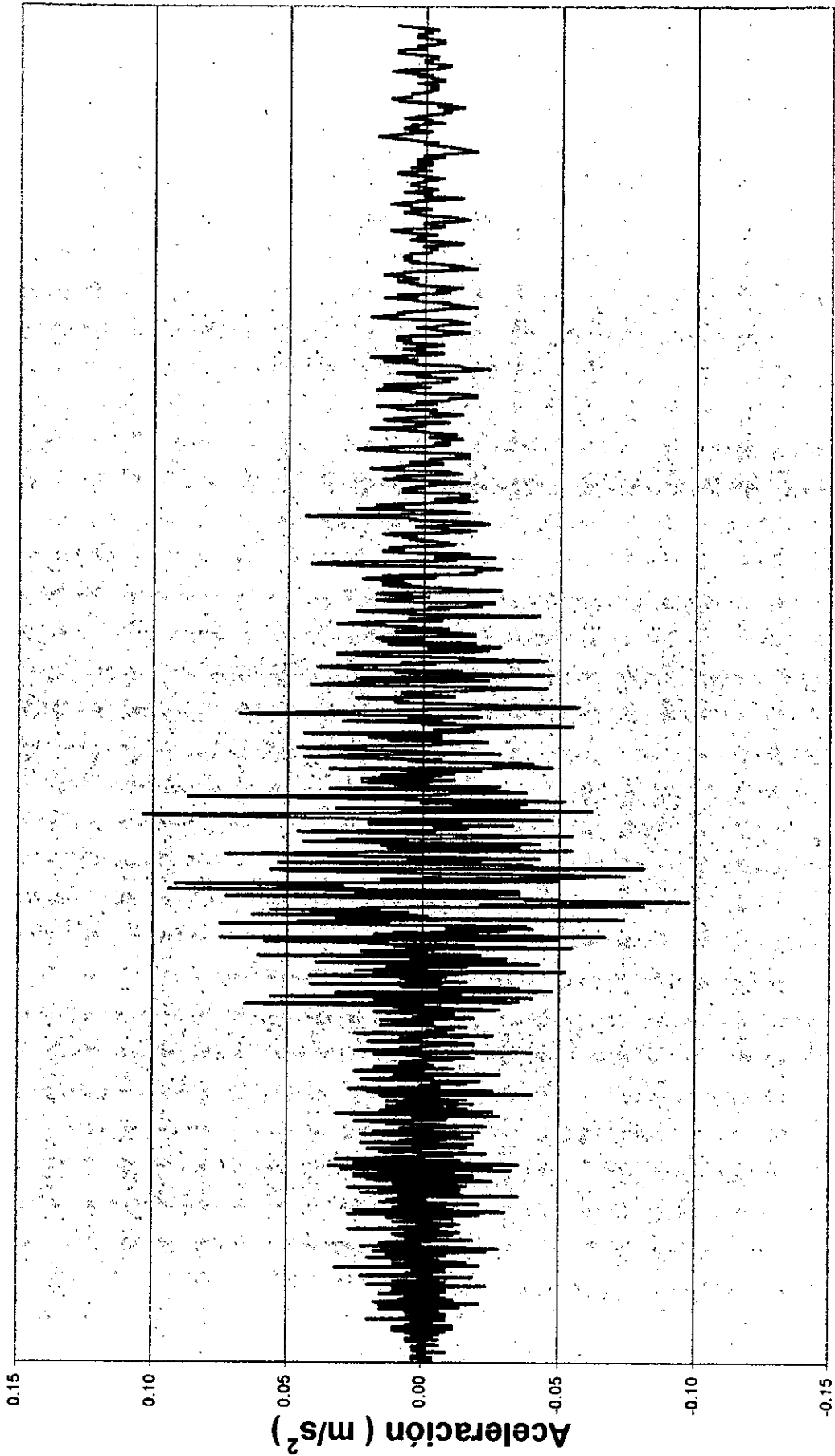


Tiempo (s)

FIGURA 54

Acelerograma 14 sep 1995. Estación FJBS. N-S

Duración total del evento: 138 segundos

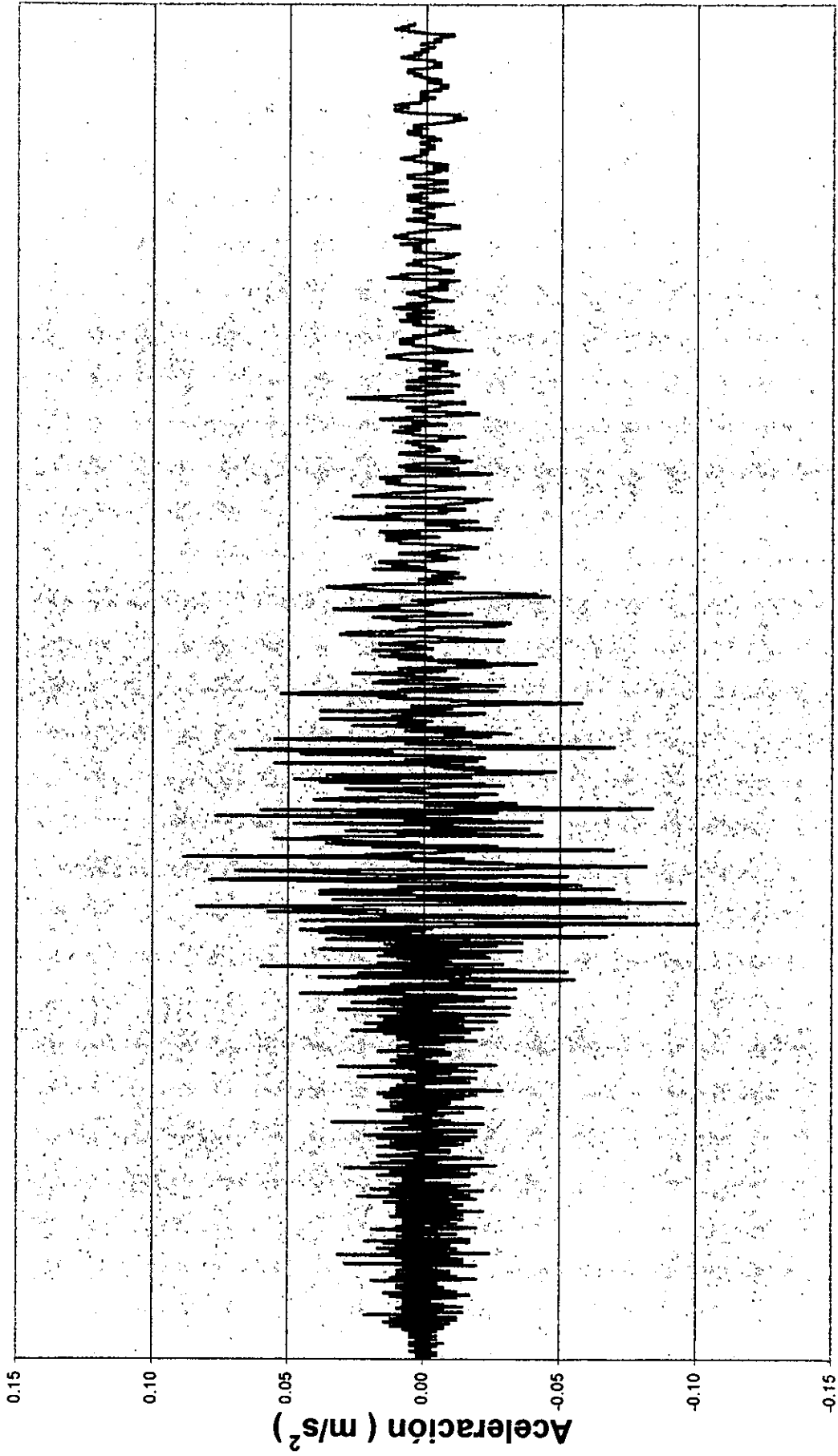


Tiempo (s)

FIGURA 55

Acelerograma 14 sep 1995. Estación FJBS. E-W

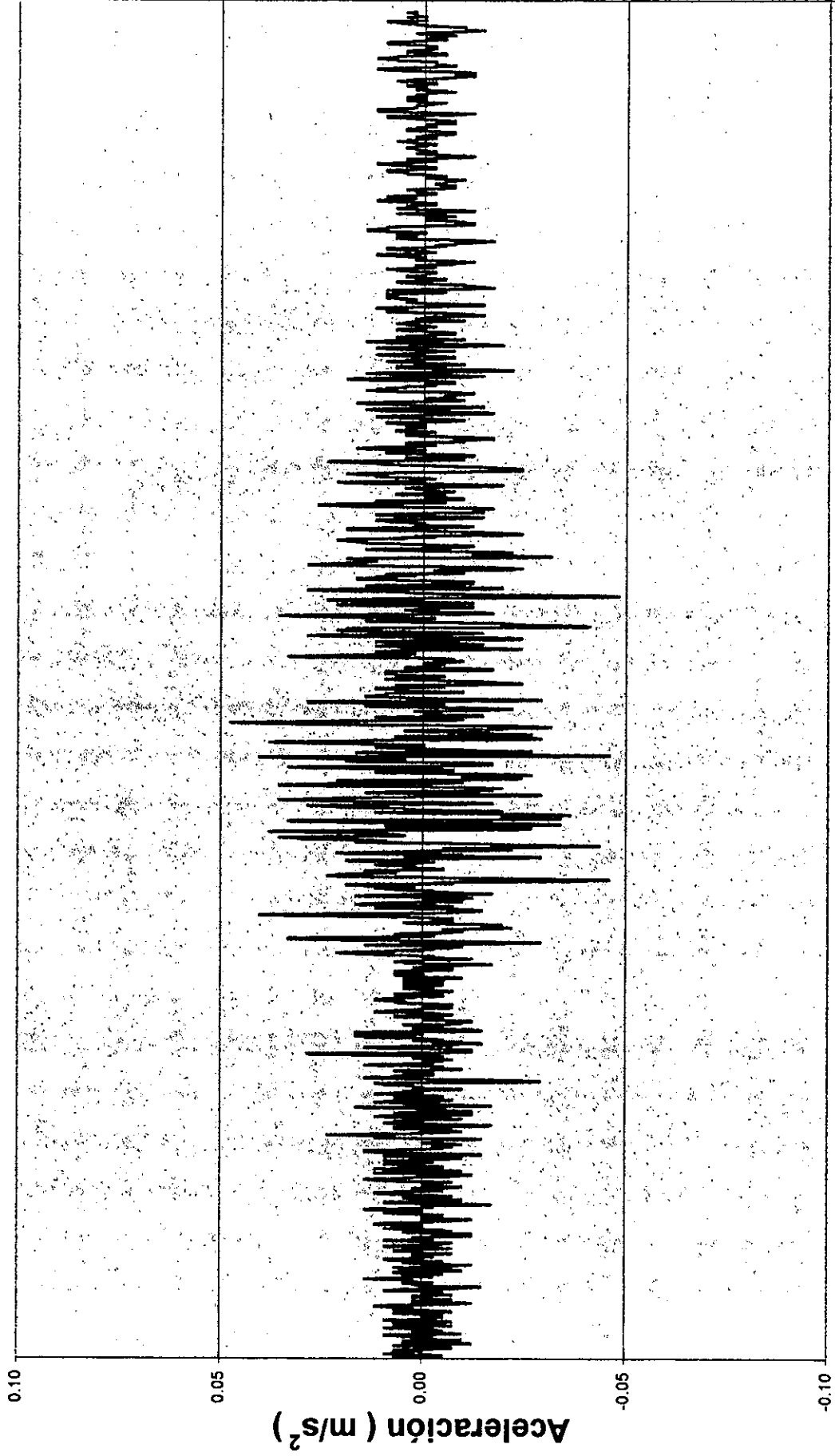
Duración total del evento: 138 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 10 dic 1994. Estación FJBS. N-S

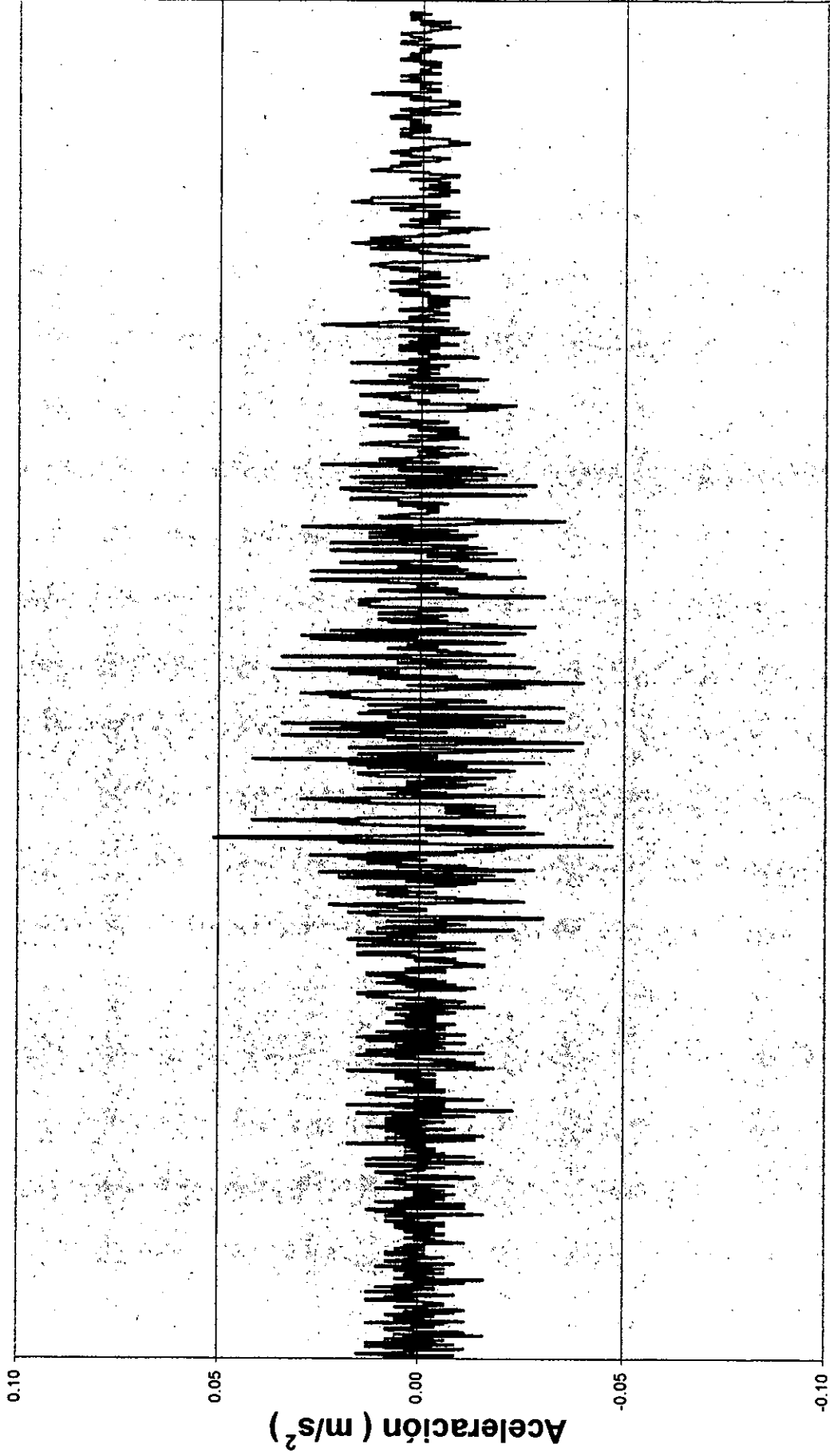
Duración total del evento: 86 segundos



Tiempo (s)

Acelerograma 10 dic 1994. Estación FJBS. E-W

Duración total del evento: 86 segundos



Tiempo (s)

Espectro de Respuesta
Sismo del 14 de Septiembre de 1995 (N-S). Tlalpan

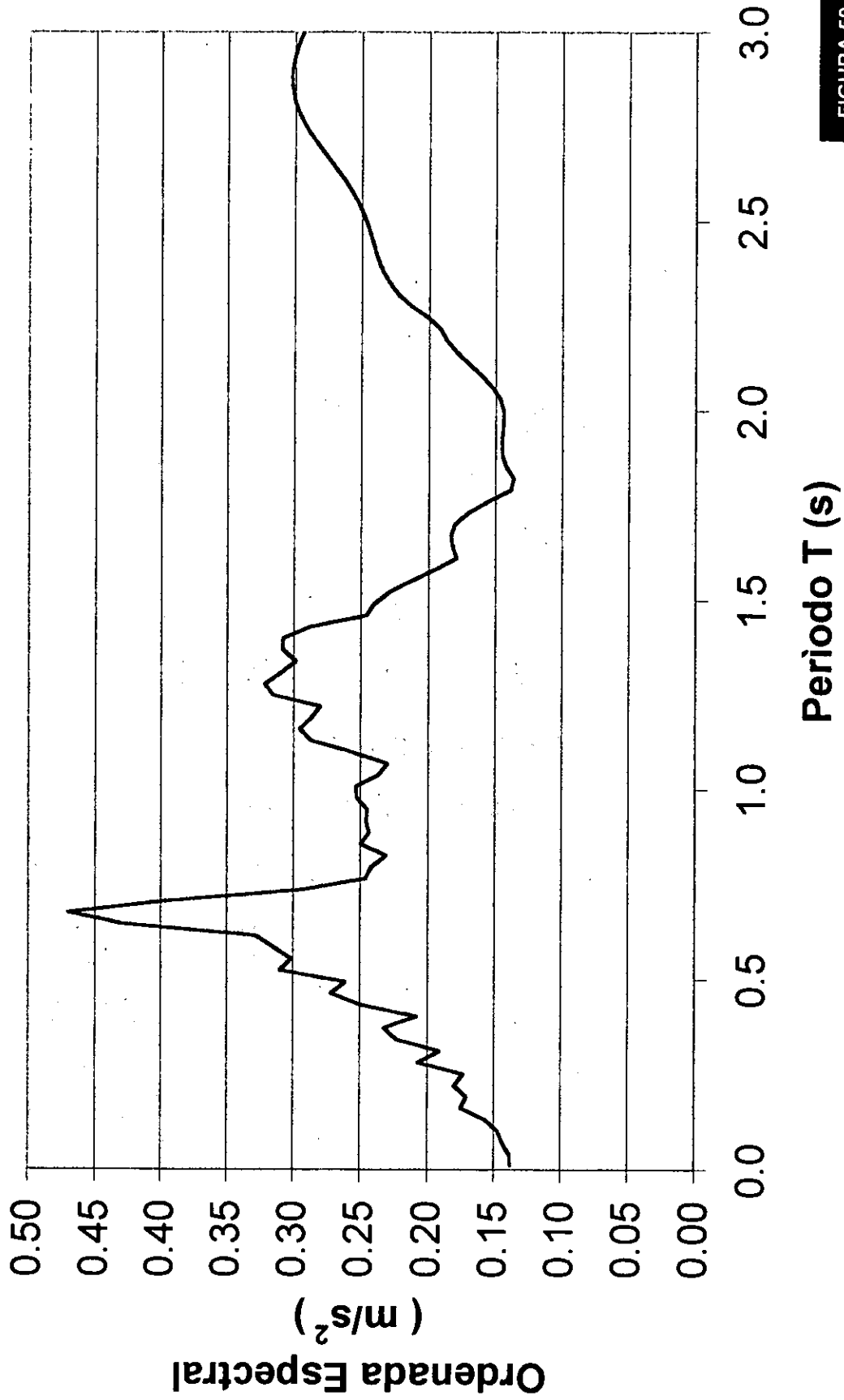


FIGURA 59

Espectro de Respuesta
Sismo del 14 de Septiembre de 1995 (E-W). Tlalpan

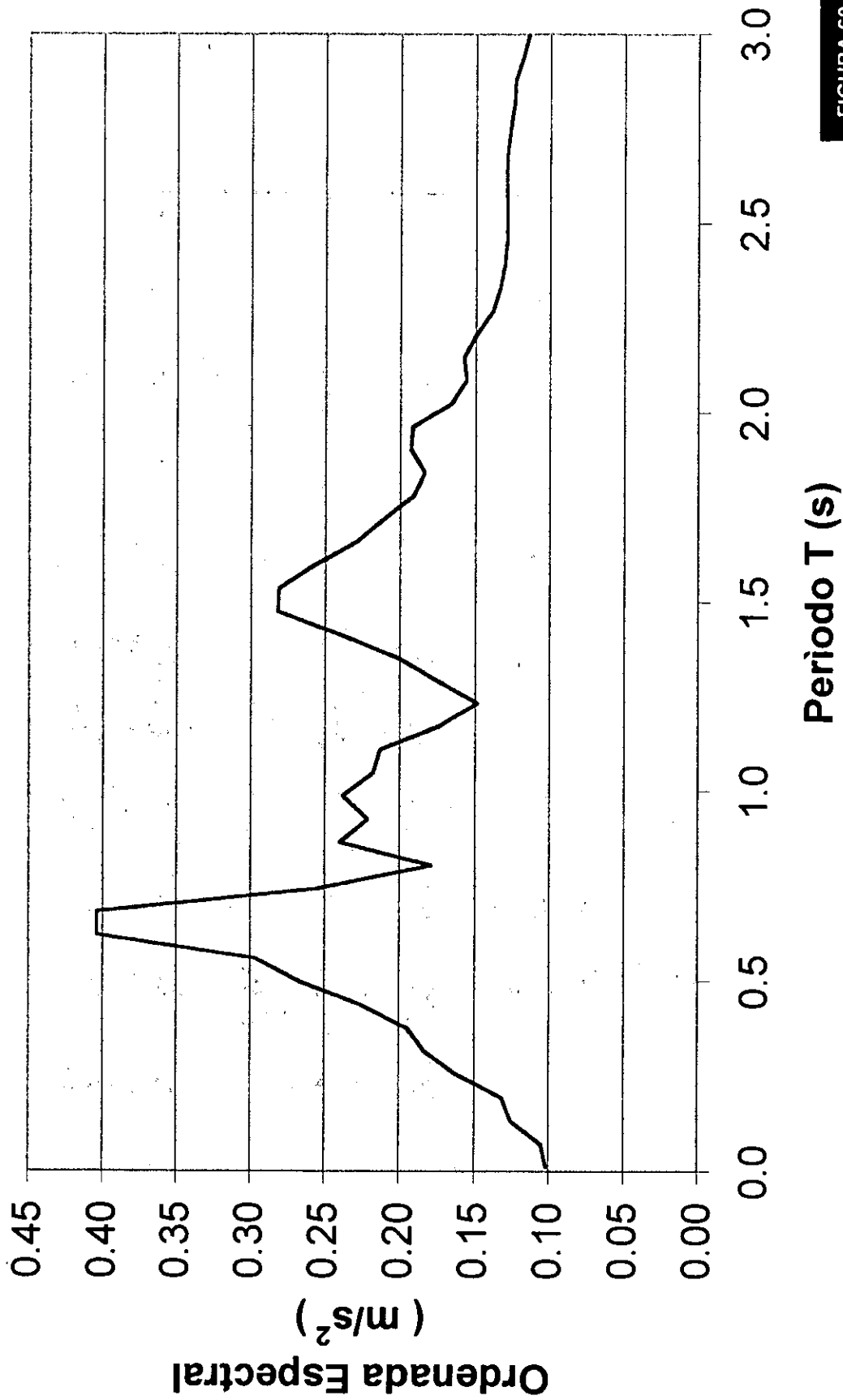


FIGURA 60

Espectro de Respuesta
Sismo del 10 de Diciembre de 1994 (N-S). Tlalpan

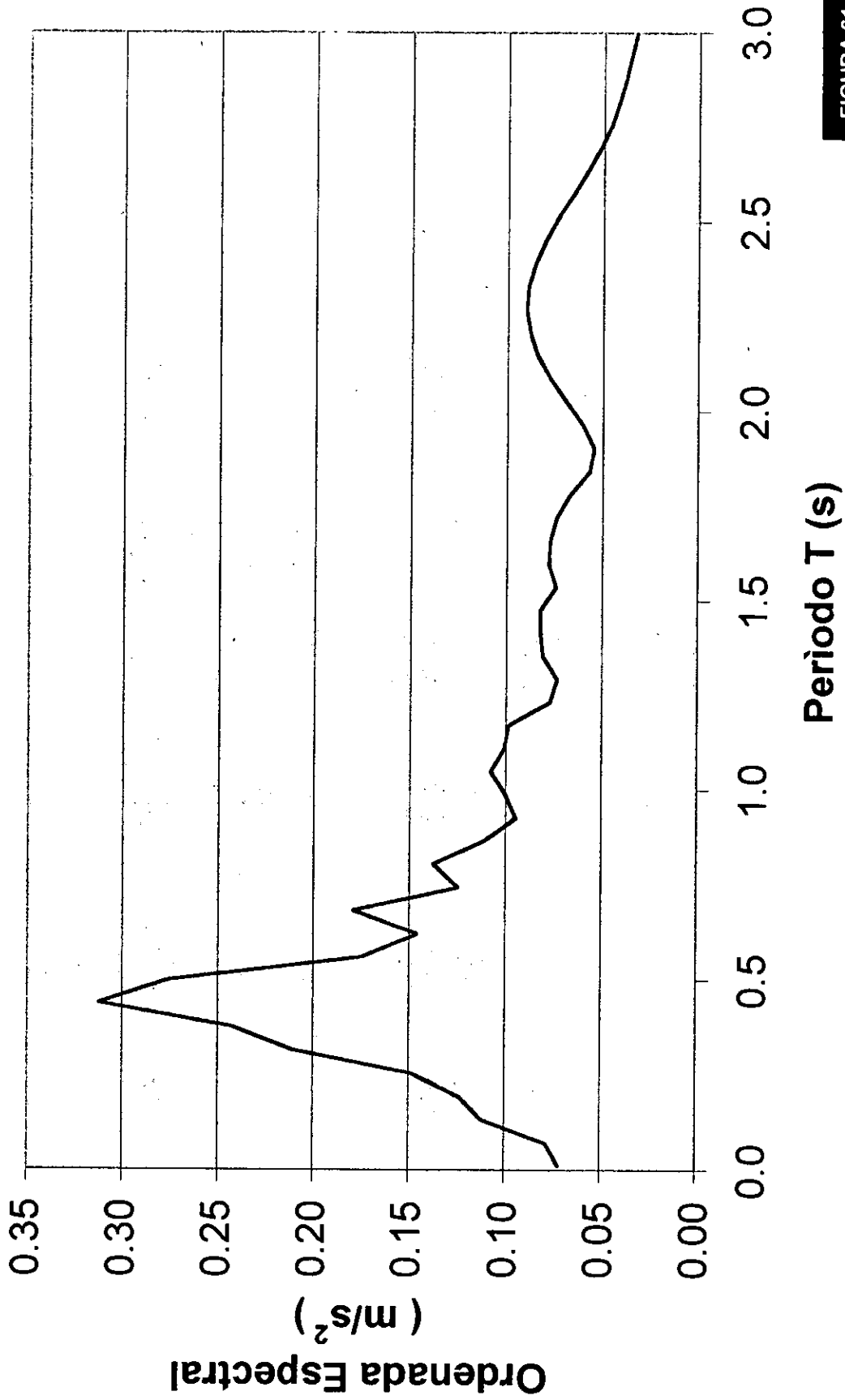


FIGURA 61

Espectro de Respuesta
Sismo del 10 de Diciembre de 1994 (E-W). Tlalpan

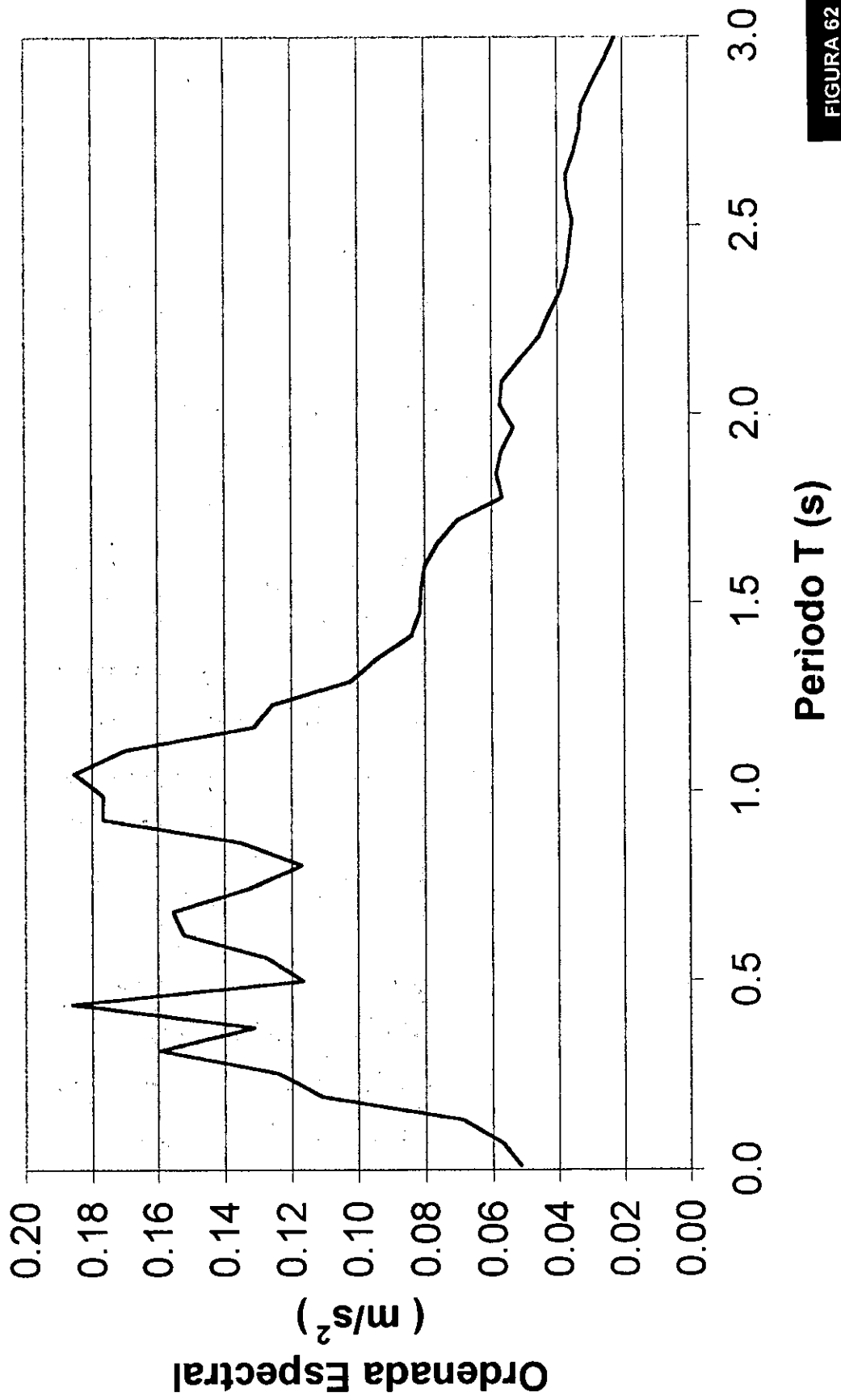
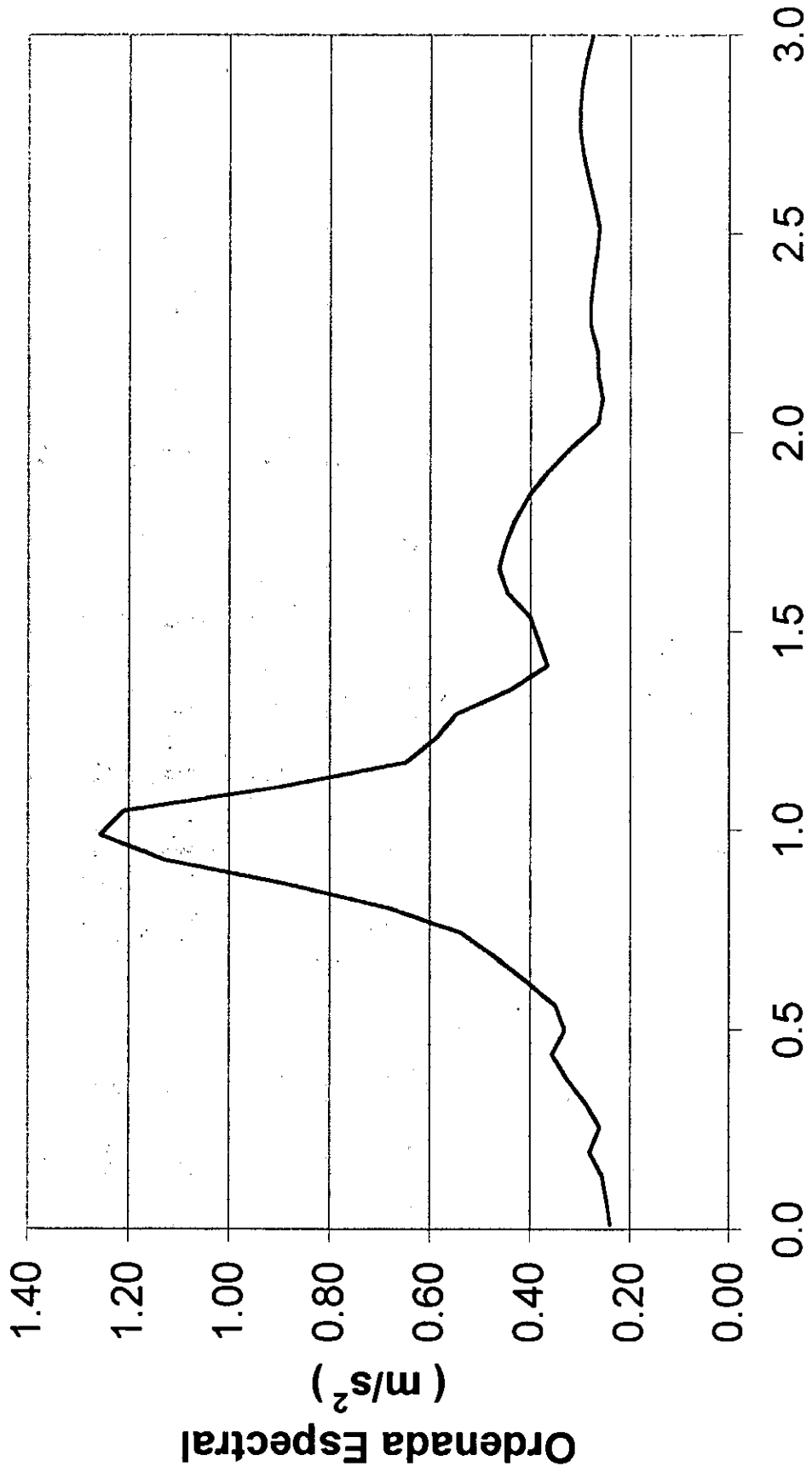


FIGURA 62

Espectro de Respuesta
Sismo del 14 de Septiembre de 1995 (N-S). Xotepingo



Periodo T (s)

Espectro de Respuesta
Sismo del 14 de Septiembre de 1995 (E-W). Xotepingo

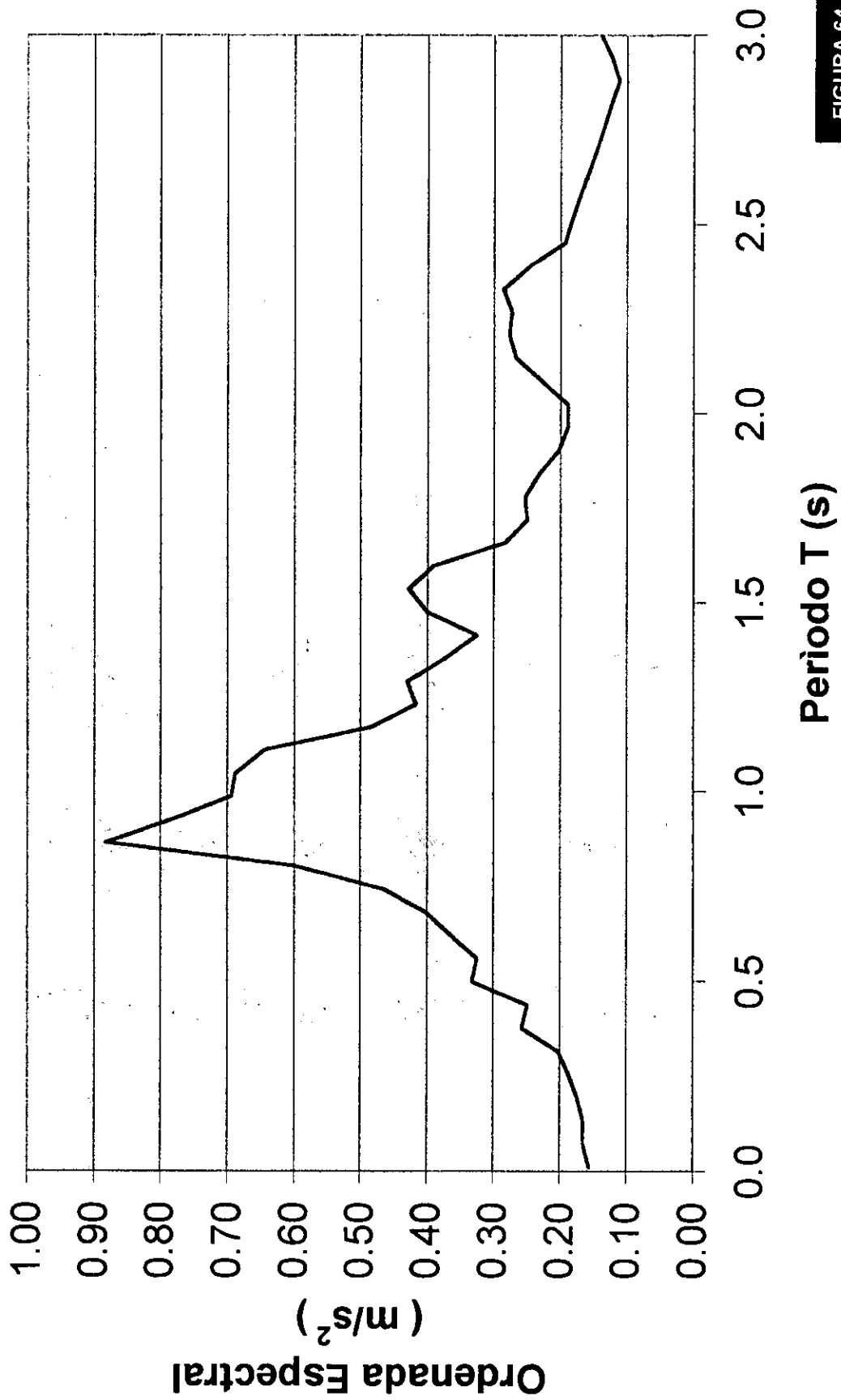
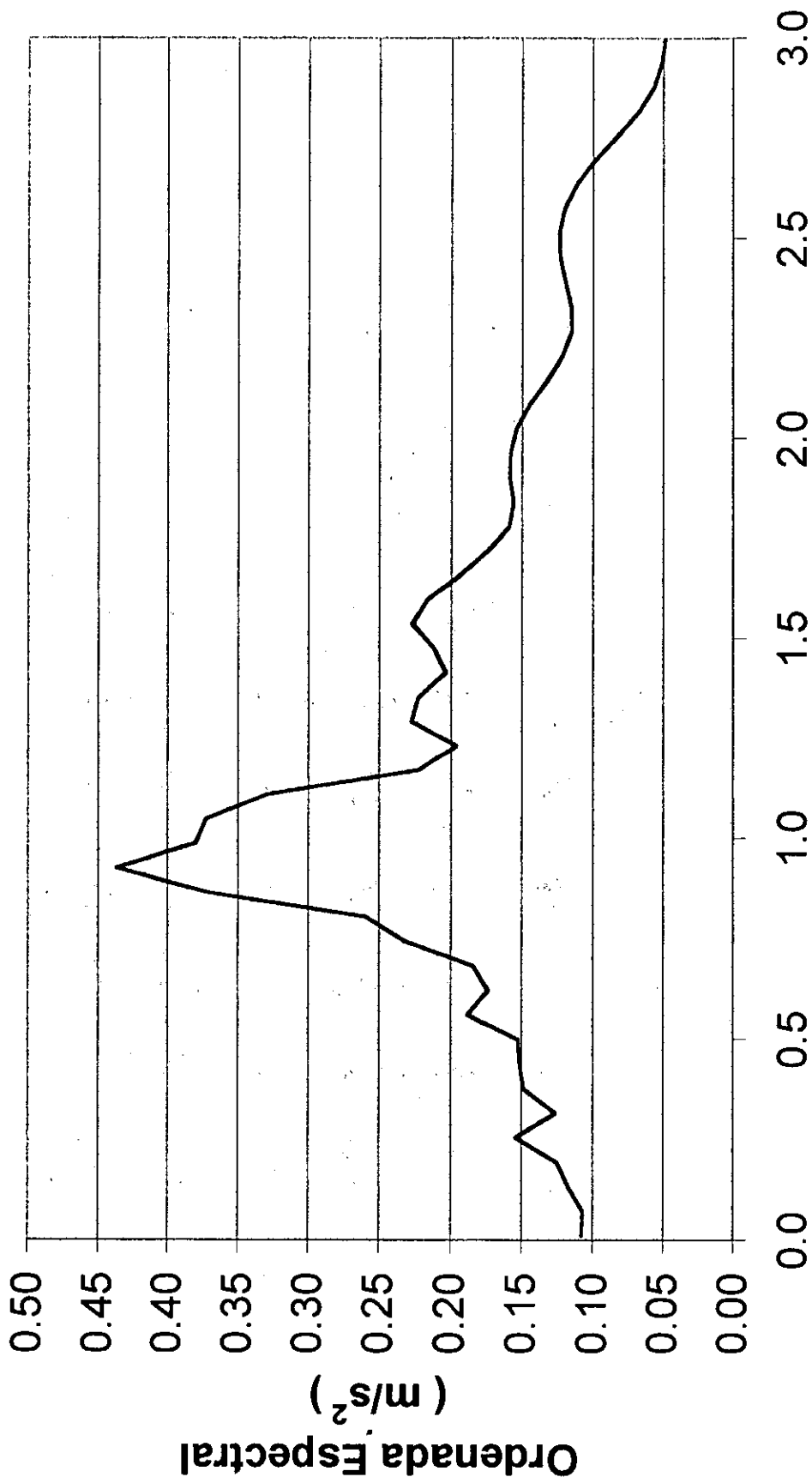


FIGURA 64

Espectro de Respuesta
Sismo del 10 de Diciembre de 1994 (N-S). Xotepingo



Período T (s)

Espectro de Respuesta
Sismo del 10 de Diciembre de 1994 (E-W). Xotepingo

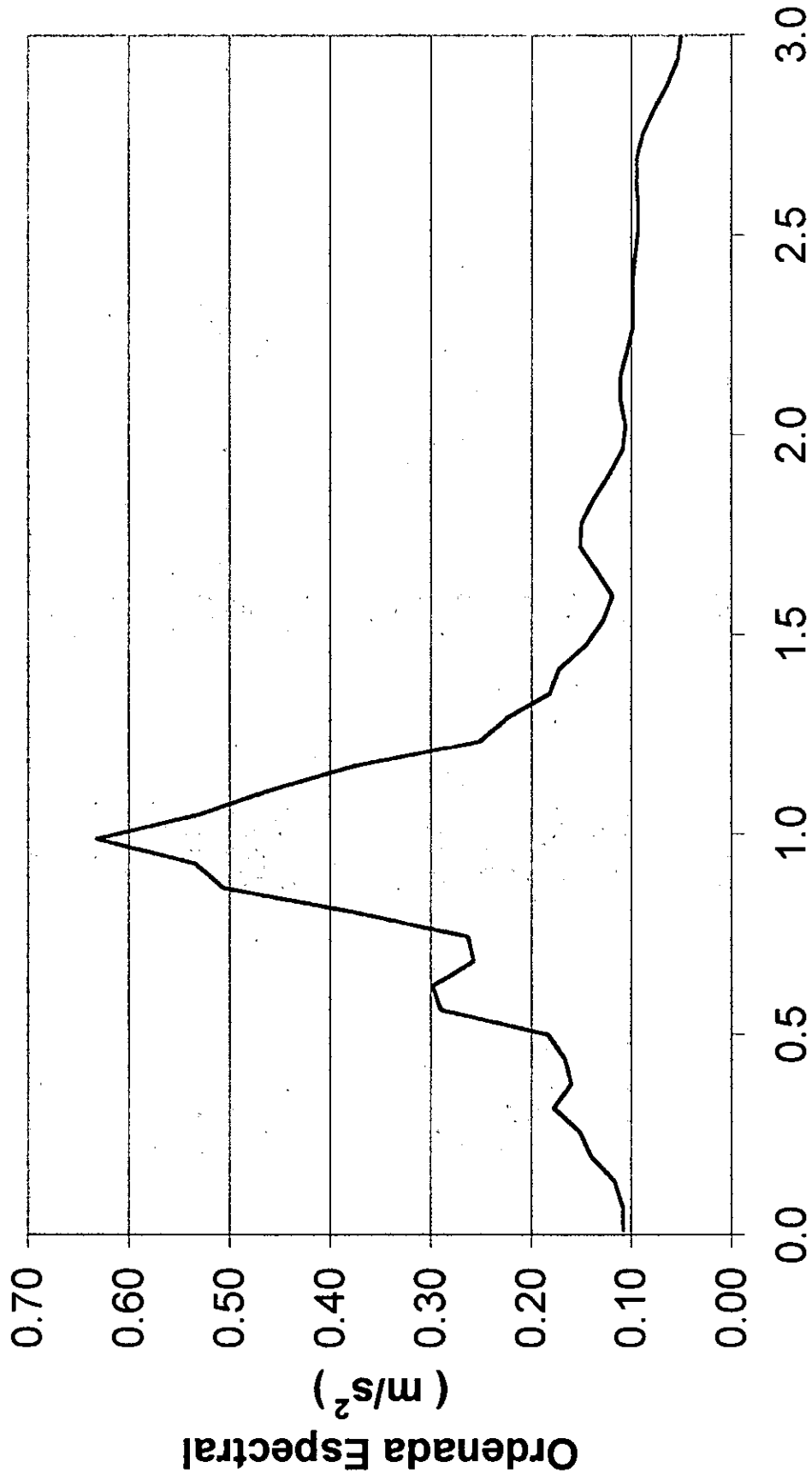


FIGURA 66

**Espectro de Respuesta
Sismo del 14 de Septiembre de 1995 (N-S). CU**

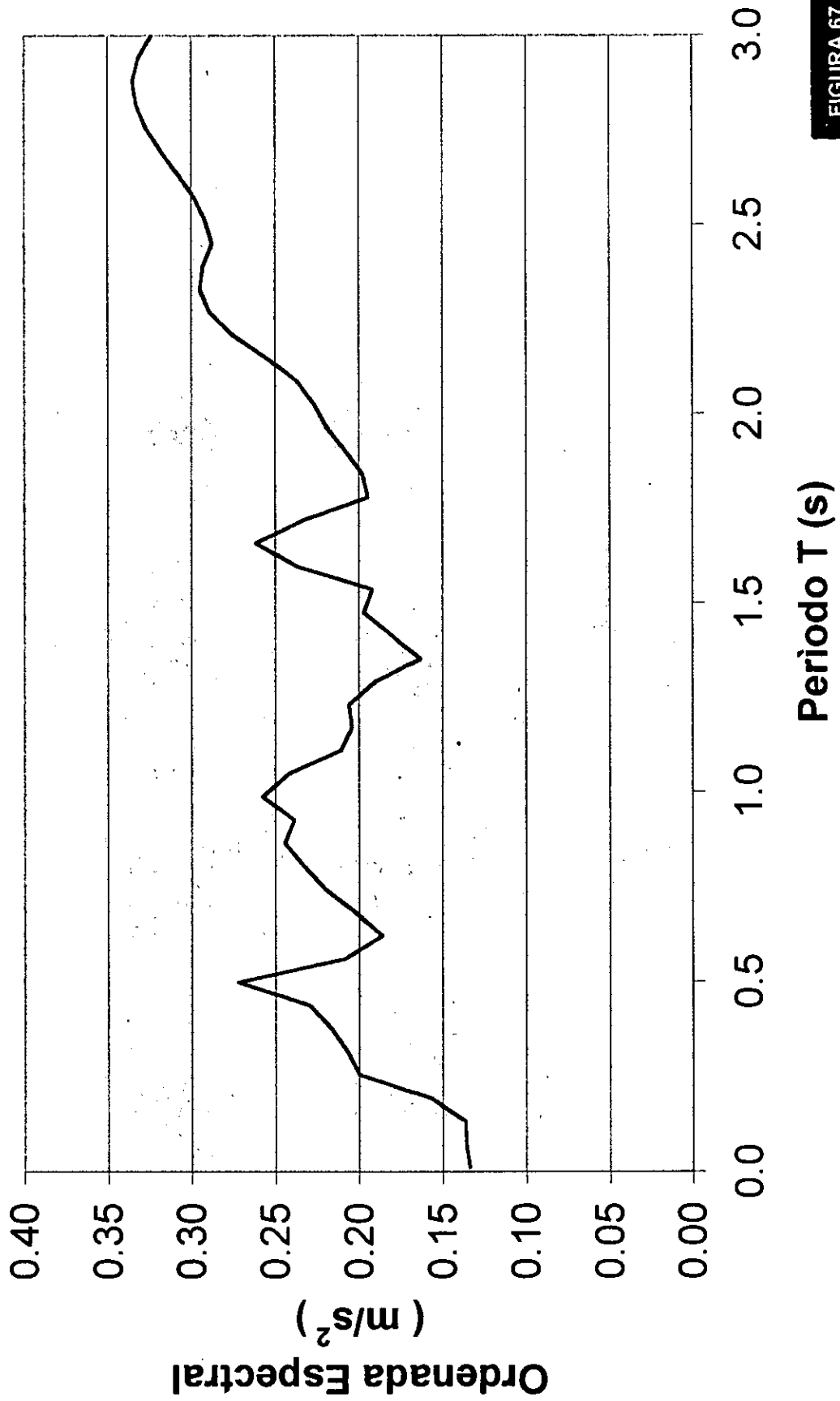


FIGURA 67

Espectro de Respuesta
Sismo del 14 de Septiembre de 1995 (E-W). CU

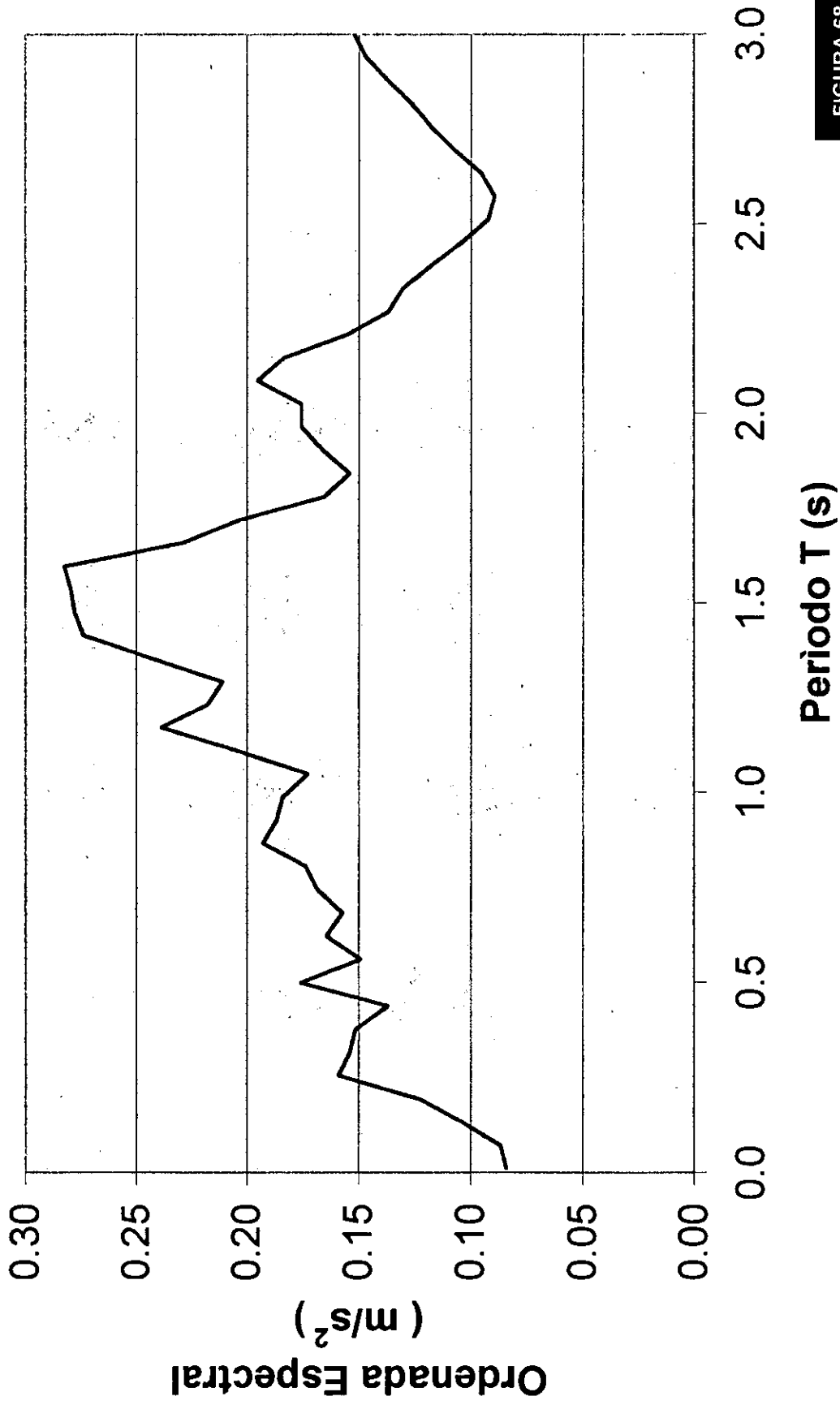


FIGURA 68

Espectro de Respuesta
Sismo del 10 de Diciembre de 1994 (N-S). CU

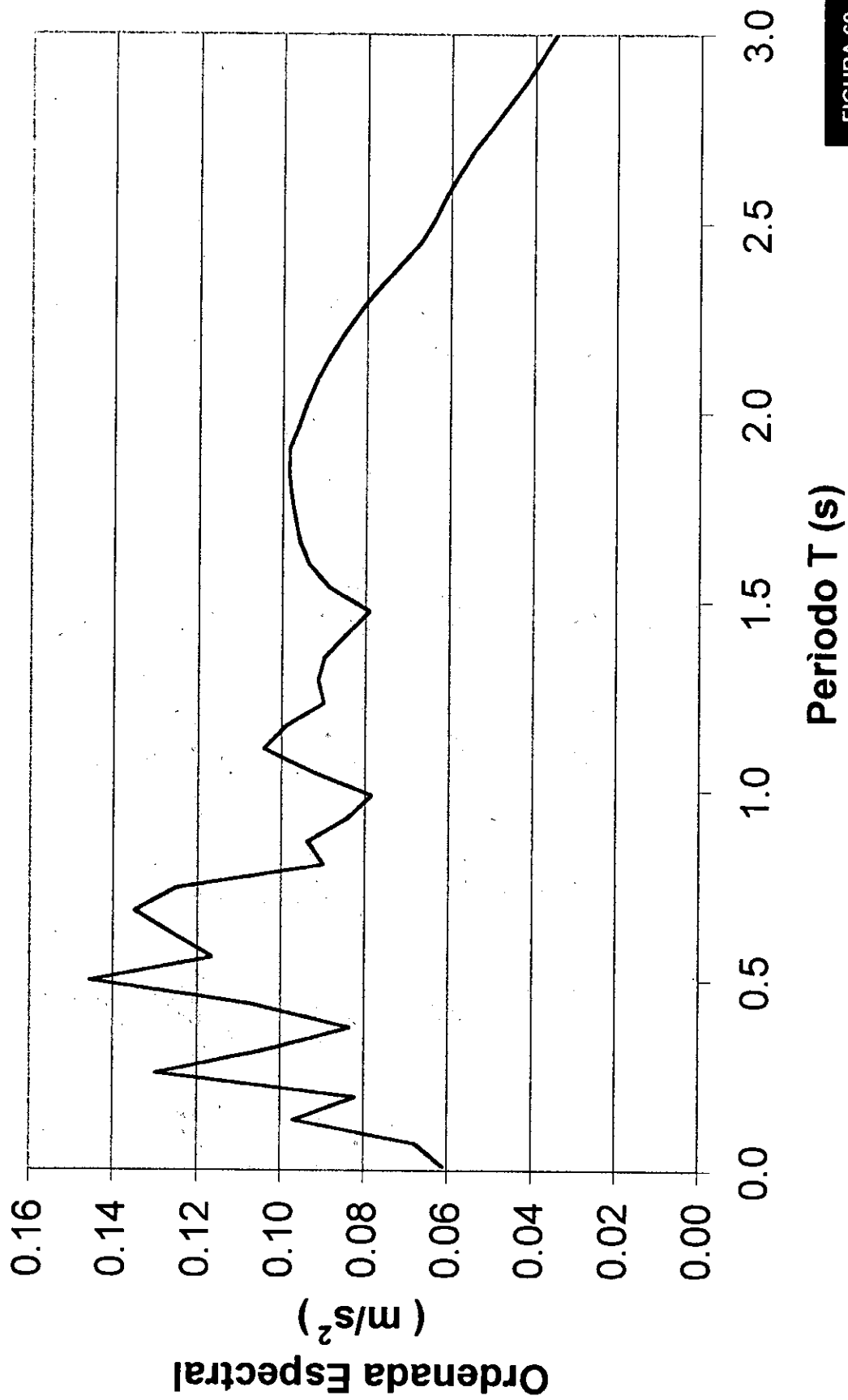


FIGURA 69

Espectro de Respuesta
Sismo del 10 de Diciembre de 1994 (E-W). CU

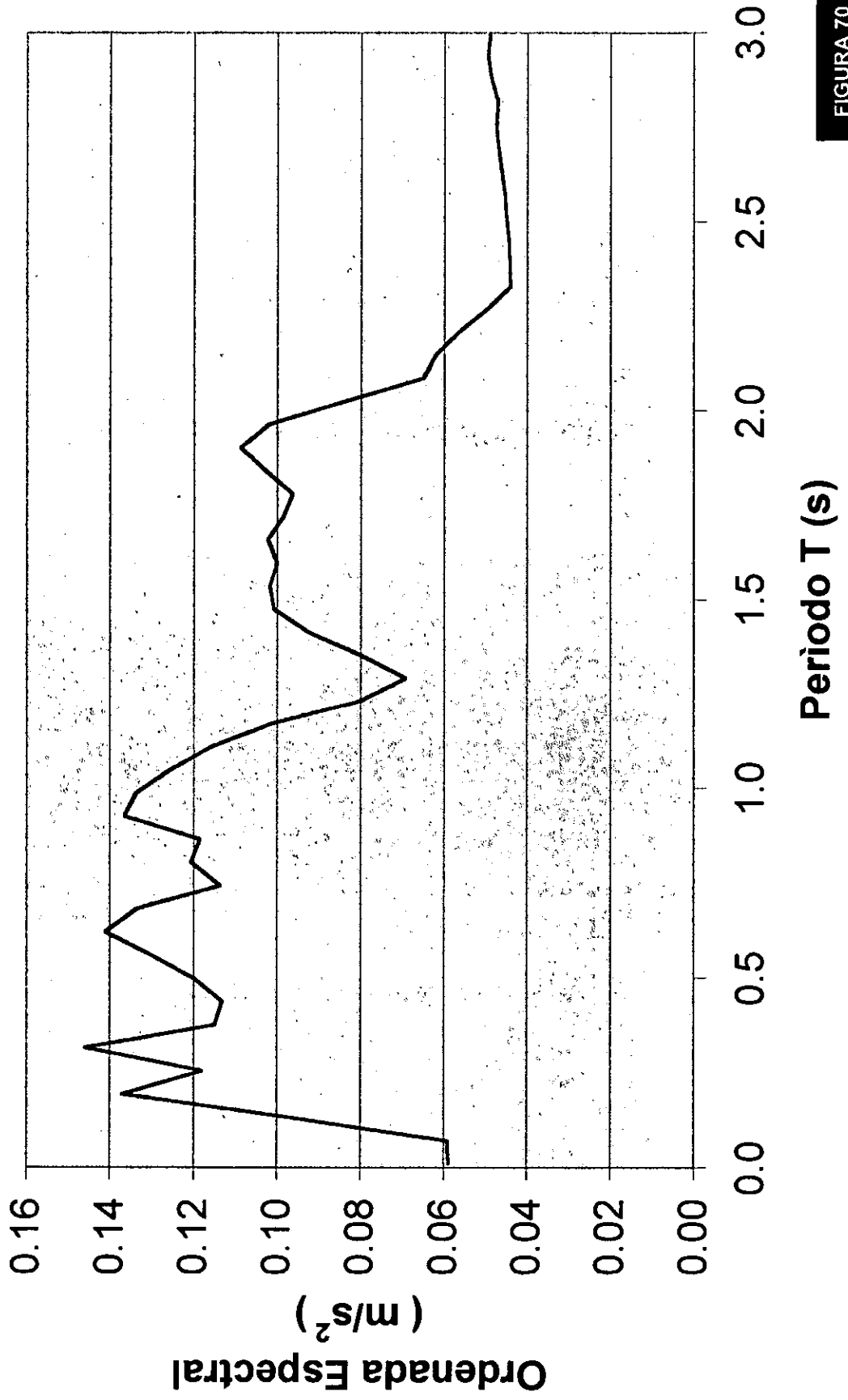
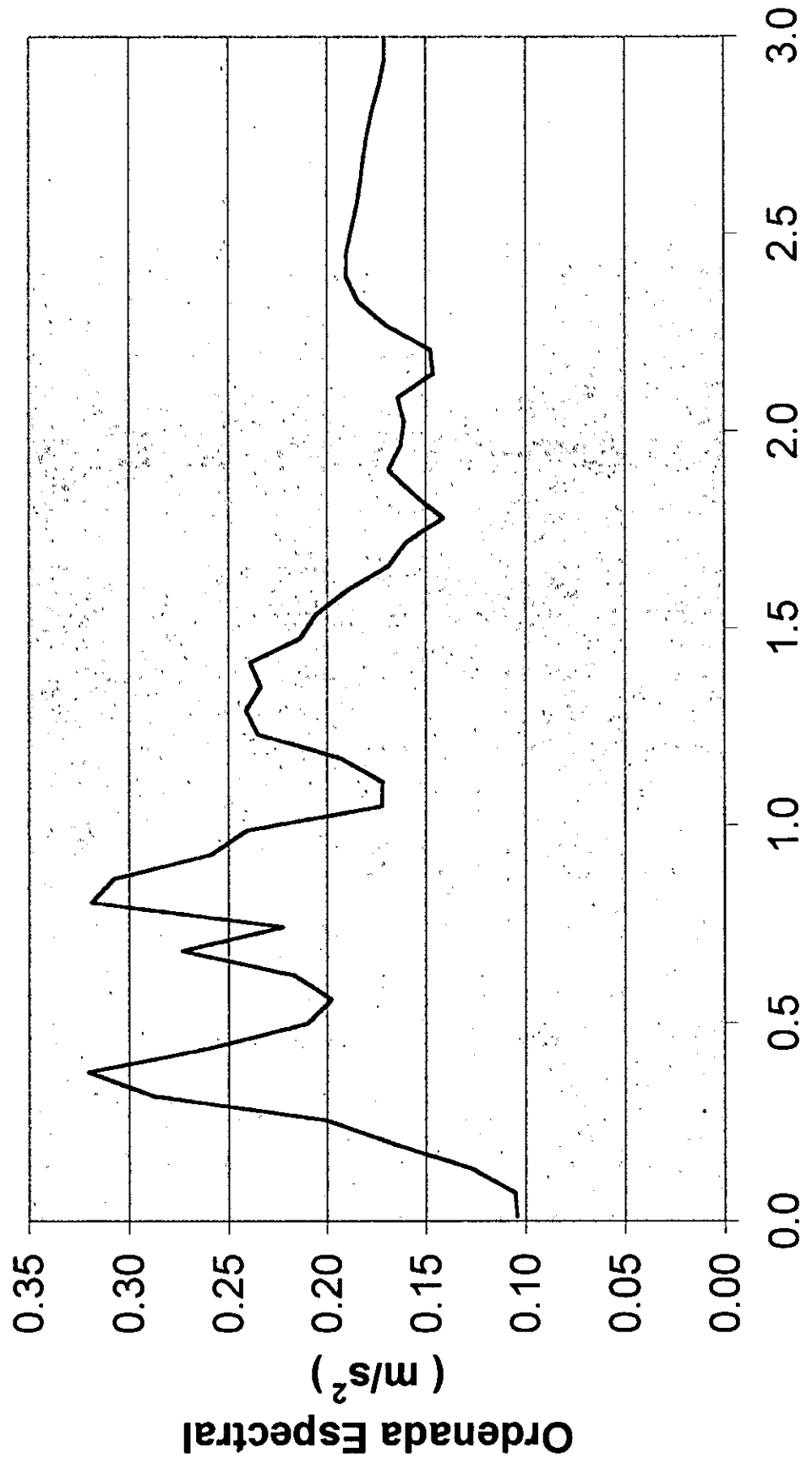


FIGURA 70

Espectro de Respuesta
Sismo del 14 de Septiembre de 1995 (N-S). FJBS



Período T (s)

Espectro de Respuesta
Sismo del 14 de Septiembre de 1995 (E-W). FJBS

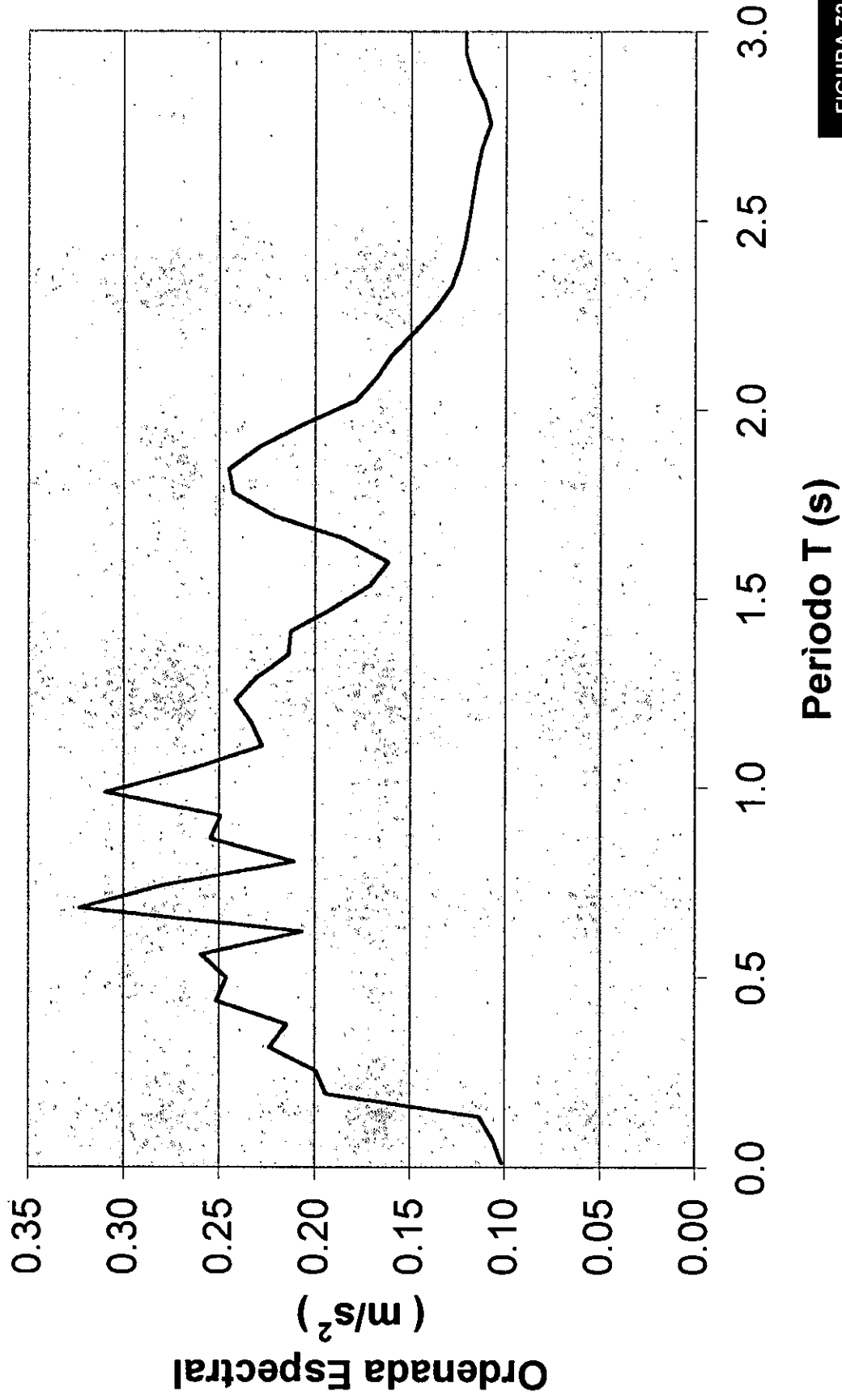


FIGURA 72

Espectro de Respuesta
Sismo del 10 de Diciembre de 1994 (N-S). FJBS

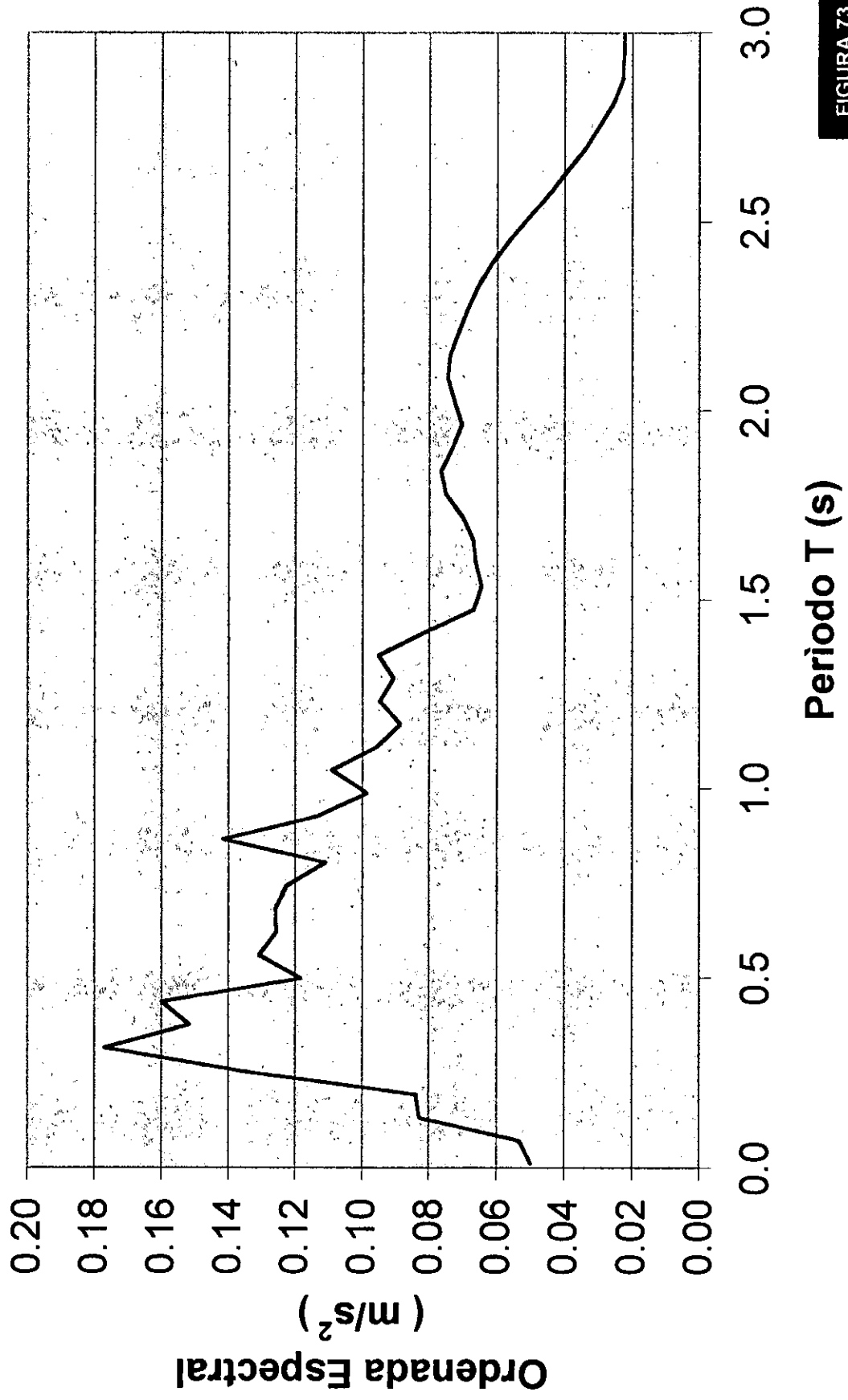


FIGURA 73

Espectro de Respuesta
Sismo del 10 de Diciembre de 1994 (E-W). FJBS

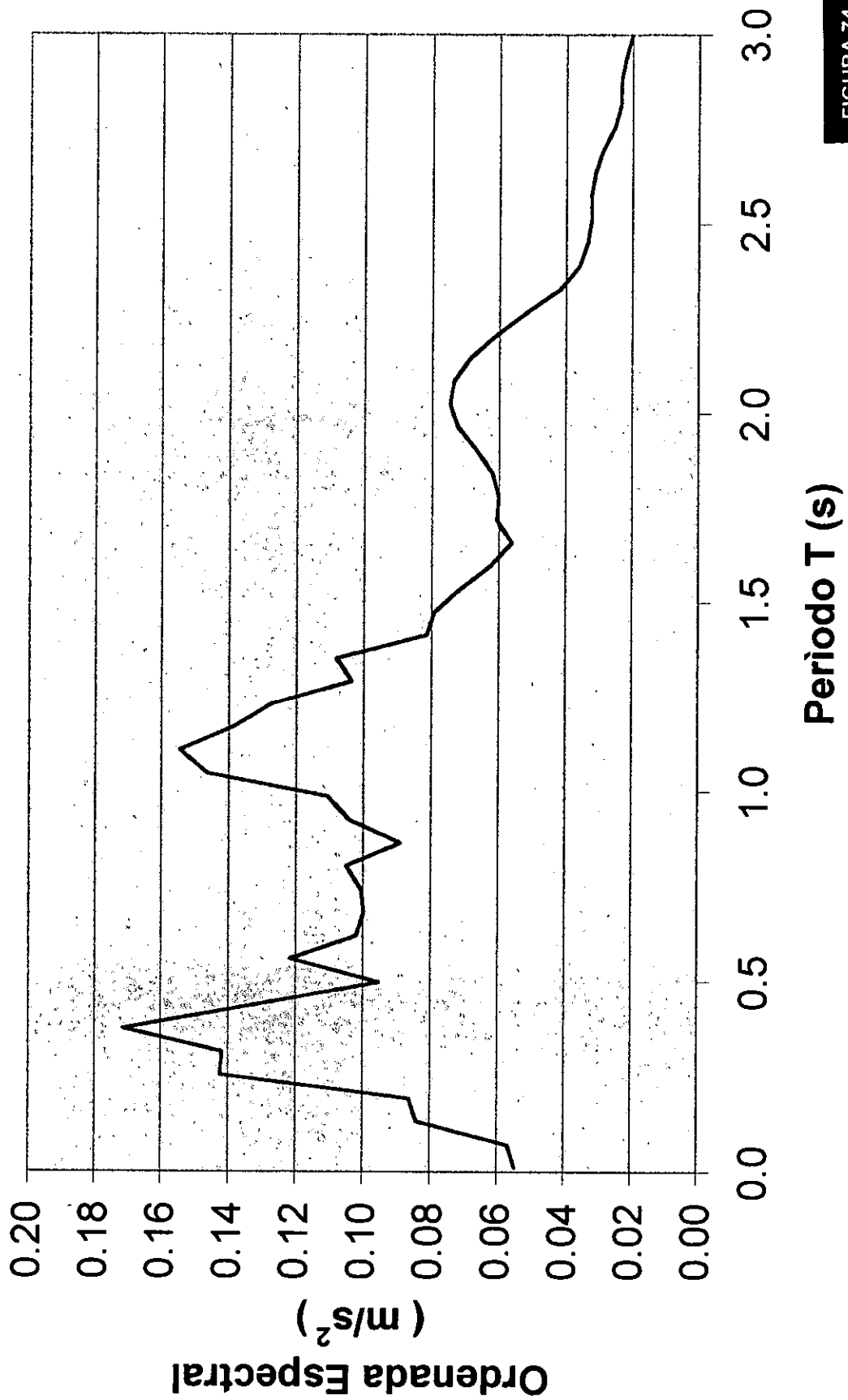
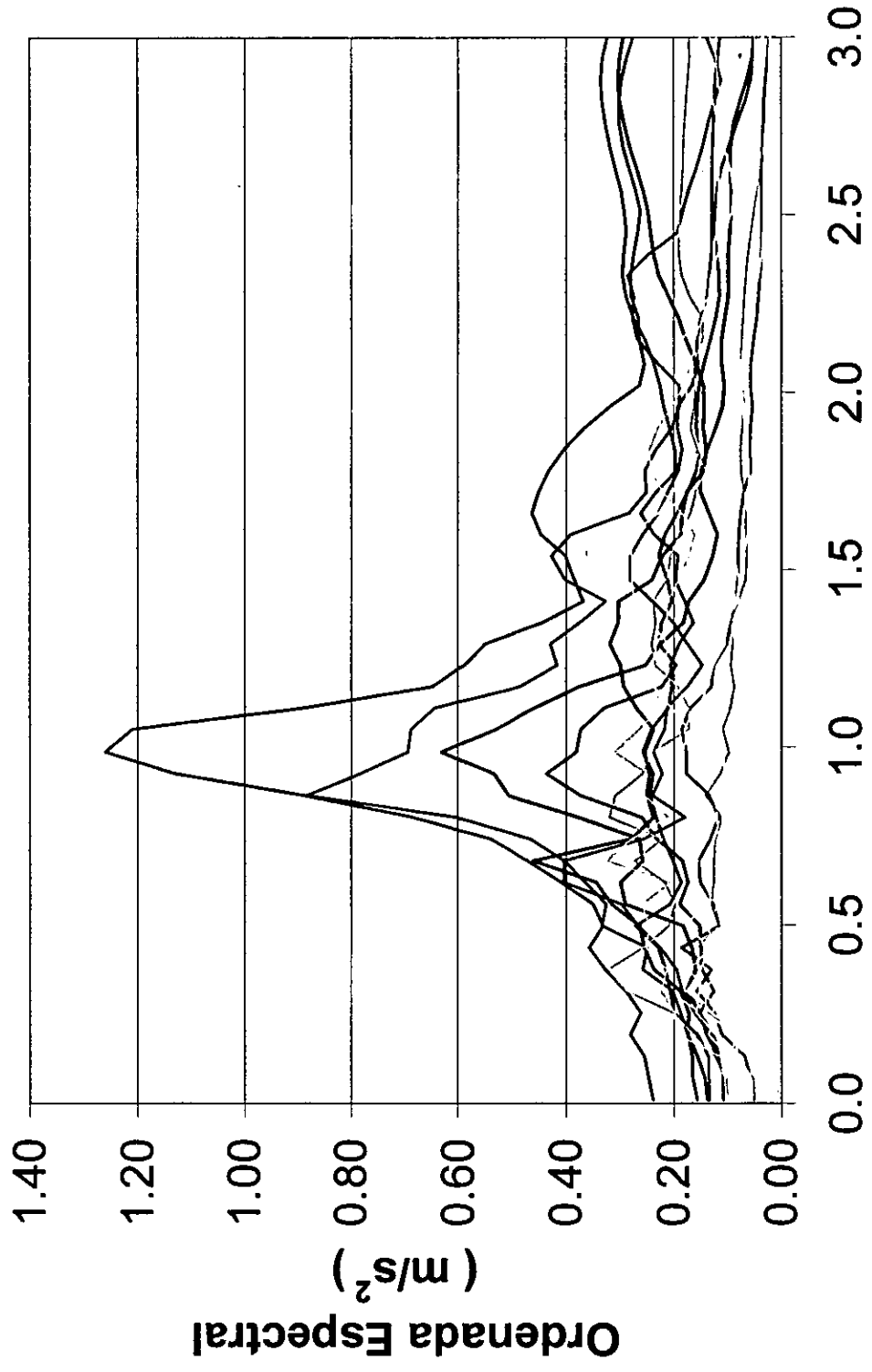


FIGURA 74

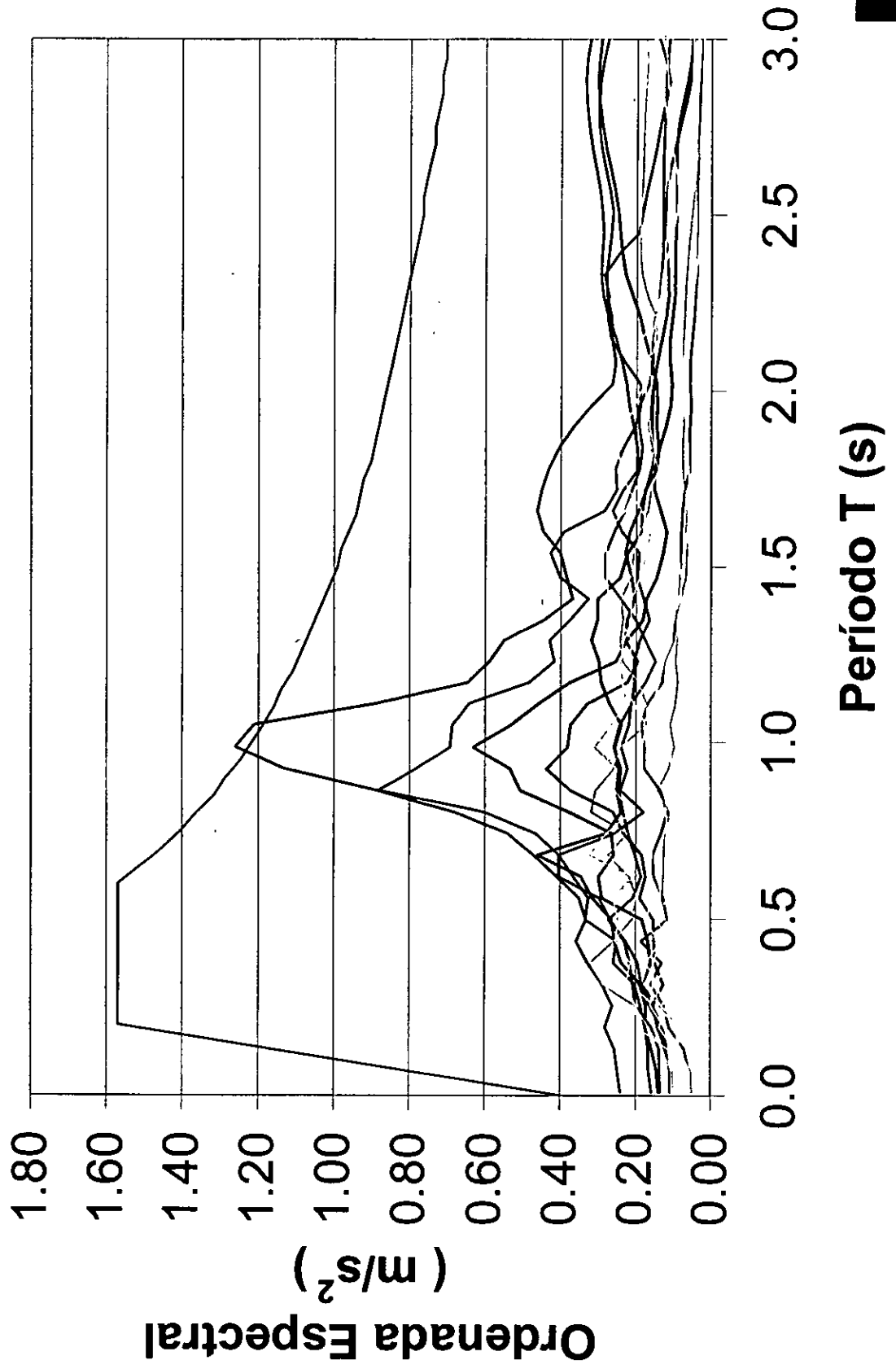
Comparación de Espectros de Respuesta de Sismos Seleccionados



- Serie1
- Serie2
- Serie3
- Serie4
- Serie5
- Serie6
- Serie7
- Serie8
- Serie9
- Serie10
- Serie11
- Serie12
- Serie13
- Serie14
- Serie15
- Serie16

Período T (s)

Comparación de Espectros de Respuesta de Sismos Seleccionados contra Espectro de Diseño RCDF



**Comparación de Espectros de Respuesta de Sismos
Seleccionados contra Espectro de Diseño RCDF
(SIN REGISTROS DE LA ESTACIÓN XOTEPINGO)**

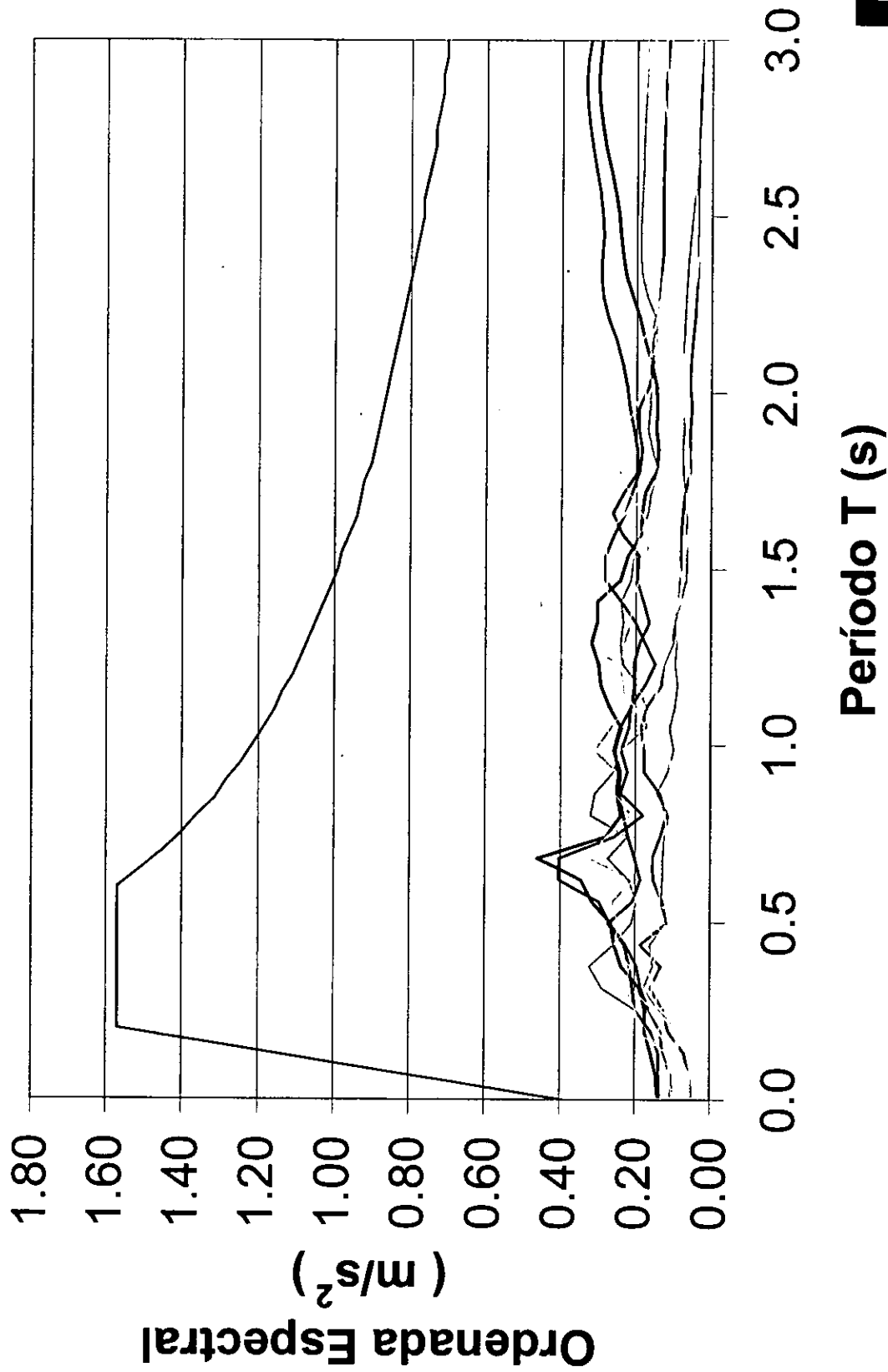
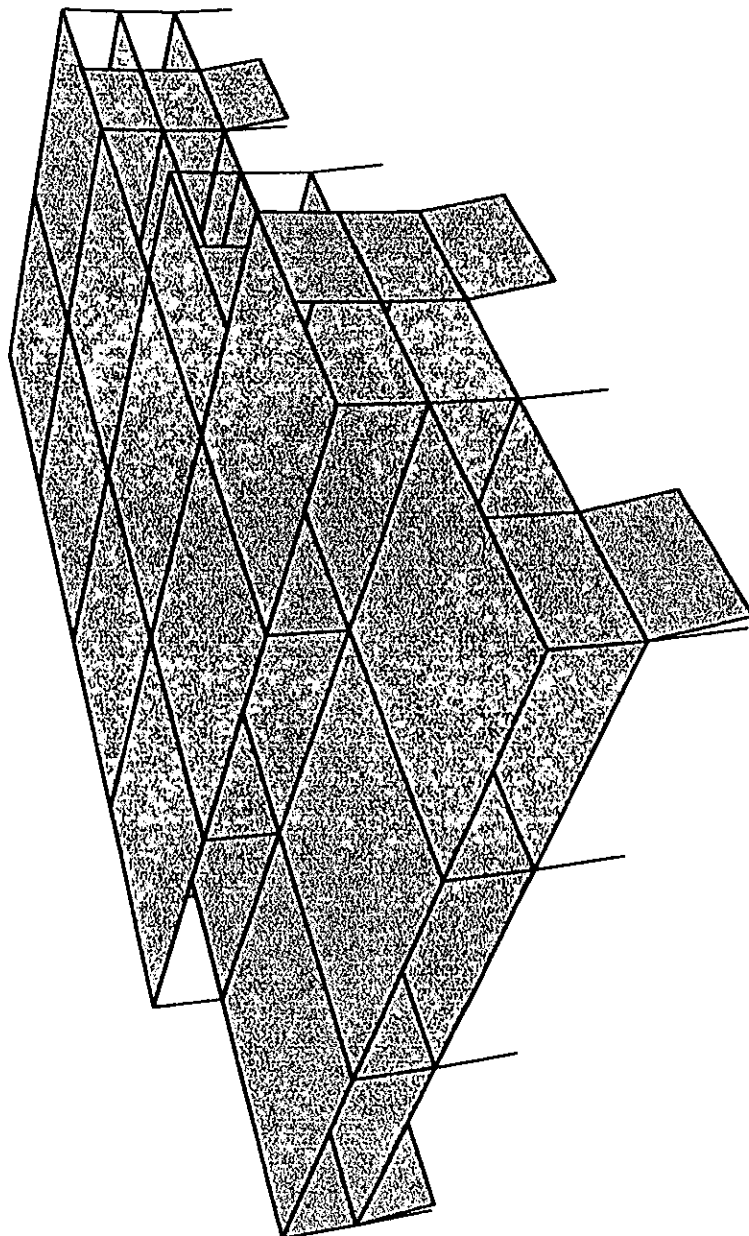


FIGURA 77



ETABS P6.13 File: TESIS01A.PST Effective Mass: Xtrans 0.0% Ytrans 97.2% Zrotn 0.0%

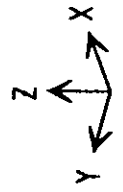
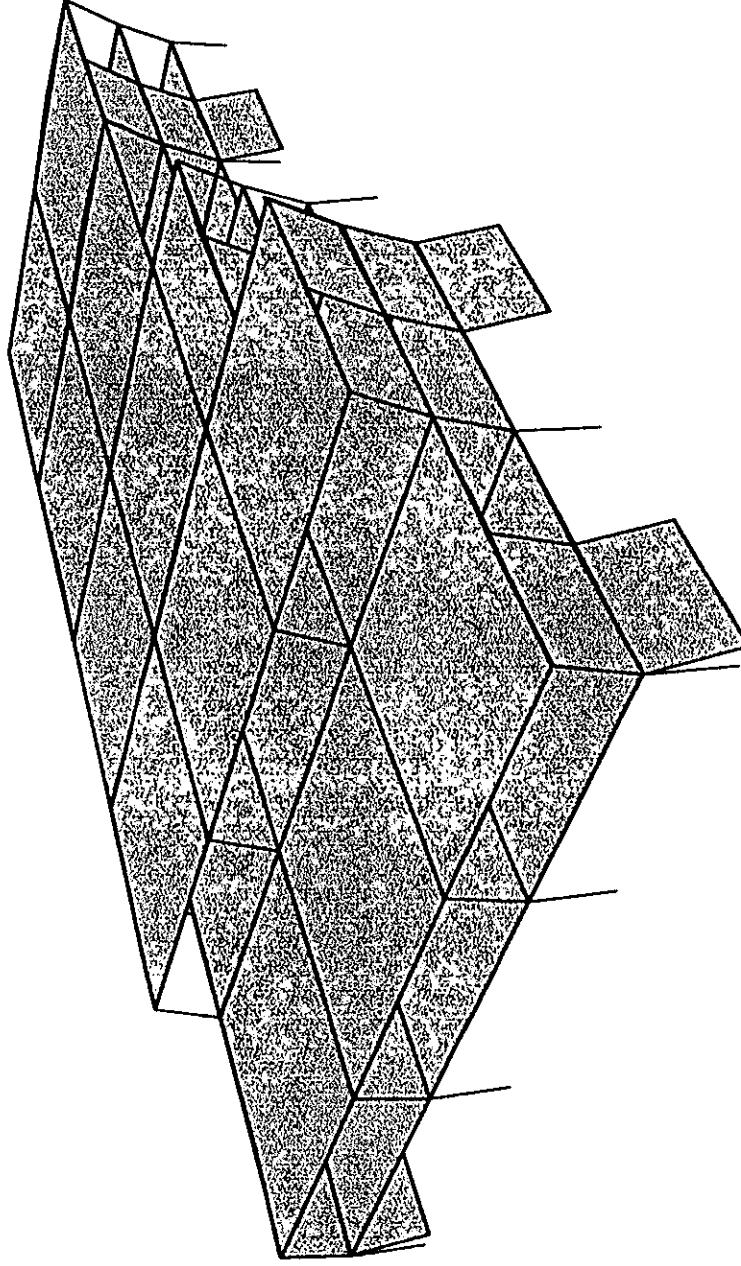


FIGURA 79

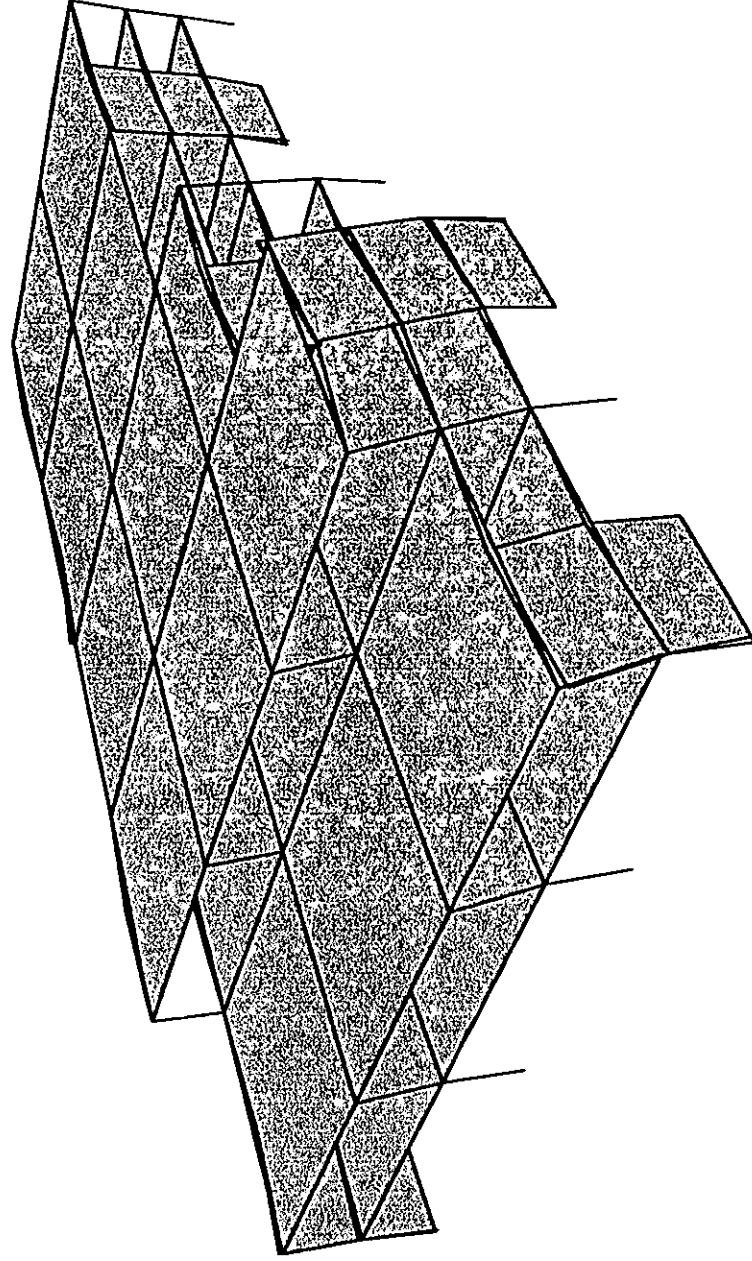


FIGURA 80

ETABS P6.13 File: TESIS01A.PST Effective Mass: Xtrans 1.1% Ytrans 0.0% Zrotn 69.7%

Espectro de Diseño (Zona I, D.F.)

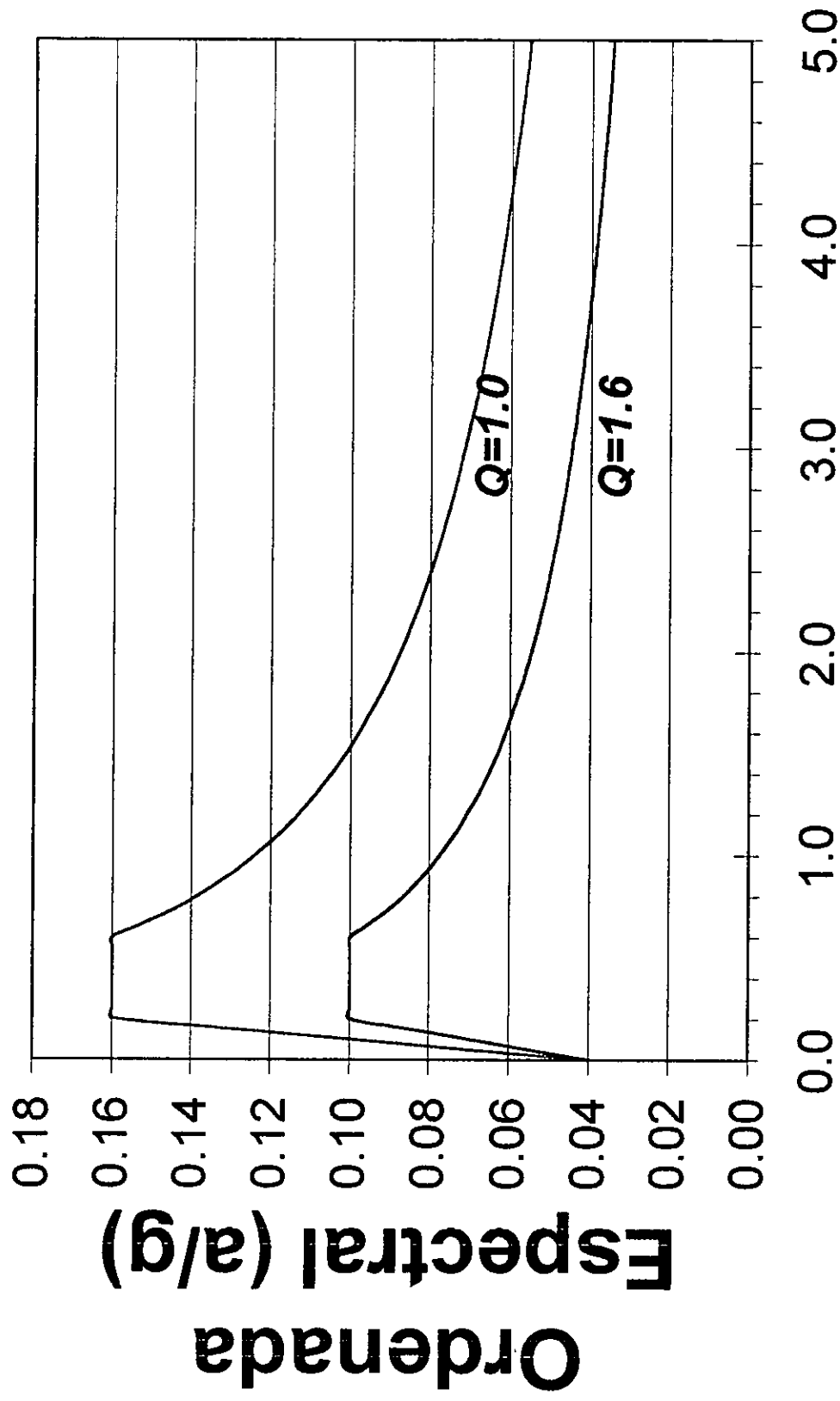


FIGURA 81

Período T(s)

**Comparación de Cortantes Basales de Entrepiso
Modelos en Base Rígida y Base Aislada.**
(Sismo del 14 de Septiembre de 1995 Estación Tlalpan, N-S)

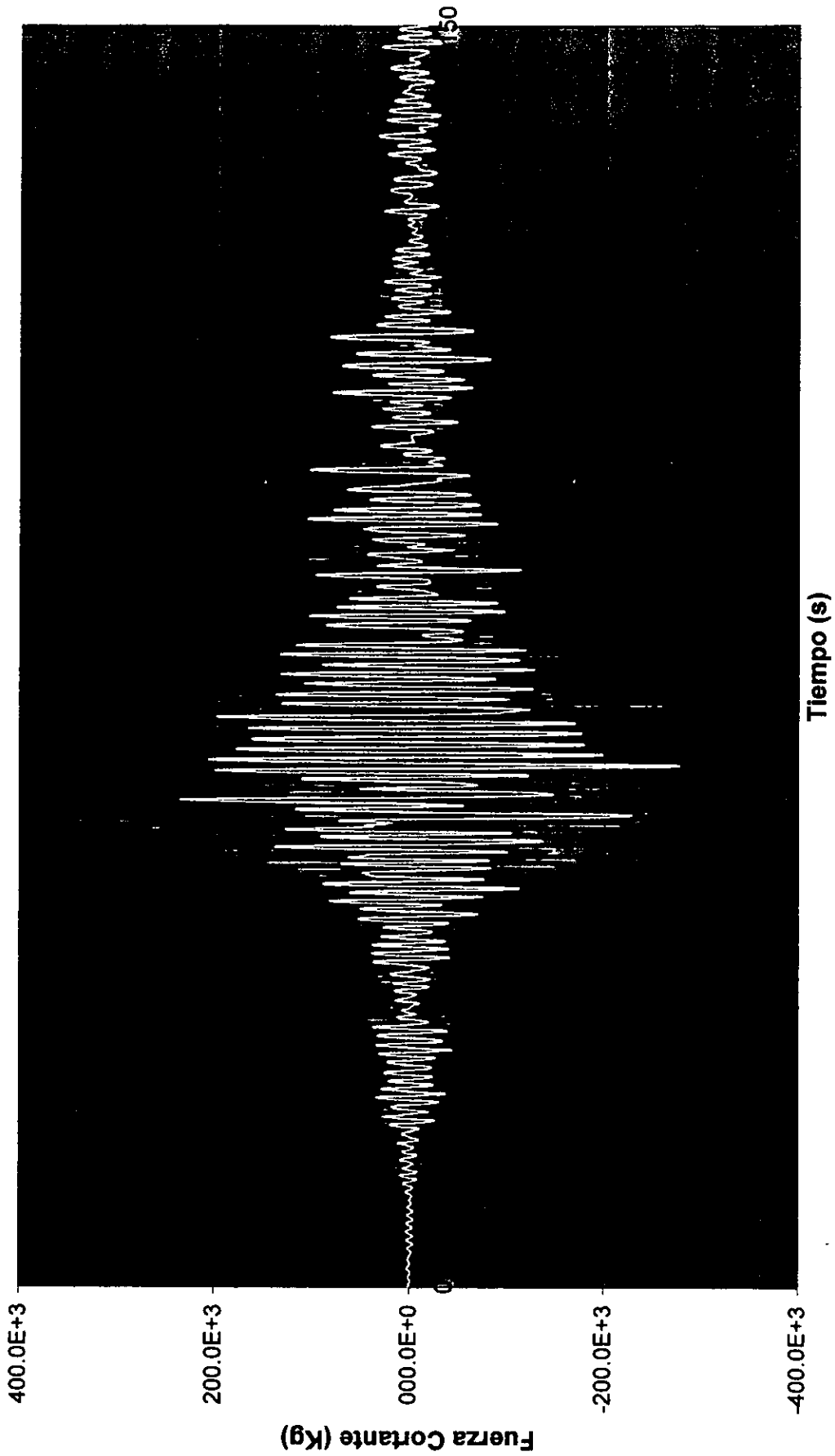


FIGURA 82

Comparación de Cortantes Basales de Entrepiso
Modelos en Base Rígida y Base Aislada.
(Sismo del 10 de Diciembre de 1994. Estación Tlalpan. N-S)

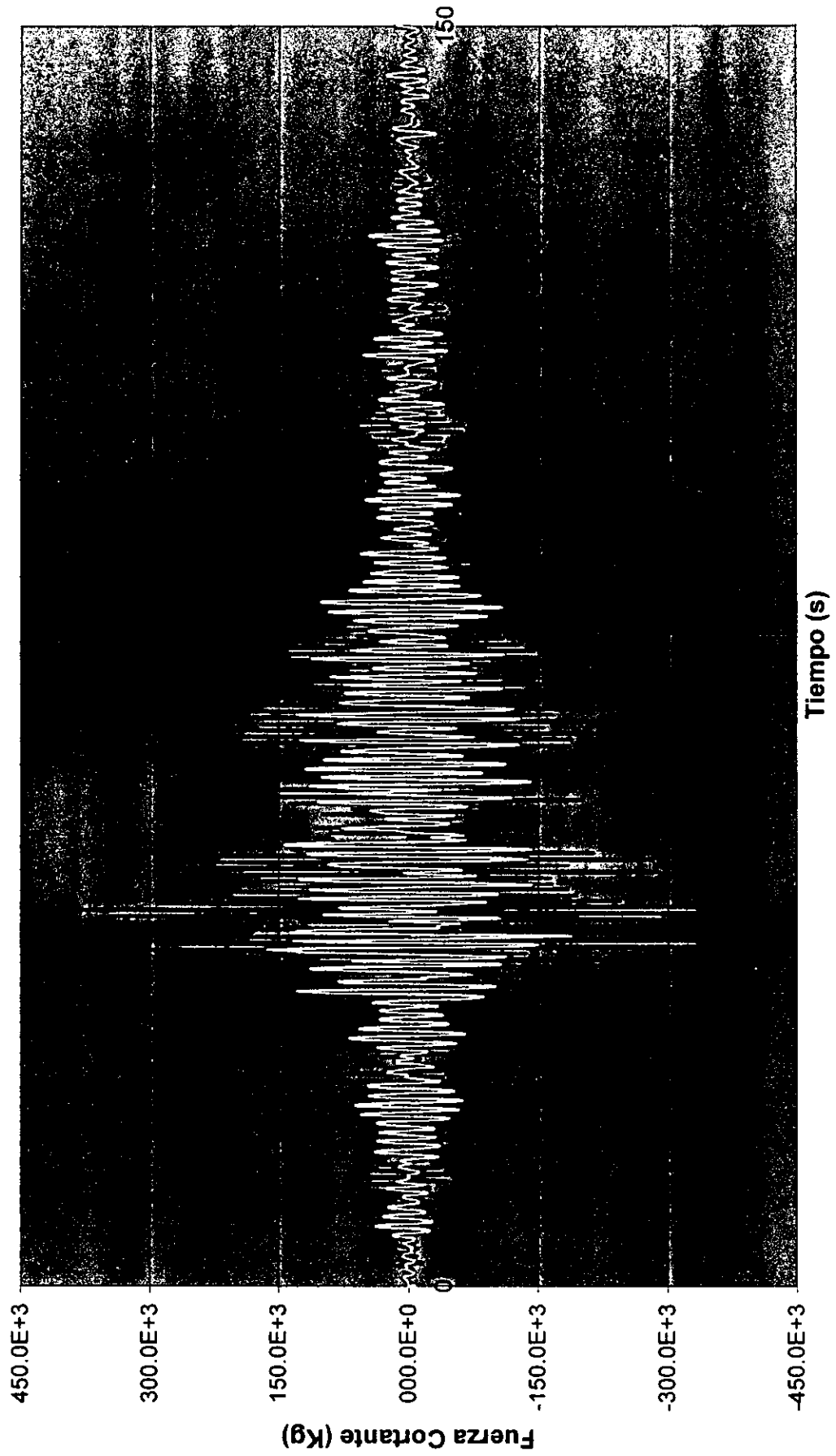


FIGURA 83

Comparación de Cortantes Basales de Entrepiso Modelos en Base Rígida y Base Aislada.

(Sismo del 14 de Septiembre de 1995. Estación Xotepingo, N-S)

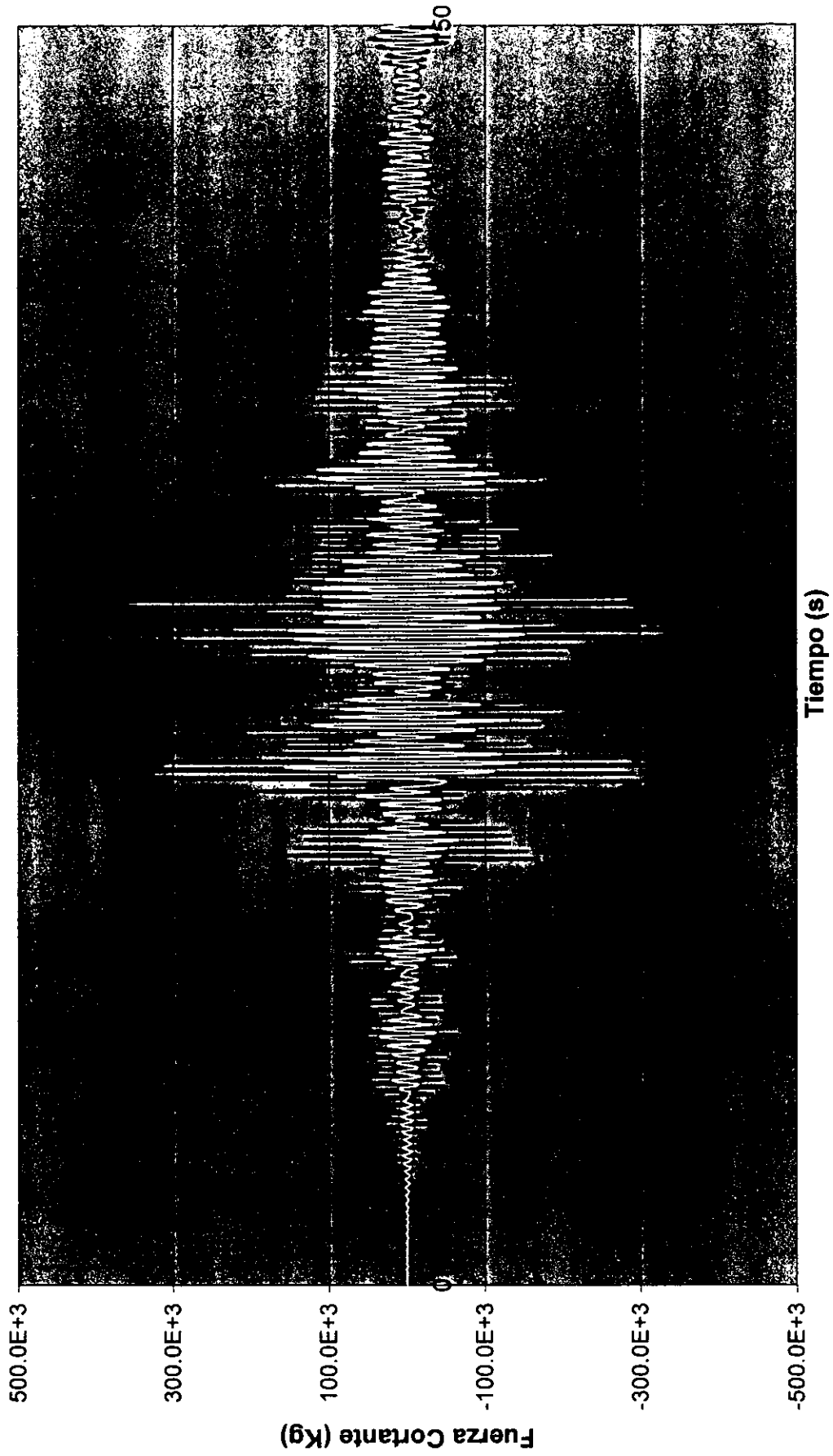


FIGURA 84

Comparación de Cortantes Basales de Entrepiso Modelos en Base Rígida y Base Aislada.

(Sismo del 10 de Diciembre de 1994. Estación Xotepingo. N-S)

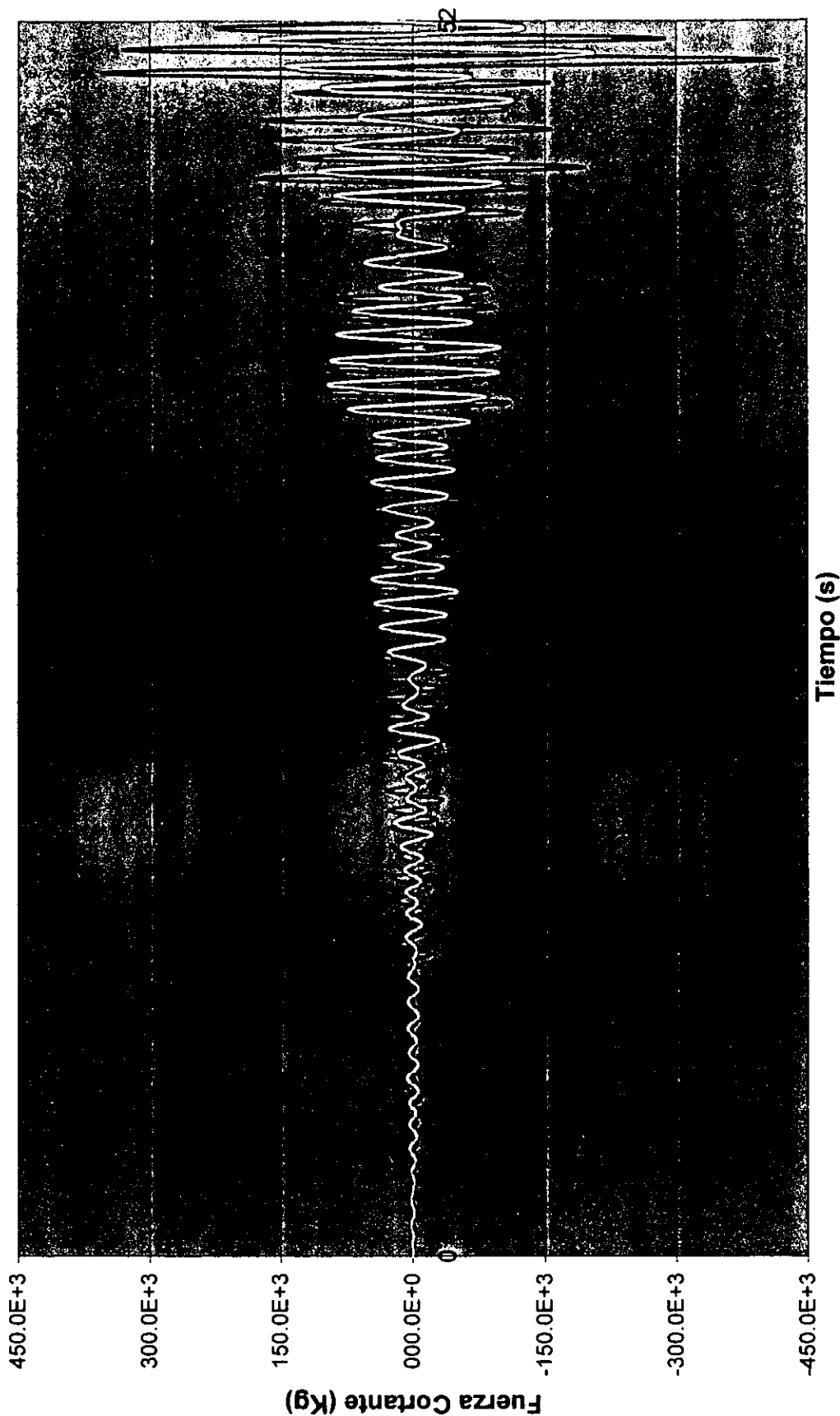
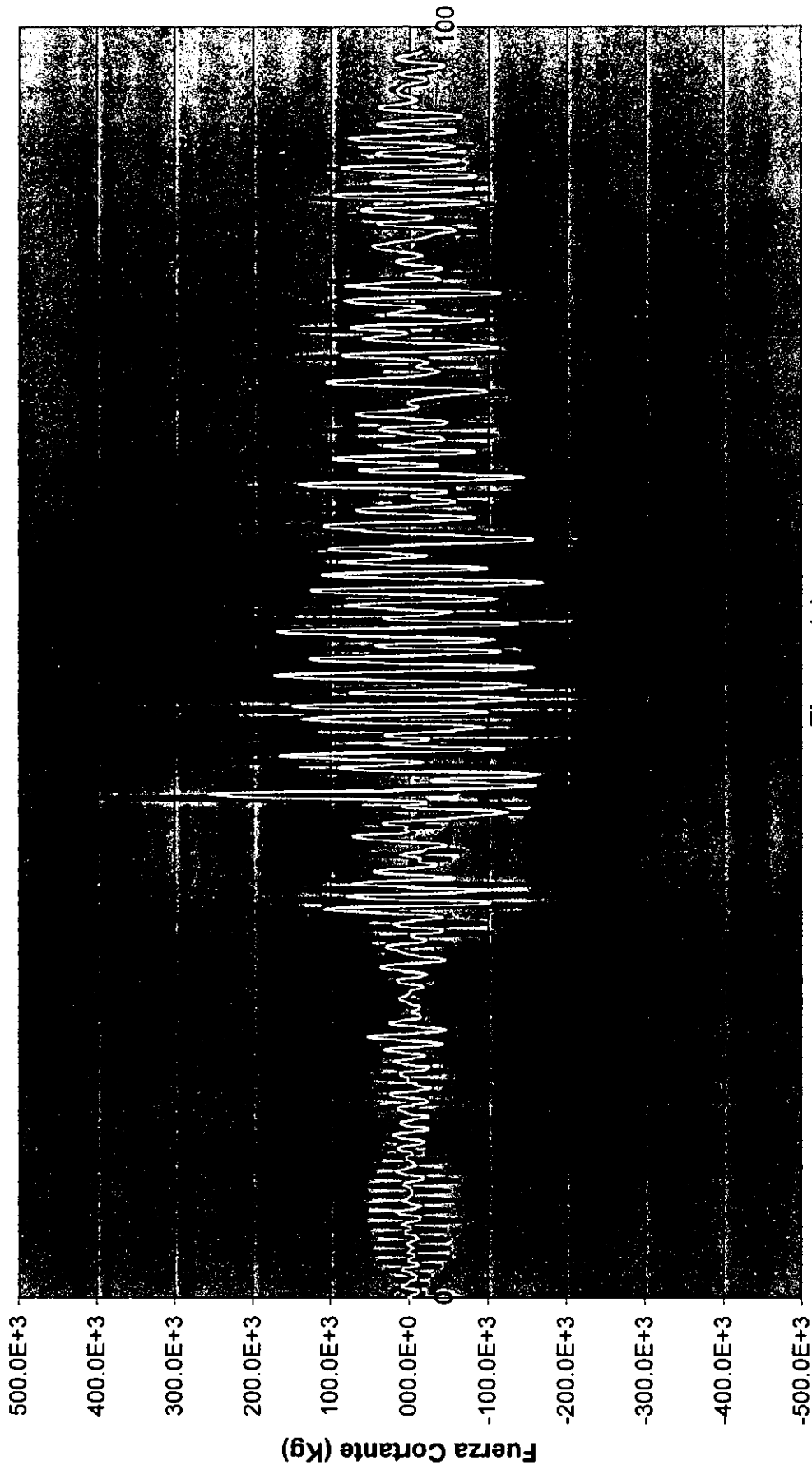


FIGURA 85

Comparación de Cortantes Basales de Entrepiso Modelos en Base Rígida y Base Aislada.

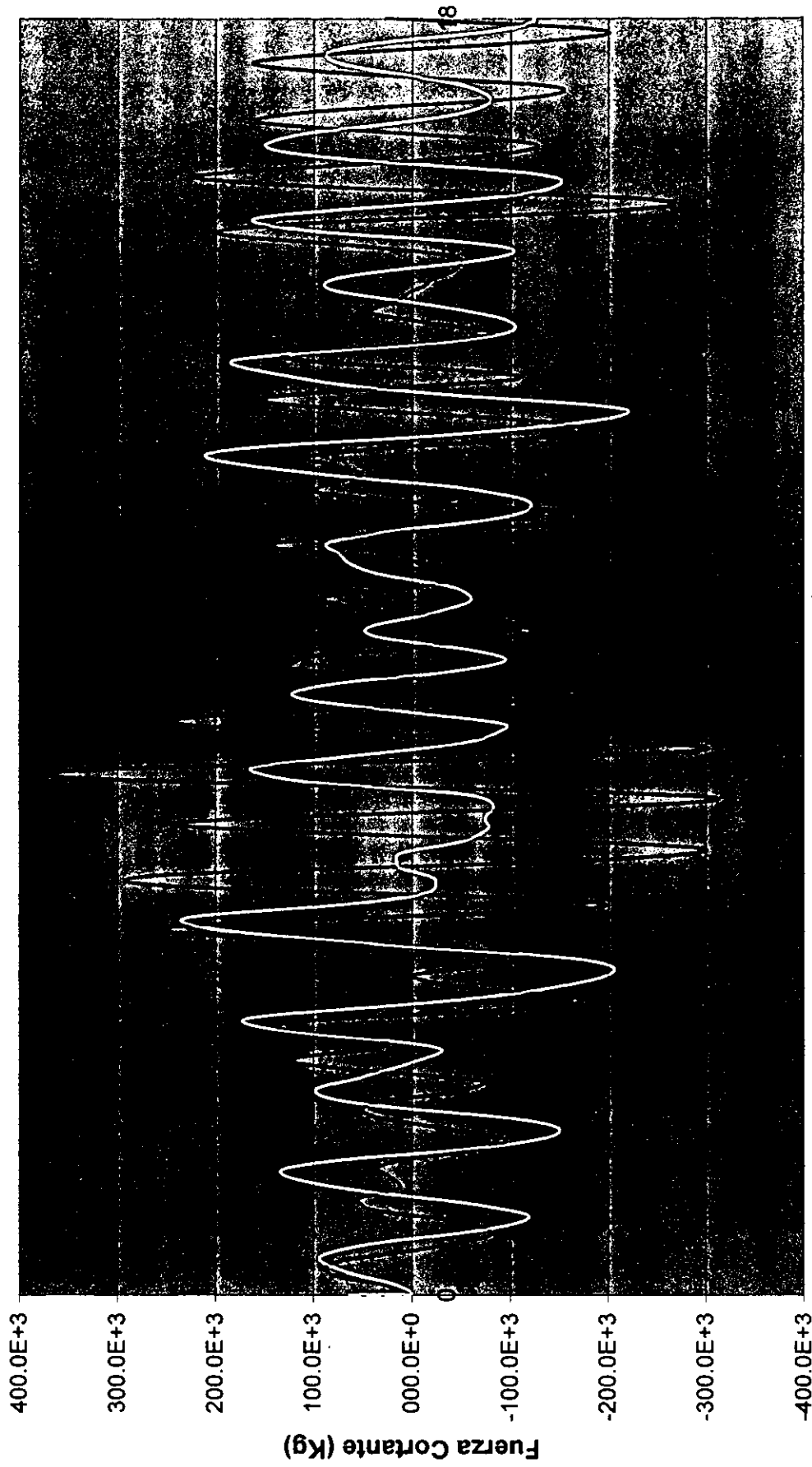
(Sismo del 14 de Septiembre de 1995. Estación C.U. N-S)



Tiempo (s)

FIGURA 86

**Comparación de Cortantes Basales de Entrepiso
Modelos en Base Rígida y Base Aislada.**
(Sismo del 10 de Diciembre de 1994. Estación C.U. N-S)



Tiempo (s)

Comparación de Cortantes Basales de Entrepiso Modelos en Base Rígida y Base Aislada.

(Sismo del 14 de Septiembre de 1995. Estación FJBS N-S)

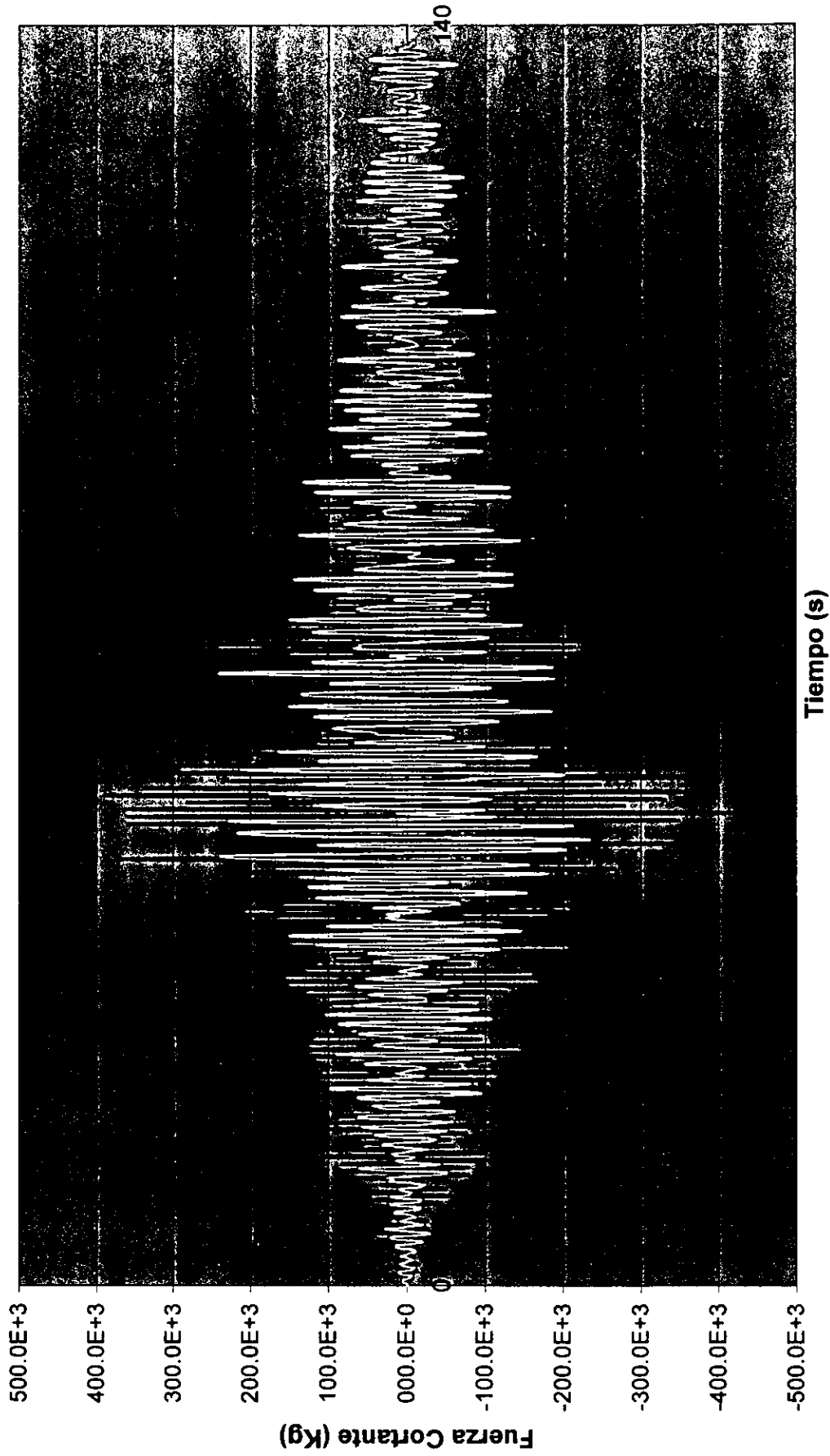


FIGURA 88

**Comparación de Cortantes Basales de Entrepiso
Modelos en Base Rígida y Base Aislada.
(Sismo del 10 de Diciembre de 1994. Estación FJBS N-S)**

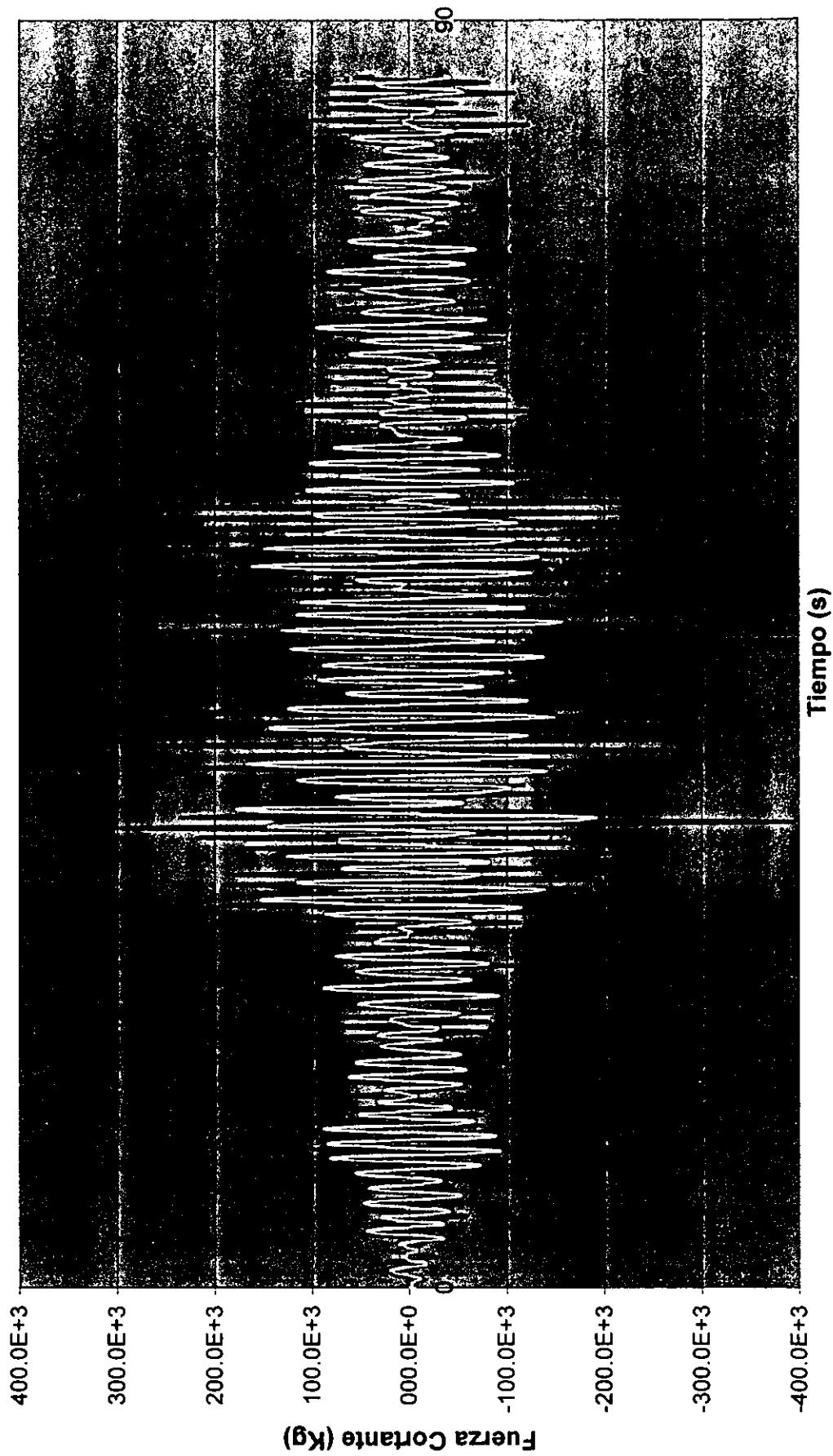
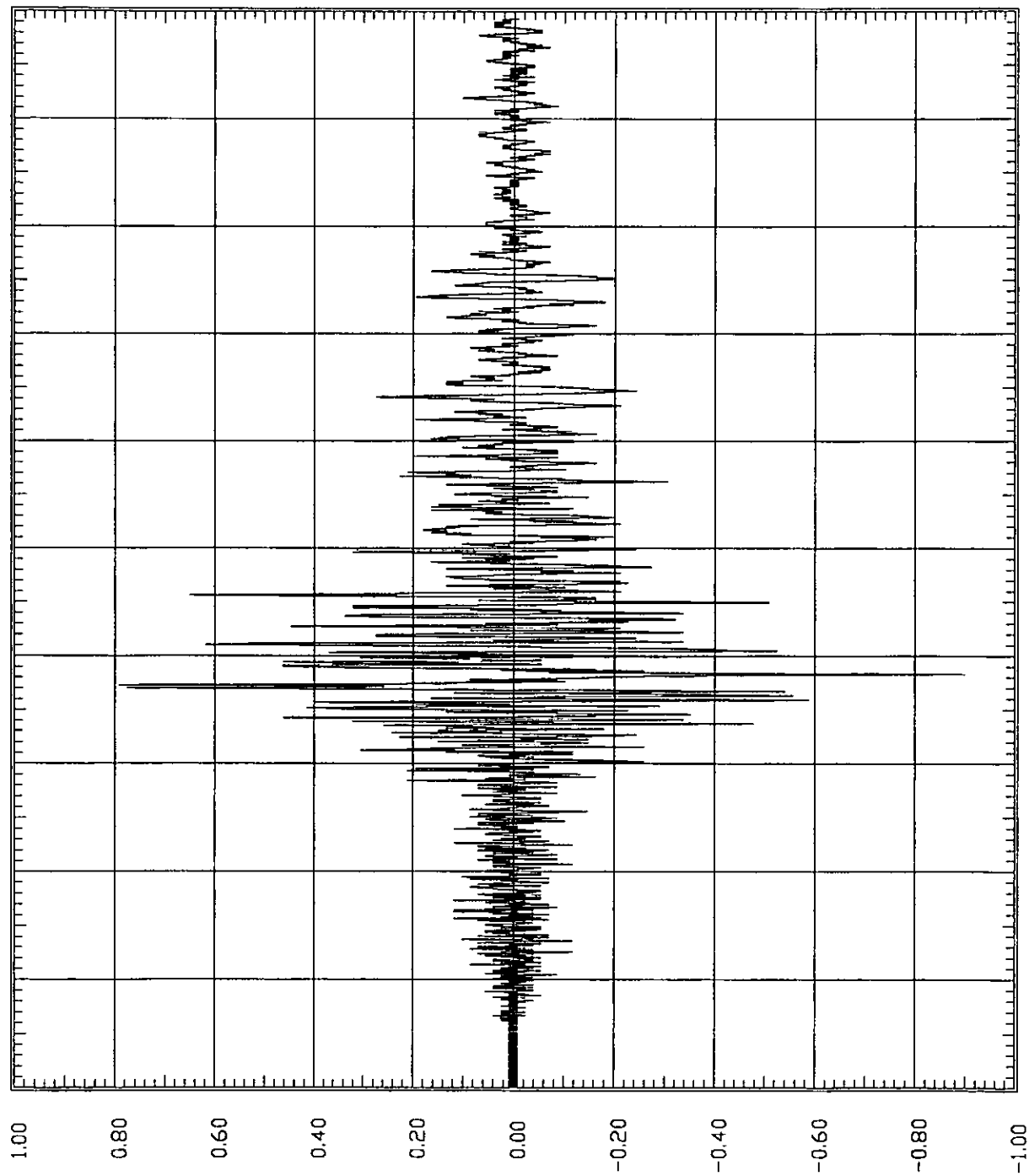


FIGURA 89

Tiempo (s)



Aceleración (m/s²)

TESIS-12

— AC. BASE

INPUT ANG+90

ENVELOPES

MIN

-900.04E-03

AT 57.45000

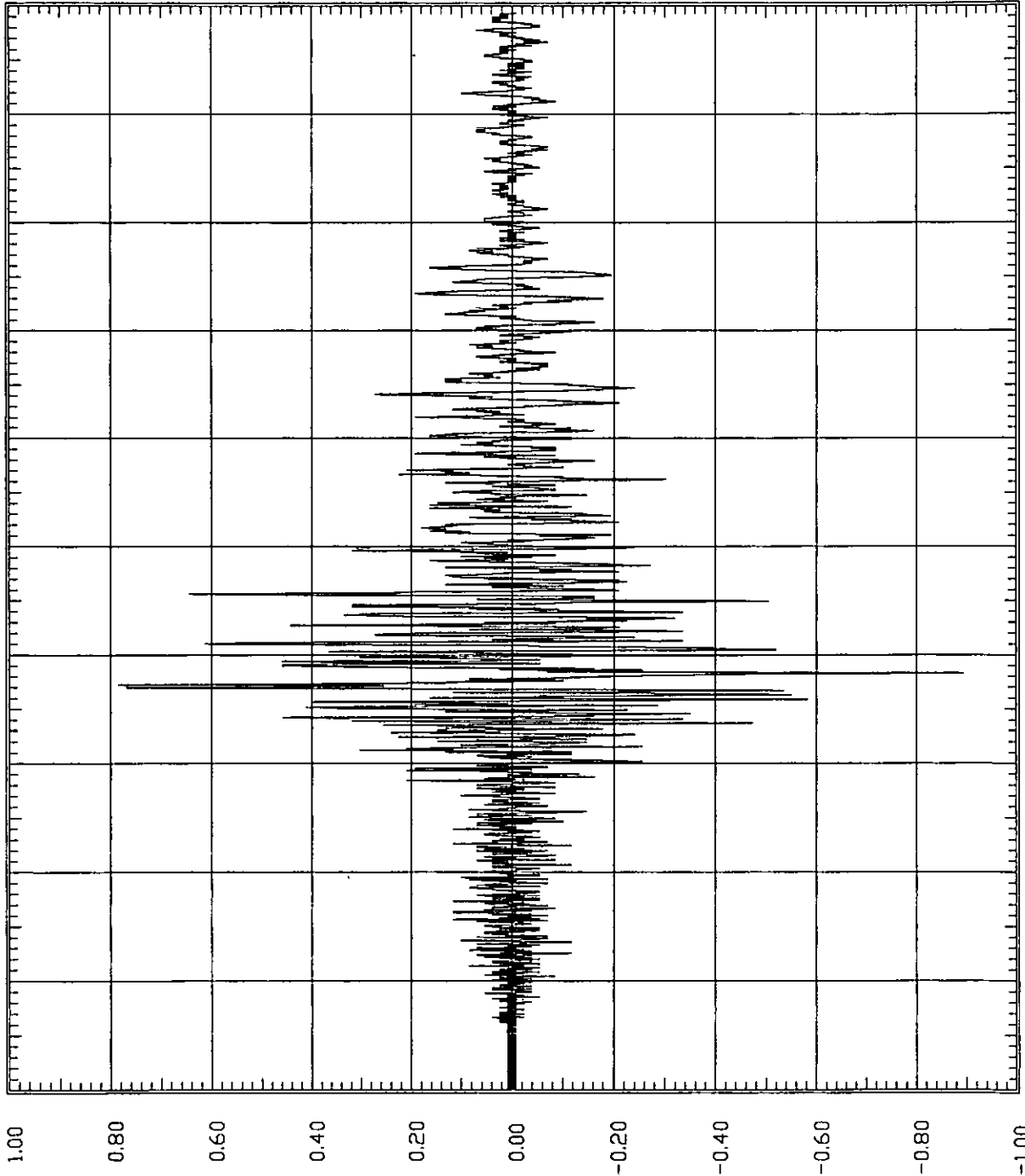
MAX

791.08E-03

AT 55.90000

FIGURA 90

TIEMPO (s)



ACELERACION (m/s²)

TESIS12A

— AC. BASE

INPUT ANG+90

ENVELOPES

MIN

-892.74E-03

AT 57.45000

MAX

784.67E-03

AT 55.90000

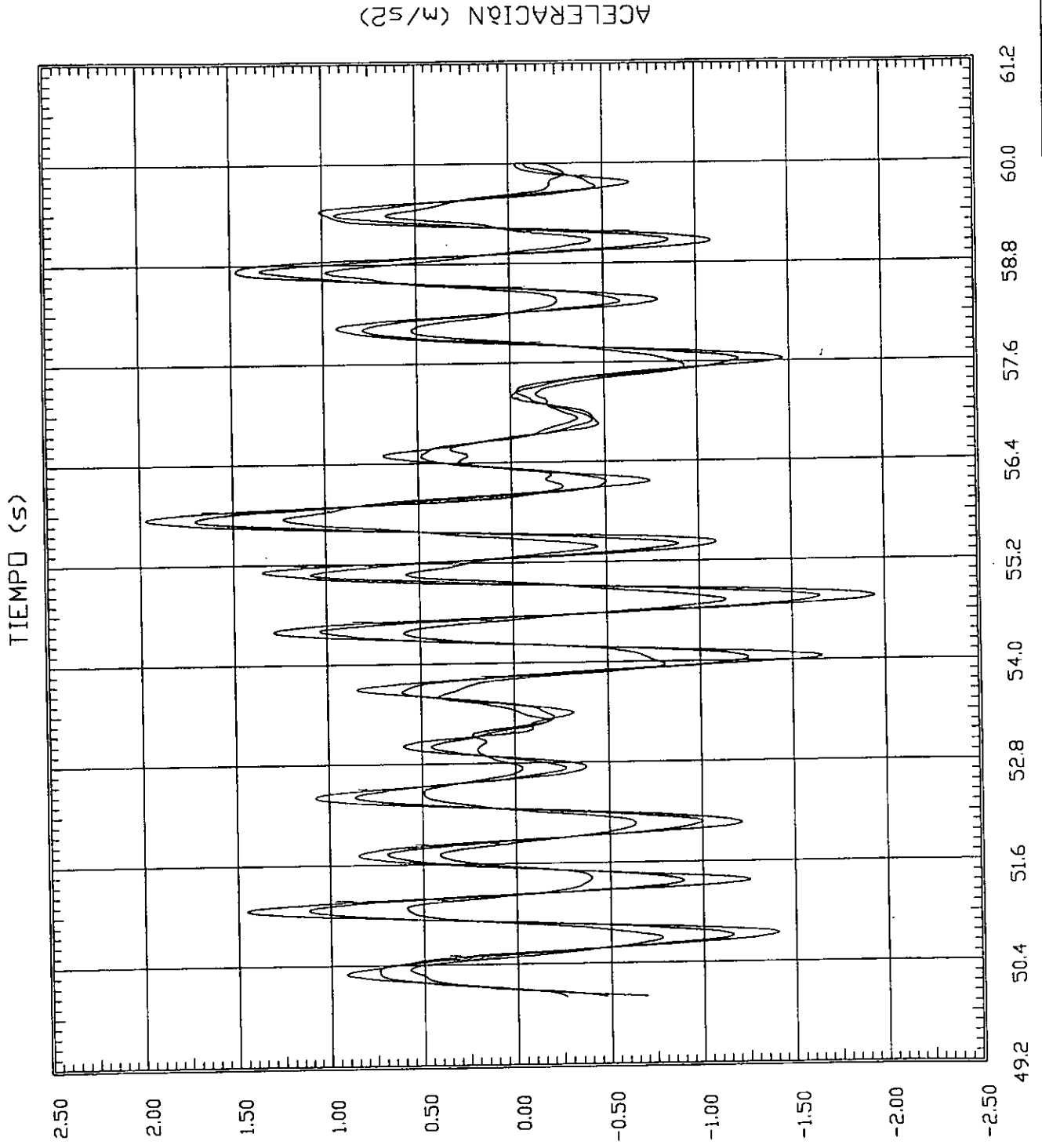
FIGURA 91

TESIS-12

— AC. N1
— AC. N2
— AC. AZ

ENVELOPES
MIN -1.9478E+00
AT 54.76000
MAX 1.9694E+00
AT 55.75000

FIGURA 92

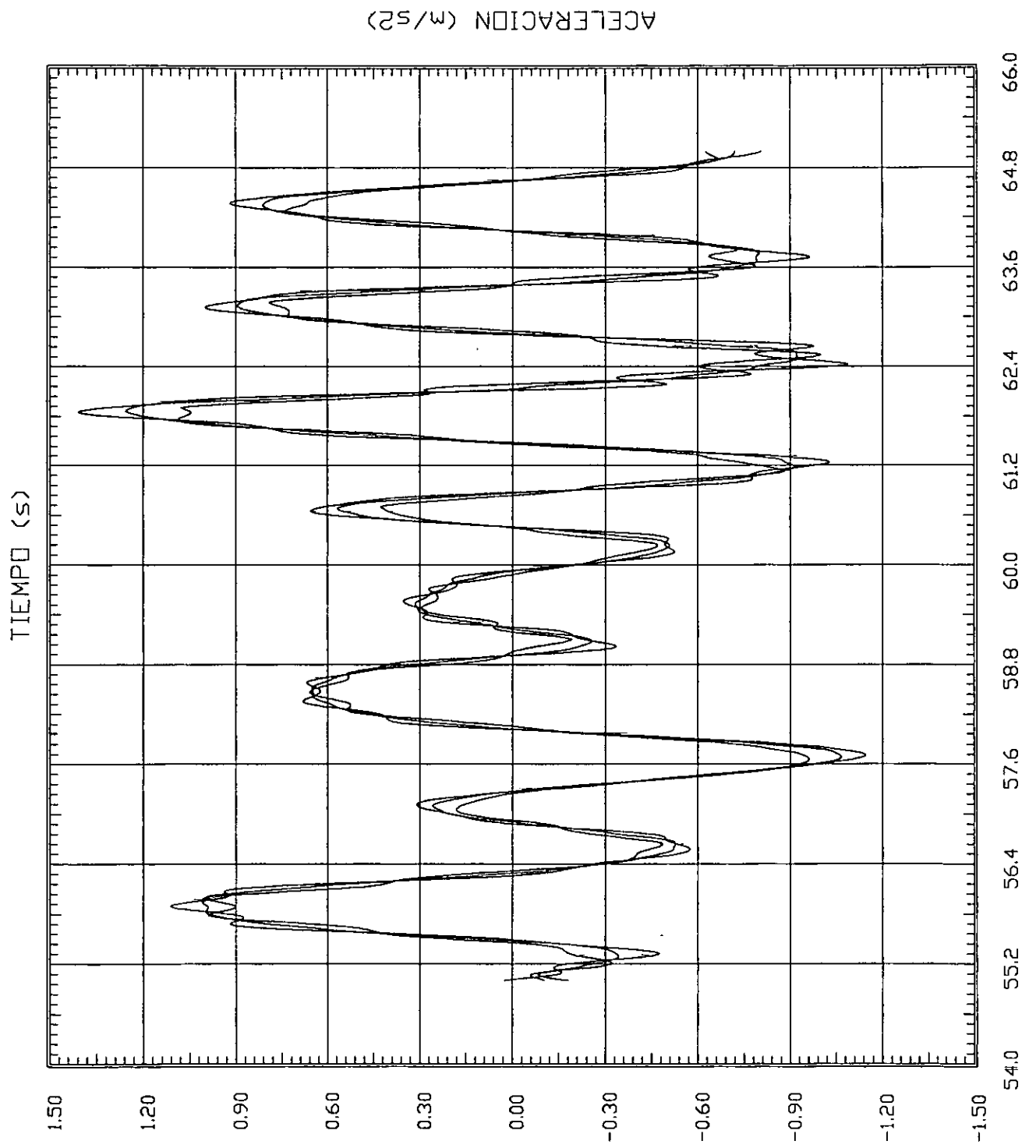


TESIS12A

— AC. N1
— AC. N2
— AC. AZ

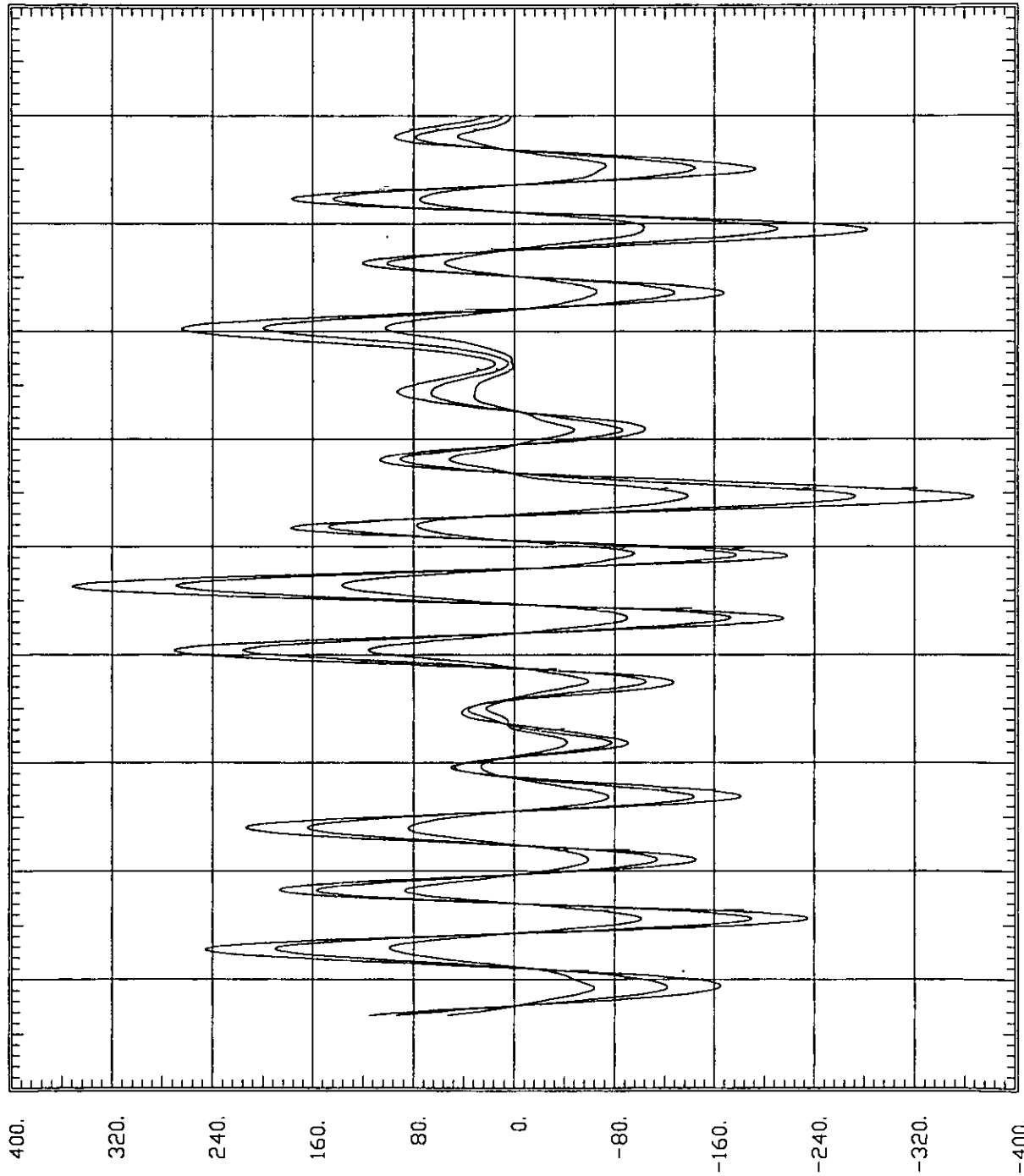
ENVELOPES
MIN -1.1459E+00
AT 57.71000
MAX 1.4070E+00
AT 61.85000

FIGURA 93



TIEMPO (s)

$\times 10^3$



CORTANTE DE ENTREPISO (Kg)

TESIS-12

- V. N1
- V. N2
- V. N3

ENVELOPES

MIN

-367.49E+03

AT 55.76000

MAX

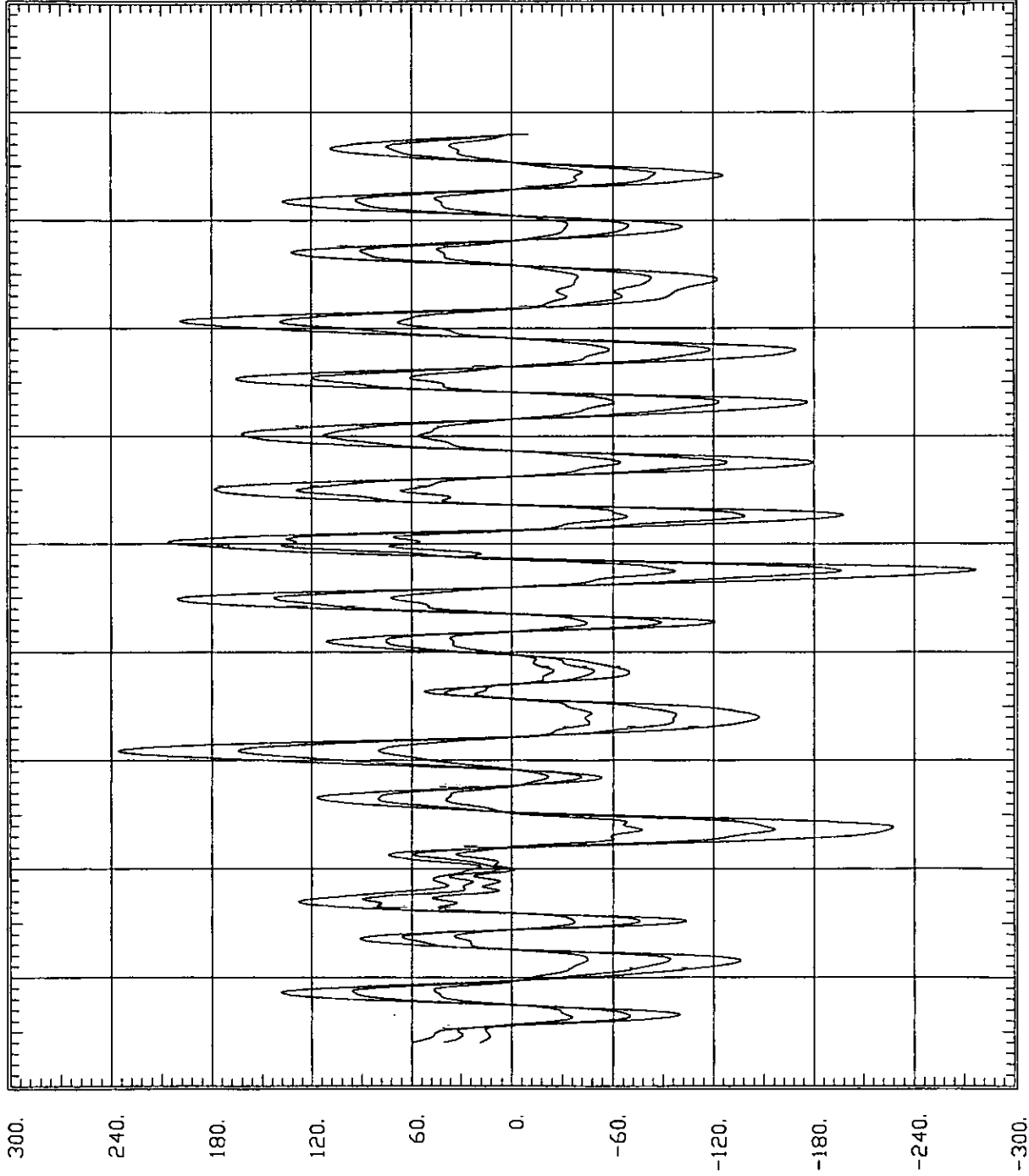
352.15E+03

AT 54.76000

FIGURA 94

TIEMPO (s)

$\times 10^3$



CORTANTE DE ENTREPISO (kg)

TESIS12A

- 1
- 2
- 3

ENVELOPES

MIN

-277.12E+03

AT 61.89000

MAX

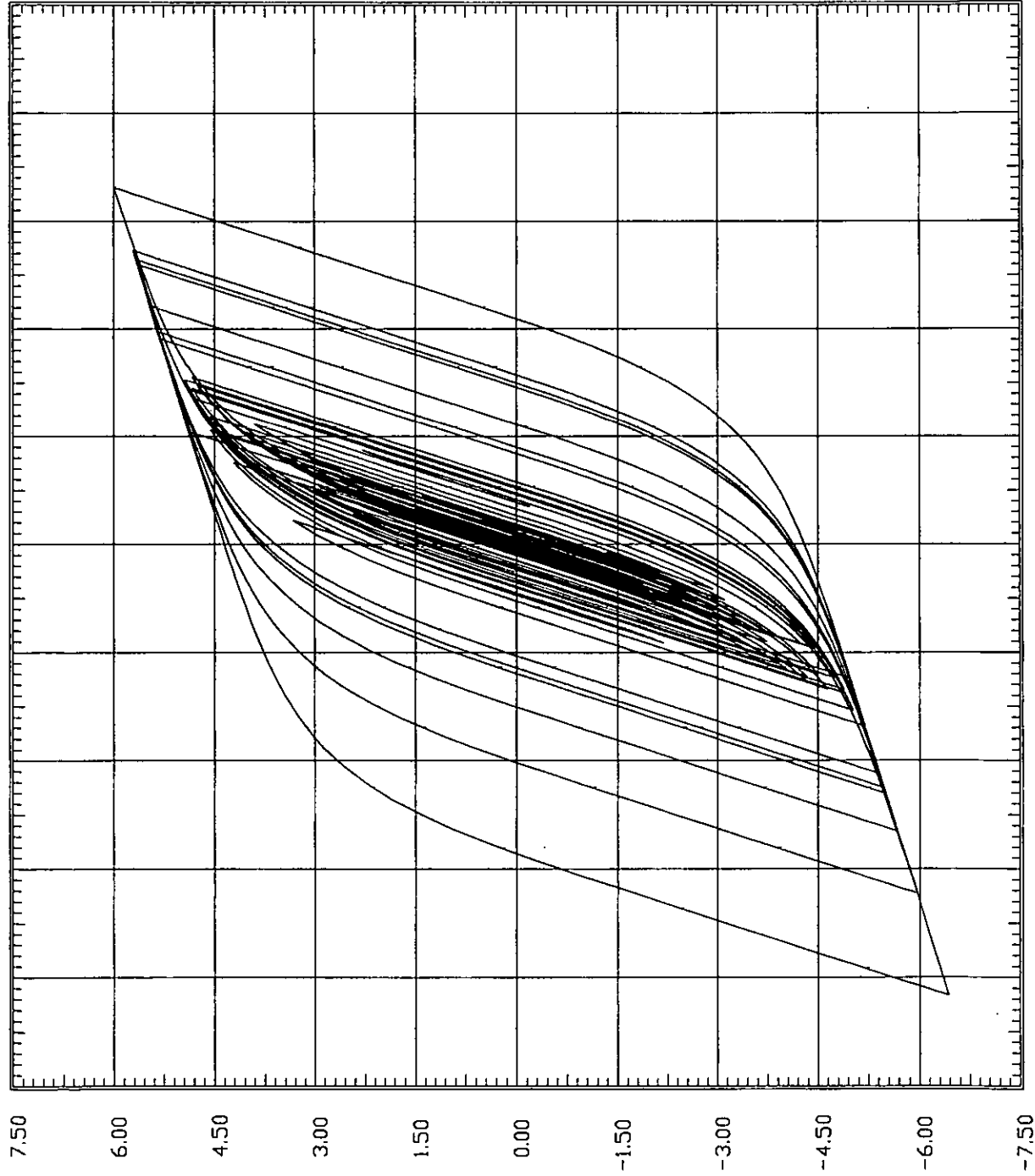
235.84E+03

AT 57.73000

FIGURA 95

DEFORMACIÓN (m)

$\times 10^3$



FUERZA CORTANTE (kg)

-36.0 -28.8 -21.6 -14.4 -7.2 0.0 7.2 14.4 21.6 28.8 36.0 $\times 10^{-3}$

TESIS12A

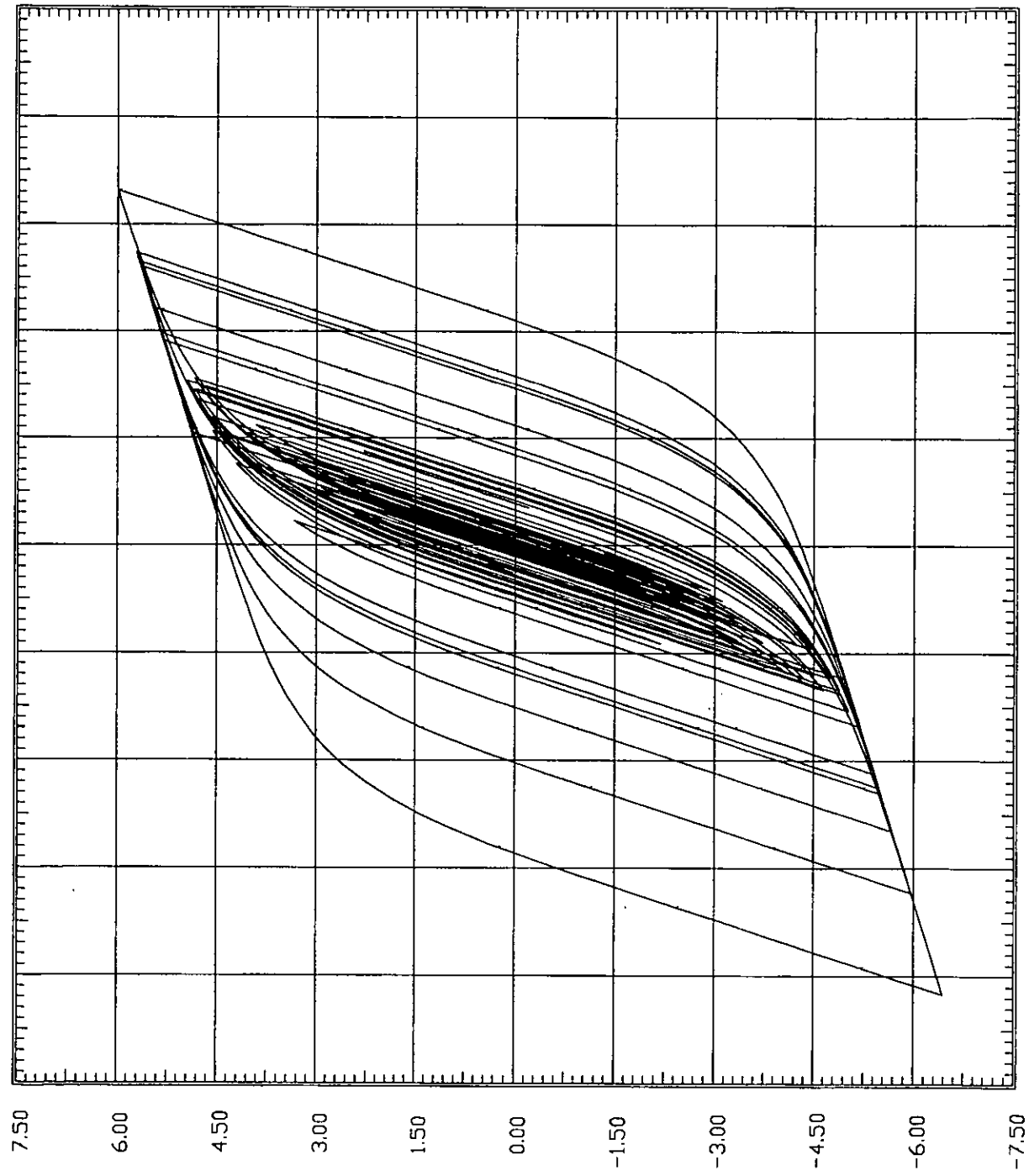
FRAME 1
LEVEL NAISLA
SPRING 16
CMPNT DMAJ
ENVELOPES
MIN -30.007E-03
AT 61.89000
MAX 23.833E-03
AT 57.73000

FRAME 1
LEVEL NAISLA
SPRING 16
CMPNT MAJ SHR
ENVELOPES
MIN -6.4310E+03
AT 61.89000
MAX 5.9959E+03
AT 57.73000

FIGURA 96

$\times 10^3$

DEFORMACIÓN (m)



FUERZA CORTANTE (kg)

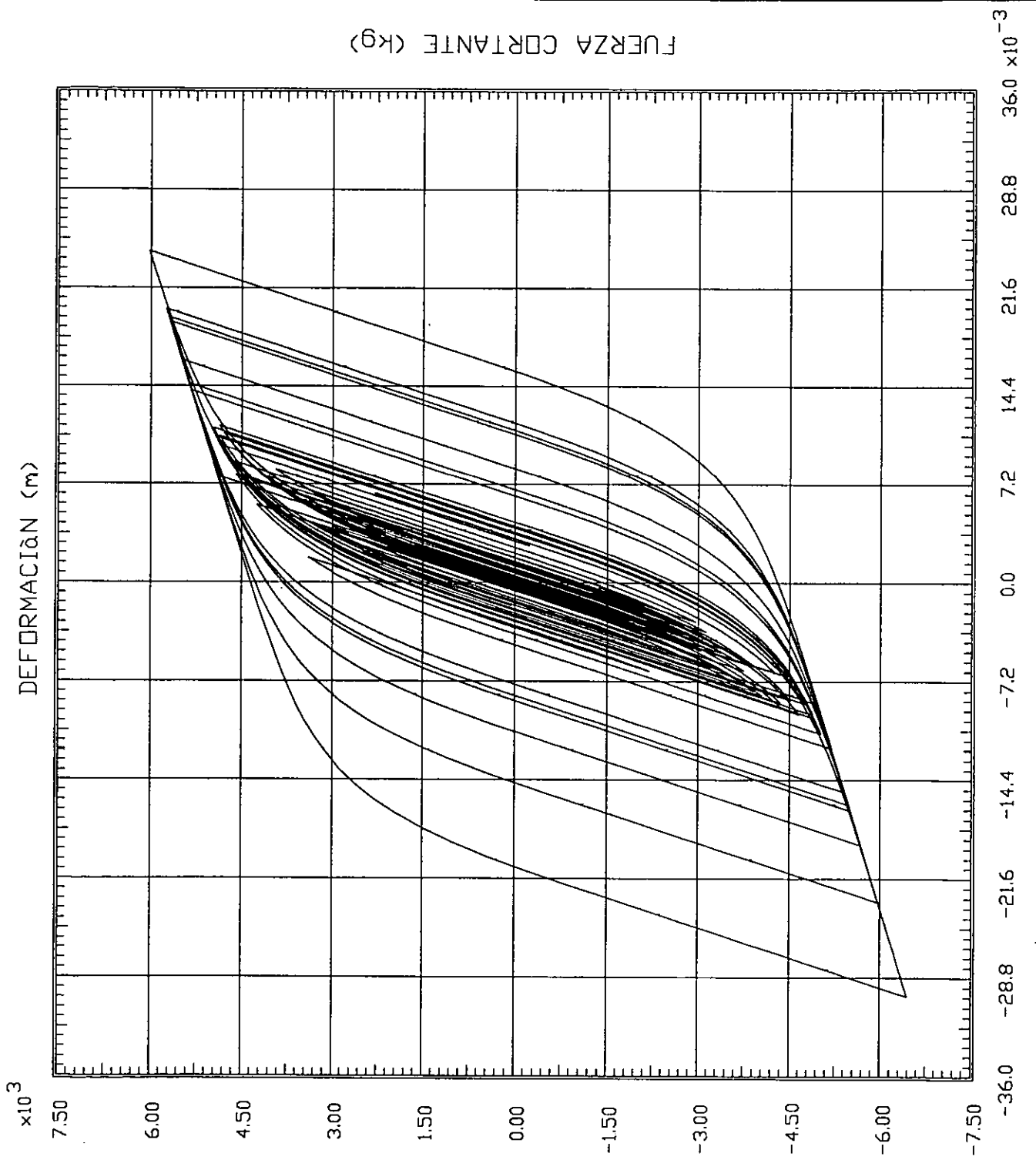
-36.0 -28.8 -21.6 -14.4 -7.2 0.0 7.2 14.4 21.6 28.8 36.0 $\times 10^{-3}$

TESIS12A

FRAME 1
LEVEL NAISLA
SPRING 12
CMPNT DMAJ
ENVELOPES
MIN -30.033E-03
AT 61.89000
MAX 23.880E-03
AT 57.73000

FRAME 1
LEVEL NAISLA
SPRING 12
CMPNT MAJ SHR
ENVELOPES
MIN -6.4327E+03
AT 61.89000
MAX 5.9992E+03
AT 57.73000

FIGURA 97



TESIS12A

FRAME 1
 LEVEL NAISLA
 SPRING 22
 CMPNT DMAJ
 ENVELOPES
 MIN
 -30.172E-03
 AT 61.89000
 MAX
 24.287E-03
 AT 57.73000

FRAME 1
 LEVEL NAISLA
 SPRING 22
 CMPNT MAJ SHR
 ENVELOPES
 MIN
 -6.4423E+03
 AT 61.89000
 MAX
 6.0278E+03
 AT 57.73000

FIGURA 98

TESIS12A

— E. ENTRA
— E.NO-LIN

ENVELOPES

MIN

-5.2580E+00

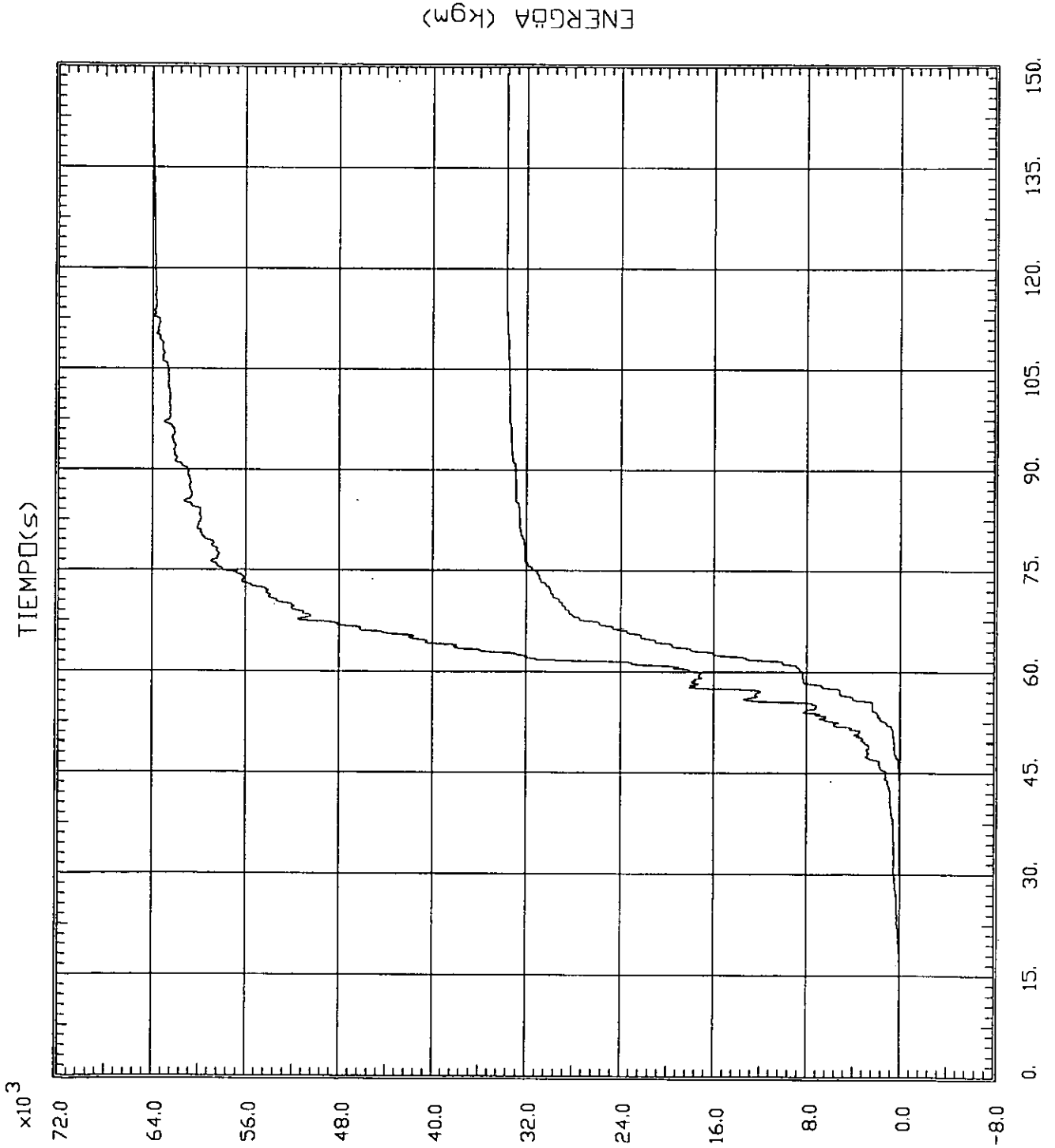
AT 21.68000

MAX

64.076E+03

AT 148.06000

FIGURA 99



TESIS-12

— D
— V
— A

ENVELOPES

MIN

-1.9704E+00

AT 54.78000

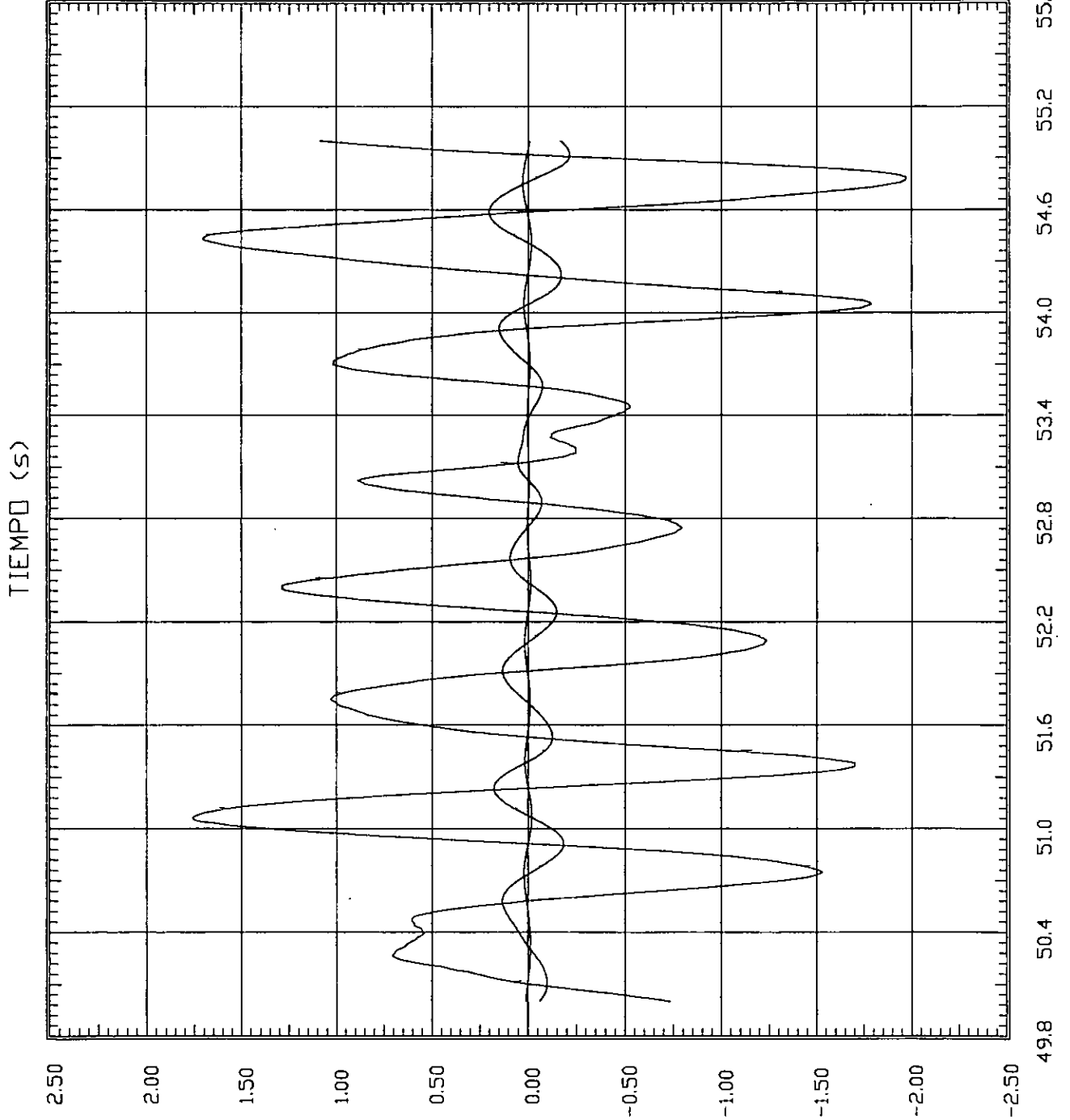
MAX

1.7594E+00

AT 51.06000

FIGURA 100

D, V, A (Unidades MKS)



TESIS-14

— 1

INPUT ANG+90

ENVELOPES

MIN

-806.30E-03

AT 61.17000

MAX

682.39E-03

AT 76.94000

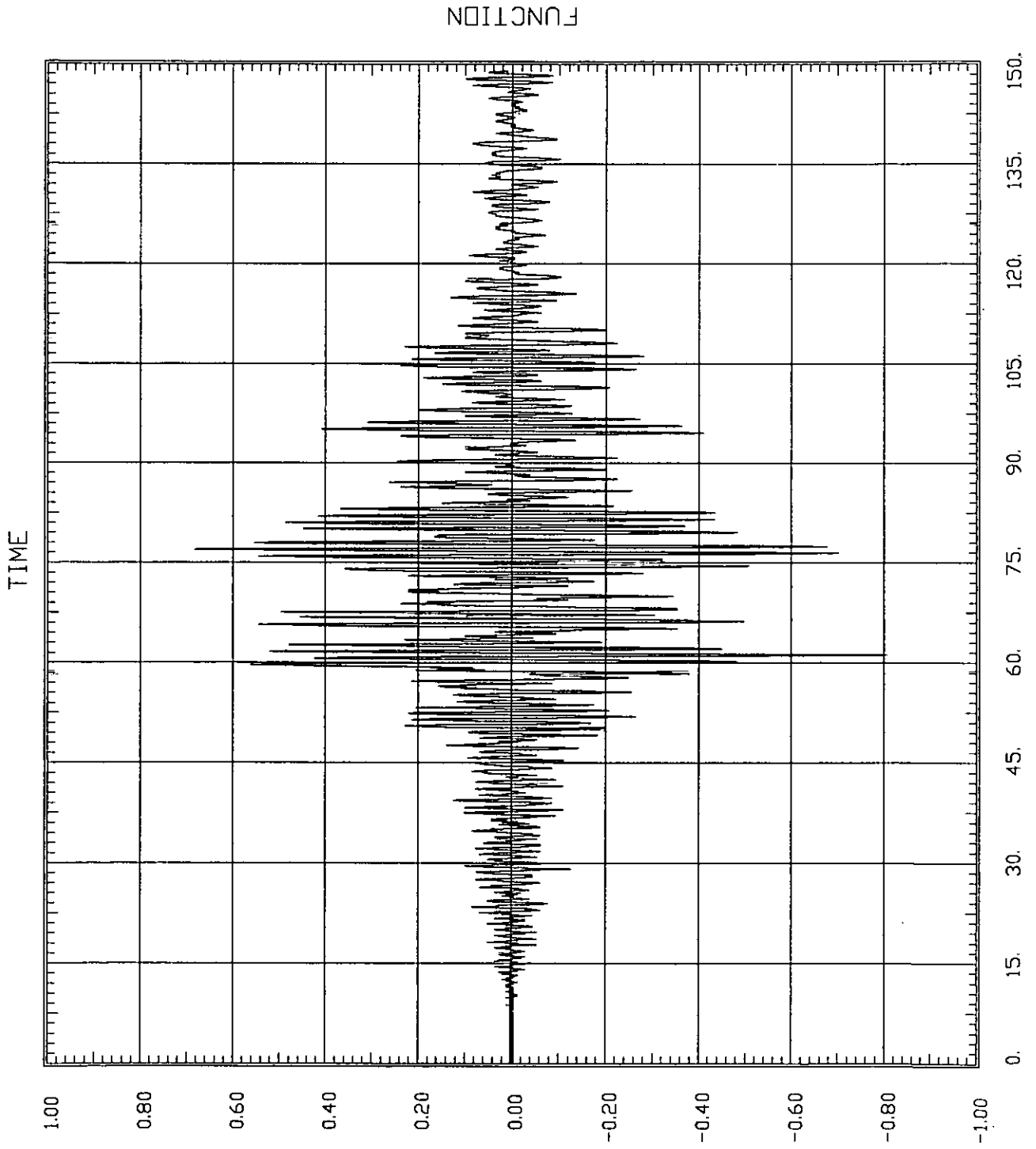


FIGURA 101

TESIS14A

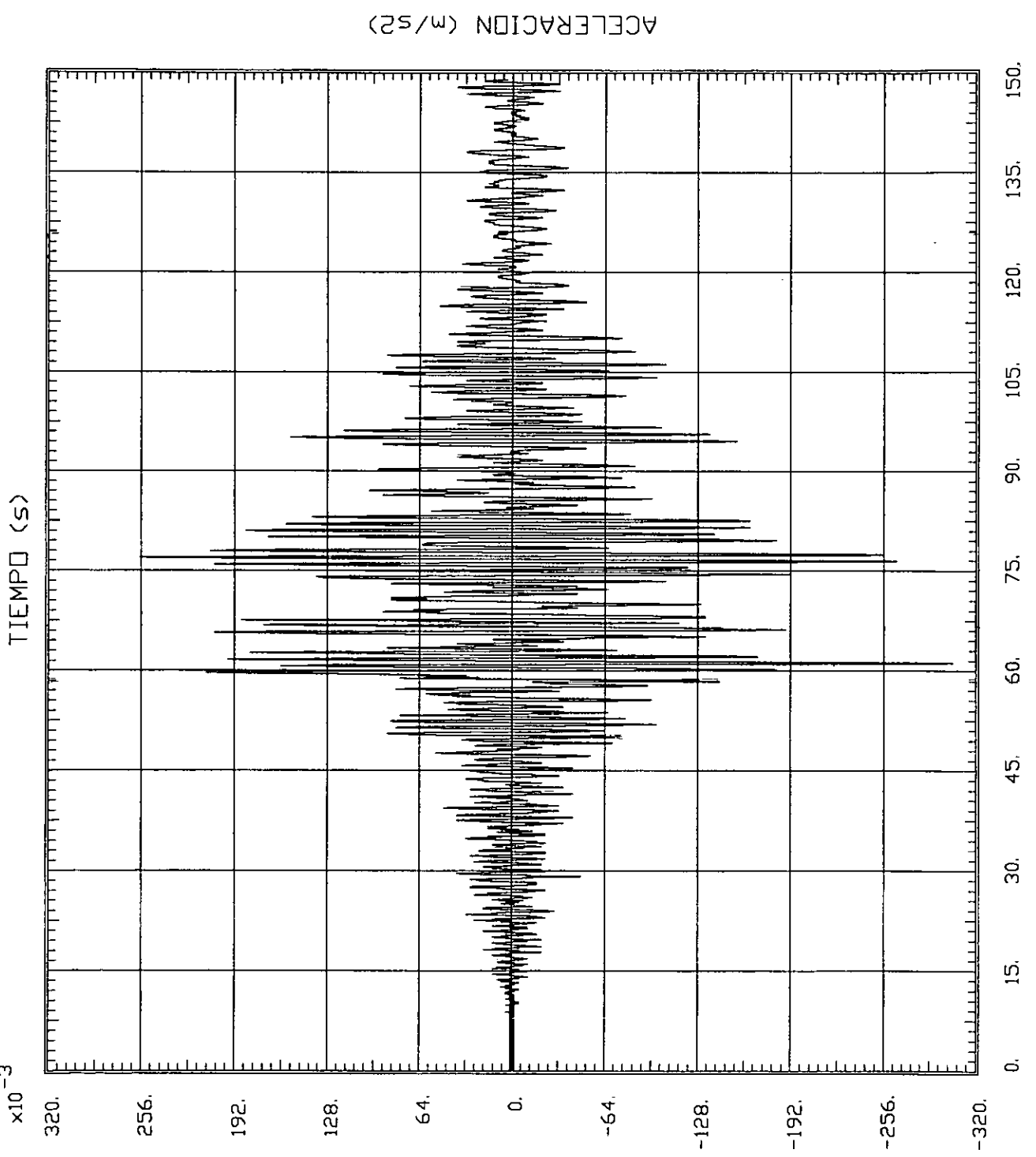
— AC. BASE

INPUT ANG+90

ENVELOPES

MIN -304.33E-03
AT 61.17000
MAX 257.56E-03
AT 76.94000

FIGURA 102



TESIS-14

— AC. N1
— AC. N2
— AC. AZ

ENVELOPES

MIN

-2.0296E+00

AT 77.48000

MAX

2.2081E+00

AT 81.04000

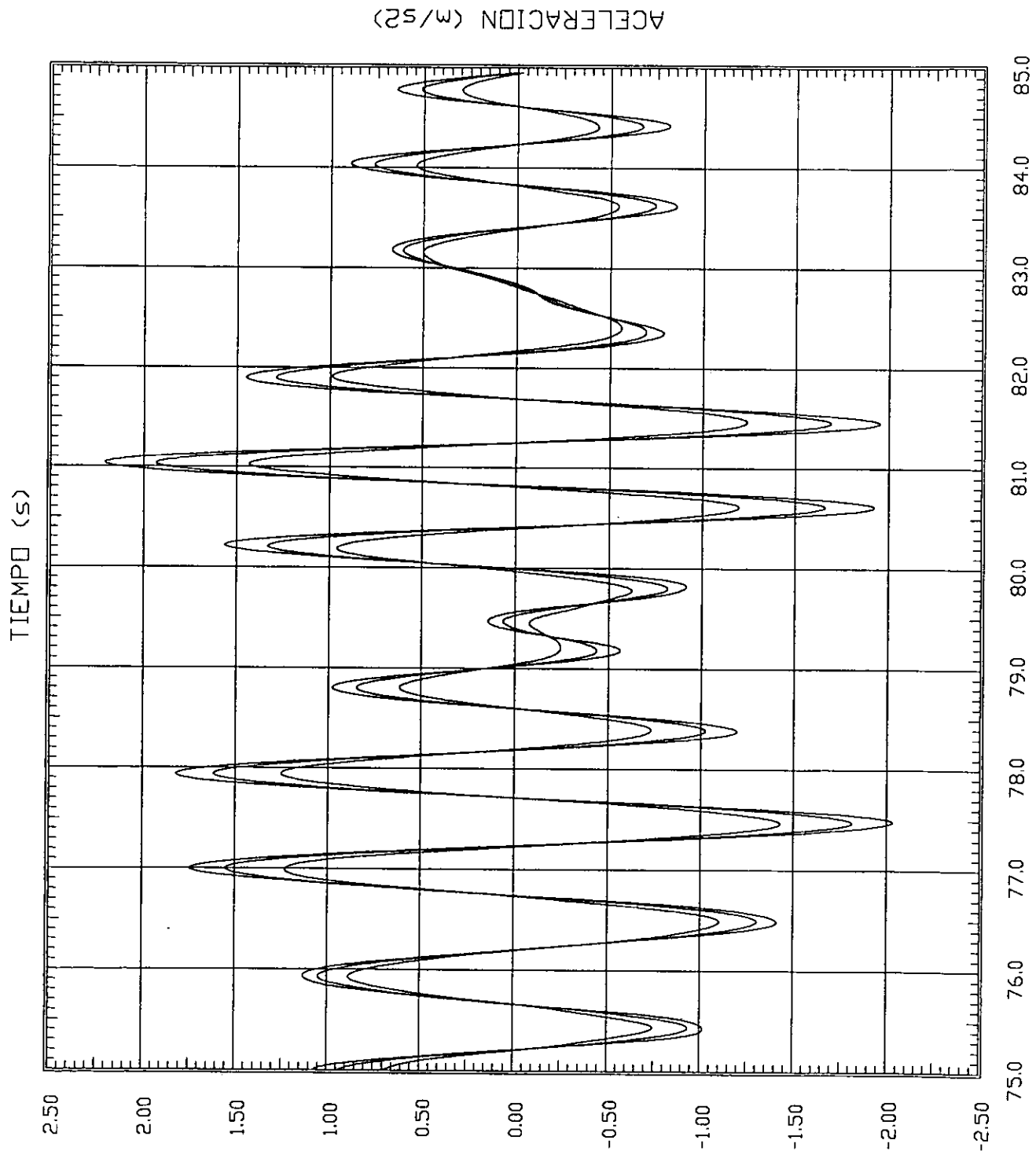


FIGURA 103

TESIS14A

— AC. N1
— AC. N2
— AC. AZ

ENVELOPES

MIN

-726.54E-03

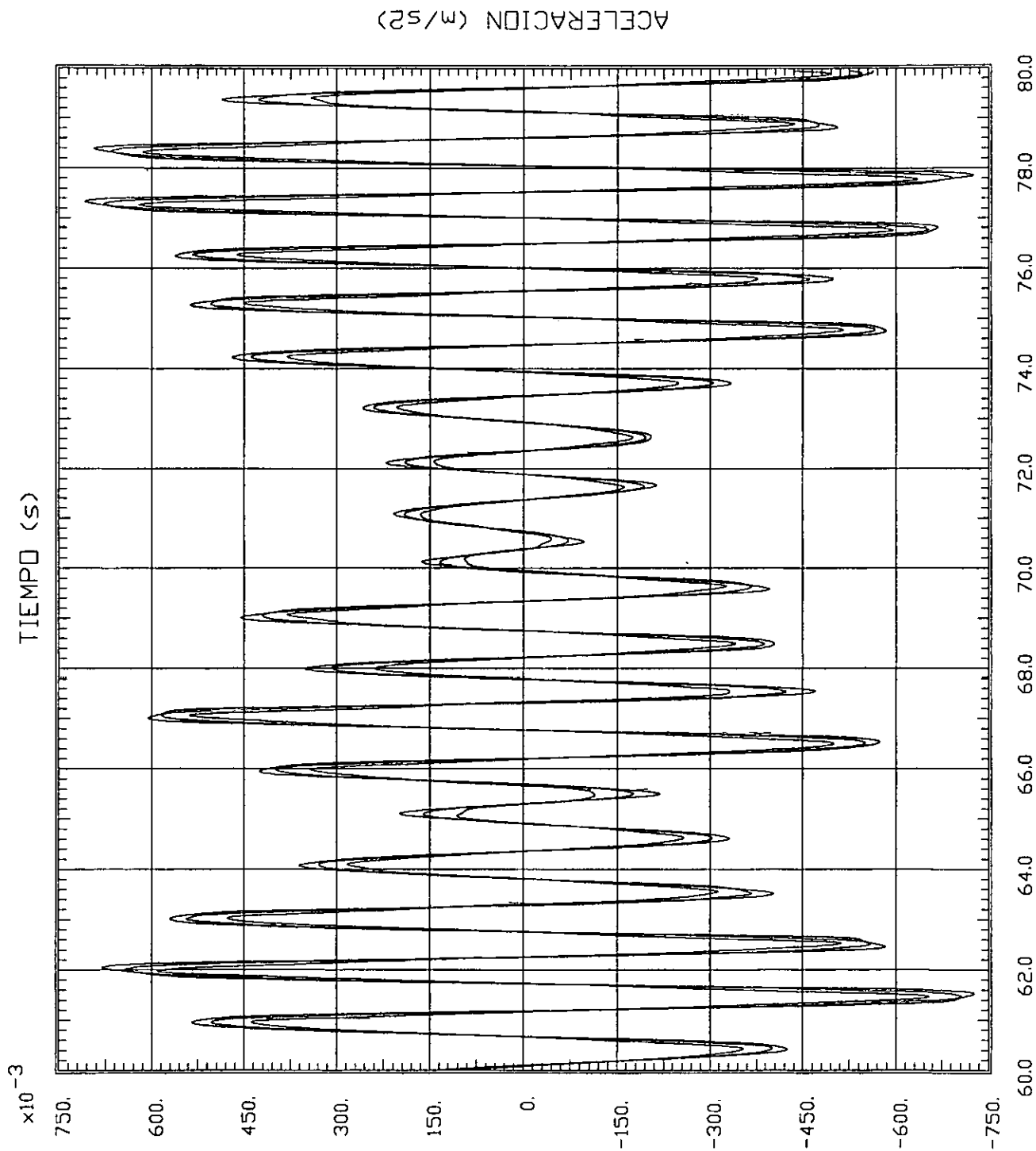
AT 61.52000

MAX

708.56E-03

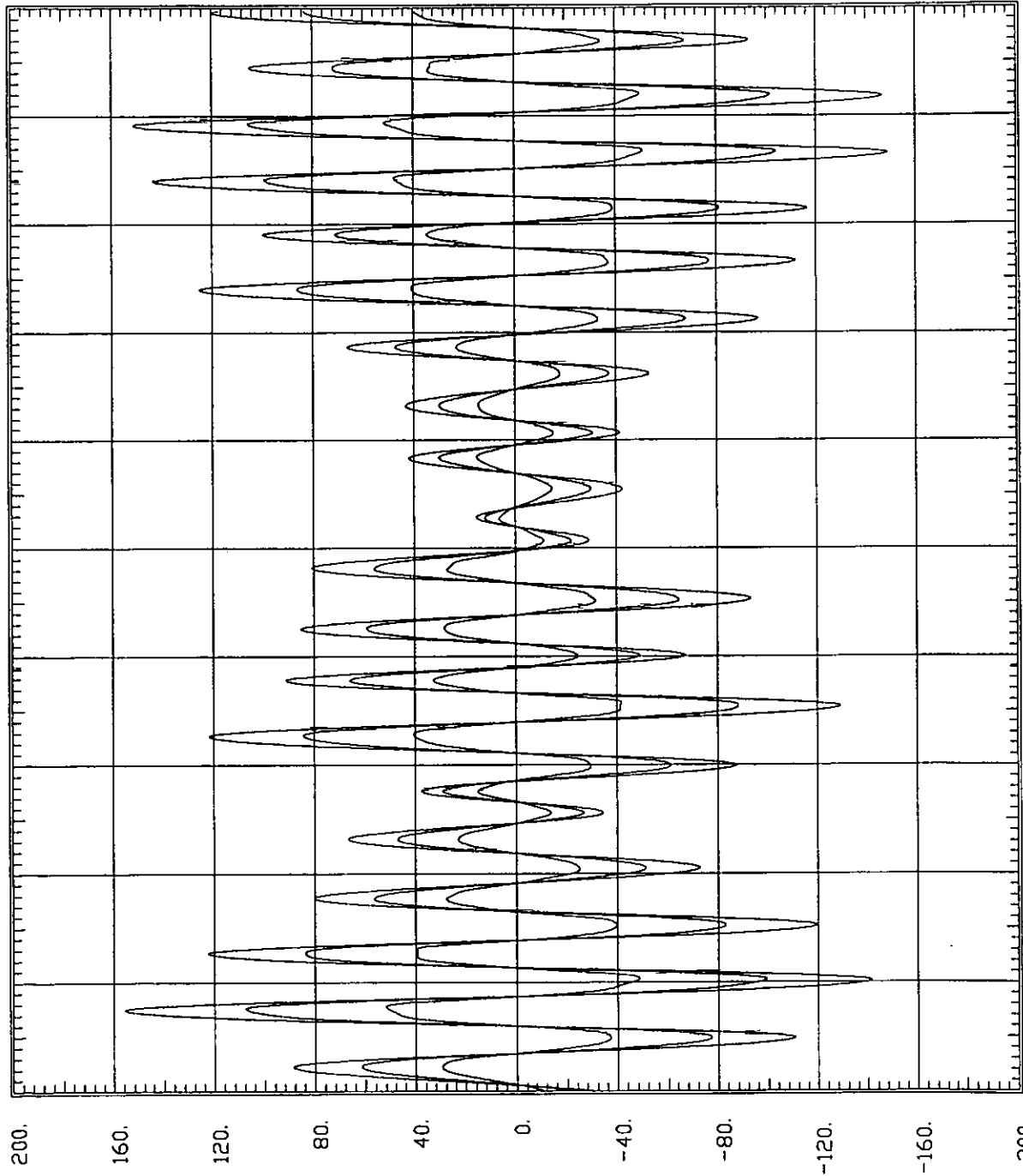
AT 77.33000

FIGURA 104



TIEMPO (s)

$\times 10^3$



TESIS14A

— V. N1
— V. N2
— V. AZ

ENVELOPES

MIN

-148.61E+03

AT 77.31000

MAX

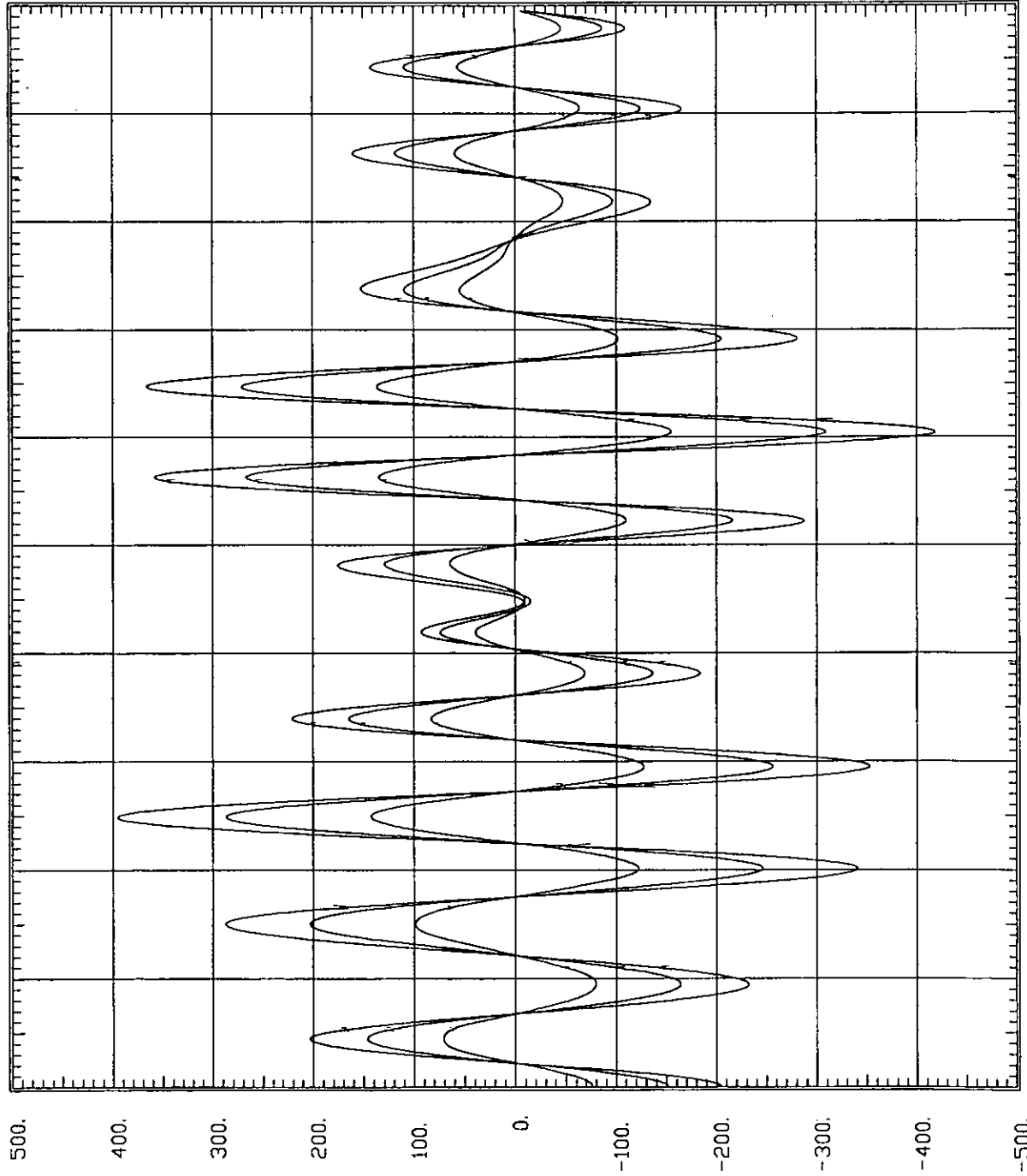
155.79E+03

AT 61.50000

FIGURA 105

TIEMPO (s)

$\times 10^3$



CORTANTE DE ENTREPISO (kg)

TESIS-14

— V. N1
- - - V. N2
... V. AZ

ENVELOPES

MIN

-418.38E+03

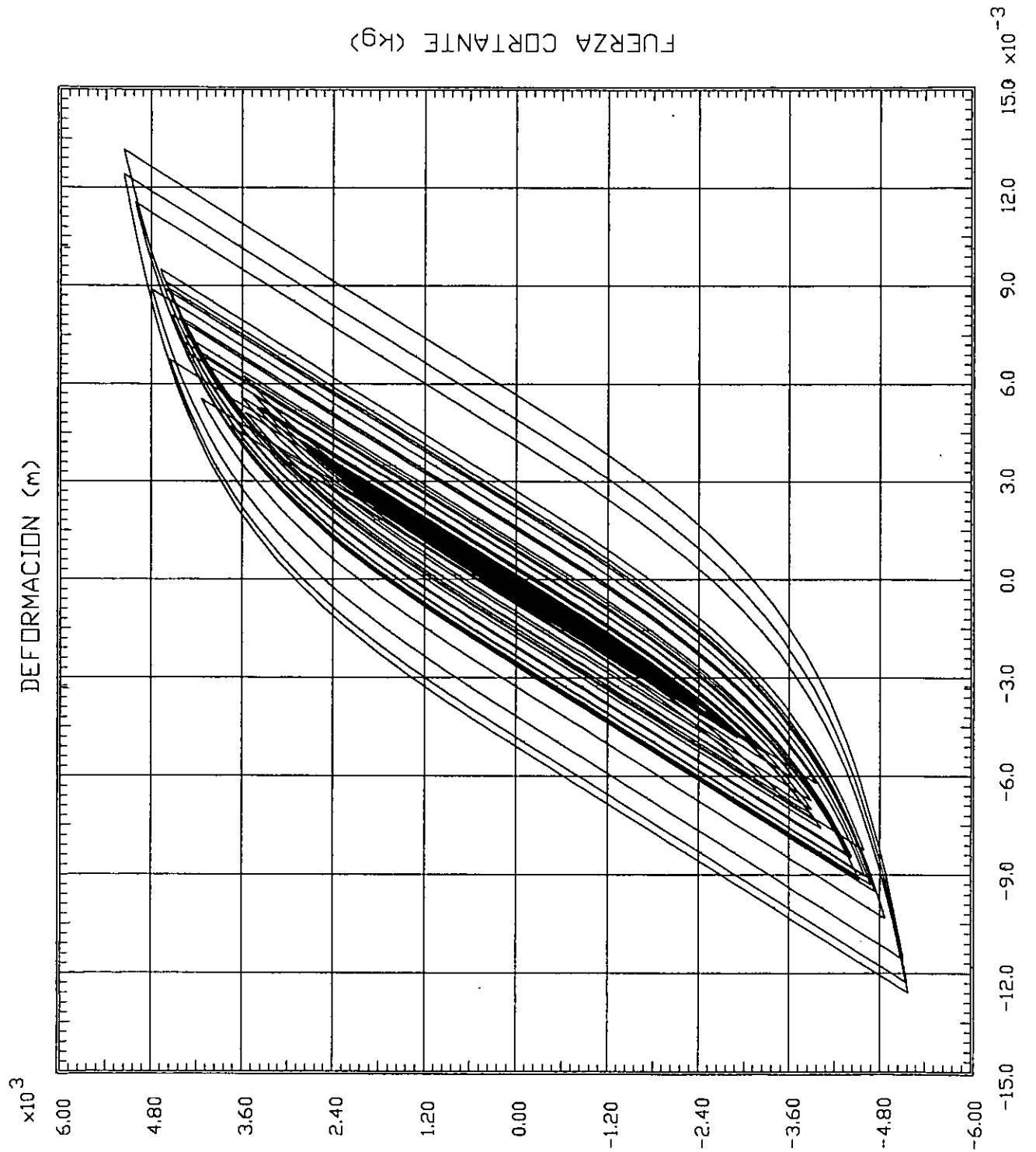
AT 81.05000

MAX

395.57E+03

AT 77.49000

FIGURA 106



TESIS14A

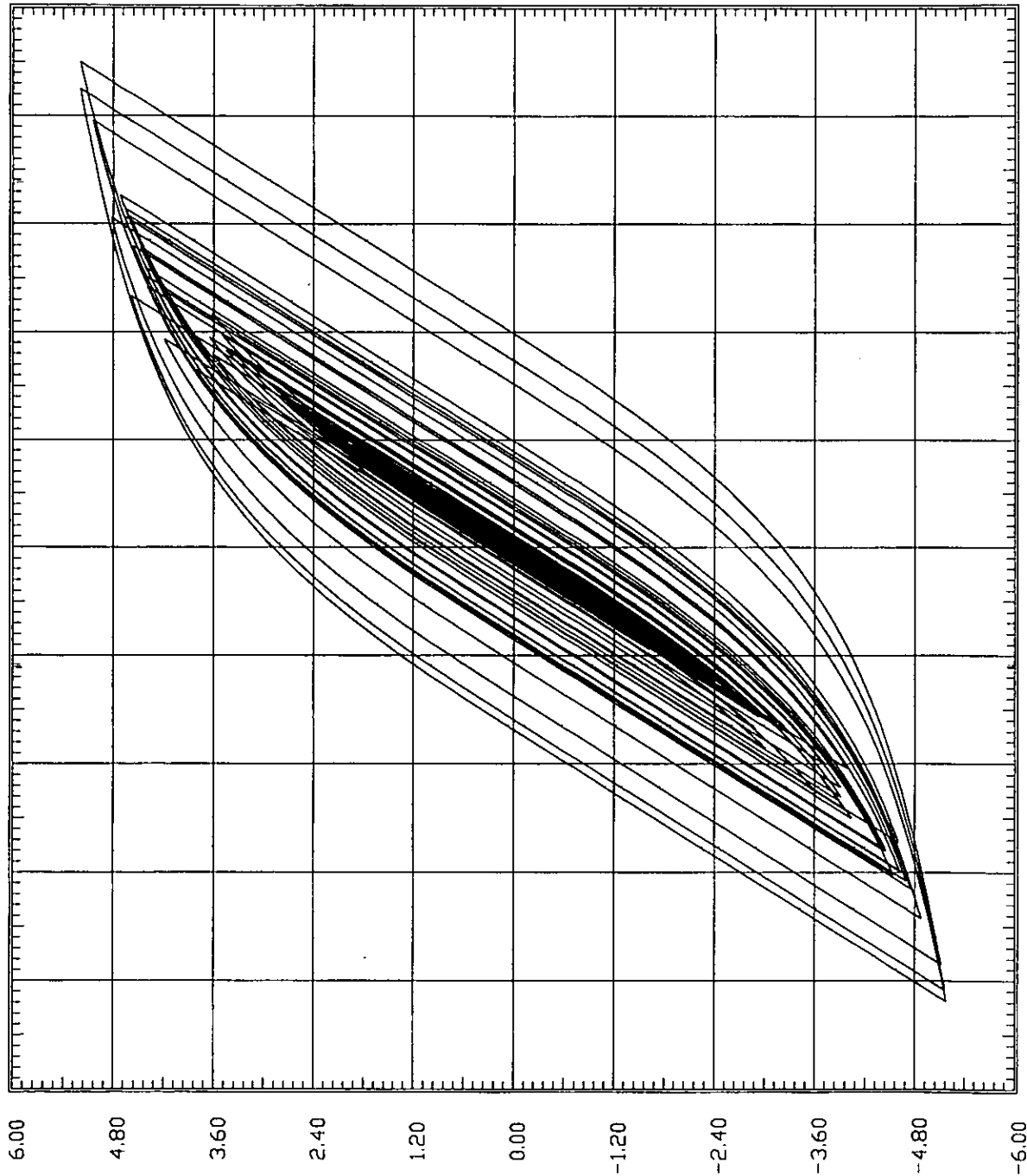
FRAME 1
 LEVEL NAISLA
 SPRING 16
 CMPNT DMAJ
 ENVELOPES
 MIN -12.605E-03
 AT 77.31000
 MAX 13.161E-03
 AT 61.50000

FRAME 1
 LEVEL NAISLA
 SPRING 16
 CMPNT MAJ SHR
 ENVELOPES
 MIN -5.1699E+03
 AT 77.31000
 MAX 5.1686E+03
 AT 77.83000

FIGURA 107

DEFORMACION (m)

$\times 10^3$



FUERZA CORTANTE (kg)

$\times 10^{-3}$

TESIS14A

FRAME 1
LEVEL NAISLA
SPRING 22
CMPNT DMAJ
ENVELOPES
MIN -12.580E-03
AT 77.31000
MAX 13.498E-03
AT 61.50000

FRAME 1
LEVEL NAISLA
SPRING 22
CMPNT MAJ SHR
ENVELOPES
MIN -5.1730E+03
AT 77.31000
MAX 5.1955E+03
AT 77.83000

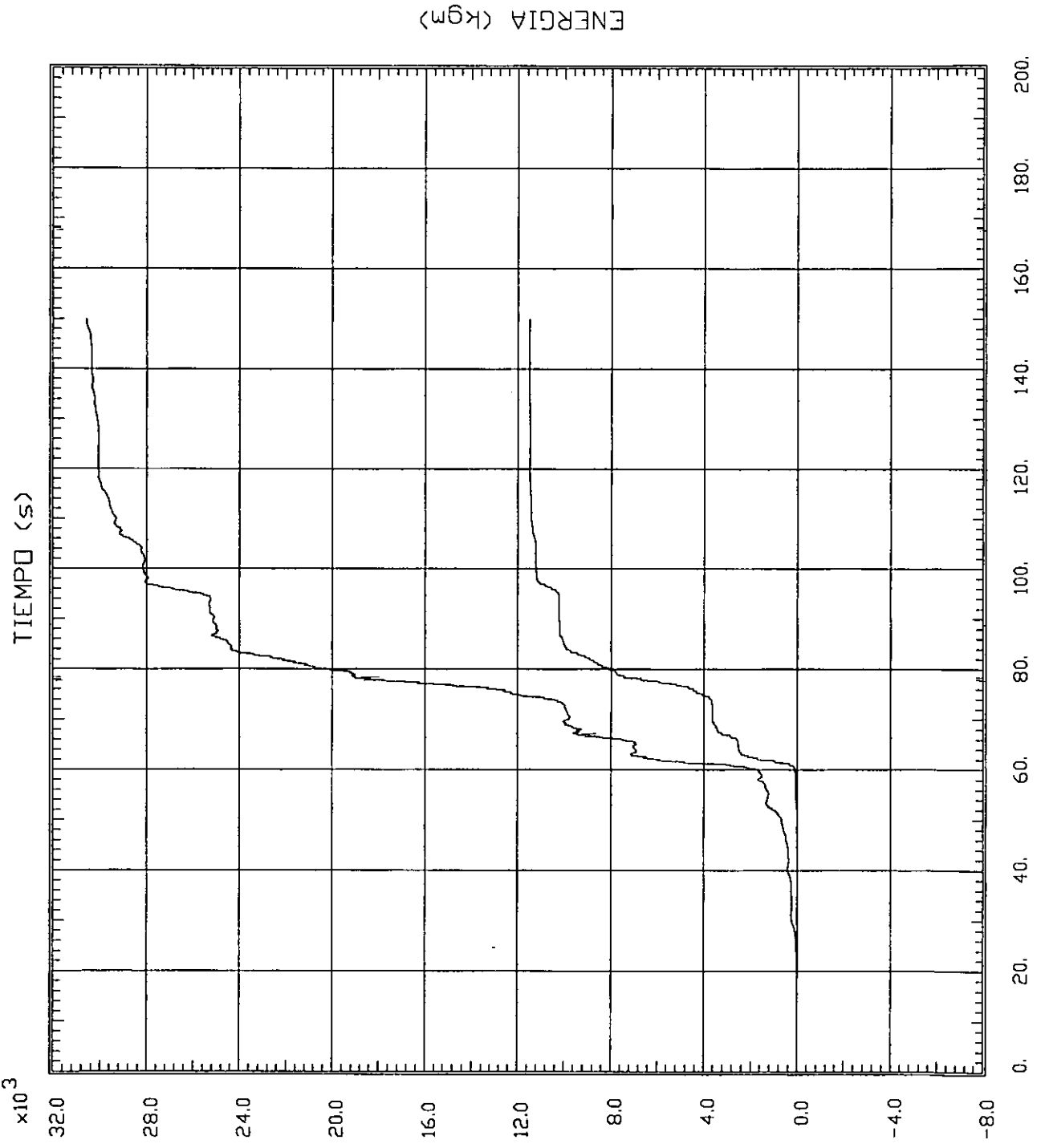
FIGURA 108

TESIS14A

— E. ENTRA
— E.NO-LIN

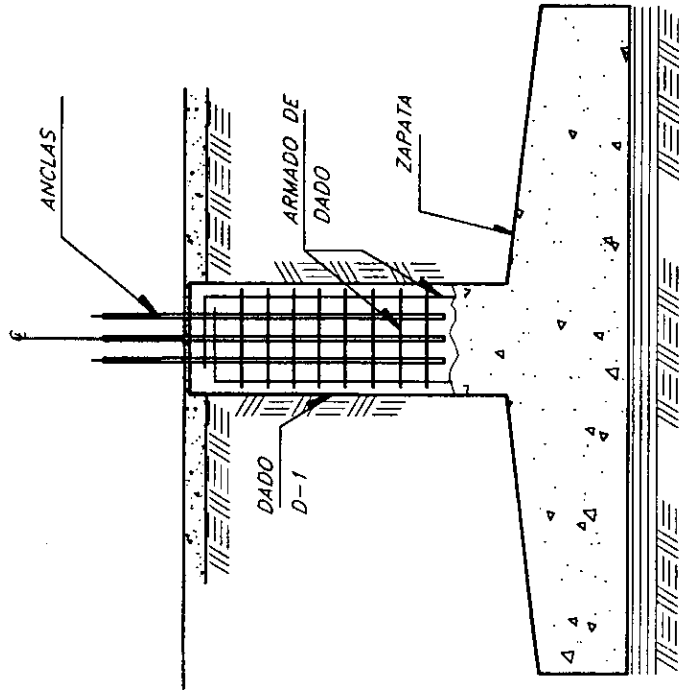
ENVELOPES
MIN -6.6311E+00
AT 28.70000
MAX 30.584E+03
AT 149.71000

FIGURA 109

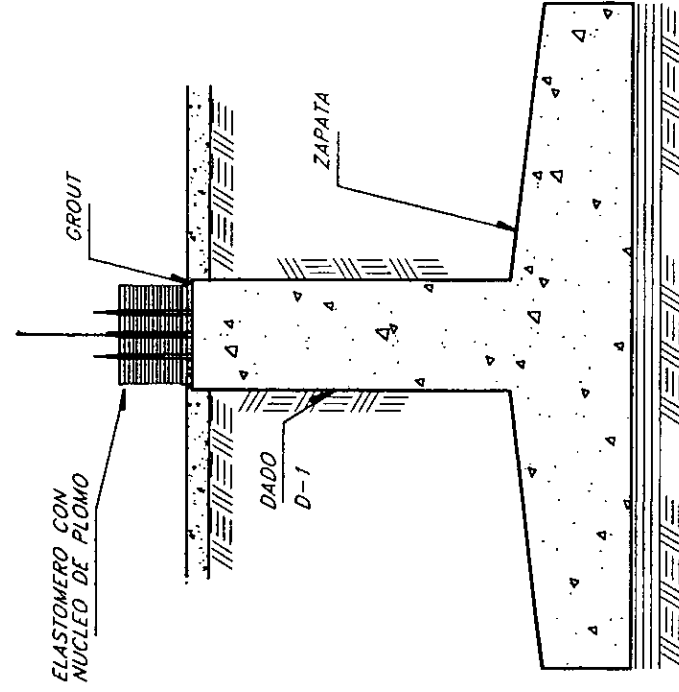


PROCESO DE EJECUCION 1

PROCESO DE EJECUCION 2



COLOCACION DE ANCLAS EN DADO



COLADO DE DADO Y COLOCACION DE ELASTOMERO

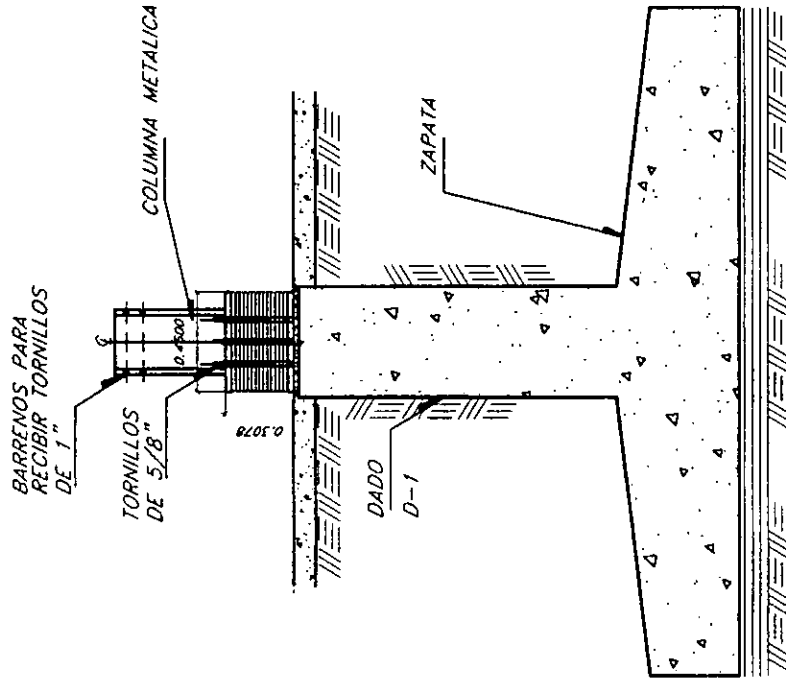
NOTAS GENERALES

- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO
- VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA

ELABORO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	DIRECTOR DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZA
UBICACION: CALZADA DE TALAPAN # 4819 COL. TALAPAN DEL. TALAPAN	NOMBRE DEL PLANO: MONTAJE DE AISLADOR Y ESTRUCTURA
FECHA: NOVIEMBRE 1988	FECHA: NOVIEMBRE 1988
OPERO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	FECHA: NOVIEMBRE 1988

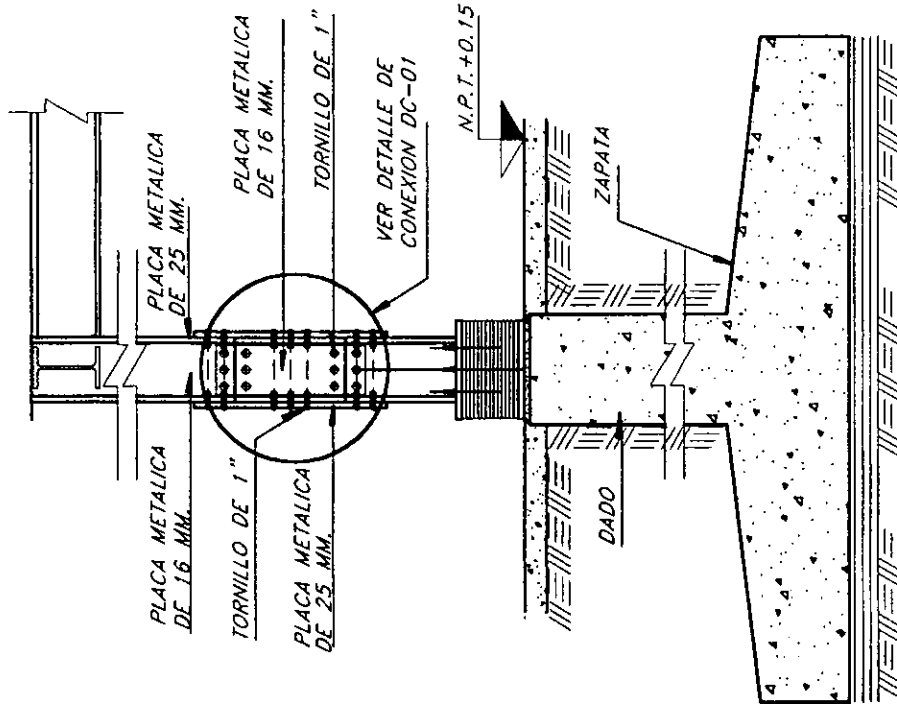
E-12

PROCESO DE EJECUCION 3



COLOCACION DEL 1ER TRAMO DE COLUMNA METALICA CON UNA LONGITUD DE 50 CM.

PROCESO DE EJECUCION 4



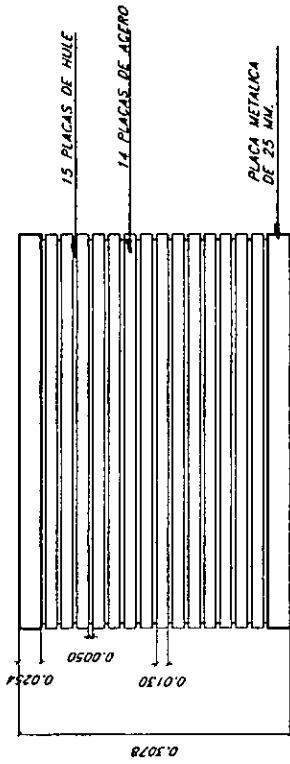
COLOCACION DE TRAMOS RESTANTES DE COLUMNA METALICA CON PLACAS Y TORNILLOS

ELABORO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES		DIRECCION DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZA	
UBICACION: CALZADA DE TALPAAN # 4819 COL. TALPAAN DEL TALPAAN		NOMBRE DEL PLANO: MONTAJE DE AISLADOR Y ESTRUCTURA	
FECHA: OCTUBRE 1989	ESCALA: 1/4"	FECHA DE MODIFICACION: N/A	ESCALA: N/A
DISEÑO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES			

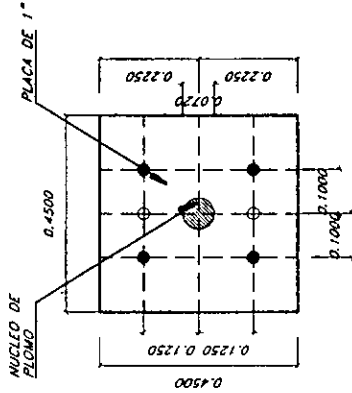
E-13

NOTAS GENERALES

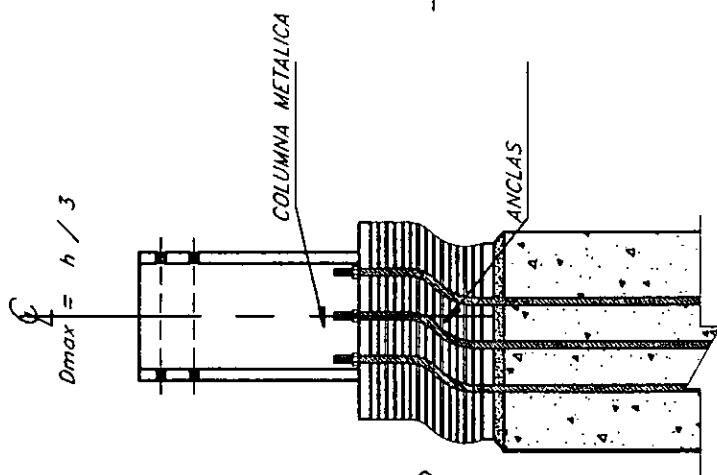
- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO
- VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA



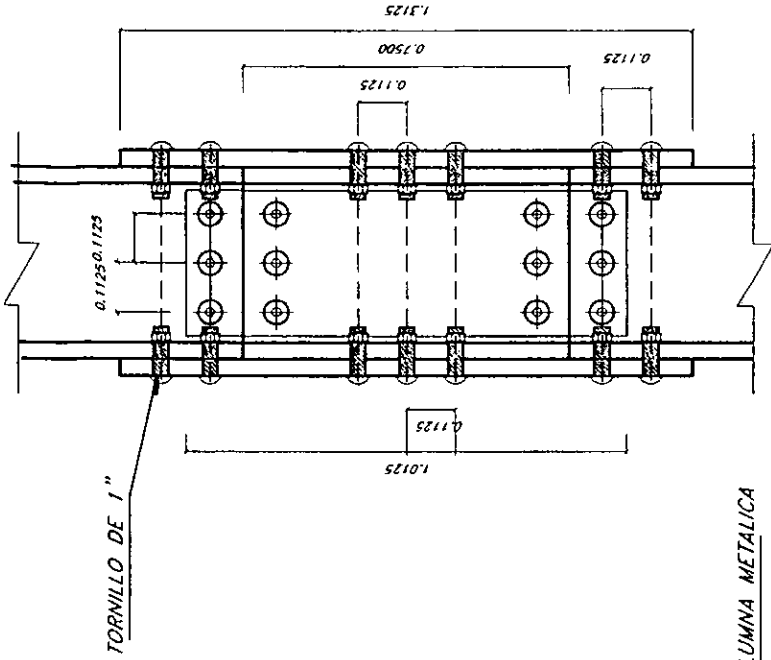
ALZADO ELASTOMERO



ELASTOMERO (VISTO EN PLANTA)



DETALLE DE CONEXION DC - 1

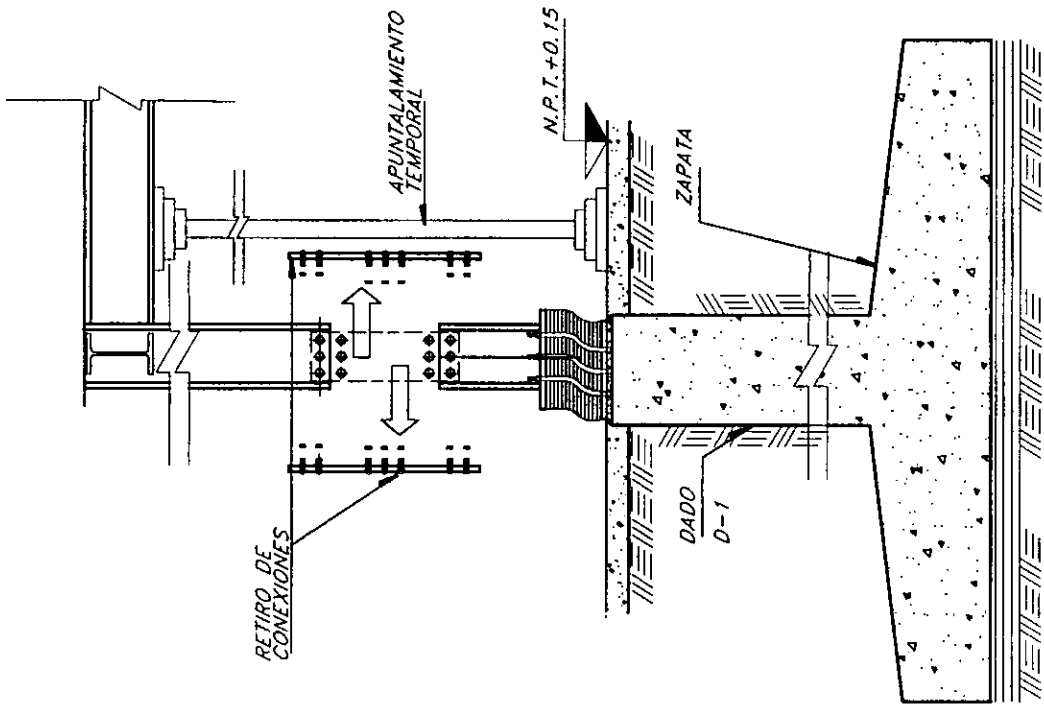


- NOTAS GENERALES**
- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
 - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO
 - VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA

ELABORADO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	DIRECCION DE TESIS: DR. RICARDO GONZALEZ A.	E-14
UBICACION: CALZADA DE TLALPAM # 4519 COL. TLALPAM DEL TLALPAM	INDICAR DEL PLANO: MONTAJE DE AISLADOR Y ESTRUCTURA	
FECHA: INSTRUMENTOS: 1000 ESCALA: 1/2	PROYECTO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

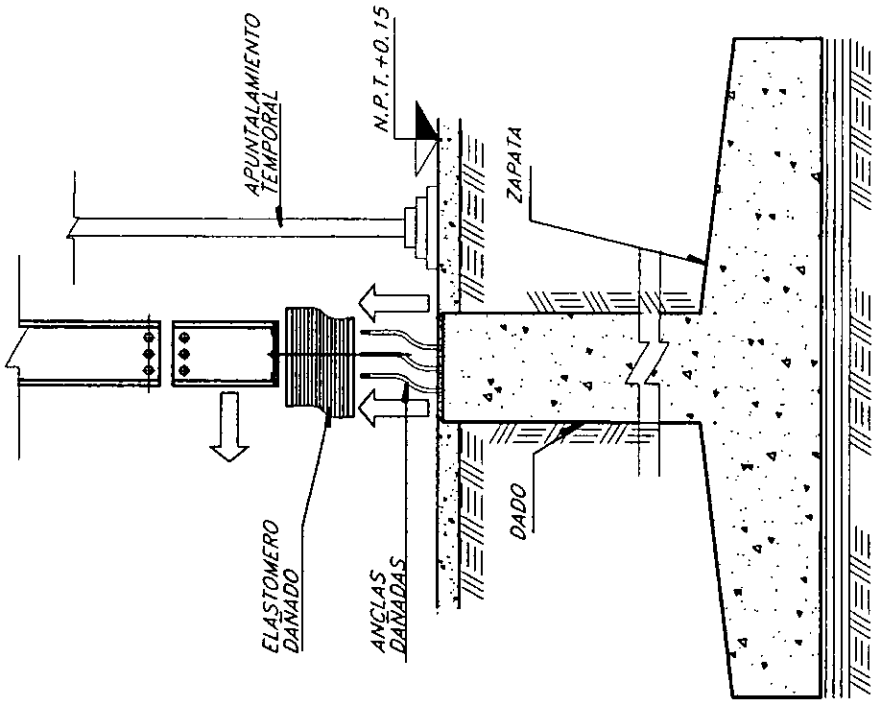
TRABAJO DEL AISLADOR

PROCESO DE REEMPLAZO 1



RETIRO DE CONEXION METALICA DE LA COLUMNA

PROCESO DE REEMPLAZO 2



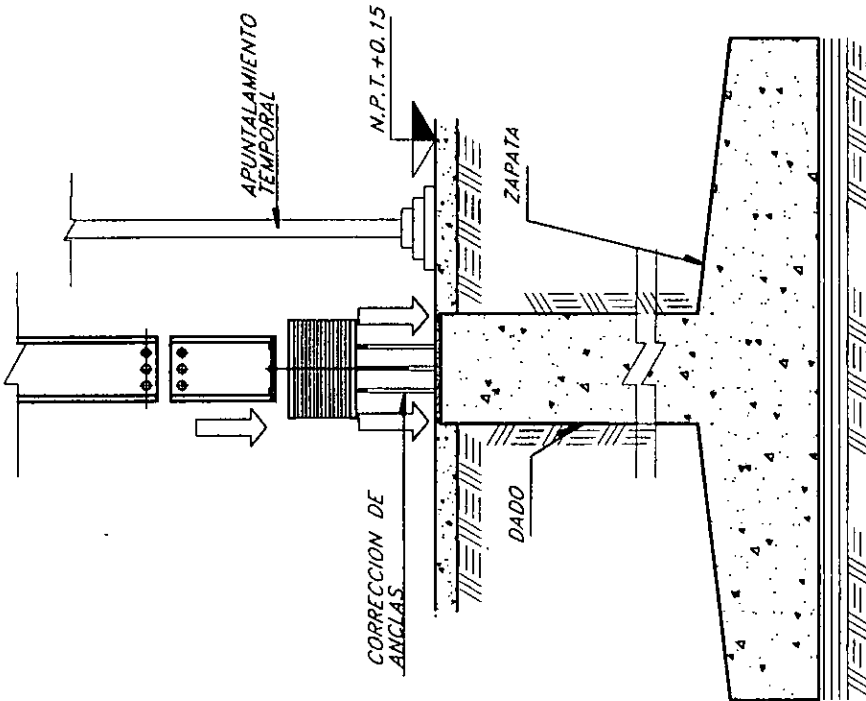
RETIRO DE AISLADOR DAMADO

ELABORADO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	DIRECCION DE TESIS	
UBICACION: CALLE DE TALPAM # 4519 COL. TALPAM DEL TALPAM	DR. RICARDO GONZALEZ A	
NOMBRE DEL PLANO: REEMPLAZO DE AISLADOR DE BASE PLASTIFICADO		
FECHA: 15/05/2014	ESCALA: 1/4"	ESCALA: 1/4"
PROYECTO: 1000	PROYECTO: 1000	PROYECTO: 1000
DISEÑO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES		

NOTAS GENERALES

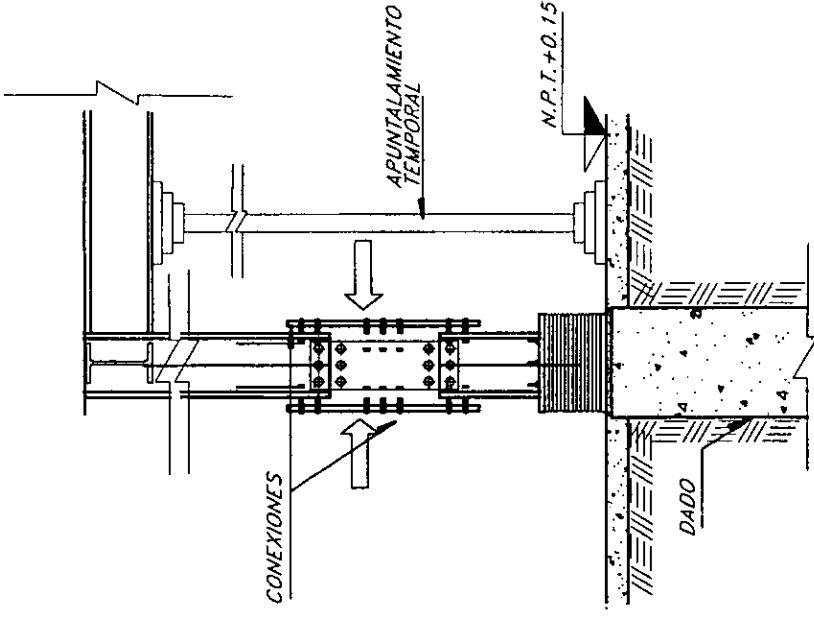
- LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO
- VERIFICAR MEDIDAS Y NIVELES DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN LA OBRA

PROCESO DE REEMPLAZO 3



REEMPLAZO DEL AISLADOR DAÑADO Y ENDEREZAMIENTO DE ANCLAS

PROCESO DE REEMPLAZO 4



COLOCACION DE CONEXION EN LA COLUMNA

ELABORADO:	ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES
UBICACION:	DIR. CALZADA DE TLAUPAN # 4619 COL. TLAUPAN DEL TLAUPAN
PROYECTADO:	DR. RICARDO GONZALEZA
NOMBRE DEL PLANO: REEMPLAZO DE AISLADOR DE BASE PLASTIFICADO	
FECHA:	EDICION: 1.00 1.00
DISEÑO: ING. JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES	

E-14"