

2 of
211

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**“ Análisis y Diseño de una Torre de Proceso
para Fertilizante de Nitrato de Amonio ”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Emir Horacio Velasco Vázquez

MEXICO, D. F.

1982



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.



VERIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-141

Al Pasante señor EMIR HORACIO VELASCO VAZQUEZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. José Ma. Riobó Martín, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ANALISIS Y DISEÑO DE UNA TORRE DE PROCESO PARA
FERTILIZANTE DE NITRATO DE AMONIO"

- I. Introducción.
- II. Descripción de la estructura.
- III. Descripción de los modelos utilizados.
- IV. Descripción de los análisis efectuados.
- V. Descripción del estudio paramétrico.
- VI. Diseño de la torre.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universidad, 26 de febrero de 1982
EL DIRECTOR

JAVIER JIMENEZ ESPINOZA

JJE/OBLH/ser

I N D I C E

		Página
1.	INTRODUCCION	1
2.	DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA	
2.1	Descripción del proceso	3
2.2	Descripción de la superestructura	4
2.3	Descripción de las condiciones del - subsuelo	6
2.4	Descripción de la cimentación	8
3.	DESCRIPCION DE LOS MODELOS UTILIZADOS	
3.1	Modelación de la estructura	11
3.2	Interacción suelo-estructura	13
4.	DESCRIPCION DE LOS ANALISIS EFECTUADOS	
4.1	Descripción del método de análisis - dinámico modal espectral	18
4.2	Características de los espectros uti- lizados en el análisis de la estruc- tura	26
5.	DESCRIPCION DEL ESTUDIO PARAMETRICO	28
6.	DISEÑO DE LA TORRE	
6.1	Diseño del muro de la torre	30
6.2	Diseño de la cimentación	37
7.	TABLAS	
8.	FIGURAS	47
9.	REFERENCIAS	75
10.	PLANOS	97

1. INTRODUCCION

" SIENDO LA INGENIERIA, EL ARTE DE MODIFICAR LA NATURALEZA, AL SERVICIO DE LA SOCIEDAD."

México país en vías de desarrollo económico, social e intelectual; se enfrenta a problemas tales como: la explosión demográfica, la escasez de alimentos, la falta de fuentes de trabajo, el bajo nivel de vida y otras más situaciones de tristeza, generandose problemas que si en un futuro próximo no son resueltos, el país formara parte de un mundo en donde la subsistencia humana será más difícil; corresponde a los ingenieros en su capacidad de producir riqueza colaborar para una situación más próspera.

Ante esta problemática, se requiere de un aprovechamiento más racional de nuestros recursos y uno de ellos es el sector agrícola, en el cual la producción de fertilizantes es básica, para una mejor obtención de alimentos, es preciso la realización de obras que permitan la mejor manera de producirlos.

En el presente trabajo se muestra el proyecto de una torre de proceso para la producción de fertilizantes a base de nitrato de amonio, siendo esta una obra que representará una fuente de trabajo y de riqueza.

El trabajo consiste de lo siguiente; en el capítulo 2.,- se hace la descripción de la función y características de la torre, desde el proceso, la estructura, las condiciones del subsuelo y la cimentación.

En los capítulos 3. y 4., se mencionan los modelos empleados así como la interacción suelo-estructura y las características del análisis dinámico modal espectral.

En el capítulo 5. se resumen los parámetros que sirven de índices en la observación de la estructura a través del análisis efectuado.

Finalmente en el capítulo 6. se describe el diseño del -
muro de la torre y la losa de cimentación.

Es de mencionarse que las ideas y criterios que aquí se-
exponen, sólo son algunos de los muchos posibles para la reali-
zación de un proyecto y de ninguna manera son un prototipo a-
seguir; encontrar la solución óptima es el arte, éxito y obje-
tivo de una obra.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

2.1 Descripción del proceso

La estructura objeto de este trabajo, es una torre de proceso que es parte de una planta para obtener fertilizantes a base de nitrato de amonio.

A esta planta se le ha denominado como; Planta de Nitrato de Amonio, que a su vez pertenece al Complejo de Fosforados, fomentado por la empresa paraestatal Fertimex, localizado en el puerto industrial de Lázaro Cárdenas, Michoacán.

La torre sirve para que el producto a obtener, se le de un acabado de perdigones o granulos, por lo cual la torre se denomina; Torre de Aperdigonado.

La solución de nitrato de amonio se recibe en la parte superior de la torre después de haber sido bombeada y recogida en los evaporadores (Ver figura 1, identificados como A) calentados con vapor saturado.

Los evaporadores concentran la solución de nitrato de amonio del 95 % hasta :

- 99.7 % nitrato fundido para grado fertilizante
- 96.0 % nitrato fundido para grado poroso

La solución pasa de los evaporadores a las cámaras de separación (Ver figura 1, identificados como B), de aquí el nitrato fundido baja, a través de una pierna barométrica, al tanque de sello (Ver Fig. 1, identificados como C), desde este tanque, el nitrato fundido puede seguir dos caminos, según la calidad del producto que se quiere obtener:

- Primer camino : (Ver Fig. 1)

Para producir nitrato fertilizante, el nitrato fundido -

se mezcla con el agente inerte en el ciclón mezclador (identificado como D), luego se descarga al distribuidor de la torre de aperdigonado.

- Segundo camino : (Ver Fig. 2)

Para producir nitrato poroso, el nitrato fundido se descarga directamente al distribuidor de la torre de aperdigonado.

El nitrato fundido se alimenta, en ambos casos, a un distribuidor rotativo (Ver Figs. 1 y 2, identificado como E), que distribuye el nitrato de amonio bajo forma de gotitas en toda la sección transversal de la torre de aperdigonado (Ver Figs. 1 y 2, identificado como F).

La altura de caída libre es de aproximadamente 50.0 m y asegura un rápido enfriamiento de las gotitas, que se solidifican en gránulos.

El calor producido por la solidificación se elimina con aire a contra corriente; el aire se aspira mediante cuatro ventiladores (Figs. 1 y 2, identificados como G), instalados en lo alto de la torre.

En el fondo de la torre, el rastrillo (Figs. 1 y 2, "H"), descarga los granulos en la cinta transportadora (Figs. 1 y 2 "I"), posteriormente el producto pasa a otra cinta transportadora ("J"), que según el nitrato fertilizante o poroso continuará el proceso indicado.

2.2 Descripción de la superestructura

La superestructura esta compuesta de una torre de concreto de sección circular, con diametro interior de 14.30 m, con espesor de muros de 0.40 m y de una altura sobre la superficie del terreno de 71.60 m, más una prolongación a base de estructura de acero, con altura de 17.90 m; conformando una altura total para la superestructura de 89.50 m.

La superestructura de concreto contiene dos losas intermedias y una tercera al remate; entre la segunda losa y la de remate, existe una estructura metálica que comunica a ambas.

A continuación se describe a la superestructura, iniciando por la planta baja y prosiguiendo hacia arriba (Ver Fig. 3).

El primer entrepiso, entre los niveles 100.30 m y el 106.40 m; se localizan las puertas de acceso a la planta baja una de personal de 0.90 m de ancho por 2.30 m de altura, otra para acceso de equipos de 3.0 m de ancho por 2.50 m de altura y una ventana para la salida de un transportador con material producido de 2.10 m de ancho por 2.10 m de altura, con su base localizada aproximadamente al nivel 104.00 m.

El siguiente entrepiso localizado entre los niveles 106.40 m y 157.90 m, se localizan dieciséis ventanas de 0.90 m de ancho por 2.30 m de altura para permitir la absorción de aire, con la base al nivel 107.50 m; junto al cinturón de ventanas se localizan dos accesos uno para personal de las mismas dimensiones que las ventanas y el otro para equipos con 2.50 m de ancho y por la misma altura.

Alrededor de las ventanas lleva una protección contra la lluvia y a su vez funciona de andador por la parte exterior, fabricado de estructura metálica.

Este mismo entrepiso forma la caída libre de aproximadamente 50.0 m de altura, requerida para la formación de los perdigones en el material producido. La losa del nivel 106.40 (Ver Fig. 4), recibe el material espedigonado y a través de una abertura de 0.60 m de ancho se envía el material hacia una banda transportadora, que le recibe al ser empujado por un rastrillo giratorio que se localiza al eje de la estructura, el eje de la abertura en la losa se localiza a 1.50 m del eje de la torre.

El tercer entrepiso en el interior de la torre formado por las losas a los niveles 157.90 m y 171.90 m (Ver Fig. 5), contiene en prioridad de importancia apoyada al nivel 157.90 una estructura de acero para soporte de los equipos requeridos con una altura de 14.0 m, a su vez ésta misma losa soporta los ventiladores que producen el flujo de aire ascendente en el entrepiso anterior, localizados con respecto a los ejes ortogonales de la torre a 90° entre si, además de que la losa alrededor del eje de la torre contiene un desnivel a la elevación 156.90 m para instalación de equipos.

En éste entrepiso se localiza un acceso de personal de 0.90 m de ancho por 2.30 m de altura y también se localizan las ventanitas circulares para los pasos de las salidas de los ventiladores, siendo estos cuatro con diámetro aproximado de 1.25 m y con su eje a la elevación 162.90 m .

La losa de tapa o de remate, al nivel 171.90 m (Fig. 6), contiene tres aberturas, una para acceso de personal o paso de escaleras, una para instalación de equipos y otra para paso de equipos e instalaciones de tuberías. Esta misma losa soporta una estructura de acero de 17.90 m de altura que a su vez es soporte de instalaciones y equipos.

A todo lo alto de la estructura de concreto lleva un cubo para elevador, que a los niveles requeridos lleva accesos de 0.90 m de ancho por 2.30 m de altura y aún lado de éste cubo de elevador y el exterior de la torre se localizan, para casos de emergencia unas escaleras de estructura de acero (Fig. 7).

2.3 Descripción de las condiciones del subsuelo

La localización del complejo de fosforados, en el puerto industrial de Lázaro Cárdenas, Michoacán, es en un lugar --

que se conoce como la "Isla de enmedio"; sobre el delta del Río Balsas.

En donde la superficie actual del terreno se encuentra a la elevación de 3.50 m, sobre el nivel medio del mar, que corresponde a la elevación de proyecto, 99.90 m.

Para la determinación de las características del subsuelo, se llevó a cabo un estudio apoyado en 29 sondeos de 25.0 m y 30.0 m de profundidad, de tipo mixto, por combinarse la extracción de muestras alteradas e inalteradas.

Se utilizó herramienta de penetración estandar y cuantificando el número de golpes por cada 30 cm de penetración se estimó la compacidad de los estratos, las muestras inalteradas fueron recuperadas con un muestreador de pared delgada - tipo Shelby de 4 pulgadas de diámetro interior, para aplicar pruebas de tipo índice y mecánicas, como son de consolidación triaxial, compresión simple y de resistencia al esfuerzo cortante.

De la observación de los resultados de los estudios, se localizó el nivel de aguas freáticas entre los 2.0 y 3.0 m de profundidad; encontrándose también con la presencia de un relleno de aproximadamente 3.0 m de espesor, constituido por material granular producto del dragado para la dársena de SICARTSA, descubriéndose en este material una compacidad variable, desde muy suelta hasta muy compacta.

La estratigrafía encontrada (Fig. 8), indica que los suelos están constituidos por arenas limosas y gravas de origen aluvial, estratificadas erráticamente e interceptadas por lentes de arcillas limosas de consistencia suave, sin embargo, inspeccionando detenidamente los perfiles se encuentran estratos a diferentes profundidades de materiales finos con contenidos de materia orgánica, lo que hace pensar que en alguna época geológica estos materiales constituyeron la superficie del suelo. De especial interés es la capa de mate

rial arcilloso que se encuentra inmediatamente bajo el relleno, la cual constituye la superficie original del suelo de consistencia blanda a semirígida.

Se observó que en el sismo del 14 de marzo de 1979, en el subsuelo de la unidad del puerto industrial Lázaro Cárdenas sufrió licuación, por estudios se determinó que persiste una potencialidad alta para que nuevamente ocurra licuación, en el caso de que se presente un sismo con las mismas características del ocurrido, o de mayor magnitud.

El resto de los estratos está constituido por materiales de granulometría muy variable desde arenas finas hasta gravas y de compactación desde suelta hasta muy compacta, basando a su estado de compactación las propiedades mecánicas de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

Dada la gran heterogeneidad de estos depósitos, es difícil tratar de elaborar cortes estratigráficos, que correlacionen un sondeo con otro; sin embargo atendiendo únicamente el estado de compactación en que se encuentran, se formaron los cortes estratigráficos (Fig. 9), en los que se marca la frontera entre los materiales de baja compactación y de alta compactación, tomando como base un número de golpes mayor a 40 por cada 30 cm de penetración, la cual se muestra en la figura por la franja sombreada.

Con este criterio puede decirse que a partir de 5.0 m de profundidad en el extremo norte y de 10.0 a 12.0 m de profundidad en la parte sur del terreno, la compactación de los materiales aumenta a valores altos, constituyendo mantos con suficiente capacidad para soportar las cargas que se les transmitan.

2.4 Descripción de la cimentación

De acuerdo a las características de la torre se pensó en

algunas alternativas preliminares de la cimentación, la cual sería una combinación de tipo superficial y profunda.

Por recomendación de mecánica de suelos se fijó el nivel de desplante de los pilotes (NDC), a una profundidad de 12.50 m con respecto al nivel superficial del terreno (NST).

La capacidad de carga del terreno al nivel de desplante se recomendó de 10.0 ton/m² para condiciones de servicio y de 13.0 ton/m² para condiciones accidentales de viento o sismo, dadas las características del suelo y su capacidad se recomendando el uso de pilotes apoyados de punta.

Los pilotes a emplear se recomendaron de sección cuadrada de 45 cm por 12.5 m de longitud con capacidad de carga axial (P), de 50 ton y una capacidad a cortante (V), de 7.5 ton.

Se contempló la alternativa de desplantar la cimentación de tipo superficial a la profundidad recomendada de desplante como se indica en la Fig. 10-a, la cual daría más estabilidad contra volteo a la torre; sin embargo por las características del subsuelo, la localización del nivel freático y la suposición de que coincide con el nivel medio del mar, ante esta situación sería muy complicada su construcción, por lo cual la alternativa se deshechó.

Posteriormente se consideró la alternativa de la Fig. 10-b, a base de una losa anular de cimentación piloteada, con ciertas características para resistir los efectos de volteo, pero también se tuvo que deshechar por que al hacer calculos preliminares sobre efectos de volteo debido a sismo o viento se descubrió que la cantidad de pilotes que se podían distribuir era insuficiente para resistir los efectos solicitantes.

Finalmente después de estimar el número de pilotes requeridos, se tuvo necesidad de contemplar una cimentación como la Fig. 10-c, a base de una losa de cimentación y una cierta distribución de pilotes, que de acuerdo a los requerimientos

de rigidez del análisis dinámico se tuvo que recurrir a inclinar parte de ellos.

Las siguientes recomendaciones relativas a los pilotes - fuerón consecuencia de estudios posteriores del laboratorio - de mecánica de suelos y discutidos durante la fase de diseño.

Los pilotes deberán hincarse con perforación previa, hasta 0.50 m por arriba del nivel de desplante, con un diámetro igual a la diagonal de la sección del pilote, utilizando lodo bentonítico para la estabilidad de las paredes.

Deberá retirarse todo el relleno suelto de grava-arena y el estrato arcilloso que se encuentra desde la superficie hasta 3.0 m de profundidad aproximadamente, lo que deberá confirmarse en campo, sustituyendolo por material compactado colocado en capas no mayores de 30 cm. Las dimensiones del área por compactar deberá ser tal que sobresalga 70 cm como mínimo a cada lado de la losa de cimentación.

Para efectos de diseño y para contemplar el fenómeno de licuación, se debía considerar una longitud de 7.0 m, desde la cabeza del pilote hacia el desplante, sin soporte lateral.

La recomendación final fué con respecto a la observación de asentamientos, que deberá llevarse un reconocimiento de los movimientos verticales de la cimentación durante la construcción y posteriormente a esta, mediante nivelaciones periódicas, la periodicidad de las nivelaciones será de cada 15 días durante la construcción, una vez al mes hasta seis meses después de terminada la obra y posteriormente una vez al año.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS UTILIZADOS

3.1 Modelación de la estructura

Las condiciones de carga que se describen a continuación se combinarán para el análisis estructural :

- Peso propio del muro (carga muerta)
- Peso propio de losas, más equipos e instalaciones (carga muerta)
- Carga viva reducida al 30 %
- Carga accidental, de sismo (análisis sísmico dinámico modal espectral, como se describe en el Capítulo 4.)

Se consideró el 30 % de la carga viva, ya que la intensidad de la carga de diseño es alta y la probabilidad de que actúe en el momento de sismo es muy remota. También la consideración de sismo se debió a que en cálculos preliminares de condiciones de carga accidental resultó ser más desfavorable que viento.

Se utilizaron modelos discretizados para el análisis de la estructura; o sea, se consideraron una serie de masas concentradas discretizadas a lo alto de la estructura unidas con elementos de flexibilidad o rigidez y capacidad de absorción de energía o amortiguamiento. En cada masa se consideraron tres grados de libertad, que fueron : lineal, cabeceo y torsión.

De tal forma que la estructura se ve reducida a un cantiliver con masas concentradas unidas por miembros que representen las características de rigidez y finalmente en la base de la estructura, se liga a la cimentación en forma continua por tres resortes que simulan la interacción suelo-estructura.

Los modelos empleados para el análisis y estudio de la estructura fueron básicamente dos, el primero para desarrollar

el estudio paramétrico. En la discretización de éste modelo no se consideró al cubo de elevador ni las escaleras de emergencia (Fig. 11).

El segundo modelo se consideró para el análisis definitivo, incluyendo el cubo del elevador y las escaleras de emergencia (Fig. 12). En éste modelo se utilizaron las propiedades geométricas y de rigidez óptimas obtenidas de los análisis del primer modelo.

Básicamente en los modelos la estructura se vé reducida a los siguientes parámetros de :

- MASA.- Representada por la masa lineal (M_L), momento de inercia de masas (M_C , para efectos de cabeceo) y momento polar de inercia de masas (M_P , para efectos de torsión; Ver tabla 1).
- RIGIDEZ.- Representada por las propiedades geométricas de las secciones de la torre como son el área (A, para tomar en cuenta deformaciones por cortante), momento de inercia (I, para tomar en cuenta deformaciones por flexión), y momento polar de inercia (J, para tomar en cuenta deformaciones por torsión).

Para las estructuras metálicas colocadas en la torre, se calcularon las tres componentes de sus rigideces por medio de una combinación de análisis planos de marcos, (Tabla 2). En las tablas de datos para el análisis se consignán, la rigidez lineal (K_L), rigidez al cabeceo (K_C), y la rigidez a torsión (K_T).

Para el primer modelo mostrado en la Fig. 11, se obtuvieron las siguientes características de masa y rigidez, las cuáles se asientan en las tablas 3 y 4.

Para el modelo de la Fig. 12, que fué el del análisis definitivo, se necesitó considerar los efectos de excentricidad ante la localización de los centros de masa (o, Centro de Gravedad, C. G.) y el eje de la estructura debido a la asimetría causada por el cubo de elevador y las escaleras de emergencia

(Fig. 7). De igual forma observando la sección total se requirio localizar los centros de rigidez, en la tabla 5 se muestran las características de masa para éste modelo.

3.2 Interacción suelo-estructura

Se consideró la interacción del suelo con la estructura, modelandola para el análisis, por medio de tres resortes discretos acoplados y un cuarto en la dirección vertical desacoplado.

- Rigidez lineal (K_L)
- Rigidez al cabeceo (K_C)
- Rigidez a la torsión (K_T)
- Rigidez vertical (K_Z)

Se consideraron básicamente dos casos:

Caso 1.- Tipo de cimentación por superficie y a base de una losa de cimentación, desplantada a una profundidad de 12-m (Fig. 10-A), para este caso la rigidez de interacción se obtuvo, con las siguientes expresiones (1)* :

$$K_L = \frac{32 (1-\nu) G r_0}{7 - 8\nu}$$

$$K_C = \frac{8 G r_0^3}{3 (1-\nu)}$$

$$K_T = \frac{16}{3} G r_0^3$$

$$K_Z = \frac{4 G r_0}{1-\nu}$$

(*) : Números entre paréntesis son referencias enlistadas al final

Donde:

v: Relación de Poisson; $v = 0.3$

G: Módulo de elasticidad al corte dinámico;

$$G = \frac{E}{2(1+v)}$$

E: Módulo de elasticidad; del estudio de mecánica de suelos - en la información de los sondeos y en una muestra para prueba de compresión triaxial se obtuvo:

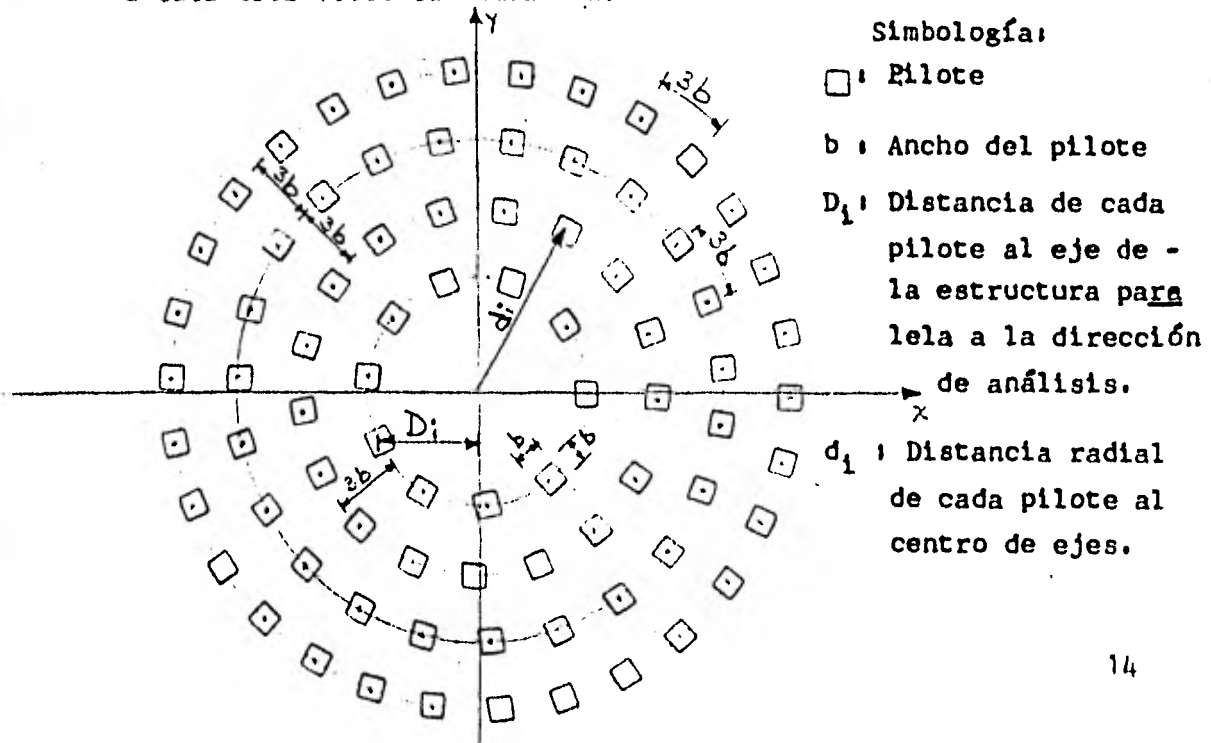
$$E = 750 \text{ kg/cm}^2 = 7500 \text{ ton/m}^2; \text{ esto implica:}$$

$$G = 2885 \text{ ton/m}^2$$

r_0 : Radio de la losa de cimentación; $r_0 = 11.0 \text{ m}$

Caso 2.- Cimentación con pilotes (Fig. 10-C), los pilotes desplantados a 12.0 m de profundidad y la losa de cimentación desplantada a 3.50 m de profundidad.

La distribución de pilotes fué sobre anillos, respetando la recomendación de que deben separarse como mínimo entre sí a cada tres veces su dimensión.



De acuerdo al informe del estudio de mecánica de suelos y a las recomendaciones propuestas para la obtención de las rigideces horizontales de interacción pilote-suelo por el ACI-360-72 (2), se obtuvieron las siguientes relaciones y valores.

Para el caso de suelos arenosos:

$$k_h = 80 \text{ (F.S.) } q_a$$

Donde:

F.S. = 3.0; Factor de seguridad

$q_a = 0.6 \text{ kg/cm}^2 = 6.0 \text{ ton/m}^2$; capacidad admisible de carga del terreno, información obtenida de mecánica de suelos.

k_h : Coeficiente de rigidez del suelo en dirección horizontal que es función de la profundidad; sustituyendo en la expresión anterior:

$$k_h = 1440 \text{ ton/m}^3$$

Considerando al pilote empotrado en la losa de cimentación:

$$\left[k_x \right]_u = \frac{B k_h}{l_0}$$

Donde:

$B = 0.45 \text{ m}$; ancho del pilote

$$l_0 = \left(\frac{k_h B}{4 E_c I} \right)^{1/4}$$

E_c : Módulo de elasticidad del concreto;

$$E_c = (P.V.)^{1.5} 4270 (f'_c)^{1/2}$$

$P.V. = 2.4 \text{ ton/m}^3$; peso volumétrico del concreto

$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$; resistencia nominal del concreto

Sustituyendo:

$$E_c = 2.75 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$I = 1.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$; momento de inercia de la sección del pilote

Sustituyendo para l_0 ;

$$l_0 = 0.438$$

Sustituyendo para k_{x_u} :

$$k_{x_u} = 1152 \text{ ton/m}; \text{ que es la rigidez lineal -}$$

horizontal unitaria o por pilote.

Por lo tanto:

$$\text{Rigidez lineal; } K_L = n k_{x_u} ;$$

donde n es el número de pilotes.

$$\text{Rigidez a torsión; } K_T = k_{x_u} \sum d_i^2$$

donde d_i es la distancia radial al centro de ejes de la estructura a cada pilote.

En la dirección vertical, se consideró que en la punta del pilote el suelo es linealmente deformable de manera que la rigidez combinada en serie pilote-suelo (k_c), está dada por:

$$k_c = \frac{1}{\frac{1}{E_c A / L} + \frac{1}{K_v}}$$

Donde:

$L = 9.0 \text{ m}$; longitud de pilote

$K_v = k_v A = 613 \text{ ton/m}$; rigidez vertical unitaria y $k_v = 5000 \text{ ton/m}^3$; coeficiente de rigidez del suelo en dirección vertical, obtenido de acuerdo a la característica de la arena medianamente densa a densa, dada una penetración estandar mayor o igual a 30 golpes por cada 30 cm de penetración.

A: área de la sección del pilote

Sustituyendo valores en la expresión anterior:

$$k_c = 603 \text{ ton/m; entonces la :}$$

Rigidez vertical total $K_Z = n k_c$

Para el grado de libertad de cabeceo la rigidez K_C se -
obtuvo por :

$$K_C = k_c \sum D_1^2$$

Donde:

D_1 : Es la distancia de cada pilote al eje de la estructura, -
en la dirección analizada.

4. DESCRIPCIÓN DE LOS ANÁLISIS EFECTUADOS

4.1 Descripción del método de análisis dinámico modal - espectral

Para el análisis de la estructura, se empleó un programa de computadora denominado, "Análisis sísmico dinámico, para tres grados de libertad por masa"; en este caso la estructura se desplazara en dos direcciones y a la vez girará por el momento torsionante provocado por la excentricidad.

En el análisis modal se determinaron las frecuencias y períodos naturales, se obtuvieron también las configuraciones modales o los vectores característicos. Determinando el amortiguamiento promedio pesado entre suelo y estructura modo a modo, para determinar la aceleración espectral correspondiente.

De tal forma que se obtuvieron aceleraciones, velocidades y desplazamientos, así como los elementos mecánicos: cortante momento flexionante y momento torsionante del modelo discretizado, primero modo a modo y por último como la superposición modal con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, excepto que cuando entre dos modos consecutivos los períodos naturales difirieron en menos del 10 %, las respuestas modales correspondientes se superpusieron sumando valores absolutos.

El número total de grados de libertad que se observaron en cada modelo, fué igual al número de masas por tres. Para el caso del primer modelo (Fig. 11), se observaron 66 grados de libertad y para el segundo modelo (Fig. 12), se observaron 93 grados de libertad.

Para la obtención de las frecuencias naturales se partió de la hipótesis de que el modelo de análisis representa un sistema con vibración libre y de "n" grados de libertad, sin amortiguamiento y excitación; quedando la ecuación de equilibrio dinámico :

$$M \ddot{x} + K x = 0$$

Donde :

M : Matriz diagonal de masas

K : Matriz de rigideces ensamblada del modelo incluyendo el acoplamiento de los grados de libertad de interacción

\ddot{x} : Matriz de aceleraciones relativas en la base

x : Matriz de desplazamientos relativos en la base

Siendo la solución para la ecuación anterior :

$$x = \phi \text{ sen } (\omega T + \lambda)$$

Donde :

ϕ : Vector de amplitudes de vibración o desplazamientos

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_{jk} \end{bmatrix}$$

ω : Frecuencia natural

T : Período

λ : Angulo de fase

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio :

$$- M \phi \omega^2 \text{ sen } (\omega T + \lambda) + K \phi \text{ sen } (\omega T + \lambda) = 0$$

$$- M \phi \omega^2 + K \phi = 0, \text{ o bien; } K \phi = \omega^2 M \phi$$

Esta es la ecuación del problema de valores característicos. Para que la solución sea diferente a la trivial, su determinante debe ser igual a cero.

$$\begin{aligned} (K - \omega^2 M) \phi &= 0 \\ \left| K - \omega^2 M \right| &= 0 \end{aligned}$$

Siendo el determinante nulo esto implica que alguna de las ecuaciones es combinación lineal de las otras y por lo tanto los valores de ϕ que se encuentren están en función de uno de ellos. Esto es que se encontrará una ecuación polinómica de grado "n" en ω^2 , la cual deberá tener "n" raíces.

Obteniéndose para cada uno de estos valores característicos de w^2 una solución del sistema, así para w_1^2 le corresponde un vector característico q_1 , a este se le denomina, en el caso de vibraciones, modo natural de vibración o vector modal el cual es un vector cuyas componentes son las amplitudes de los desplazamientos reales de cada masa. De lo anterior podemos definir el modo de vibración como una configuración de la forma de vibrar de la estructura bajo una frecuencia dada. Teniéndose "n" modos de vibración.

El conjunto de "n" vectores modales forman una matriz modal.

$$Q = [q_{jk}] = \begin{bmatrix} q_{11} & q_{12} & q_{13} & \dots & q_{1n} \\ q_{21} & q_{22} & q_{23} & \dots & q_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ q_{n1} & q_{n2} & q_{n3} & \dots & q_{nn} \end{bmatrix}$$

La primera columna nos representará el primer modo de vibración, la que sigue el segundo modo, y así sucesivamente hasta el enésimo modo.

" q_{jk} ", se interpreta como la amplitud de desplazamiento de la masa "j", en el modo "k".

Al primer modo, para el valor menor de w^2 , se le llama modo fundamental y a los demás se les llama modos superiores.

Los "n" valores de w^2 se les puede colocar como elementos diagonales de una matriz diagonal, que se llama "Matriz Espectral".

$$\Omega^2 = [w^2] = \begin{bmatrix} w_1^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & w_2^2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & w_n^2 \end{bmatrix}$$

Desde luego, cada valor característico w_R^2 y su respectivo modo q_R deben satisfacer la ecuación diferencial matricial.

$$K q_R = w_R^2 M q_R$$

Considerando al conjunto de valores característicos y modos asociados se satisface :

$$K \phi = M \phi \Omega^2$$

Que es la ecuación de valores característicos .

La obtención de las frecuencias naturales de cada modo - (w_i) y los vectores característicos (ϕ) se hizo a través del método de Jacobi que de manera general es el siguiente.

Tomando nuestro problema

$$K \phi = w^2 M \phi$$

En la forma :

$$M^{-1} K \phi = w^2 \phi$$

Llamando $H = M^{-1} K$, entonces ;

$$H \phi = w^2 \phi$$

El objeto básico del método es transformar una ecuación de la forma :

$$H \phi = w^2 \phi$$

a otra de la forma

$$B \bar{\phi} = w^2 \bar{\phi}$$

Donde B es una matriz diagonal o sea que todos los términos fuera de la diagonal principal son ceros y $\bar{\phi}$ es la obtención de la transformación de coordenadas del vector modal ϕ .

Transformación de coordenadas, consideremos dos vectores ϕ y $\bar{\phi}$ cuyas componentes son q_1, q_2 y \bar{q}_1, \bar{q}_2 que forman dos sistemas de ejes en el plano, con el mismo origen como se indica en la figura 13.

El vector \overline{OA} tiene componentes sobre los dos sistemas de ejes, observando la figura 13 podemos establecer las siguientes relaciones :

$$q_1 = \bar{q}_1 \cos \theta - \bar{q}_2 \operatorname{sen} \theta$$

$$q_2 = \bar{q}_1 \operatorname{sen} \theta + \bar{q}_2 \cos \theta$$

En forma matricial

$$\begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & -\operatorname{sen} \theta \\ \operatorname{sen} \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{q}_1 \\ \bar{q}_2 \end{bmatrix}$$

o simplemente

$$\phi = T \bar{\phi}$$

Donde T es la matriz de transformación .

Volviendo al problema de valores característicos tenemos.

$$B \bar{\phi} = w^2 \bar{\phi}$$

El valor de B será :

$$B = T^T H T$$

Para este caso, tenemos :

$$\begin{bmatrix} \cos \theta & \operatorname{sen} \theta \\ -\operatorname{sen} \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_{11} & H_{21} \\ H_{12} & H_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos \theta & -\operatorname{sen} \theta \\ \operatorname{sen} \theta & \cos \theta \end{bmatrix} =$$

$$\left[\begin{array}{c|c} H_{11} \cos^2 \theta + 2H_{12} \operatorname{sen} \theta \cos \theta + H_{22} \operatorname{sen}^2 \theta & H_{12} (\cos^2 \theta - \operatorname{sen}^2 \theta) + \operatorname{sen} \theta \cos \theta (H_{22} - H_{11}) \\ \hline H_{12} (\cos^2 \theta - \operatorname{sen}^2 \theta) + \cos \theta \operatorname{sen} \theta (H_{22} - H_{11}) & H_{11} \operatorname{sen}^2 \theta - 2H_{12} \operatorname{sen} \theta \cos \theta + H_{22} \cos^2 \theta \end{array} \right]$$

Y hagamos que los términos fuera de la diagonal principal valgan cero,

$$H_{12} (\cos^2 \theta - \operatorname{sen}^2 \theta) + \cos \theta \operatorname{sen} \theta (H_{22} - H_{11}) = 0$$

Revisando nuestra trigonometría, recordamos que :

$$\cos^2 \theta - \operatorname{sen}^2 \theta = \cos 2\theta, \text{ y que}$$

$$2 \cos\theta \sin\theta = \sin 2\theta, \text{ luego:}$$

$$H_{12} \cos 2\theta + 1/2 \sin 2\theta (H_{22} - H_{11}) = 0$$

Dividiendo entre $\cos 2\theta$ llegamos a obtener.

$$\tan 2\theta = - \frac{2 H_{12}}{H_{22} - H_{11}} = \frac{2 H_{12}}{H_{11} - H_{22}}$$

Obteniendo el ángulo θ para el cual esta expresión se anula. Como la matriz H es simétrica ambos términos fuera de la diagonal principal se convierten en ceros, obteniéndose la matriz diagonalizada B .

$$B = \begin{bmatrix} H_{11} \cos^2\theta + 2H_{12} \sin\theta \cos\theta + H_{22} \sin^2\theta & 0 \\ 0 & H_{11} \sin^2\theta - 2H_{12} \sin\theta \cos\theta + H_{22} \cos^2\theta \end{bmatrix}$$

Inmediatamente obtenemos los valores característicos (frecuencias de vibración), B_{11} y B_{22}

$$\begin{bmatrix} B_{11} & 0 \\ 0 & B_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{q}_1 \\ \bar{q}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} w_1 & 0 \\ 0 & w_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{q}_1 \\ \bar{q}_2 \end{bmatrix}$$

$$\text{Donde; } B_{11} = w_1^2 \quad \text{y} \quad B_{22} = w_2^2$$

El método de Jacobi, es pues, un método de diagonalización por medio de rotaciones sucesivas. (3)

Ya calculados los vectores característicos β , se utilizarán para desacoplar las ecuaciones de equilibrio dinámico, con excitación en la base, expresándose como combinación lineal de los modos naturales.

$$x = \sum_n a_n q_n$$

Donde :

a_n : Factores adimensionales que se conocen como coeficientes de participación, especialmente cuando los modos se han normalizado previamente de acuerdo con alguna convención una comúnmente usada para normalizar, consiste en elegir la escala q_n tal que $q_n^T H q_n = 1$ en unidades arbitrarias.

q_n : Vectores modales o formas de modo

M : Matriz de masas

O a través de la ecuación de equilibrio dinámico :

$$\underline{M} \ddot{\underline{r}} + \underline{C} \dot{\underline{r}} + \underline{K} \underline{r} = \underline{M} \ddot{\underline{v}}_q$$

Se desacopla resultando :

$$\ddot{\underline{z}} + \left[2w \zeta \right] \dot{\underline{z}} + \left[w^2 \right] \underline{z} = - \underline{M}^{-1} \underline{\phi}^T \underline{M} \ddot{\underline{v}}_q$$

En donde el coeficiente de participación es :

$$\underline{F} = - \left[\underline{M}^{-1} \right] \underline{\phi}^T \underline{M}$$

que para el modo k es :

$$F_k = \frac{\sum \phi_{ik} M_i}{\sum \phi_{ik}^2 M_i}$$

El método de análisis utilizado es el modal espectral, - después de determinar las frecuencias de cada uno de los modos. Para cada modo se determina el porcentaje del amortiguamiento crítico (ζ) promedio entre estructura y suelo pesándolo según la energía que absorba cada componente y con el par de valores, frecuencia y amortiguamiento crítico, dado para el modo en consideración, se obtiene la aceleración espectral correspondiente (Fig. 14).

El amortiguamiento promedio pesado se calcula modo a modo de la siguiente manera :

1. Calcular el vector velocidades

$$v_{ij} = F_j \phi_{ij} g / w_j$$

donde:

F_j : Factor de participación del modo j

ϕ_{ij} : Componente del vector característico en la dirección del grado de libertad i del modo j .

g : Aceleración de la gravedad.

w_j : Frecuencia natural del modo j .

Las unidades correspondientes son :

$$v_{ij} = F_j \cdot \phi_{ij} \cdot g / w_j$$

$$[m/seg] = [1/m] [m] [m/seg^2] / [rad/seg]$$

2. Calcular la energía total (cinética) :

$$E_{Tj} = \sum_{i=1}^n m_i v_{ij}^2 / 2.0$$

3. Se calcula la energía absorbida por los resortes de interacción :

$$E_{shj} = K_{sh} \cdot \Delta_{shj}^2 / 2.0 \quad (\text{horizontal del modo } j)$$

$$E_{scj} = K_{sc} \cdot \phi_{scj}^2 / 2.0 \quad (\text{cabeceo del modo } j)$$

$$E_{stj} = K_{st} \cdot \theta_{stj}^2 / 2.0 \quad (\text{torsión del modo } j)$$

donde :

K_{sh} , K_{sc} , K_{st} son las rigideces de los resortes de interacción.

Δ_{sh} , ϕ_{sc} , θ_{st} son los desplazamientos de la masa de la cimentación para el modo j .

4. La energía absorbida por la estructura es :

$$E_{ej} = E_{tj} - E_{shj} - E_{scj} - E_{stj}$$

5. Se calcula el amortiguamiento promedio pesado como :

$$\xi_{pj} = \frac{\xi_e E_{ej} + \xi_{sh} E_{shj} + \xi_{sc} E_{scj} + \xi_{st} E_{stj}}{E_{Tj}}$$

Donde :

ξ : Son amortiguamientos, cuyo subíndice identifica estructura, suelo horizontal, suelo cabeceo, suelo torsión.

ξ_{pj} : Es el amortiguamiento promedio pesado del modo j .

De acuerdo a lo anterior para todos los modos por considerarse obtiene el vector de aceleraciones espectrales \underline{U}_0 .

El vector de pseudovelocidades espectrales es :

$$\dot{\underline{U}}_0 = \ddot{\underline{U}}_0 \left[\underline{w} \right]^{-1}$$

y el vector de desplazamientos espectrales es :

$$\underline{U}_0 = \ddot{\underline{U}}_0 \left[\underline{w}^2 \right]^{-1}$$

Los desplazamientos finales en la dirección del grado de libertad "i" se obtienen por :

$$U_i = \sqrt{(F_1 \phi_{i1} \ddot{U}_{o1} / w_1^2)^2 + (F_2 \phi_{i2} \ddot{U}_{o2} / w_2^2)^2 + \dots + (F_k \phi_{ik} \ddot{U}_{ok} / w_k^2)^2}$$

Excepto en aquellos casos donde dos frecuencias naturales modales consecutivas difieran en menos del 10 % en el que la respuesta será la suma de valores absolutos de dichos modos.

En el cálculo de los elementos mecánicos se utilizarán los desplazamientos modo a modo, los elementos mecánicos finales se obtuvieron también como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

Los desplazamientos utilizados para el cálculo de elementos mecánicos se afectarán por los coeficientes de ductilidad especificados en el RCDF - 1976 (5).

4.2 Características de los espectros utilizados en el análisis de la estructura.

Para el análisis dinámico modal espectral, los espectros de diseño empleados fueron los recomendados por el RCDF-1976, para construcción tipo "B" y en suelo compresible.

En el análisis de la estructura para los casos 1 y 2 (Fig. 10, esquemas "A" y "C"), el caso 2 se subdividió en tres situaciones diferentes, en las cuales el caso 1 y el caso 2.1 se analizarán bajo una sola curva espectral y un amortiguamiento constante tanto para el suelo como para la estructura, considerando en forma implícita, constante el amortiguamiento asociado al espectro de diseño.

Posteriormente se prosiguió el análisis de la estructura utilizando una familia de espectros, ya que en la situación anterior se estaba limitando el análisis, por que el amortiguamiento de la estructura generalmente difiere de la del suelo. N. Newmark (4), evaluó a partir de espectros obtenidos de acelerogramas registrados la relación de los valores máximos de aceleraciones espectrales para diferentes porcentajes de amortiguamiento como se indica en la Fig. 15. En base a esta información se puede definir a la familia de espectros asociada al espectro representado en el RCDF, si consideramos que el espectro del reglamento corresponde a un amortiguamiento del 5 %. Los factores de amplificación propuestos por Newmark pueden normalizarse de manera que dicho factor sea igual a 1 para el caso de 5 % de amortiguamiento y aplicar estos factores de amplificación normalizados al espectro del reglamento para obtener la familia de espectros (Figs. 16 y 17).

La familia de espectros se aplicó para el análisis de los casos 2.3 y 2.4, así como con amortiguamientos diferentes entre la estructura y el suelo.

En la tabla 3, se resumen los amortiguamientos estructurales propuestos por N. Newmark, para diferentes niveles de esfuerzos (acero o concreto) y agrietamientos (concreto).

En la tabla 4, se indican los amortiguamientos del suelo para cada componente (cabecero, lineal, horizontal y torsión); los amortiguamientos de cabecero están asociados a la velocidad de propagación de las ondas de cortante. Los amortiguamientos horizontales y torsionantes son función de la cantidad de energía disipada por radiación, que son función del tipo de suelo y de la profundidad a la roca.

5. DESCRIPCION DEL ESTUDIO PARAMETRICO

Durante el proceso de análisis de la estructura se requirió de un estudio paramétrico, que a manera de aproximaciones sucesivas, nos permitiera optimar la solución que satisficiera las deformaciones dentro del rango de admisibles.

De acuerdo a los datos necesarios para el análisis, las características requeridas en la discretización de la estructura (Ver tablas 5 y 6), correspondiente al modelo de la Fig. 12, salvo excepción de que en este último si existía excentricidad de masas, en la tabla 7 se asientan datos.

Basicamente los cambios en las características de los modelos empleados en el análisis, fueron en la interacción de la estructura-suelo.

En el caso 1, se consideraron cuatro eventos, (Tabla 8), el cual se descartó, por que las posibilidades de construir la losa de cimentación desplantada a una profundidad de 12.5m sería muy difícil ya que existe la posibilidad de que el nivel freático en la isla, coincidiera con el nivel medio del mar, lo cual hace practicamente imposible la operación de desagüe para habilitar la excavación necesaria.

Ya en la consideración del caso 2 el primer grupo de eventos que denominaremos caso 2.1. y número subsecuente, fué una solución de cimentación piloteada, sometida a un solo espectro de diseño y con amortiguamiento constante, tanto en la estructura como en el suelo.

El caso 2.1. y número subsecuente, estuvo tambien enfocado a la determinación del número de pilotes necesarios, las dimensiones de la losa de cimentación requerida y la satisfacción a la deformación máxima admisible al desplazamiento de 0.008 de la altura de la estructura (Tabla 9), para este caso se empleo el modelo de la Fig. 11.

El caso 2.2. y número subsecuente tambien es una solución de la cimentación a base de pilotes (Fig. 10, esquema "C")

donde practicamente se definió la solución y se sometió a la estructura a un análisis bajo una familia de espectros y con la consideración de amortiguamiento diferente entre la estructura y el suelo (Tabla 10), aún para este caso se empleo el modelo de la Fig. 11.

Fué necesario para satisfacer los requerimientos, primeramente de volteo y posteriormente de resistencia inclinar algunos de los anillos de pilotes.

Los parámetros considerados en el estudio fuerón : el período, factor de participación y los porcentajes resultantes de energía amortiguada entre la estructura y el suelo para los primeros diez modos de vibración (Tablas 11 a 14).

Al mismo tiempo se estudió la variación de elementos mecánicos de fuerza cortante y momento flexionante en varios elementos de conexión de masas significativas (Tablas 15 a 18).

El criterio de aceptación que se utilizó para seleccionar la solución de entre todos los casos del estudio paramétrico fué que el desplazamiento horizontal en la parte más alta de la torre fuera aproximadamente igual a 0.008 veces la altura.

El caso 2.3.1, fué la solución seleccionada del grupo de eventos del caso 2.2; su análisis se realizó como comprobación.

Para este caso se empleo el modelo de la Fig. 12 e igual que en el caso anterior se le sometio en el análisis a una familia de espectros y con diferencia de amortiguamiento entre la estructura y el suelo, con valores iguales a los empleados en el caso 2.2 (Tabla 10).

donde practicamente se definió la solución y se sometió a la estructura a un análisis bajo una familia de espectros y con la consideración de amortiguamiento diferente entre la estructura y el suelo (Tabla 10), aún para este caso se empleo el modelo de la Fig. 11.

Fué necesario para satisfacer los requerimientos, primeramente de volteo y posteriormente de resistencia inclinar algunos de los anillos de pilotes.

Los parámetros considerados en el estudio fueron : el período, factor de participación y los porcentajes resultantes de energía amortiguada entre la estructura y el suelo para los primeros diez modos de vibración (Tablas 11 a 14).

Al mismo tiempo se estudió la variación de elementos mecánicos de fuerza cortante y momento flexionante en varios elementos de conexión de masas significativas (Tablas 15 a 18).

El criterio de aceptación que se utilizó para seleccionar la solución de entre todos los casos del estudio paramétrico-fué que el desplazamiento horizontal en la parte más alta de la torre fuera aproximadamente igual a 0.008 veces la altura.

El caso 2.3.1, fué la solución seleccionada del grupo de eventos del caso 2.2; su análisis se realizó como comprobación.

Para este caso se empleo el modelo de la Fig. 12 e igual que en el caso anterior se le sometio en el análisis a una familia de espectros y con diferencia de amortiguamiento entre la estructura y el suelo, con valores iguales a los empleados en el caso 2.2 (Tabla 10).

6. DISEÑO DE LA TORRE

6.1 Diseño del muro de la torre

Los resultados del análisis para el caso solución (2.3.1) asentados en las tablas 18 y 19, graficados también en el plano 1; estos fueron los datos empleados para el diseño del muro de la torre y la losa de su cimentación.

El criterio de diseño observo al reglamento del INFONAVIT en los siguientes aspectos:

a). Momento flexionante de diseño.-

La suma vectorial del efecto total en una dirección, más el 50 % del efecto en dirección perpendicular que nos resulta:

$$M_D = M_F (1^2 + 0.5^2)^{1/2} = 1.118 M_F$$

b). Carga axial de diseño.-

Incrementar la carga axial de diseño, para la zona sísmica "D" en un 75 %, el coeficiente sísmico (efectos gravitacionales), para prevención de las aceleraciones verticales que pueda sufrir el terreno:

$$W_D = (0.75 \times 0.32) W + W = 1.24 W$$

Lo anterior de acuerdo al tipo de estructura y a la zona sísmica en que se localiza Lázaro Cárdenas, Mich. Para los elementos de diseño obtenidos ver tabla 20.

Las expresiones empleadas para las condiciones de carga-consideradas (6), fueron las siguientes:

Esfuerzos combinados de sismo y carga muerta.- (Sin aberturas)

$$f'_{ce} = \frac{W A}{2rt \left[(1-p) B - n\mu \right]}$$

$$f_{ce} = f'_{ce} \left[1 + \frac{t}{2rA} \right]$$

$$f_{se} = n f'_{ce} \left[\frac{i + \cos \alpha}{1 - \cos \alpha} \right]$$

$$A = 1 - \cos \alpha$$

$$B = \sin \alpha - \alpha \cos \alpha$$

$$C = \pi \cos \alpha$$

Donde:

W : Peso al nivel de la sección considerada [lb]

r : Radio al espesor medio del muro de la torre [in]

t : Espesor del muro [in]

p : Relación del área de refuerzo vertical al área de concreto

n : Relación modular; $n = \frac{E_s}{E_c}$

E_s : Módulo de elasticidad del acero

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

α : Semi-ángulo central subtendido por el eje neutro a una fibra en el círculo del radio medio (r)

f'_{ce} : Esfuerzo combinado, al diámetro medio del muro en el concreto [Psi]

f_{ce} : Esfuerzo combinado, al diámetro exterior del muro en el concreto [Psi]

f_{se} : Esfuerzo combinado máximo, en el refuerzo vertical [Psi]

Esfuerzos por cambios volumétricos, debidos al calor en dirección vertical.-

$$K = -pn + \sqrt{pn(pn + 2z)}$$

$$T_x = \frac{t D_{ci}}{C_c D_c} \left[\frac{T - T_0}{\frac{1}{K_1} + \frac{t D_{ci}}{C_c D_c} + \frac{D_{ci}}{K_2 D_{co}}} \right]$$

$$f'_{ctv} = L K T_x E_c$$

$$f_{stv} = L (z - K) T_x E_s$$

Donde :

L : Coeficiente térmico de expansión del concreto y acero de refuerzo; $L = 0.000,006,5 / ^\circ\text{F}$

p : Relación del área total del refuerzo por cambios volumétricos al área total del concreto en el muro, en la sección bajo consideración

z : Relación de distancia entre la superficie interna del muro al refuerzo vertical entre el espesor del muro, sin recubrimientos y sin aislantes en el muro

T : Máxima temperatura interna $[^\circ\text{F}]$

T₀ : Mínima temperatura del medio ambiente $[^\circ\text{F}]$

C_c : Coeficiente de conductividad térmica del concreto -

$$C_c = 12 \frac{\text{BTU}}{\text{ft}^2 \text{ h } ^\circ\text{F /ln}}$$

D_c : Diametro medio a los muros de la torre $[\text{ft}]$

D_{ci} : Diametro interior a los muros de la torre

D_{co} : Diametro exterior a los muros de la torre

K₁ : Coeficiente de transmisión de calor; -

$$K_1 = 1 \frac{\text{BTU}}{\text{ft}^2 \text{ } ^\circ\text{F h}_r}$$

K₂ : Coeficiente de transmisión de calor de la superficie externa de los muros al aire del medio ambiente

$$K_2 = 12 \frac{\text{BTU}}{\text{ft}^2 \text{ h}_r \text{ } ^\circ\text{F}}$$

f'_{ctv} : Esfuerzo en el concreto, en la parte interna $[\text{Psi}]$

f_{stv} : Esfuerzo máximo en el acero de refuerzo vertical - $[\text{Psi}]$

Esfuerzos combinados por carga muerta, cambios volumétricos y sismo.-

$$K_{\text{comb}} = -pn + \sqrt{pn(pn + 2z) + 2K(1 \pm pn) \frac{f'_{ce}}{f''_{ctv}}}$$

Cuando $K_{\text{comb}} \leq 1$

$$f''_{ce-\text{comb}} = \frac{f''_{ctv} K_{\text{comb}}}{K}$$

Cuando $K_{\text{comb}} \geq 1$

$$f''_{ce-\text{comb}} = f'_{ce} + \frac{f'_{ctv}}{K} \left[\frac{2pnz + 1}{2(1 + pn)} \right]$$

$$f_{se-\text{comb}} = \frac{f_{stv}}{z - K} \left[z + pn - \sqrt{pn(pn + 2z) - 2pn(z - K) \frac{f_{se}}{f_{stv}}} \right]$$

Si : $\frac{f_{se}}{f_{stv}} \geq \frac{z}{z - K}$; entonces se calculará :

$$f_{se-\text{comb}} = n f'_{ce} \left[\frac{1 + \cos \alpha}{1 - \cos \alpha} \right]$$

Donde :

K_{comb} : Relación de distancia entre la superficie interna del muro y la superficie neutra, resultando de la combinación de sismo, cargas muertas y cambios volumétricos a el espesor total del muro

$f''_{ce-\text{comb}}$: Esfuerzo máximo en el concreto [Psi]

$f_{se-\text{comb}}$: Esfuerzo máximo en el acero de refuerzo [Psi]

Esfuerzos circunferenciales por cambios volumétricos.-

$$f'_{ctc} = L K' T_x E_c$$

$$K' = -p'n + \sqrt{p'n (p'n + 2z')}$$

$$f_{stc} = L (z' - K') T_x E_s$$

Donde :

K' : Coeficiente de transmisión de calor

T_x : Valor determinado para la temperatura que produce - esfuerzos en dirección vertical

p' : Relación del acero de refuerzo circunferencial por - unidad de altura al área de la sección de concreto - del muro en unidad de altura.

z' : Relación de la distancia entre la superficie inter - na del muro y el acero de refuerzo circunferencial a el espesor total del muro

f'_{ctc} : Esfuerzo en el concreto en dirección circunferen - cial y en la cara interna del muro

f_{stc} : Esfuerzo en el acero de refuerzo circunferencial

Recomendando para el acero de refuerzo circunferencial - que sea igual o mayor al 0.20 % del área transversal de la sección de concreto, por unidad de altura.

Con las expresiones anteriores y por medio de aproximaciones sucesivas buscando satisfacer los esfuerzos admisibles - se encontró la solución adecuada, a través de proponer el espesor del muro y la relación del acero de refuerzo se ensayó a que correspondiera a los esfuerzos admisibles.

De acuerdo a la referencia mencionada, el acero de refuerzo a emplear será de grado 60, por lo que se pueden incrementar los esfuerzos en el acero al 20 % .

Los esfuerzos admisibles son los siguientes :

Acero de refuerzo .-

$$f_{se} \leq 18,000 \text{ lb/in}^2 = 1,266 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{stv} \leq 24,000 \text{ lb/in}^2 = 1,687 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{se-comb} \leq 32,400 \text{ lb/in}^2 = 2,278 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{stc} \leq 24,000 \text{ lb/in}^2 = 1,687 \text{ kg/cm}^2$$

Concreto.-

$$f_{ce} \leq 1,600 \text{ lb/in}^2 = 113 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{ctv} \leq 1,707 \text{ lb/in}^2 = 120 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{ce-comb} \leq 2,860 \text{ lb/in}^2 = 201 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{ctc} \leq 1,707 \text{ lb/in}^2 = 120 \text{ kg/cm}^2$$

Los primeros resultados obtenidos fueron para los esfuerzos combinados de sismo y carga muerta, los cuales se asientan en la tabla 2f. Se asientan a su vez en la misma tabla 2f las excentricidades y las relaciones de excentricidad a los radios medios de los muros. Por comodidad de cálculo se opero en unidades inglesas.

Posteriormente se hizo la revisión, para los valores satisfactorios de los esfuerzos combinados de sismo y carga muerta, de los esfuerzos por cambios volumétricos en dirección vertical y a su vez los combinados de carga gravitacional, cambios volumétricos y sismo. (Tabla 2f).

Después se hizo la revisión para los esfuerzos por cambios volumétricos en dirección circunferencial, en los cuales se observo lo siguiente :

Area de acero mínima recomendable; $A_s = 0.002 t h$

Donde : t : espesor del muro ; $t=0.30 \text{ m}$ ó $t=0.40 \text{ m}$

h : unidad de altura ; $h=1.0 \text{ m}$

Para los datos anteriores resulta:

t	A _s Dosificación	ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES	
cm	cm ² de refuerzo	f' _{ctc} lb/in ²	f _{stc} lb/in ²
30	6.0 No. 4 a.c. 30	137.5	2,519.5
40	8.0 No. 4 a.c. 30	134.0	2,079.0

Los esfuerzos resultantes son mucho menores a los admisibles.

Posteriormente a haber fijado los espesores del muro de la manera siguiente, se obtuvo el diseño del acero de refuerzo de los cuales los resultados se asientan en la tabla 22.

Espesor del muro:

Del desplante al nivel 115.0 = 40 cm
del nivel 115.0 al remate = 30 cm

Finalmente para los requerimientos de traslape se determinarán las longitudes de desarrollo de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$l_d = 0.06 \frac{A_v f_v}{f'_c}$$

pero no menor que $0.006 d_b f_y$

Donde:

l_d : Longitud de desarrollo básica (7)

A_v : Area de la varilla analizada

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

f'_c : Resistencia nominal del concreto

d_b : Diámetro de la varilla analizada

Los resultados obtenidos para el diseño del muro se asientan en forma gráfica en el plano número 2.

6.2 Diseño de la cimentación (8)

Determinación de momentos radiales y circunferenciales.

1.- Cargas gravitacionales

$$\beta = b/a \leq 1 \quad (\text{Fig. 18}); \quad \rho = r/a$$

ν : Relación de Poisson

M_r : Momento radial

M_θ : Momento tangencial

Q_v : Cortante

Para $\rho \leq \beta$:

$$M_{rw} = \frac{q_w a^2}{16} \left[-(3+\nu)\rho^2 + (1+3\nu) + 2(1-\nu)\beta^2 + 4(1+\nu) \ln \beta \right]$$

$$M_{\theta w} = \frac{q_w a^2}{16} \left[(1+3\nu)(1-\rho^2) + 2(1-\nu)\beta^2 + 4(1+\nu) \ln \beta \right]$$

$$Q_v = -0.5 q a \rho$$

Para $\rho > \beta$:

$$M_{rw} = \frac{q_w a^2}{16} \left[(3+\nu)(1-\rho^2) + 2(1-\nu)\beta^2 (1-1/\rho^2) + 4(1+\nu) \ln \rho \right]$$

$$M_{\theta w} = \frac{q_w a^2}{16} \left[5\nu - 1 + 2(1-\nu)\beta^2 (1+1/\rho^2) - (1+3\nu)\rho^2 + 4(1+\nu) \ln \rho \right]$$

$$Q_v = -\frac{q a}{2} (\rho - 1/\rho)$$

Para el concreto $\nu = 0.15$; se tiene :

Para $\rho \leq \beta$:

$$M_{rw} = \frac{q_w a^2}{16} \left[-3.15 \rho^2 + 1.45 + 1.7 \beta^2 + 4.6 \ln \beta \right]$$

$$M_{\Theta W} = \frac{q_w a^2}{16} \left[1.45 (1 - \rho^2) + 1.7 \beta^2 + 4.6 \ln \beta \right]$$

Para:

$$M_{rW} = \frac{q_w a^2}{16} \left[3.15 (1 - \rho^2) + 1.7 \beta^2 (1 - 1/\rho^2) + 4.6 \ln \beta \right]$$

$$M_{\Theta W} = \frac{q_w a^2}{16} \left[-0.25 + 1.7 \beta^2 (1 + 1/\rho^2) - 1.45 \rho^2 + 4.6 \ln \rho \right]$$

Para la condición de cargas verticales se tiene.-

$$P = 8\ 358 \text{ ton}; P_1 = 1.24 P = 10\ 364 \text{ ton}; P_2 = P/1.24 = 6\ 740 \text{ ton}$$

Para P_1 :

$$q_w = 10\ 364 \div \frac{\pi (2a)^2}{4} = 10\ 364 \div \frac{\pi (2 \times 14.55)^2}{4} = 15.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\beta = b/a = 7.35 / 14.55 = 0.505 ; \quad \rho = r/a$$

Haciendo la variación de ρ en función del radio (r), se obtienen los valores de M_{rW} y $M_{\Theta W}$ (Tabla 23, C-1).

2.- Cargas accidentales (Fig. 19)

La condición de reacción uniformemente distribuida, ya se trató en las hojas anteriores; la porción con variación triangular, como tal no se ha encontrado la solución cerrada; conservadoramente se puede considerar como la suma de las siguientes dos condiciones: (Fig. 20)

La hipótesis de la superposición (Ver Fig. 20, A), dará resultados muy cercanos a la realidad; los cuales pueden usarse para diseño.

Para evaluar q_1 ; $\rho = \beta$, $\beta = 0^\circ$, $\therefore q_1 = q_0$

$$d = \left(\frac{2 q_0 + \beta q_0}{q_0 + \beta q_0} \right) \left(\frac{a - b}{3} \right) = \left(\frac{2 + \beta}{1 + \beta} \right) \left(\frac{a - b}{3} \right)$$

$$\therefore d/a = \left(\frac{2 + \beta}{1 + \beta} \right) \left(\frac{1 - b/a}{3} \right) ; \rho_2 = r_2/a = \frac{b + d}{a} = b/a + d/a$$

$$d/a = \left(\frac{2+\beta}{1+\beta}\right)\left(\frac{1-\beta}{3}\right) ; \rho_2 = \beta + \left(\frac{2+\beta}{1+\beta}\right)\left(\frac{1-\beta}{3}\right)$$

$$\therefore q_2 = q_0 \rho_2 ; \rho_2 = \beta + d/a$$

$$q_2 = q_0 \left[\beta + \left(\frac{2+\beta}{1+\beta}\right)\left(\frac{1-\beta}{3}\right) \right]$$

Condición A_1 :

$$\beta = b/a ; \rho = r/a$$

Para $r \leq a$ ($\rho \leq \beta$)

$$M_r = M_\theta = -\frac{q_2 a^2}{16} \left[-(1+3\nu) + 4\nu\rho^2 + (1-\nu)\rho^4 - 4(1+\nu) \ln \rho \right]$$

Para $r > a$ ($\rho > \beta$)

$$M_r = \frac{q_2 a^2}{16} \left[3+\nu + (1-\nu)(\rho^2-2)\rho^2(1/\rho^2-1) - (3+\nu)\rho^2 + 4(1+\nu) \ln \rho \right]$$

$$M_\theta = \frac{q_2 a^2}{16} \left[-(1-5\nu) - (1-\nu)(\rho^2-2)\rho^2(1/\rho^2+1) - (1+3\nu)\rho^2 + 4(1+\nu) \ln \rho \right]$$

Condición A_2 :

$$M_r = \frac{q_1 b^2}{48} (5+\nu)\rho'(1-\rho'^2) \cos \vartheta$$

$$M_\theta = \frac{q_1 b^2}{48} \frac{\rho'}{3+\nu} \left[(5+\nu)(1+3\nu) - (3+\nu)(1+5\nu)\rho'^2 \right] \cos \vartheta$$

De acuerdo a estas expresiones interesa el caso en que $\vartheta = 0$ $\therefore \cos \vartheta = 1$

donde : $\rho' = r/b$

El momento debido a la distribución de presiones triangulares será igual a la suma de momentos :

$$M_{rt} = M_r \left[A_1 \right] + M_r \left[A_2 \right]$$

$$M_{\theta t} = M_\theta \left[A_1 \right] + M_\theta \left[A_2 \right]$$

El momento total por cargas accidentales será la suma de los momentos, por carga uniforme y los debidos a la carga triangular:

$$M_R = M_{Rw} + M_{Rt}$$

$$M_\theta = M_{\theta w} + M_{\theta t}$$

Para $\nu = 0.15$

Condición A₁ $r \leq b$ ($\rho \leq \beta$)

$$M_R = M_\theta = -\frac{q_2 a^2}{16} \left[-1.45 + 0.6 \beta^2 + 0.85 \beta^4 - 4.6 \ln \rho \right]$$

$r > a$ ($\rho > \beta$)

$$M_R = \frac{q_2 a^2}{16} \left[3.15 + 0.85 (\beta^2 - 2) \beta^2 (1/\rho^2 - 1) - 3.15 \rho^2 + 4.6 \ln \rho \right]$$

$$M_\theta = \frac{q_2 a^2}{16} \left[-0.25 - 0.85 (\beta^2 - 2) \beta^2 (1/\rho^2 + 1) - 1.45 \rho^2 + 4.6 \ln \rho \right]$$

Condición A₂ $r \leq a$ ($\rho \leq \beta$)

$$M_R = 0.107292 q_1 b^2 \rho^2 (1 - \rho^2)$$

$$M_\theta = 0.00661376 q_1 b^2 \rho^2 (7.4675 - 5.5125 \rho^2)$$

El momento actuante en la base de la torre, para la condición de carga accidental es:

$$M = 44\ 864.2 \times 1.118 = 50\ 158.2 \text{ ton-m}$$

Para comodidad de construcción se propone un polígono para la losa de cimentación, sin embargo para efectos de cálculo, consideremosla de acuerdo al análisis, circular y circunscrita al polígono.

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi (29.1)^4}{64} = 35\ 199.9 \text{ m}^4$$

$$S = I/a = 35\ 199.9 / 14.55 = 2\ 419.2 \text{ m}^3$$

$$q_0 = M/S = 50\ 158.2/2\ 419.2 = 20.7 \text{ ton/m}^2$$

$$q_1 = q_0 \rho = 20.7 (0.505) = 10.5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_2 = q_0 \rho^2 = q_0 \left[\rho + \left(\frac{2 + \rho}{1 + \rho} \right) \left(\frac{1 - \rho}{3} \right) \right] =$$

$$= 20.7 \left[0.505 + \left(\frac{2 + 0.505}{1.505} \right) \left(\frac{1 - 0.505}{3} \right) \right] = 16.27 \text{ ton/m}^2$$

Condición A_1 .-

Para $r \leq b$; $\rho \leq \beta$

$$M_r = M_\theta = - \frac{16.2 (14.55)^2}{16} \left[-1.45 + 0.6(0.505)^2 + 0.85(0.505)^4 - \right. \\ \left. - 4.6 \ln(0.505) \right] = \\ = M_r = M_\theta = -407.2 \text{ ton-m}$$

Para $r > a$; $\rho > \beta$

$$M_r = \frac{16.2 (14.55)^2}{16} \left[3.15 + 0.85(0.505^2 - 2)0.505^2 (1/\rho^2 - 1) - 3.15\rho^2 + \right. \\ \left. + 4.6 \ln \rho \right]$$

$$M_\theta = \frac{16.2 (14.55)^2}{16} \left[-0.25 - 0.85(0.505^2 - 2)0.505^2 (1/\rho^2 + 1) - \right. \\ \left. - 1.45\rho^2 + 4.6 \ln \rho \right]$$

En función de los valores del radio (r) y la relación (ρ) se obtienen para la condición A_1 , los valores de M_r y M_θ (Tabla 23, C-2).

Condición A_2 .-

Para $r \leq b$; $\rho \leq \beta$; $\rho' = r/b$

$$M_r = 0.107\ 292 (10.5)(7.35)^2 \rho' (1 - \rho'^2)$$

$$M_\theta = 0.006\ 613\ 76 (10.5) (7.35)^2 \rho' (7.4675 - 5.5125 \rho'^2)$$

Para las expresiones anteriores en función de (r) y (ρ') para la condición A_2 , se obtienen los valores de M_r y M_θ (Tabla 24, C-3).

Finalmente los elementos mecánicos de diseño (M_r y M_θ), obtenidos de las siguientes expresiones : (Tabla 24, C-4)

$$M_{rt} = M_r \left[A_1 + M_r \right] A_2 ; M_{\theta t} = M_\theta \left[A_1 + M_\theta \right] A_2$$

$$M_r = M_{rw} + M_{rt}$$

$$M_\theta = M_{\theta w} + M_{\theta t}$$

De acuerdo a los requerimientos de peralte (Ver plano 4) considerándose un peralte de 295 cm desde la línea central de la torre hasta un radio de 10.0 m y a partir de este radio - hasta un radio igual a 14.55 m un peralte variable hasta reducirse a 200 cm. De acuerdo al peralte correspondiente y los - elementos mecánicos de diseño se estimaron las cantidades de acero de refuerzo requeridas en dirección radial (A_s^r), en - dirección tangencial (A_s^θ) y el área de acero mínimo para - los efectos por cambios volumétricos ($A_{s \text{ mín.}}$) (Tabla 24, C-5).

Posteriormente se necesitó hacer un análisis del acero de refuerzo para que en función de los requerimientos y del calibre a emplear se determinarán las separaciones a las que habría que distribuir el acero (Tabla 25, C-6).

Para el requerimiento del área de acero de refuerzo radial máximo se tiene :

$$A_s = 224.4 \text{ cm}^2, \text{ implica entonces, si fijamos la separación -}$$

$S = 10 \text{ cm}$, con varillas del número 12 y en dos lechos tenemos:

$$A_s = (2 \times 11.4 \times 100) \div 10 = 228 \text{ cm}^2$$

$$d = M \div (A_s f_s j) = 832.7 \times 10^5 \div (228 \times 1700 \times 0.873) = 246.1 \text{ cm} \quad 250 \text{ cm}$$

Observándose que la separación mínima entre varillas del número 12 se alcanza a un radio de 5.60 m, en la distribución radial, por lo que se fijó una separación igual a 10 cm para-

un radio igual a 7.35 m y para su distribución se cálculo el arco requerido (n):

$$S_i = r_i \frac{\pi n}{180^\circ} ; n = \frac{180^\circ (10)}{\pi (735)} = 0.78^\circ$$

En función de r, S y de uno o dos lechos de distribución del acero de refuerzo se calcularón las áreas de acero distribuidas y sus momentos resistentes (M_R) (Tabla 25, C-7).

A continuación en la Fig. 21 se expone gráficamente:

- 1.- La variación del momento radial, sobre un radio en la dirección de los máximos esfuerzos y las trazas de las envolventes de los momentos resistentes de dos lechos de varillas del No. 12 y un lecho respectivamente.
- 2.- También en una dirección radial; de acuerdo a los radios-analizados se indican los momentos tangenciales en el anillo correspondiente. En el plano 3 se observa la distribución de acero en dirección radial.

COMENTARIOS .-

De acuerdo a los requerimientos de acero de refuerzo, de bidos a la flexión radial; logrando la distribución óptima - con varillas del NO. 12 se observarón las siguientes situaciones:

1.- La distribución se logra relativamente fácil entre - los radios que comprenden del 7.35 m al 14.55 m .

2.- De acuerdo a la evaluación de las solicitudes y su - satisfacción, el arreglo de la distribución de varillas en el núcleo hasta un radio de 5.60 m es muy congestionado, en el - cual se alcanza la separación mínima entre varillas.

3.- Debido a lo anterior, se requiere de un análisis - más minucioso del núcleo con el objeto de distribuir el refuerzo en retícula.

Acero de refuerzo central.-

Condiciones de análisis :

1. La sollicitud de flexión radial y tangencial para, un radio de 4.4 m, en direcciones ortogonales.
2. Las componentes ortogonales de la resultante vectorial de la flexión radial más la tangencial a un radio de 5.75 m (Fig. 22).

Condición 2.

$$M_T = \left[(M_{r2})^2 + (M_{\theta 2})^2 \right]^{1/2} = \left[(-750.2)^2 + (-701.5)^2 \right]^{1/2} =$$

$$M_T = 1\,027.1 \text{ ton-m}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{M_{r2}}{M_{\theta 2}} = \tan^{-1} \frac{-750.2}{-701.5} = 46.92^\circ$$

$$\beta = 180^\circ - (90^\circ - \alpha) - 45^\circ = 180^\circ - (90^\circ - 46.92^\circ) - 45^\circ = 91.92^\circ$$

$$\gamma = 180^\circ - \beta = 180^\circ - 91.92^\circ = 88.08^\circ$$

$$M_{TV} = M_T \sin \gamma = 1\,027.1 \sin 88.08^\circ = 1\,026.5 \text{ ton-m}$$

$$M_{Th} = M_T \cos \gamma = 1\,027.1 \cos 88.08^\circ = 34.4 \text{ ton-m}$$

Condición 1.

$$M_{r1} = -703.2 \text{ ton-m} ; \quad M_{\theta 1} = -681.8 \text{ ton-m}$$

∴ El mayor es $M_{TV} = 1\,026.5 \text{ ton-m}$

Area de acero requerida en la zona central.

$$\text{Si: } d = 250 \text{ cm, implica entonces; } A_s = 276.7 \text{ cm}^2$$

Con varillas del No. 12:

$$1 \text{ lecho; } S = (100 \times 11.4) / 276.7 = 4.1 \text{ cm} < S_{\text{mín}} = 7.62 \text{ cm}$$

$$2 \text{ lechos; } S = 8.2 \text{ cm} > S_{\text{mín}} \quad \text{Bien.}$$

∴ La parrilla central será de dos lechos, en ambas direcciones, de varillas del No. 12 a.c. 8 cm; en un anillo central de $r = 5.60 \text{ m}$.

Refuerzo tangencial.- Lecho inferior

De acuerdo al refuerzo requerido y las observaciones de las separaciones mínimas del acero, los calibres viables son del No. 8, 10 y 12; por lo que se hizo un análisis comparativo para decidir cual, colocando dos lechos. (Tabla 25, C-8)

Por comodidad en las separaciones se tomó:

Entre el radio de 5.0 a 8.5 m; No. 12 a.c. 12 cm -
y entre los radios de 8.5 a 14.45 m; No. 12 a.c. 14 cm .

Refuerzo en el lecho superior.-

Por cambios volumétricos: $A_{st} = 0.0018 b h / 2$

Donde; b: ancho de la sección de concreto considerada
h: peralte total

En la tabla 26, C-9; se muestran los resultados obtenidos en forma comparativa entre los calibres de los números 8 y 6 - finalmente se optó por varillas del No. 8 a.c. 20 cm, en ambas direcciones.

Revisando flexión en el lecho superior.-

Considerando que el diseño para el refuerzo del lecho inferior, fué con la adición de los elementos mecánicos de carga axial más accidental y bajo esfuerzos de compresión; por lo que para la revisión de la flexión en el lecho superior, en lugar de la adición de los elementos mecánicos se sustrajeron $M_r = M_{rw} - M_{rt}$; $M_\theta = M_{\theta w} - M_{\theta t}$ (Tabla 26, C-10)

Buscando la manera de colocar el refuerzo en direcciones ortogonales :

$$M_T = (M_r^2 + M_\theta^2)^{1/2} ; \text{ (Fig. 22)}$$

$$\alpha = \tan^{-1} M_r / M_\theta ; \mu = (90^\circ - \alpha) + 45^\circ \text{ ó } \mu = 45^\circ + \alpha$$

$$M_{Tv} = M_T \text{ sen } \mu ; \quad M_{Th} = M_T \text{ cos } \mu$$

(Tabla 27, C-11).

Finalmente la alternativa de refuerzo ortogonal resulto ser :

En el cuadrado central de 9.0 x 9.0 m; No. 8 a. c. 10 cm, en el resto de la losa No. 8 a. c. 20 cm; ambos refuerzos en ambas direcciones.

Considerando la distribución de acero de refuerzo radial y circunferencial, en el acero de refuerzo radial más allá del radio (r) igual a 4.4 m se requiere menos que por cambios volumétricos. En el circunferencial, a partir del radio igual a 5.75 m, el acero de refuerzo requerido es menor que por cambios volumétricos. (Tabla 27, C-11). Por lo anterior y los resultados obtenidos se acepta la alternativa de refuerzo ortogonal, mencionados en el párrafo anterior.

Revisión de cortante.-

Penetración alrededor del muro .- (Fig. 23)

$$v = \frac{P}{b_o d} \leq v_a = 0.53 (f'_c)^{1/2}$$

Donde :

v_a : Esfuerzo admisible por cortante; $v_a = 0.53 (300)^{1/2} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$

P: Carga axial considerada; P = 10 364 ton

b_o : Ancho de las zonas de falla; $b_o = b_{o1} + b_{o2}$

$$b_{o1} = \pi d_1 = \pi (14.7 - 2.5/2) = 42.2 \text{ m}$$

$$b_{o2} = \pi d_2 = \pi (14.7 + 2.5/2) = 50.1 \text{ m}$$

$$b_o = 42.2 + 50.1 = 92.3 \text{ m}$$

d: Peralte efectivo; d = 250 cm

$$v = \frac{10\,364 \times 10^3}{92.3 \times 10^2 \times 2.5 \times 10^2} = 4.49 \text{ kg/cm}^2 < v_a ; \text{ Bien.}$$

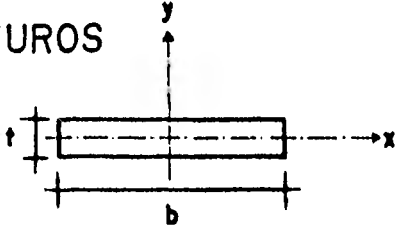
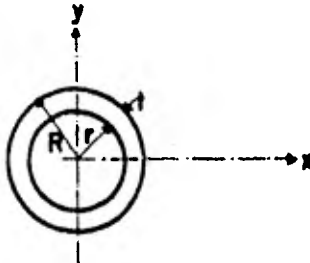
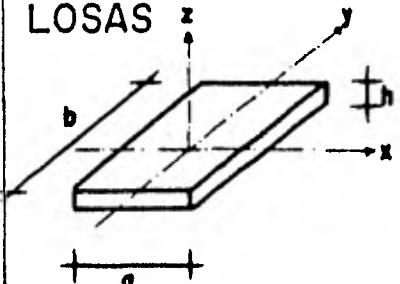
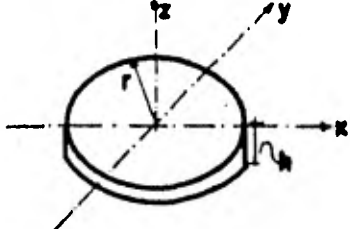
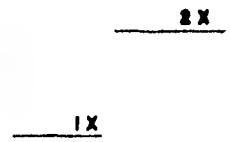
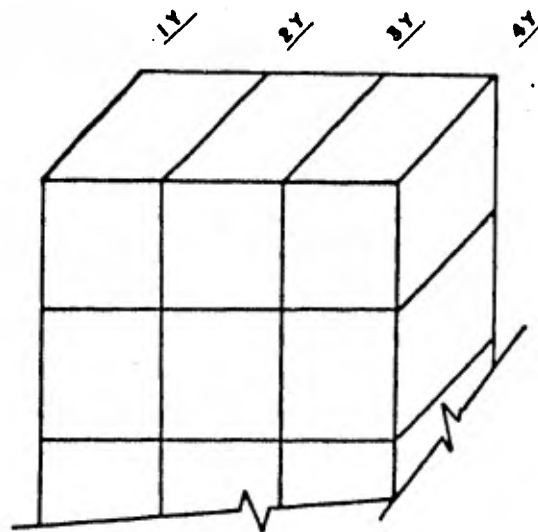
<p>MUROS</p> 	<p>MOMENTO DE INERCIA.</p> $I_{Mx} = \frac{Mt^3}{12}$ $I_{My} = \frac{Mb^3}{12}$ <p>(*) M. Masa lineal</p>
	$I_{Mx} = \frac{M}{2} (R^2 + r^2)$ $I_{My} = I_{Mx}$
<p>LOSAS</p> 	$I_{Mx} = \frac{Mb^3}{12}$ $I_{My} = \frac{Ma^3}{12}$
	$I_{Mx} = \frac{Mr^3}{4}$ $I_{My} = I_{Mx}$
<p>MOMENTO DE INERCIA POLAR.-</p>	$I_{Mz} = I_{Mx} + I_{My}$

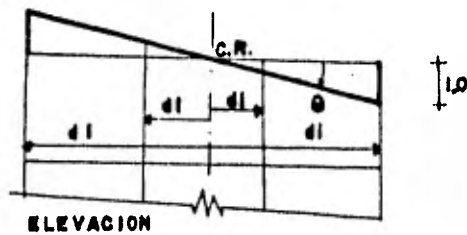
Tabla I



$K_e)_{ix} =$
 • RIGIDEZ DE ENTREPISO DEL MARCO IX

RIGIDEZ LINEAL TOTAL //X DE UN ENTREPISO: $K_L = K_e)_{ix} + K_e)_{2x}$
 RIGIDEZ LINEAL TOTAL //Y DE UN ENTREPISO: $K_L = K_e)_{1y} + K_e)_{2y} + K_e)_{3y} + K_e)_{4y}$

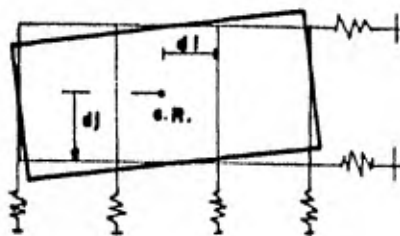
RIGIDEZ LINEAL



$k_e = \left(\frac{EA}{L}\right)^2$
 \uparrow N° DE MARCOS // X

$K_c = k_e \sum d^2$

RIGIDEZ CABECEO



$K_T = \sum K_e)_{ix} \cdot d_j^2 + \sum K_e)_{iy} \cdot d_i^2$

RIGIDEZ TORSION

Tabla 2

AMORTIGUAMIENTOS ESTRUCTURALES

Valores típicos de amortiguamiento en las instalaciones de reactores nucleares. Según Newmark y Hall (1969).

Nivel de esfuerzo	Tipo y condición de la estructura	Porcentaje del amortiguamiento crítico
1. Bajo, muy por abajo del límite de proporcionalidad, esfuerzos inferiores a 1/4 del límite de fluencia	Tuberías vitales	0.5
	Acero, concreto reforzado o presforzado, madera; sin grietas; sin deslizamientos en las conexiones	0.5-1.0
2. Esfuerzos de trabajo, no mayores que aproximadamente 1/2 del límite de fluencia	Tuberías vitales	0.5-1.0
	Acero soldado, concreto presforzado, concreto bien reforzado (sólo pequeños agrietamientos)	2
	Concreto reforzado - muy agrietado	3-5
	Acero atornillado y/o remachado, estructuras de madera con juntas clavadas o atornilladas	5-7
3. Al límite de fluencia o justamente abajo de él	Tuberías vitales	2
	Acero soldado, concreto presforzado (sin pérdida total de esfuerzo)	5
	Concreto reforzado y concreto presforzado	7-10
	Acero atornillado y/o remachado, estructuras de madera con juntas atornilladas	10-15
4. Pasando el punto de fluencia, con deformación permanente mayor que la deformación al límite de fluencia	Estructuras de madera con juntas clavadas	15-20
	Tubería	5
	Acero soldado	7-10
	Concreto reforzado y concreto presforzado	10-15
	Acero atornillado y/o remachado, y estructuras de madera	20

CABECEO (N. Newmark)

DESCRIPCION DEL SUELO	VELOCIDAD ONDAS DE CORTANTE	PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO
ROCA	$v_s > 1800 \text{ m/seg}$	2 - 5
SUELO FIRME	$600 \leq v_s \leq 1800 \text{ m/seg}$	5 - 7
SUELO COMPR.	$v_s < 600 \text{ m/seg}$	7 - 10

HORIZONTAL Y TORSION (Preliminar)

DESCRIPCION DEL SUELO	PROFUNDIDAD DE LA ROCA (m)	PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO
ROCA	0.0	5 - 7
SUELO FIRME	+ 5.0	7 - 10
SUELO COMPR.	5.0	10 - 20::
SUELO COMPR.	10.0	20 - 40

AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO

E	P (ton)	M_L (ton-sec ² /m)	M_{Cx} (ton-m-sec ²)	M_{Cy} (ton-m-sec ²)	M_P (ton-m-sec ²)	N (mm)
1	10.74	1.09	3.27	5.53	8.80	189500
2	11.85	1.21	3.63	6.13	9.76	184900
3	13.86	1.41	4.23	7.15	11.38	181500
4	61.45	16.26	18.78	31.74	50.52	178900
5	16.49	1.68	5.04	8.52	13.56	175100
6	39.83	4.06	17.54	6.26	23.80	167600
7	4.24	0.43	1.86	0.66	2.52	165600
8	4.89	0.50	2.16	0.77	2.93	163600
9	23.31	2.38	10.28	3.67	13.95	161100
10	351.97	35.88	511.31	-	1022.62	171600
11	264.94	27.0	59.94	-	119.88	164600
12	478.56	48.78	695.15	-	1390.30	157600
13	278.56	28.40	63.05	-	126.10	150243
14	"	"	"	-	"	142886
15	"	"	"	-	"	135529
16	"	"	"	-	"	128171
17	"	"	"	-	"	120814
18	"	"	"	-	"	113457
19	416.47	42.45	637.41	-	1274.82	106100
20	6857.40	699.02	10496.22	-	20992.42	100000
21	8362.65	852.46	6606.57	-	13213.14	95000
22	4113.54	419.32	12684.43	-	25368.86	89000

E: Elemento de masa discretizado
 P: Peso
 M_L : Masa lineal
 M_{Cx} y M_{Cy} : Momento de inercia de masa en x e y
 M_P : Momento de inercia polar de masa
 N: Nivel

B	A (m ²)	I (m ⁴)	J (m ⁴)	K _{CX} (ton-m)	K _{LX} (ton/m)	K _T (ton-m)
1				924,061	3,796	161,161
2				1,250,401	5,818	269,747
3				1,635,563	9,766	459,061
4				1,518,396	7,452	332,790
5				3,504,043	1,840	188,877
6				1,831,952	10,334	357,526
7				1,831,952	5,311	177,043
8				1,465,562	4,908	169,708
9				1,046,830	9,250	263,355
10	179.08	2,551.98	5,103.96			
11	13.95	382.0	764.0			
12	179.08	2,551.98	5,103.96			
13	13.95	382.0	764.0			
14	"	"	"			
15	"	"	"			
16	"	"	"			
17	"	"	"			
18	"	"	"			
19	188.69	2,833.33	5,666.66			
20	"	"	"			
21	48.69	1,468.45	2,936.90			

E: Miembro discretizado A: Arca I: Momento de inercia
 J: Momento polar de inercia K_{CX}: Rigidez de cabeceo en dirección x
 K_{LX}: Rigidez lineal K_T: Rigidez a torsión

T a b l a 6

M	N	E	M_L	I_M	I_M^p	Exc. M
	m	m	ton-seg ² /m	ton-seg ² -m	ton-seg ² -m	m
10	171.60	172.00 - 168.10	37.26	501.45	1,072.45	1.37
11	164.60	168.10 - 161.10	25.71	1,257.74	2,528.11	0.73
12	157.60	161.10 - 153.92	46.76	620.04	1,246.70	0.41
13	150.243	153.92 - 146.56	27.82	1,323.63	2,670.81	0.95
14	142.886	146.56 - 139.21	"	"	"	"
15	135.529	139.21 - 131.85	"	"	"	"
16	128.171	131.85 - 124.49	28.63	1,324.52	2,686.16	1.17
17	120.814	124.49 - 117.14	"	"	"	"
18	113.457	117.14 - 109.78	29.45	1,325.47	2,705.41	1.39
19	106.10	109.78 - 103.15	43.65	550.44	1,130.48	0.86
20	100.00	103.05 - 99.0	153.92	2,102.50	4,206.49	0.15
21	97.25	99.0 - 96.50	346.52	18,306.52	36,612.69	0.02

M: Número de masa correspondiente al modelo N: Nivel E: Elevaciones contenidas
 M_L : Masa lineal I_M : Momento de inercia de masa I_M^p : Momento de inercia polar de masa
Exc. M: Excentricidad de la masa

T a b l a 7

Caso 1. Cimentación a base de losa, desplantada a 12.50 m de profundidad.

C O N S I D E R A C I O N	G ton/m ²	K_L ton/m	K_C ton-m/rad	K_T ton-m/rad
1.1 Incluye peso de relleno completo.	2,885.0	154,536.0	14.628×10^6	20.48×10^6
1.2 Al considerar el relleno se excluye, el del interior del cilindro.	"	"	"	"
1.3 Igual al caso 1.1, pero agregando resortes horizontales.	"	"	"	"
1.4 Igual al caso 1.3, solo que con un "6" mayor.	8,500.0	455,304.0	43.1×10^6	60.3×10^6

C : Caso y evento considerado; G : Módulo de rigidez al corte del suelo

K_L : Rigidez lineal (*); K_C : Rigidez al cabeceo (*); K_T : Rigidez a la torsión (*)

(*) : Características referentes al suelo.

Caso 2.1 Cimentación a base de pilotes desplantados a 12.50 m de profundidad.

55

E_v	NP Pzas.	D m	k_c ton/m	K_L ton/m	K_C ton-m/rad	K_T ton-m/rad
1	198	22.2	603.0	228,088.0	4.15×10^6	13.975×10^6
2	257	24.5	"	296,054.0	11.42×10^6	21.829×10^6
3	322	26.8	"	370,931.0	16.97×10^6	32.432×10^6
4	393	29.1	"	452,720.0	24.25×10^6	46.362×10^6
5	644	36.0	"	741,862.0	60.30×10^6	115.273×10^6
6	322	26.8	1,410.0	370,931.0	21.72×10^6	32.432×10^6
7	644	36.0	"	741,862.0	73.96×10^6	115.273×10^6
8	322	26.8	3,270.0	370,931.0	50.36×10^6	32.432×10^6
9	644	36.0	"	741,862.0	17.15×10^7	115.273×10^6
10	257	24.5	603.0	296,054.0	6.42×10^6	21.829×10^6
11	"	"	1,410.0	"	15.03×10^6	"
12	"	"	3,270.0	"	34.85×10^6	"
13	295	26.8	603.0	452,648.0	9.03×10^6	31.66×10^6 (*)
14	315	28.0	"	479,896.0	10.36×10^6	37.81×10^6 (*)

(*) : Contiene dos anillos de pilotes inclinados

E_v : Evento; NP : Número de pilotes; D : Diámetro de la losa de cimentación

k_c : Rigidez combinada en serie pilote-suelo

Cimentación a base de pilotes, desplantados a 12.50 m de profundidad, con análisis bajo familia de espectros de diseño y con diferentes valores de amortiguamiento entre la estructura y el suelo.

C	RP Pzas.	D m	k_c ton/m	K_L ton/m	K_C ton-m/rad	K_T ton-m/rad	A
2.2.1	339	28.0	603.0	542,198.0	12.68×10^6	46.97×10^6	6
2.2.2	375	28.0	"	572,595.0	13.10×10^6	48.58×10^6	7
2.2.3	401	28.0	"	597,330.0	13.36×10^6	49.47×10^6	8
2.3.1	338	29.10	995.0	484,723.0	20.28×10^6	1.8×10^6	8

AMORTIGUAMIENTO (%)

EST.	S U E L O		
	Lineal	Cabeceo	Torsión
3.0	20.0	6.0	20.0

A : Número de anillos en que se distribuyo a los pilotes
EST.: Estructura

% DE ENERGIA								% DE ENERGIA							
S U E L O								S U E L O							
C	M	T	a _n	Est.	Hor.	Tors.	Cab.	C	M	T	a _n	Est.	Hor.	Tors.	Cab.
1.1	1	2.0192	-28.8781	15.7	5.1	0.0	79.2	1.2	1	70.8479	0.2764	99.8	0.0	0.2	0.0
	2	0.6736	37.3703	21.1	78.5	0.0	0.4		2	2.0615	26.9808	11.9	4.5	0.0	83.6
	3	0.5291	8.2435	92.4	6.2	0.0	1.3		3	0.6315	34.0230	25.9	74.0	0.0	0.1
	4	0.3590	0.4577	21.5	0.0	78.4	0.0		4	0.5165	10.4676	88.2	10.5	0.0	1.3
	5	0.3482	0.9517	80.8	0.2	18.8	0.2		5	0.3511	1.2325	95.9	0.3	3.7	0.2
	6	0.2091	3.8093	78.8	8.5	0.0	12.7		6	0.3298	-0.1819	6.8	0.0	93.2	0.0
	7	0.1799	0.0863	99.9	0.0	0.1	0.0		7	0.1998	-3.7735	78.4	9.1	0.0	12.4
	8	0.1577	0.0712	100.0	0.0	0.0	0.0		8	0.1508	0.1354	99.9	0.0	0.1	0.0
	9	0.1386	0.0006	100.0	0.0	0.0	0.0		9	0.1386	0.0016	100.0	0.0	0.0	0.0
	10	0.0982	-0.5719	97.0	0.9	0.0	2.1		10	0.1273	0.0599	100.0	0.0	0.0	0.0
1.3	1	1.0106	-22.8859	23.6	26.2	0.0	50.2	1.4	1	1.2276	22.8016	41.8	11.9	0.0	46.2
	2	0.5409	-10.0957	95.2	3.7	0.0	1.0		2	0.5349	7.9533	96.1	1.7	0.0	2.2
	3	0.4237	40.3331	17.6	82.4	0.0	0.0		3	0.3570	27.3338	66.0	32.0	0.0	2.0
	4	0.3588	1.7077	19.8	0.2	79.9	0.0		4	0.3416	29.3102	59.4	39.8	0.0	0.7
	5	0.3478	3.3196	81.7	0.9	17.3	0.1		5	0.2142	-0.1279	10.6	0.0	89.4	0.0
	6	0.2014	6.8747	71.9	16.5	0.0	11.6		6	0.1794	-1.0209	97.5	0.2	2.2	0.1
	7	0.1799	0.2011	99.8	0.0	0.1	0.0		7	0.1715	10.8712	56.2	25.6	0.0	18.2
	8	0.1577	0.1343	100.0	0.0	0.0	0.0		8	0.1576	0.7925	99.7	00.2	0.0	0.1
	9	0.1386	0.0042	100.0	0.0	0.0	0.0		9	0.1386	0.0044	99.8	0.0	0.2	0.0
	10	0.0978	-0.8147	96.0	1.8	0.0	2.2		10	0.0947	2.1640	89.2	4.4	0.0	6.4

C : Caso, M : Modo de vibración número, T : Período natural, a_n : Coeficiente de participación

Est. : Estructura, Hor. : Horizontal, Tors. : Torsionante, Cab. : Cabeceo.

% DE ENERGIA								% DE ENERGIA							
S U E L O								S U E L O							
C	M	T	a _n	Est.	Hor.	Tors.	Cab.	C	M	T	a _n	Est.	Hor.	Tors.	Cab.
2.1.1	1	71.5559	0.2760	99.4	0.0	0.6	0.0	2.1.2	1	1.5680	16.6523	22.8	1.2	0.0	76.0
	2	2.3013	16.6530	5.7	1.0	0.0	93.3		2	0.5342	2.5727	98.3	0.2	0.0	1.4
	3	0.5277	-2.4522	98.9	0.4	0.0	0.7		3	0.3503	-0.9589	99.6	0.1	0.1	0.2
	4	0.3506	-1.0153	99.5	0.1	0.2	0.1		4	0.2411	21.6282	14.3	85.6	0.0	0.1
	5	0.2605	18.4255	13.5	86.5	0.0	0.0		5	0.2017	-0.1827	11.5	0.0	88.5	0.0
	6	0.2247	-0.1203	5.2	0.0	94.8	0.0		6	0.1781	-0.2659	91.8	0.0	8.2	0.0
	7	0.1503	-0.7401	98.5	0.5	0.8	0.2		7	0.1579	-1.0916	99.1	0.5	0.0	0.4
	8	0.1464	-3.7157	83.1	11.1	0.0	5.8		8	0.1508	-5.0544	75.6	12.0	0.0	12.4
	9	0.1383	0.0530	99.7	0.0	0.3	0.0		9	0.1384	0.0517	99.7	0.0	0.3	0.0
	10	0.1271	0.0917	99.8	0.0	0.2	0.0		10	0.0906	0.0286	100.0	0.0	0.0	0.0
2.1.5	1	1.0554	16.3866	50.7	1.3	0.0	48.0	2.1.6	1	1.4246	16.6419	26.7	1.4	0.0	71.9
	2	0.5270	3.7003	96.7	0.3	0.0	3.0		2	0.5331	2.7687	98.0	0.3	0.0	1.7
	3	0.3496	-1.1175	99.5	0.1	0.0	0.4		3	0.3502	-1.0091	99.6	0.1	0.1	0.2
	4	0.2194	27.8221	13.5	85.5	0.0	1.0		4	0.2410	21.6572	14.0	85.9	0.0	0.1
	5	0.1828	-0.4493	67.8	0.0	32.1	0.0		5	0.2015	-0.1755	11.3	0.0	88.7	0.0
	6	0.1747	0.2427	34.0	0.0	66.0	0.0		6	0.1781	-0.2468	91.7	0.0	8.3	0.0
	7	0.1582	-3.2623	92.4	2.3	0.0	5.3		7	0.1579	-0.8199	99.5	0.3	0.0	0.3
	8	0.1552	-6.7131	62.0	9.9	0.0	28.1		8	0.1483	-4.9015	73.6	11.6	0.0	14.8
	9	0.1386	0.0530	99.7	0.0	0.3	0.0		9	0.1384	0.0568	99.7	0.0	0.4	0.0
	10	0.0909	-0.1446	98.6	0.0	0.0	1.4		10	0.0906	0.0310	100.0	0.0	0.0	0.0
2.1.7	1	0.9989	16.3058	55.3	1.4	0.0	43.3	2.1.8	1	1.0961	16.5331	45.7	2.4	0.0	51.9
	2	0.5251	-4.0161	96.4	0.3	0.0	3.3		2	0.5282	3.6477	96.8	0.5	0.0	2.7
	3	0.3495	-1.1826	99.5	0.1	0.0	0.4		3	0.3498	1.2183	99.5	0.1	0.1	0.3
	4	0.2192	27.9948	12.4	86.7	0.0	0.2		4	0.2410	21.7753	13.0	86.9	0.0	0.1
	5	0.1827	-0.4401	68.6	0.0	31.4	0.0		5	0.2015	-0.1530	11.3	0.0	88.7	0.0
	6	0.1747	0.2013	33.0	0.0	67.0	0.0		6	0.1781	-0.1914	91.7	0.0	8.2	0.0
	7	0.1579	-1.2513	99.0	0.3	0.0	0.7		7	0.1578	-0.4015	99.9	0.1	0.0	0.1
	8	0.1502	-6.6882	55.0	10.5	0.0	34.4		8	0.1384	-0.1584	99.6	0.0	0.3	0.0
	9	0.1386	0.0574	99.7	0.0	0.3	0.0		9	0.1372	-4.1101	69.9	8.6	0.0	21.5
	10	0.0908	-0.0515	99.4	0.0	0.0	0.6		10	0.0906	0.0418	99.9	0.0	0.0	0.1

		% DE ENERGIA S U E L O								% DE ENERGIA S U E L O					
	T	a _n	Est.	Hor.	Tors.	Cab.	C	M	T	a _n	Est.	Hor.	Tors.	Cab.	
2.1.9	1	0.8697	15.9339	74.6	1.8	0.0	23.6	2.1.11	1	1.6366	16.8789	20.4	1.4	0.0	78.3
	2	0.5180	5.1225	96.4	0.5	0.0	3.0		2	0.5346	-2.5510	98.4	0.3	0.0	1.3
	3	0.3490	-1.3978	99.6	0.1	0.0	0.3		3	0.3504	-1.0104	99.6	0.1	0.1	0.2
	4	0.2186	28.4428	9.5	90.0	0.0	0.5		4	0.2510	20.2149	15.5	86.5	0.0	0.0
	5	0.1827	-0.2989	68.6	0.0	31.4	0.0		5	0.2140	-0.1717	8.0	0.0	92.0	0.0
	6	0.1747	0.1380	33.1	0.0	66.9	0.0		6	0.1783	-0.2109	95.3	0.0	4.7	0.0
	7	0.1578	-0.4308	99.9	0.0	0.0	0.0		7	0.1579	-0.6725	99.6	0.2	0.0	0.2
	8	0.1386	0.0261	99.7	0.0	0.3	0.0		8	0.1474	-4.2580	77.9	11.1	0.0	11.0
	9	0.1299	-4.7297	62.2	7.1	0.0	30.8		9	0.1384	0.0559	99.7	0.0	0.3	0.0
	10	0.0906	0.0520	99.8	0.0	0.0	0.2		10	0.0906	0.0315	100.0	0.0	0.0	0.0
2.1.12	1	1.2188	16.6425	36.6	2.5	0.0	60.9	2.1.13	1	2.0212	16.6231	13.5	0.6	0.0	85.9
	2	0.5307	-3.2733	97.3	0.5	0.0	2.2		2	0.5360	2.1401	99.0	0.1	0.0	0.9
	3	0.3500	-1.1977	99.4	0.2	0.1	0.3		3	0.3504	-0.7594	99.7	0.0	0.1	0.1
	4	0.2510	20.2424	13.3	86.7	0.0	0.0		4	0.2223	21.0074	21.8	77.9	0.0	0.3
	5	0.2140	-0.1583	8.0	0.0	92.0	0.0		5	0.2037	-0.3962	9.9	0.0	90.1	0.0
	6	0.1783	-0.1709	95.3	0.0	4.7	0.0		6	0.1782	-0.4298	93.0	0.1	7.0	0.0
	7	0.1578	-0.3780	99.8	0.1	0.0	0.1		7	0.1580	-2.1288	98.0	1.6	0.0	0.5
	8	0.1387	-3.0523	73.6	9.2	0.0	17.2		8	0.1530	-7.1961	73.7	19.3	0.0	7.0
	9	0.1384	0.7669	98.6	0.4	0.3	0.7		9	0.1384	0.0707	99.7	0.0	0.3	0.0
	10	0.0906	0.0380	99.9	0.0	0.0	0.0		10	0.0906	0.0317	100.0	0.0	0.0	0.0
2.1.14	1	1.9136	16.6352	14.6	0.6	0.0	84.7								
	2	0.5358	2.2186	98.8	0.1	0.0	1.0								
	3	0.3505	-0.8085	99.7	0.0	0.1	0.2								
	4	0.2131	-0.3754	17.9	81.8	0.0	0.2								
	5	0.2200	22.8347	5.0	0.0	95.0	0.0								
	6	0.1791	-0.4978	96.9	0.1	3.1	0.0								
	7	0.1611	-6.9342	76.7	15.2	0.0	8.1								
	8	0.1573	2.2044	97.2	1.7	0.0	1.1								
	9	0.0907	0.0141	99.8	0.0	0.2	0.0								
	10	0.1385	0.0502	100.0,	0.0	0.0	0.0								

T a b i a 13

% DE ENERGIA S U E L O								% DE ENERGIA S U E L O								
C	M	T	a _n	Est.	Hor.	Tors.	Cab.	C	M	T	a _n	Est.	Hor.	Tors.	Cab.	
2.2.1	1	1.7585	16.60	17.2	0.6	0.0	82.1	2.2.3	1	1.7208	16.57	18.0	0.6	0.0	81.4	
	2	0.5352	2.27	96.7	0.1	0.0	1.2		2	0.5350	2.27	98.6	0.1	0.0	1.3	
	3	0.3504	-0.78	99.7	0.0	0.0	0.2		3	0.3504	-0.75	99.7	0.0	0.0	0.2	
	4	0.2181	22.38	22.7	76.7	0.0	0.6		4	0.2104	21.82	27.8	71.1	0.0	0.0	1.1
	5	0.1831	-0.39	18.0	0.0	82.0	0.0		5	0.1893	-0.57	28.9	0.1	71.0	0.0	0.0
	6	0.1777	-0.50	84.6	0.1	15.4	0.0		6	0.1768	-0.52	73.9	0.1	26.1	0.0	0.0
	7	0.1587	-5.67	86.6	9.3	0.0	4.1		7	0.1582	-3.66	95.4	3.5	0.0	0.0	1.1
	8	0.1563	-6.53	81.0	12.7	0.0	6.3		8	0.1546	-9.32	66.8	24.0	0.0	0.0	9.2
	9	0.1385	0.06	99.7	0.0	0.3	0.0		9	0.1385	0.084	99.6	0.0	0.4	0.0	0.0
	10	0.0907	0.018	100.0	0.0	0.0	0.0		10	0.0907	0.022	100.0	0.0x	0.0	0.0	0.0
2.3.1	1	1.5317	16.75	28.7	1.0	1.4	69.0									
	2	1.1784	-1.05	0.9	0.0	98.1	1.0									
	3	0.4935	0.11	100.0	0.0	0.0	0.0									
	4	0.4692	-0.45	99.8	0.0	0.0	0.2									
	5	0.3438	-3.55	98.0	0.9	0.0	1.2									
	6	0.2433	0.63	99.9	0.1	0.0	0.0									
	7	0.2312	21.85	26.2	72.8	0.0	1.1									
	8	0.2191	-1.77	99.5	0.5	0.0	0.0									
	9	0.1944	-1.61	99.4	0.6	0.0	0.1									
	10	0.1707	0.26	100.0	0.0	0.0	0.0									

T a b l a 14

C	VALORES LINEALES					C	VALORES LINEALES					61
	masa Núm.	Acele. g	Despl. m	V ton	M ton-m		masa Núm.	Acele. g	Despl. m	V ton	M ton-m	
1.1	1	3.31	1.56	17.71	2.01	1.2	1	3.42	2.67	20.12	3.25	
	6	1.35	1.19	27.00	2.02		6	1.26	1.14	17.09	15.98	
	9	1.23	1.16	46.96	3.89		9	1.14	1.13	31.08	23.76	
	10	1.56	1.40	172.51	4.38		10	1.44	1.38	208.54	1300.96	
	12	1.21	1.15	579.32	6942.79		12	1.12	1.13	586.68	8293.18	
	16	0.66	0.63	1257.09	39110.10		16	0.63	0.66	1214.80	39331.80	
	22	0.51	0.07	4193.59	98476.60		22	0.48	0.06	3642.89	96543.40	
	suelo			5093.57	99226.90		suelo		4316.57	97226.30		
1.3	1	2.82	0.87	15.17	1.23	1.4	1	2.38	0.58	13.19	1.17	
	6	2.04	0.64	42.38	2.69		6	9.91	0.44	221.93	3.56	
	9	1.15	0.61	61.72	4.89		9	1.69	0.36	270.30	6.53	
	10	1.41	0.75	140.47	5.08		10	1.45	0.44	119.73	7.12	
	12	1.03	0.60	448.73	5262.52		12	1.01	0.35	485.25	5755.39	
	16	0.56	0.30	1013.95	31417.50		16	0.60	0.16	1019.21	32444.00	
	22	0.50	0.03	2630.27	49273.10		22	0.37	0.01	2688.73	62302.90	
	suelo			2011.96	49923.90		suelo		2810.22	62891.60		

Acele. : Aceleración, Despl. : Desplazamiento, V : Fuerza Cortante,

M : Momento Flexionante, g : Aceleración de la gravedad, m ; metros

ton : tonelado. Nota.- Los números de masa corresponden al número en el modelo - correspondiente.

T a b l a 15

C	masa kgm.	VALORES LINEALES		V ton	H ton-m	C	masa kgm.	VALORES LINEALES		V ton	H ton-m
		Acele. g	Despl. m					Acele. g	Despl. m		
2.1.1	1	1.07	2.54	4.53	2.33	2.1.3	1	1.26	0.63	7.34	0.92
	6	0.77	0.95	17.87	6.57		6	0.78	0.45	17.42	2.66
	9	0.71	0.93	25.81	6.44		9	0.71	0.43	232.53	1672.36
	10	0.93	1.15	85.61	1011.01		10	0.95	0.54	15.85	2.45
	12	0.71	0.92	361.10	5383.36		12	0.70	0.42	531.37	7920.56
	16	0.46	0.45	754.70	24402.80		16	0.47	0.20	766.03	28001.40
	21	0.39	0.01	1039.60	49697.30		21	0.37	0.007	1048.93	46436.80
suelo			1320.05	49999.50	suelo			1544.10	46862.80		
2.1.5	1	2.03	0.34	13.67	0.57	2.1.6	1	1.27	0.54	7.11	0.55
	6	0.82	0.21	16.64	2.93		6	0.79	0.38	16.08	2.37
	9	0.69	0.19	27.80	5.21		9	0.71	0.36	27.33	4.34
	10	0.96	0.24	77.79	5.94		10	0.95	0.44	65.66	5.03
	12	0.67	0.18	349.94	4192.29		12	0.70	0.35	336.47	3387.52
	16	0.48	0.76	705.29	22543.80		16	0.47	0.16	719.46	22508.20
	21	0.35	0.004	1188.74	45447.70		21	0.37	0.007	1500.82	46461.80
suelo			2239.71	46581.30	suelo			1547.33	46810.40		
2.1.7	1	1.63	0.33	1.33	0.70	2.1.8	1	1.44	0.37	1.79	0.42
	6	0.83	0.19	16.87	2.86		6	0.83	0.23	16.97	2.45
	9	0.69	0.17	27.96	5.21		9	0.71	0.21	28.20	4.26
	10	0.95	0.21	81.46	59.00		10	0.94	0.26	76.51	4.93
	12	0.67	0.16	349.62	4202.47		12	0.68	0.20	341.85	4083.48
	16	0.47	0.066	700.27	22434.30		16	0.44	0.86	713.29	22547.10
	21	0.35	0.005	1187.94	45158.00		21	0.37	0.007	1038.58	45960.50
suelo			2258.57	46184.00	suelo			1553.87	46324.60		

Tabla 16

VALORES LINEALES						VALORES LINEALES					
C	masa Núm.	Acele. g	Despl. m	V ton	M ton-m	C	masa Núm.	Acele. g	Despl. m	V ton	M ton-m
2.1.9	1	1.81	0.29	9.73	0.62	2.1.11	1	1.18	0.67	6.62	0.83
	6	0.86	0.14	17.57	2.73		6	0.78	0.49	15.95	2.42
	9	0.67	0.12	28.40	4.92		9	0.71	0.47	27.16	4.13
	10	0.92	0.16	93.87	5.61		10	0.94	0.58	62.63	4.49
	12	0.64	0.12	344.37	4167.16		12	0.70	0.46	329.75	3910.77
	16	0.44	0.04	676.82	21865.80		16	0.46	0.22	720.98	22427.40
	21	0.37	0.005	1175.28	43653.50		21	0.38	0.008	1027.79	46664.80
suelo			2305.43	43238.90	suelo			1422.26	46784.50		
2.1.12	1	1.34	0.43	7.25	0.56	2.1.13	1	1.42	0.97	9.47	0.52
	6	0.83	0.28	16.81	2.39		6	0.75	0.73	15.19	2.79
	9	0.72	0.26	28.22	4.11		10	0.96	0.89	58.46	5.82
	10	0.94	0.33	71.63	4.64		9	0.71	0.71	26.35	4.83
	12	0.70	0.25	337.93	4021.83		12	0.70	0.71	336.52	3959.10
	16	0.45	0.11	720.28	22602.80		16	0.51	0.34	718.51	22427.00
	21	0.38	0.008	1018.66	46458.20		21	0.33	0.005	1034.96	46562.10
suelo			1424.96	46692.80	suelo			1469.70	46755.90		
2.1.14	1	1.58	0.88	10.79	0.51						
	6	0.76	0.66	15.35	2.88						
	9	0.71	0.64	26.43	4.74						
	10	0.96	0.79	59.17	5.50						
	12	0.70	0.63	338.22	3990.68						
	16	0.50	0.30	722.59	22521.20						
	21	0.35	0.006	1078.78	46716.70						
suelo			1658.82	47129.00							

T a b l a 17

VALORES LINEALES						VALORES LINEALES						69
C	masa Núm.	Acele. g	Despl. m	V ton	M ton-m	C	masa Núm.	Acele. g	Despl. m	V ton	M ton-m	
2.2.1	1	2.42	0.70	18.00	0.44	2.2.3	1	1.99	0.68	14.36	0.42	
	6	0.73	0.52	16.25	2.36		6	0.73	0.50	14.79	2.44	
	9	0.65	0.50	215.27	1552.86		9	0.66	0.48	25.12	4.05	
	10	0.86	0.62	14.84	2.31		10	0.87	0.59	61.20	4.71	
	12	0.65	0.49	486.13	7209.34		12	0.65	0.47	306.59	3635.63	
	16	0.41	0.23	706.01	25647.10		16	0.41	0.22	666.39	20657.60	
	21	0.21	0.004	882.90	43010.40		21	0.20	0.003	880.78	43122.50	
suelo			1164.55	43427.10	suelo			1149.26	43537.20			
2.3.1	1	1.38	0.51	8.10	0.72							
	6	0.76	0.42	15.20	12.88							
	9	0.71	0.39	27.40	2.57							
	10	0.86	0.48	67.01	4.32							
	14	0.65	0.38	300.35	3556.66							
	22	0.38	0.18	666.35	20729.50							
	31	0.19	0.004	900.18	44178.10							
suelo			1165.44	44864.20								

T a b l a 18

	D_{L1} m	D_{L1} m		$V_{sup.}$ ton	$V_{inf.}$ ton	$M_{sup.}$ ton-m	$M_{inf.}$ ton-m
M	$\times 10^{-3}$	Mi					
1	1.50	0.51	1	8.10	8.10	0.72	0.72
2	1.55	0.51	2	15.88	15.88	0.59	0.59
3	1.48	0.50	3	24.27	24.27	3.67	3.67
4	1.26	0.50	4	60.34	60.34	3.80	3.80
5	1.10	0.49	5	67.01	67.01	4.32	4.32
6	2.64	0.42	6	15.20	15.20	12.88	12.88
7	2.07	0.41	7	16.97	16.97	1.86	1.86
8	1.70	0.40	8	19.08	19.09	7.85	7.85
9	0.85	0.39	9	27.40	27.40	2.57	2.57
10	0.64	0.48	10	216.38	216.38	93.17	1442.63
11	1.20	0.48	11	3.53	3.53	88.0	88.00
12	0.54	0.43	12	300.35	300.35	1460.01	3556.66
13	0.50	0.43	13	3.24	3.24	88.37	88.37
14	0.41	0.38	14	484.43	484.43	3605.51	7147.57
15	0.32	0.38	15	5.37	5.37	88.33	88.33
16	0.22	0.33	16	552.65	552.65	7167.45	11213.20
17	0.05	0.33	17	7.34	7.34	88.84	88.84
18	0.11	0.28	18	610.90	610.90	11328.0	15793.0
19	-0.02	0.28	19	12.75	12.75	88.53	88.53
20	0.03	0.23	20	666.35	666.35	15870.40	20729.50
21	-0.14	0.23	21	13.41	13.41	88.78	88.78
22	-0.03	0.18	22	710.07	710.07	20810.60	25964.30
23	-0.02	0.18	23	10.05	10.05	88.78	88.78
24	-0.06	0.13	24	741.29	741.29	26037.70	31392.70
25	-0.15	0.13	25	14.57	14.57	88.58	88.58
26	-0.09	0.09	26	772.64	772.655	31477.40	37031.90
27	0.09	0.09	27	7.76	7.76	88.64	88.64
28	-0.04	0.05	28	797.30	797.30	37062.30	41761.50
29	-0.04	0.05	29	21.62	21.62	88.07	88.07
30	0.03	0.02	30	900.18	900.18	41946.30	44178.10
31	0.03	0.004	31	1158.20	1165.44	44864.20	44864.20

M : Masa ; D_L : Desplazamiento lineal debido al tercer modo de vibración

D_{L1} : Desplazamiento lineal, obtenido de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados ; Mi : Miembro ;

V : Fuerza cortante; M : Momento flexionante ;

65

Mi	Tors.sup. ton-m	Tors.inf. ton-m	R	Vsup. ton	Vinf. ton
1	16.94	16.94	1	10.76	10.76
2	23.44	23.44	2	2.26	2.26
3	30.86	30.85	3	1.18	1.18
4	99.57	99.57	4	1.46	1.46
5	102.91	102.91	5	3.13	3.13
6	49.87	49.87	6	1.14	1.14
7	52.65	52.65	7	5.49	5.49
8	54.83	54.83	8	3.50	3.50
9	57.69	57.68	9	7.98	7.98
10	252.45	252.90	10	13.54	13.54
11	4.22	4.22			
12	416.79	416.79			
13	3.91	3.91			
14	494.82	494.85			
15	3.18	3.18			
16	632.86	632.86			
17	4.05	4.05			
18	747.43	747.43			
19	8.68	8.68			
20	850.91	850.91			
21	9.37	9.37			
22	952.03	952.03			
23	5.57	5.57			
24	1039.03	1039.01			
25	11.35	11.35			
26	1124.18	1124.24			
27	5.47	5.47			
28	1162.13	1162.11			
29	19.87	19.87			
30	1279.01	1278.93			

T a b l a 19

D A T O S . -

$$L = 0.000\ 006\ 5 / ^\circ F ; E_c = 3\ 669\ 304\ \text{Psi}; E_s = 29\ 869\ 140\ \text{Psi};$$

$$n = \frac{E_c}{E_s} = 8$$

A	cm	r pulg.	t cm.	t pulg.	T _x	z
1	730	287.4	30	11.8	56.8	0.33
2	732.5	288.4	35	13.8	61.4	0.29
3	735	289.4	40	15.7	65.3	0.25

N	ELEMENTOS DEL ANALI_		ELEMENTOS PARA DISE_		W _D (ton)
	SIS DINAMICO		NO		
	M _F (ton-m)	W(ton)	M _D (ton-m)		
2	98.300	44 860.2	3 400.0	50 155.2	4 216.0
3	100.300	44 178.1	3 361.0	49 392.6	4 167.6
4	106.400	37 062.3	3 360.6	41 436.9	4 167.1
7	128.471	20 810.6	2 362.6	23 267.0	2 929.6
10	150.543	7 167.5	1 536.0	8 013.5	1 904.6

N	e	e/r ₁	e/r ₂	e/r ₃	W (lb)
2	11.90	1.60	1.59	1.58	9 294 689
3	11.85	1.59	1.58	1.57	9 187 985
4	9.94	1.33	1.32	1.32	9 186 883
7	7.94	1.07	1.06	1.05	6 458 662
10	4.21	0.57	0.56	0.56	4 198 924

A : Alternativa; r : Radio al eje del muro; t : Espesor del muro

N : Niveles representativos, para la determinación de los elementos de diseño.

e : Excentricidad, obtenida entre el momento flexionante y la y el peso correspondiente.

T a b l a 20

W	r	t	α ($^{\circ}$)	p	A	B	C	f'_{cp}	f_{s1}	f_{ce1}	f_{se}		
2	3	3	78	0.0245	0.792	0.695	0.653	1	434	1	482	17	498
3	3	3	77.5	0.023	0.783	0.684	0.680	1	422	1	470	17	655
4	3	3	76	0.015	0.758	0.649	0.760	1	361	1	408	17	833
7	1	1	74	0.007	0.724	0.605	0.866	1	223	1	257	17	234
10	1	1	53	0.0025	1.891	2.833	-2.799		398		402		184

Tabla para esfuerzos por combinación de cargas muertas y mismo.

N	P_x	z	K	f'_{ctv} (P s 1)	f_{stv}	k_{comb}	$f'_{ce-comb}$ (P s 1)	$f_{se-comb}$		
2	3	3	0.1733	270	972	1.3334	2	149	17	498
3	3	3	0.1708	266	1005	1.3285	2	140	17	655
4	3	3	0.1528	238	1233	1.3053	2	098	17	833
7	1	1	0.1442	195	2049	1.3394	1	888	17	234
10	1	1	0.0966	131	2574	0.7629	1	034	2	606

Tabla para la obtención de esfuerzos por cargas muertas y cambios volumétricos; además de los esfuerzos por combinación de cargas muertas, cambios volumétricos y mismo.

DISEÑO DEL MURO.-

C O N C R E T O :	Niv.	a	niv.	t cm
	Desplante	"	115.0	40
	115.0	"	remate	30

ACERO DE REFUERZO :

Vertical.-	Niv.	a	niv.	Distribución No. - a.c. (cm)
	Desplante	-	115	8 - 10
	115	-	130	8 - 20
	130	-	145	6 - 20
	145	-	160	5 - 20
	160	-	170	5 - 40
	170	-	173	5 - 20

Horizontal.-

Desplante	-	101.4	4	- 15
101.4	-	105.2	4	- 30
105.2	-	107.5	4	- 15
107.5	-	109.8	"	"
109.8	-	111.0	4	- 15
111.0	-	157.0	4	- 30
157.0	-	158.8	4	- 15
158.8	-	169.6	4	- 30
169.6	-	173.0	4	- 15

Longitud de traslope .-	Varilla No.	l _d cm
	8	75
	6	50
	5	40

T a b l a 22

r m	ρ	M_{rw} ton-m	$M_{\theta w}$ ton-m
1.0	0.0687	-263.0	-261.0
4.4	0.3024	-319.4	-286.9
5.75	0.3952	-361.5	-306.3
7.1	0.4880	-414.7	-330.8
7.35	0.5051	-425.5	-335.9
8.45	0.5808	-260.9	-313.5
9.8	0.6735	-127.9	-275.7
11.15	0.7663	-47.3	-238.1
12.50	0.8591	-5.7	-205.8
13.85	0.9519	5.0	-181.2
14.55	1.0	0.0	-171.8

C-1

M_{rA_1} (ton - m)	$M_{\theta A_1}$
-407.2	-407.2
"	"
"	"
"	"
"	"
-247.7	-372.6
-118.5	-324.3
-40.8	-279.3
-1.7	-241.7
6.4	-213.2
0.0	-202.1

C-2

NOTA.- Estos valores corresponden en orden, a los mismos valores de "r" y " ρ ", indicados en la tabla C-1

r m	Q'	M_{rA_2} (ton-m)	$M_{\theta A_2}$
1.0	0.1361	8.1	3.8
4.4	0.5986	23.4	12.3
5.75	0.7823	18.5	12.0
7.1	0.9660	3.9	8.4
7.35	1.0	0.0	7.3

C - 3

r	Condición de presión triangular		Condición de presión accidental y de diseño	
	M_{rt} (ton-m)	$M_{\theta t}$	M_r (ton-m)	M_{θ}
1.0	-399.1	-403.4	-662.1	-664.4
4.4	-383.8	-394.9	-703.2	-681.8
5.75	-388.7	-395.2	-750.2	-701.5
7.1	-403.3	-398.8	-818.0	-729.6
7.35	-407.2	-399.9	-832.7	-735.8
8.45	-247.7	-372.6	-508.6	-686.1
9.80	-118.5	-324.3	-246.4	-600.0
11.15	-40.8	-279.3	-88.1	-517.4
12.5	-1.7	-241.7	-7.4	-447.5
13.85	6.4	-213.2	11.4	-394.4
14.55	0.0	-202.1	0.0	-373.9

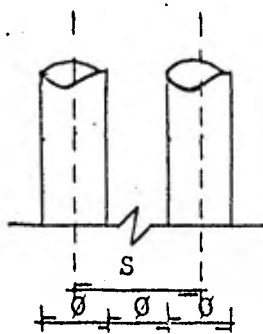
C - 4

r m	d cm	A_{s_r} cm^2	$A_{s_{\theta}}$ cm^2	A_s mín. (temp.) cm^2
1.0	250.0	178.5	179.1	53.0
4.4	"	189.5	183.8	"
5.75	"	202.2	189.1	"
7.1	"	220.5	196.6	"
7.35	"	224.4	198.3	"
8.45	"	137.1	184.9	"
9.8	"	66.4	161.7	"
11.15	226.8	26.2	153.7	48.4
12.5	198.3	2.5	152.1	42.7
13.85	169.8	4.5	156.5	37.0
14.55	155.0	0.0	162.5	34.0

T a b l a 24

71

C - 5



Var. No.	Ø cm	S mín. cm	No. vars. / 100 (cm)	a_{s2} cm ²	$\frac{cm^2}{m}$
6	1.91	3.82	26.2	2.87	75.19
8	2.54	5.08	19.7	5.07	99.88
10	3.18	6.36	15.7	7.94	124.66
12	3.81	7.62	13.1	11.40	149.34
14	4.45	8.90	11.2	15.51	173.71

C - 6

r m	S_i cm	2 Le. de vars. No. 12 (cm ²)	1 Le. de vars. No. 20 (cm ²)	2 Le. M_R ton-m	1 Le.
5.60	7.62	299.20	149.34	110.1	554.1
7.35	10.0	228.00	114.00	645.9	423.0
8.45	11.5	198.26	99.13	735.6	367.8
9.80	13.3	171.43	85.71	636.0	318.0
11.15	15.2	150.00	75.00	504.9	252.4
12.50	17.0	134.11	67.06	394.7	197.4
13.85	18.8	121.28	60.64	305.6	152.8
14.55	19.8	115.15	57.58	264.9	132.5

C - 7

r m	S E P A R A C I O N (c m)		
	No. 8	No. 10	No. 12
4.4	5.52	8.64	12.40
5.75	5.36	8.40	12.06
7.1	5.16	8.08	11.60
7.35	5.11	8.01	11.50
8.45	5.48	8.59	12.33
9.8	6.27	9.82	14.10
11.15	6.60	10.33	14.83
12.5	6.67	10.44	14.99
13.85	6.48	10.15	14.57
14.55	6.24	9.77	14.03

C - 8

NOMENCLATURA

- Var. : Varilla
- No. : Número correspondiente a octavos de pulgada, y que define su calibre.
- Ø : Diámetro de la varilla
- S : Separación de varillas
- a_s : Area de la sección de - de una sola varilla
- r : Radio
- Le : Lecho o cama de varillas
- M_R : Momento flexionante resistente por el acero de refuerzo.

h cm	A _{st} cm ²	SEPARACION(cm)		h : Peralte total, referente a la losa de cimentación
		No.8	No.6	
295	26.55	19.10	10.81	A _{st} : Acero de refuerzo por - cambios volumétricos
250	22.50	22.53	12.76	
200	18.00	28.16	15.94	

C - 9

r m	M _r (ton-m)	M _θ	d cm	A _{s r} (cm ²)	A _{s θ}
1.0	-136.1	-142.4	285	32.18	33.67
4.4	-64.4	-108.0	"	15.23	25.53
5.75	-27.2	-88.9	"	6.43	21.02
7.1	11.4	-68.0	"	2.70	16.08
7.35	18.3	-64.0	"	2.33	15.13
8.45	13.2	-59.1	"	3.12	13.97
9.8	9.4	-48.6	"	2.22	11.49
11.15	6.5	-41.2	262	1.67	10.60
12.50	4.0	-35.9	233	1.16	10.38
13.85	-1.4	-32.0	205	0.46	10.52
14.55	0	-30.3	190	0	10.75

C - 10

M_r : Momento flexionante en dirección radial

M_θ : Momento flexionante en dirección tangencial

d : Peralte efectivo

A_{s r} : Area de acero de refuerzo, requerido en dirección -
radial

A_{s θ} : Area de acero de refuerzo, requerido en dirección -
tangencial

r m	M_T ton-m	α ($^\circ$)	β ($^\circ$)	M_{TV} (ton-m)	M_{Th}	A_B cm^2	No. 8 a.c. cm	Radial No. 8 a.c. cm	Circunferencial No. 8 a.c. cm
1.0	196.98	43.7	88.7	196.93	4.45	46.56	10.9	15.7	15.1
4.4	125.74	30.81	75.8	121.91	30.83	28.82	17.6	33.3	19.8
5.75	92.97	17.01	62.0	82.10	43.63	19.41	26.1	78.8	24.1
7.1	68.95	9.5	54.5	56.14	40.02	13.27	38.2	187.7	31.5
7.35	66.56	15.9	60.9	58.19	32.31	13.76	36.8	117.1	33.5
8.45	60.56	12.6	57.6	51.12	32.46	12.09	41.9	162.5	36.3
9.8	49.50	10.9	55.9	41.01	27.72	9.7	52.2	228.4	44.1
11.15	41.71	8.9	53.9	33.73	24.54	8.67	58.5	303.6	47.8
12.50	36.12	6.3	51.3	28.21	22.56	8.16	62.1	437.1	48.8
13.85	32.03	2.5	47.5	23.61	21.64	7.76	65.3	1102.1	48.2
14.55	30.3	0	45.0	21.42	21.42	7.60	66.7	0	47.2

C - 11

M_T : Momento flexionante total, resultante de la suma de los cuadrados y de la -
raiz cuadrada de estos; que son los momentos en dirección radial y tangencial

α y β : Angulos, en función de estos se proyecta M_T

M_{TV} y M_{Th} : Momentos flexionantes resultantes de la proyección ortogonal en ambas di-
recciones de M_T

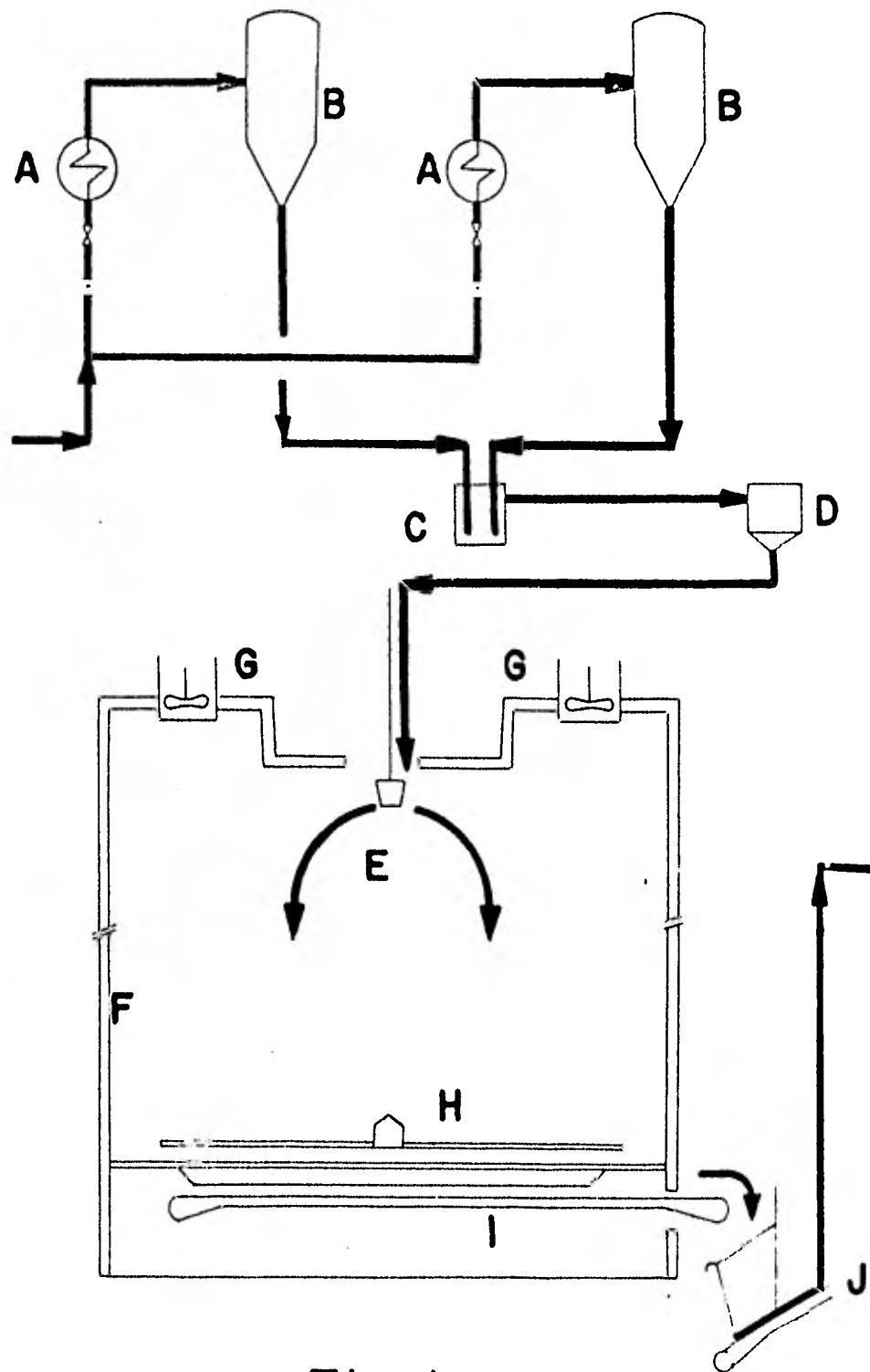


Fig. 1

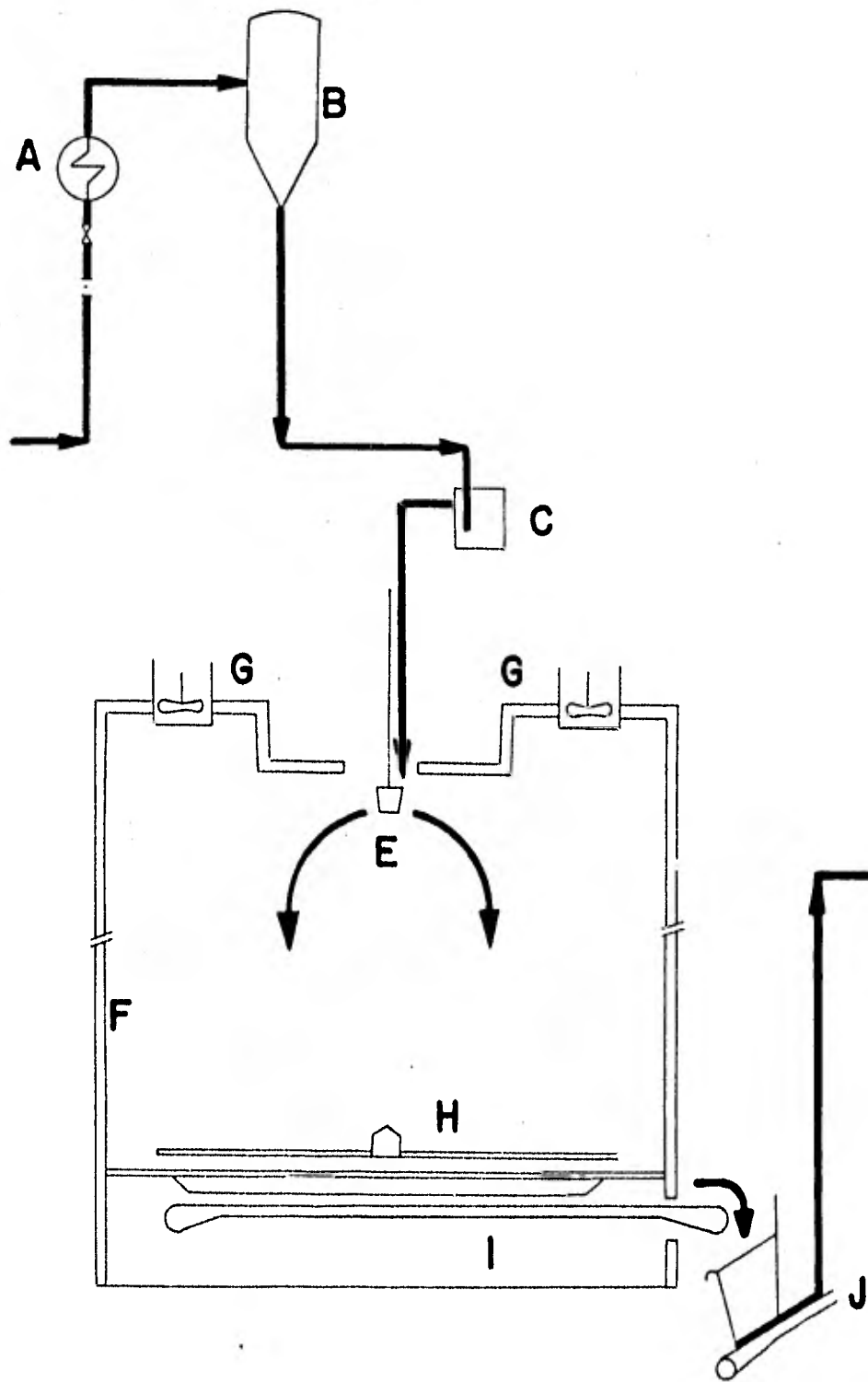


Fig. 2

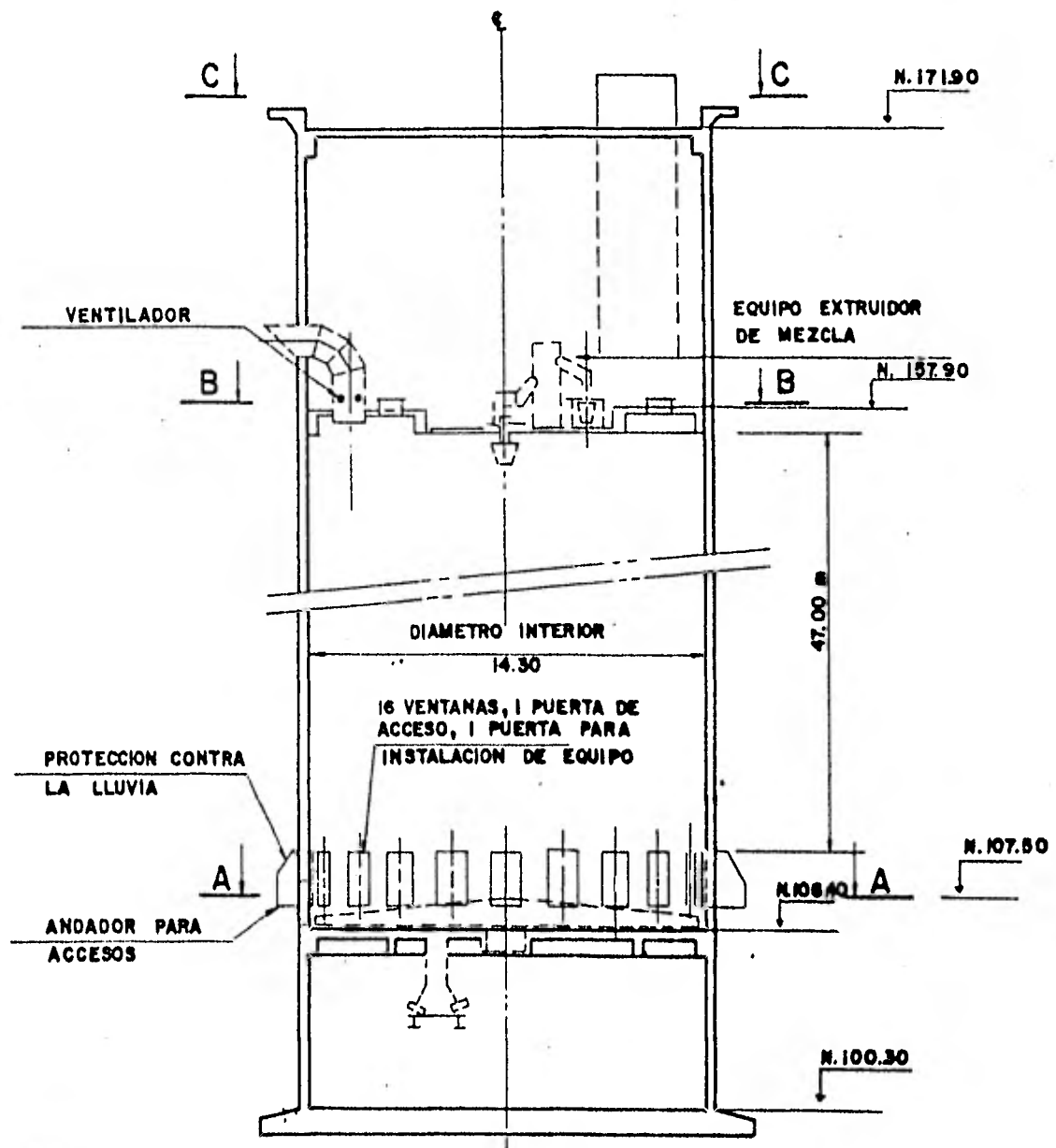
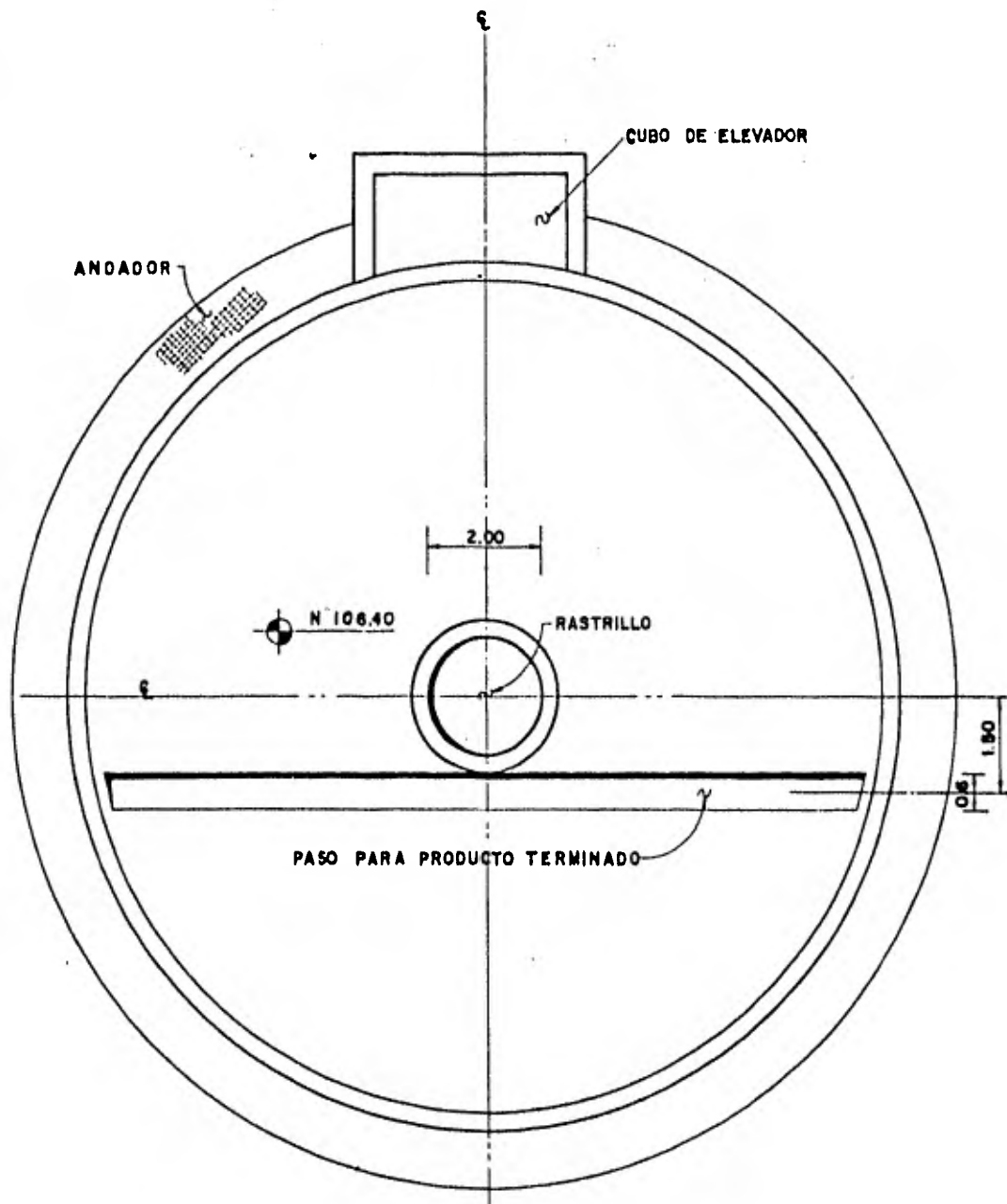
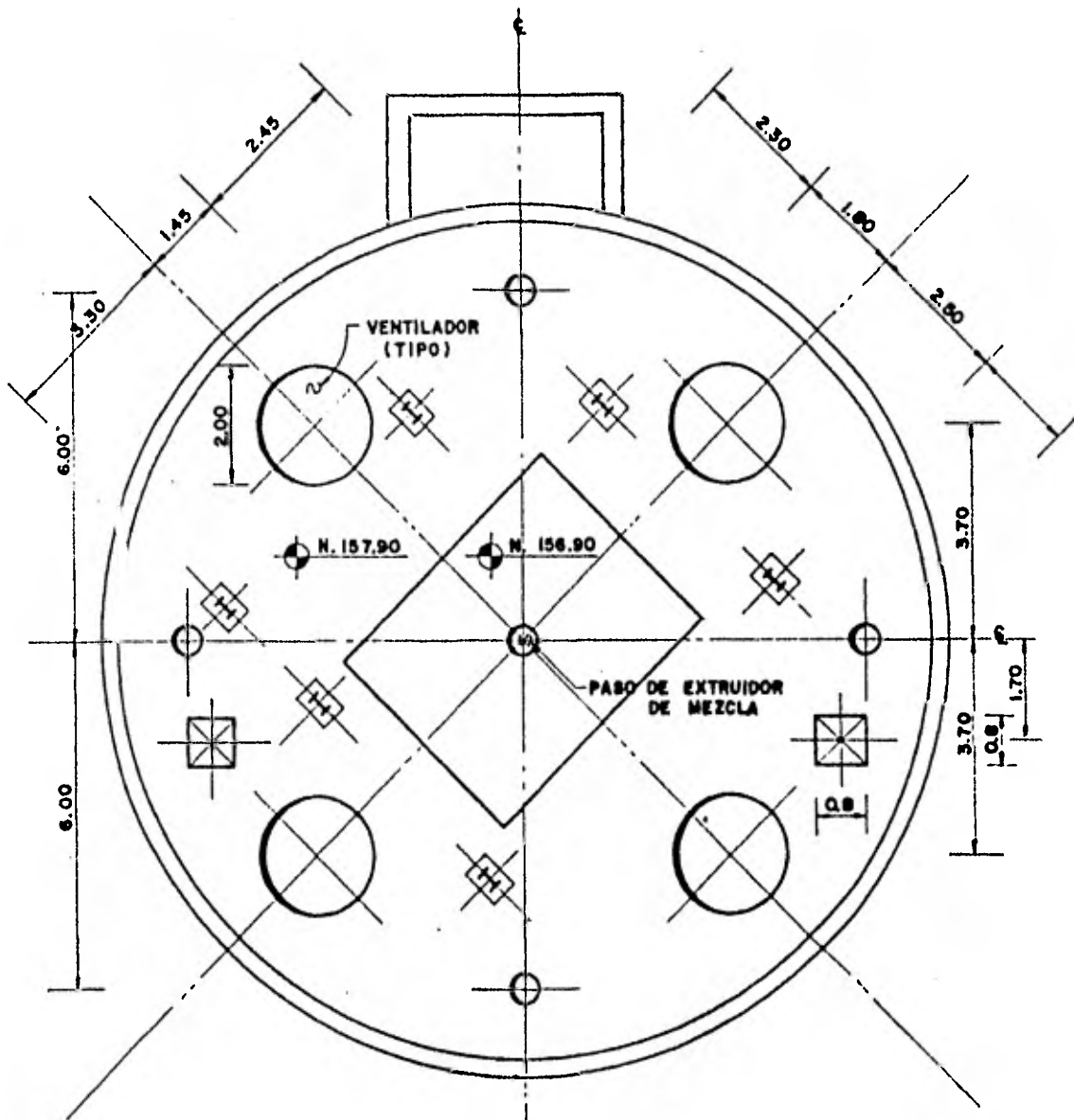


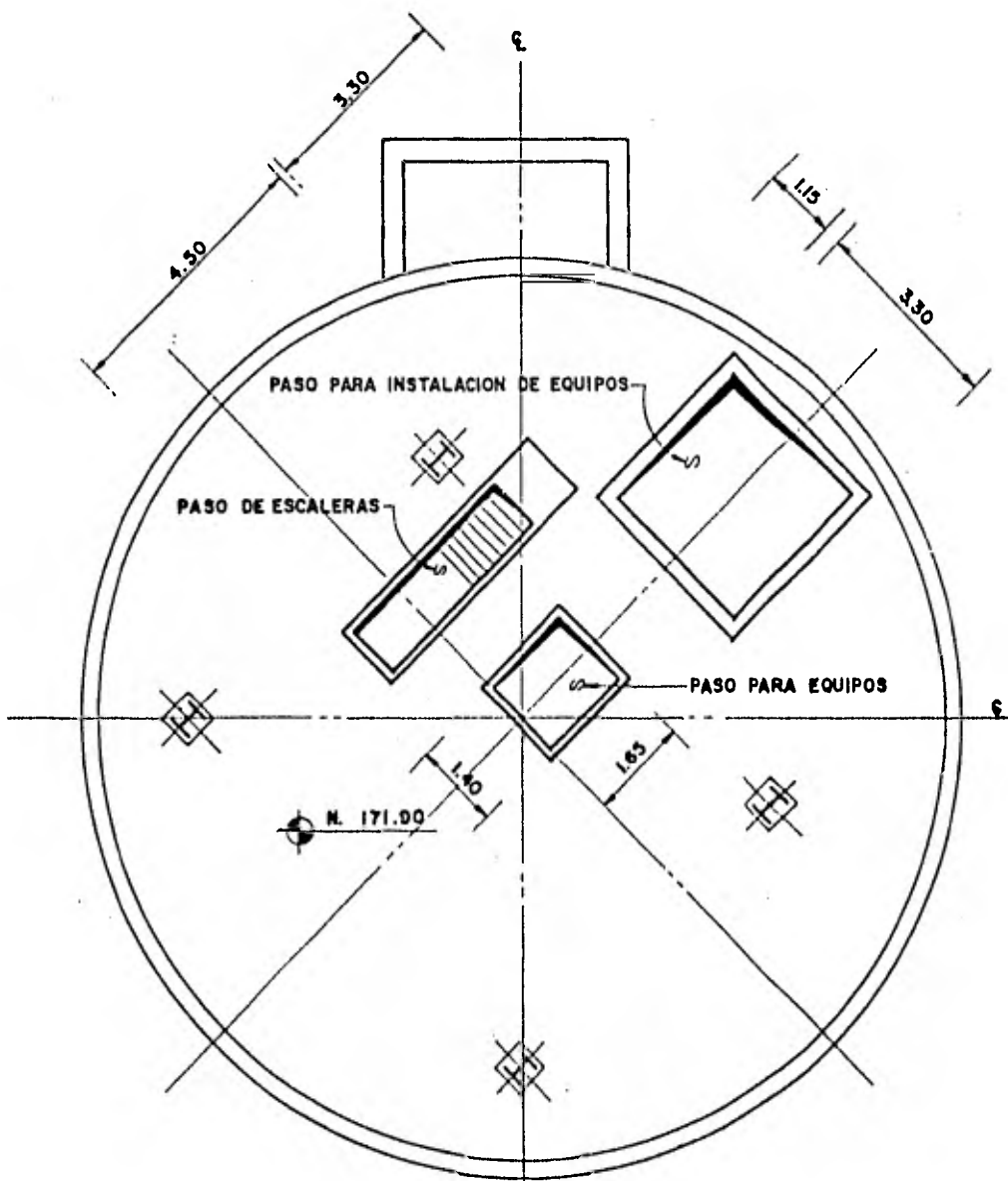
Fig.3



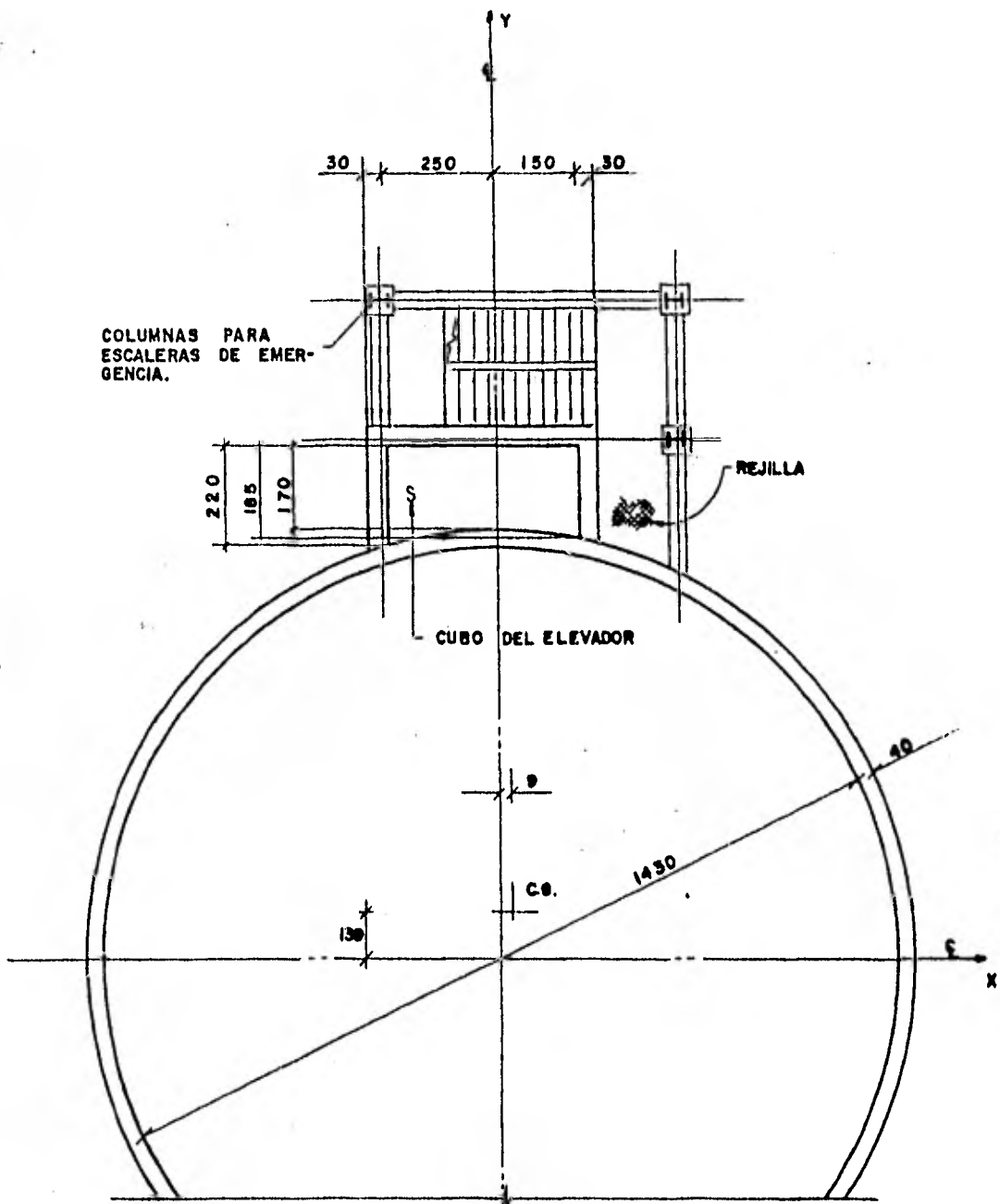
CORTE A-A
Fig. 4



CORTE B-B
Fig. 5



CORTE C-C
Fig. 6

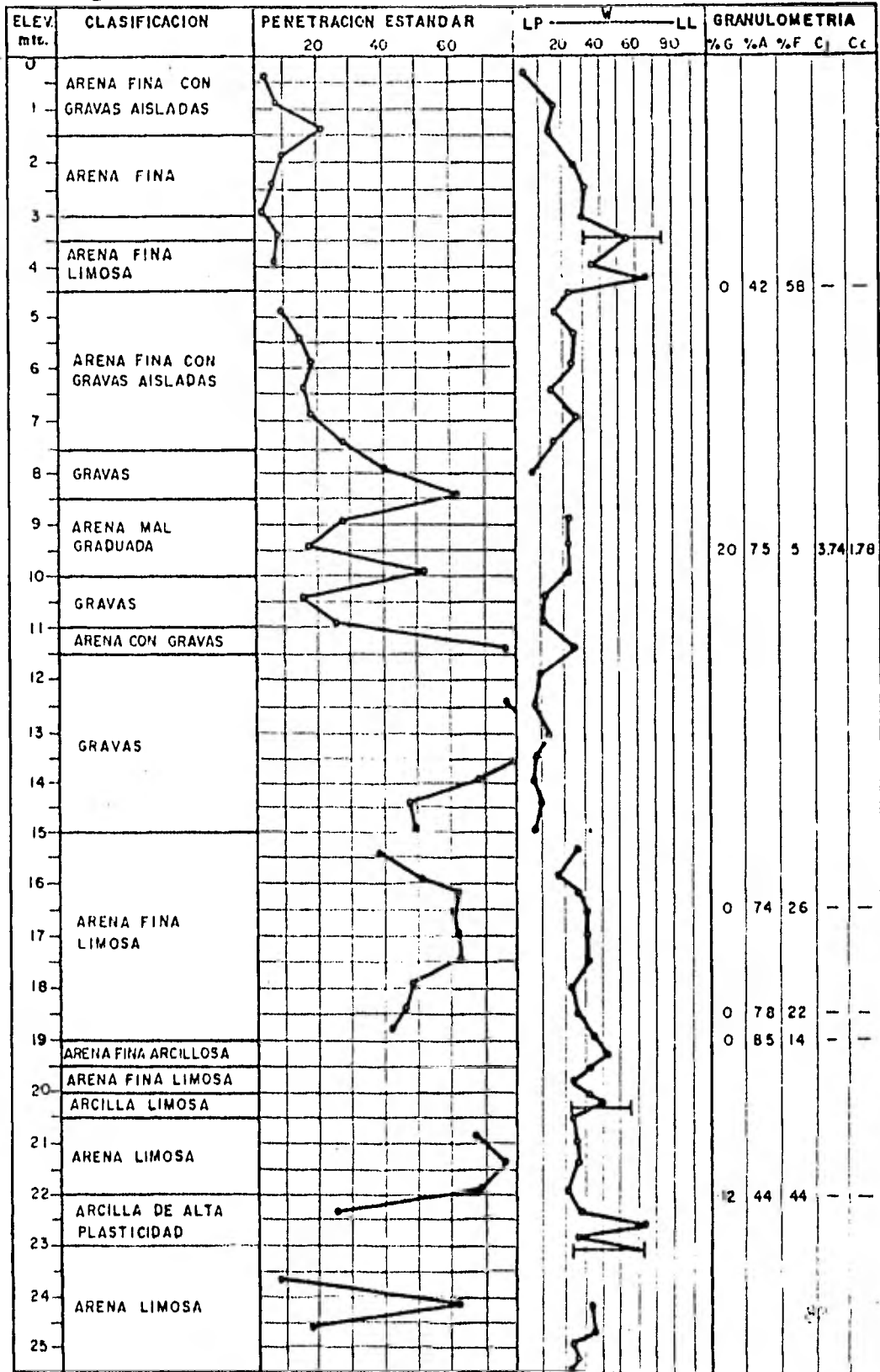


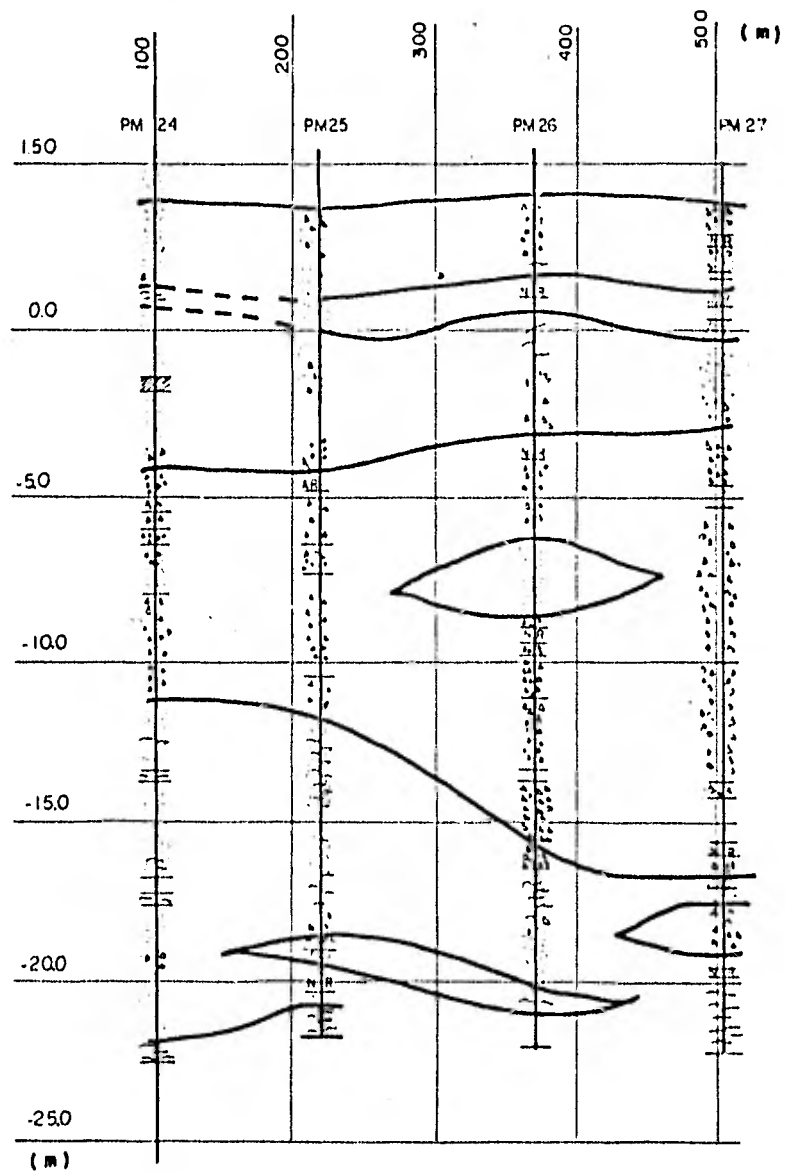
NOTA: ACOTACIONES EN CENTIMETROS

Fig. 7

FIG. 8

SONDEO PM-25





CORTE ESTRATIGRAFICO

Fig. 9

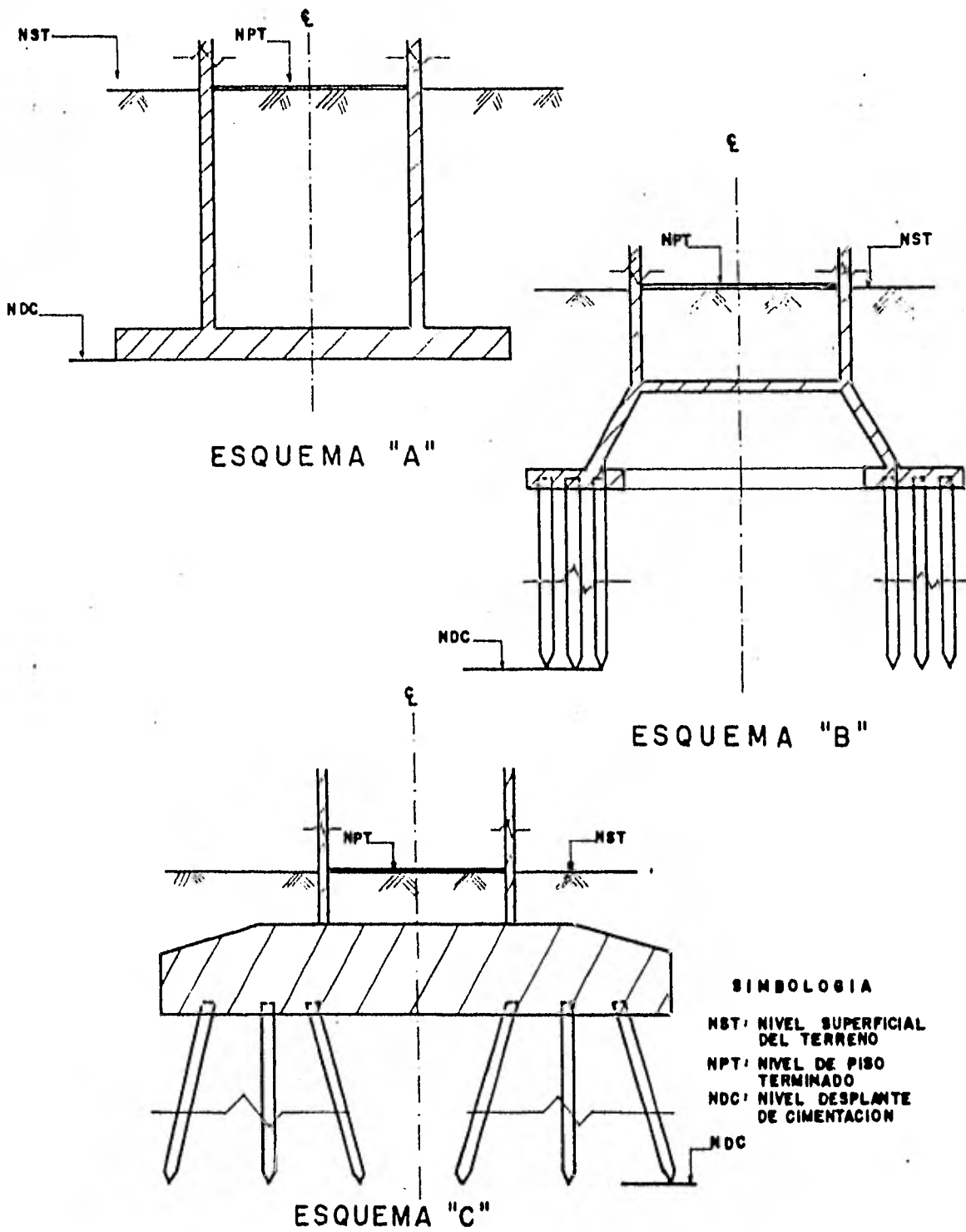


Fig. 10

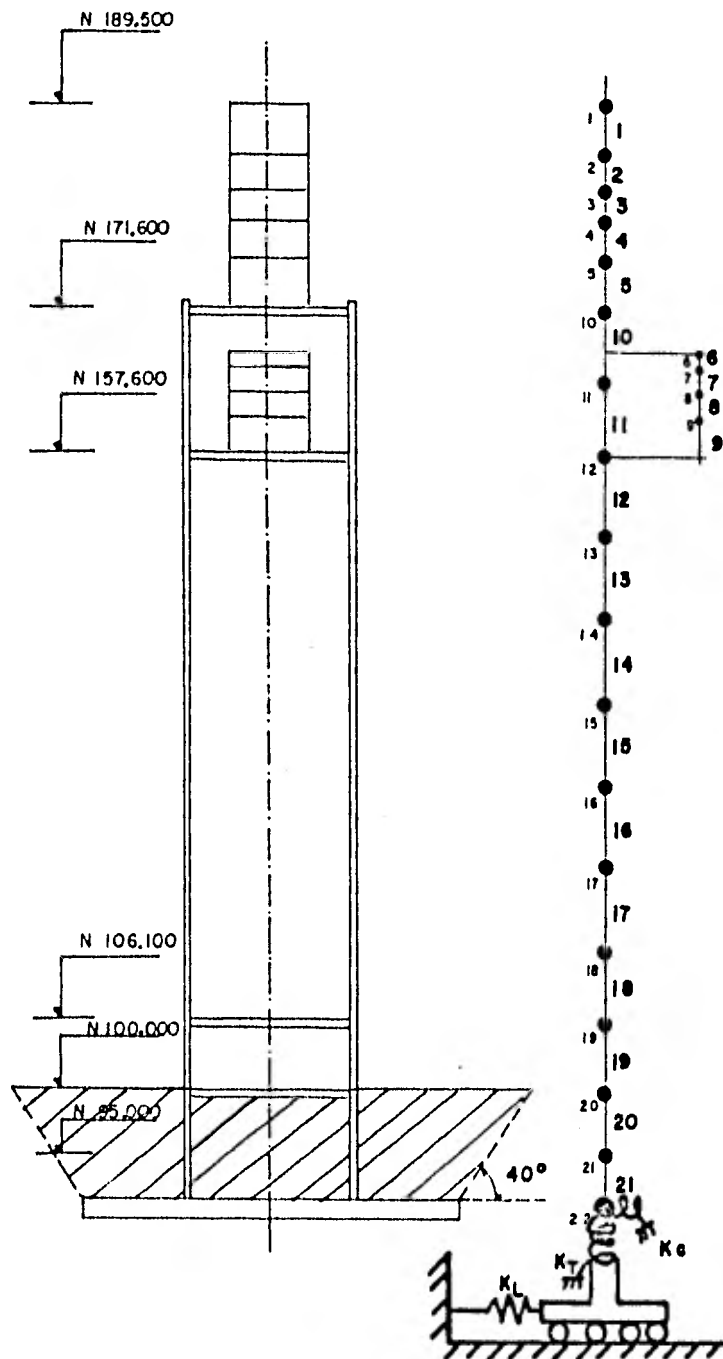


Fig. II

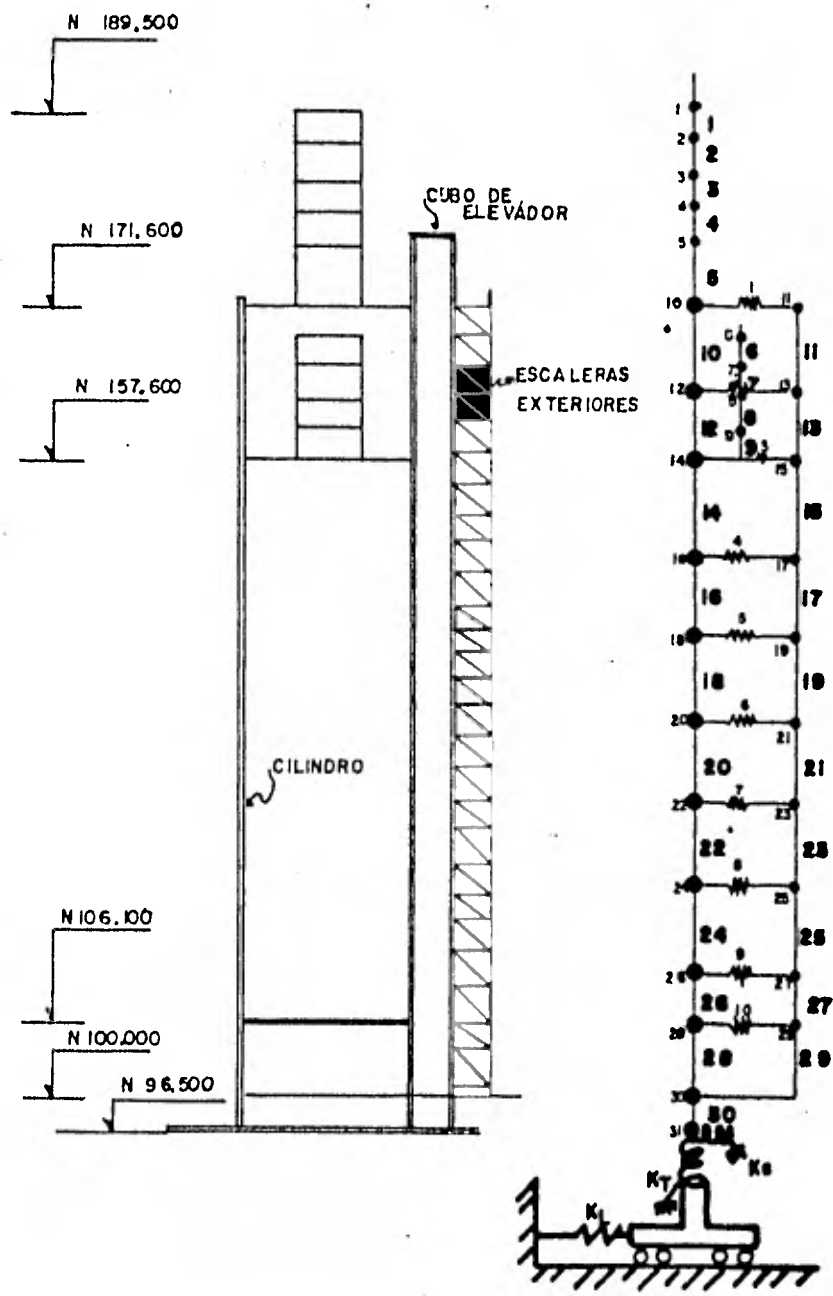
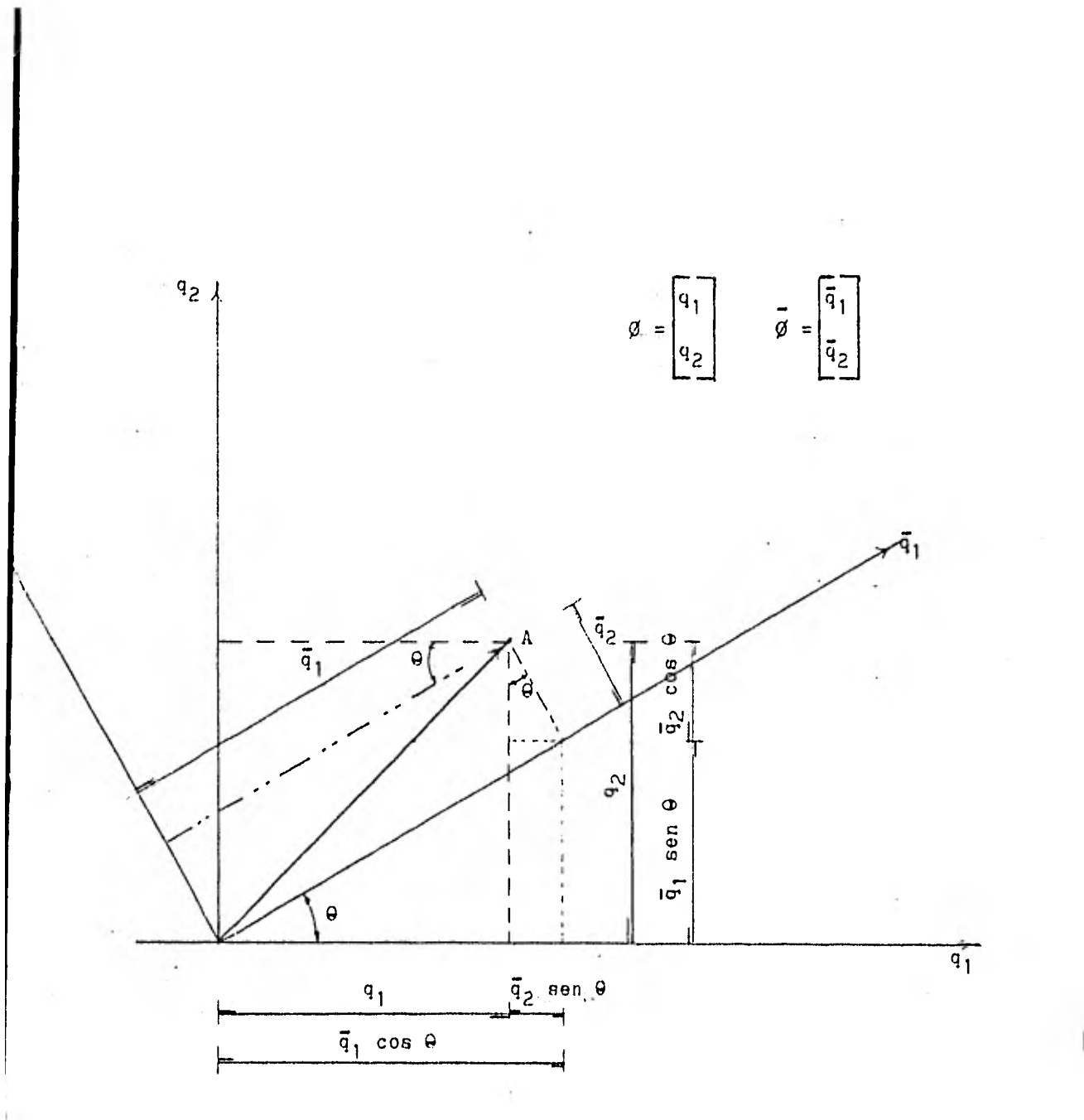


Fig. 12



$$q = \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{bmatrix} \quad \theta = \begin{bmatrix} \bar{q}_1 \\ \bar{q}_2 \end{bmatrix}$$

FIG. 13

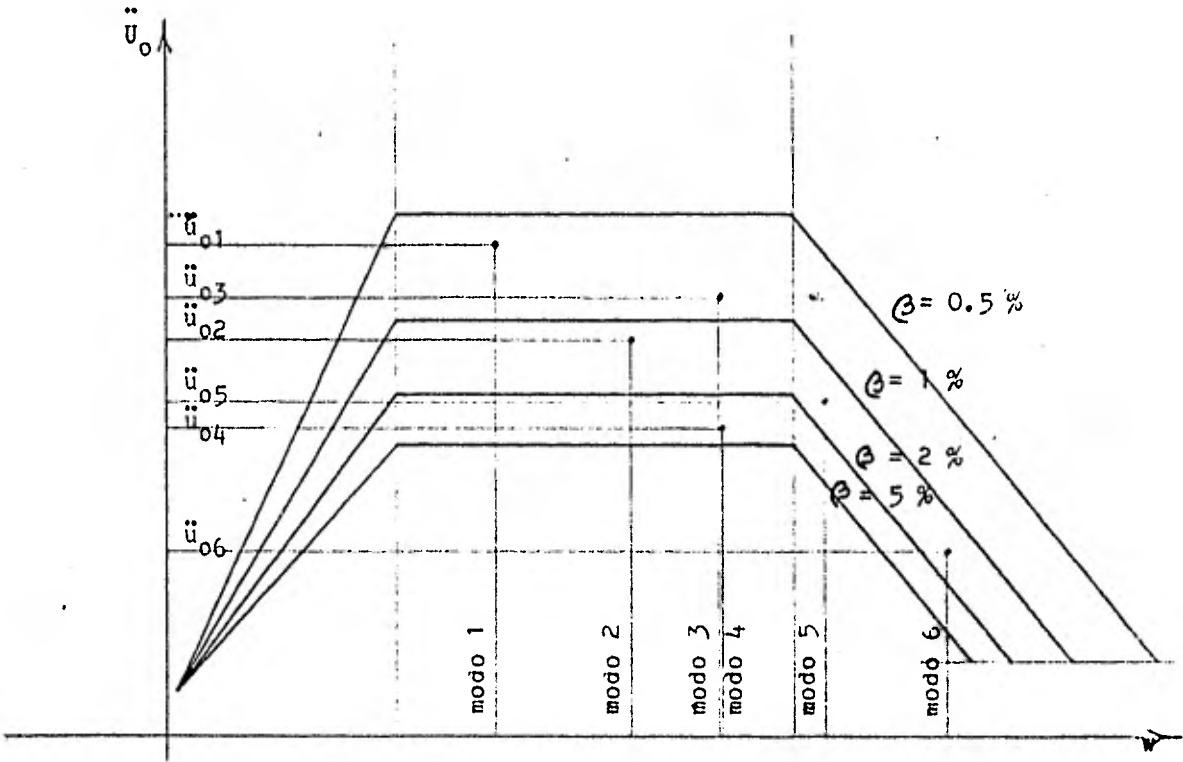
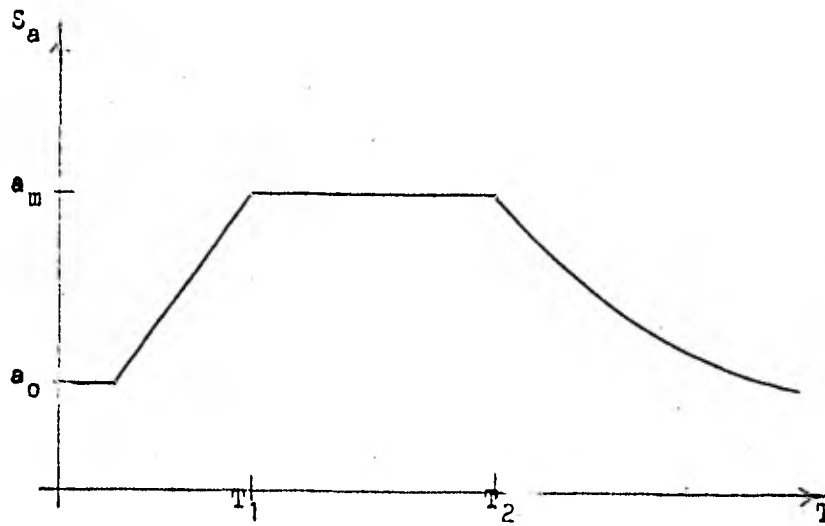


FIG. 14
ACELERACIONES ESPECTRALES MODALES

FIG. 14

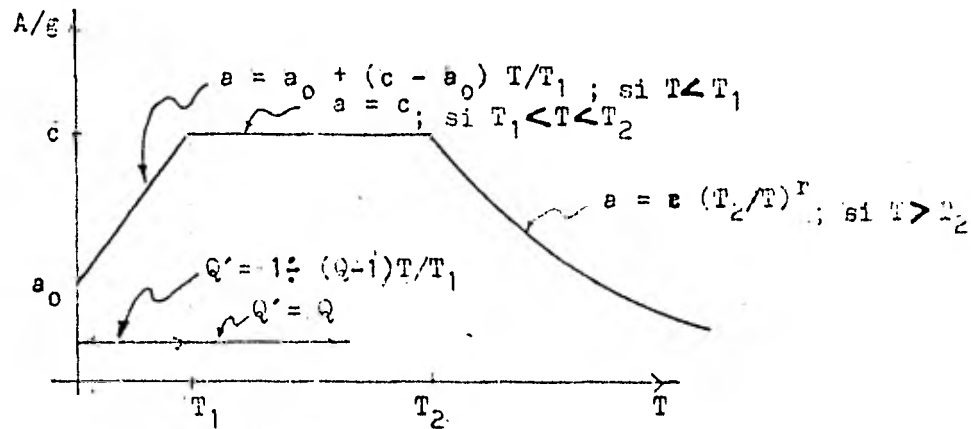


$$a_m = a_0 F$$

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO	FACTOR DE AMPLIFICACION (N. NEWMARK) F
0	6.4
0.5	5.8
1	5.2
2	4.3
5	2.6
7	1.9
10	1.5
20	1.2

FIG. 15

Considérese el espectro del RCDF, para construcción tipo B y suelo compresible. Aplicado para el caso, de acuerdo al Reglamento del INFONAVIT, a la región sísmica D.



$$a_0 = 0.18 \quad T_1 = 0.45 \quad r = 1$$

$$c = 0.64 \quad T_2 = 2.70$$

La normalización de los factores de amplificación de Newmark se indica a continuación

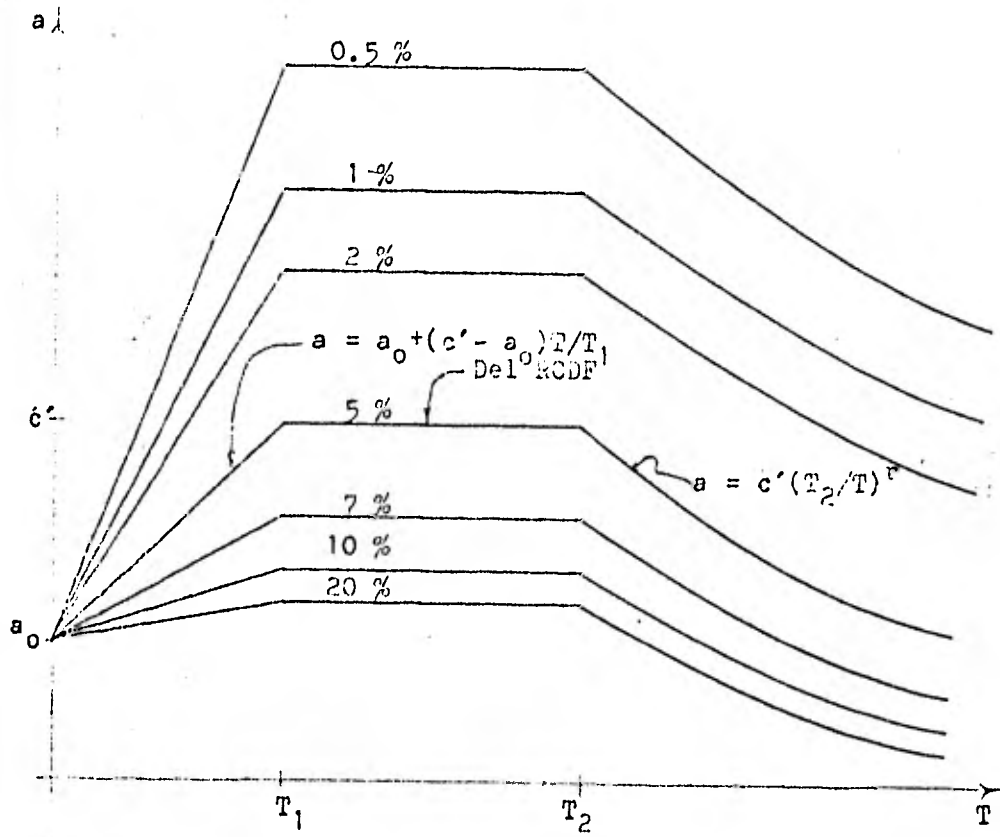
ξ %	FACTOR DE AMPLIFICACION	
	Newmark (F)	Normalizado (f)
0	6.4	2.46
0.5	5.8	2.23
1	5.2	2.00
2	4.3	1.65
5	2.6	1.00
7	1.9	0.73
10	1.5	0.58
20	1.2	0.46

Para el espectro correspondiente a un amortiguamiento ξ , la única variable será la aceleración espectral máxima c , que debe multiplicarse por el factor de amplificación normalizado f .

$$c' = c \cdot f$$

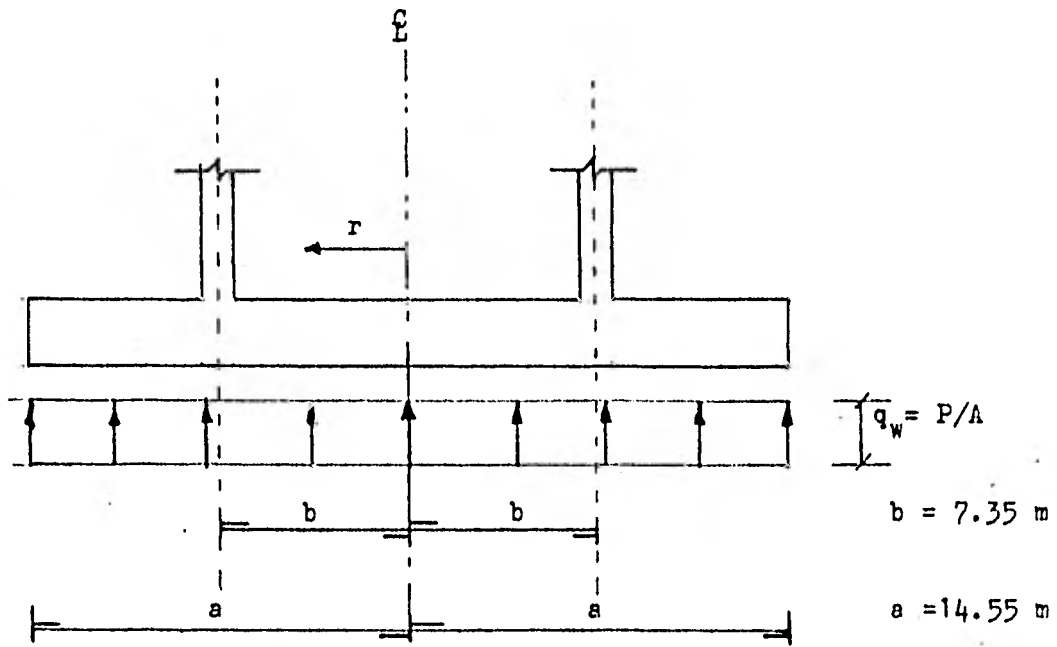
FIG. 16

Se obtiene así la familia de espectros :

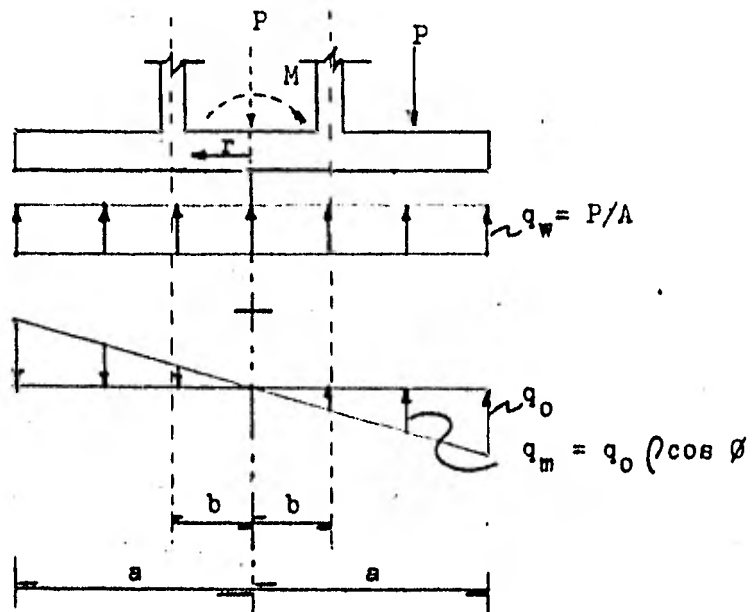


Donde; $c' = c \cdot f.$

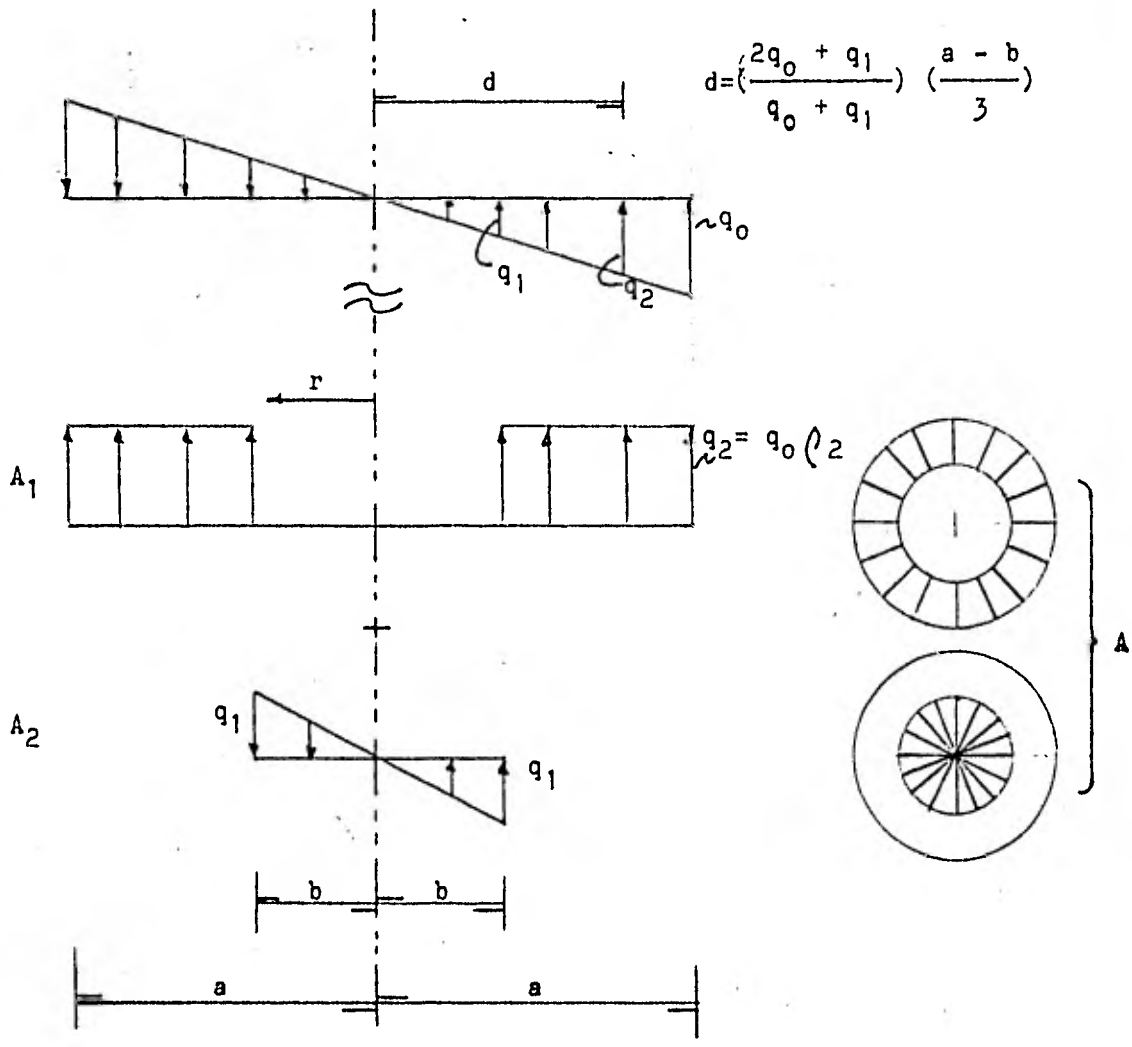
FIG. 17



F 1 g. 18



F 1 g. 19



F 1 g. 20

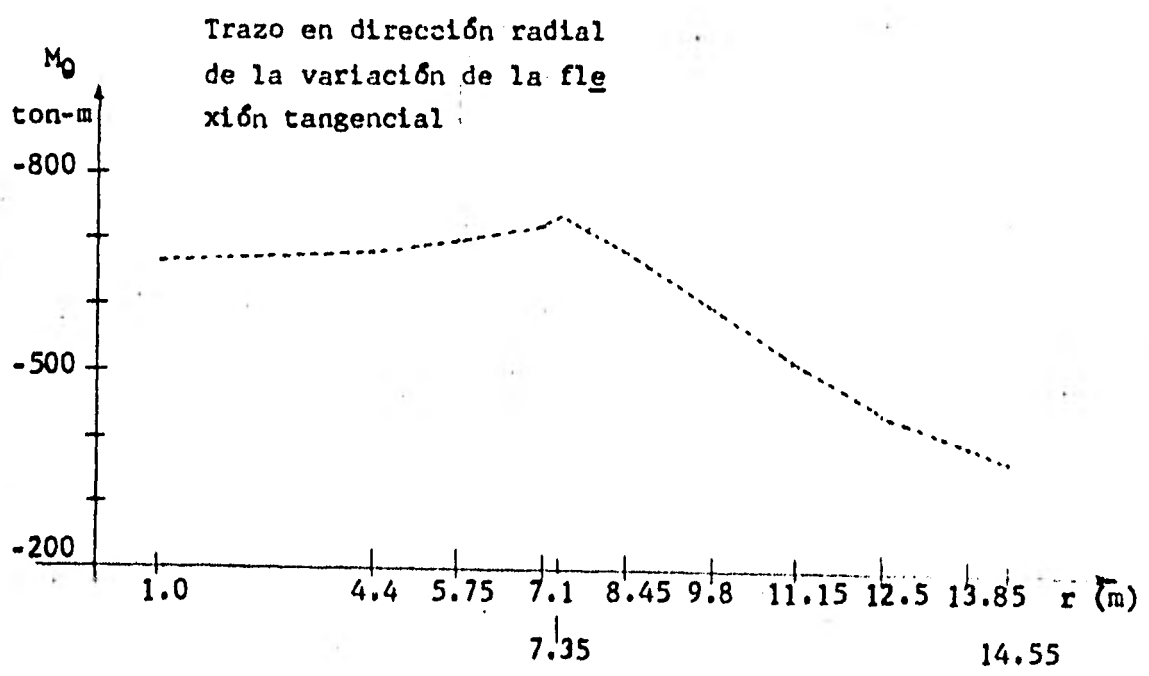
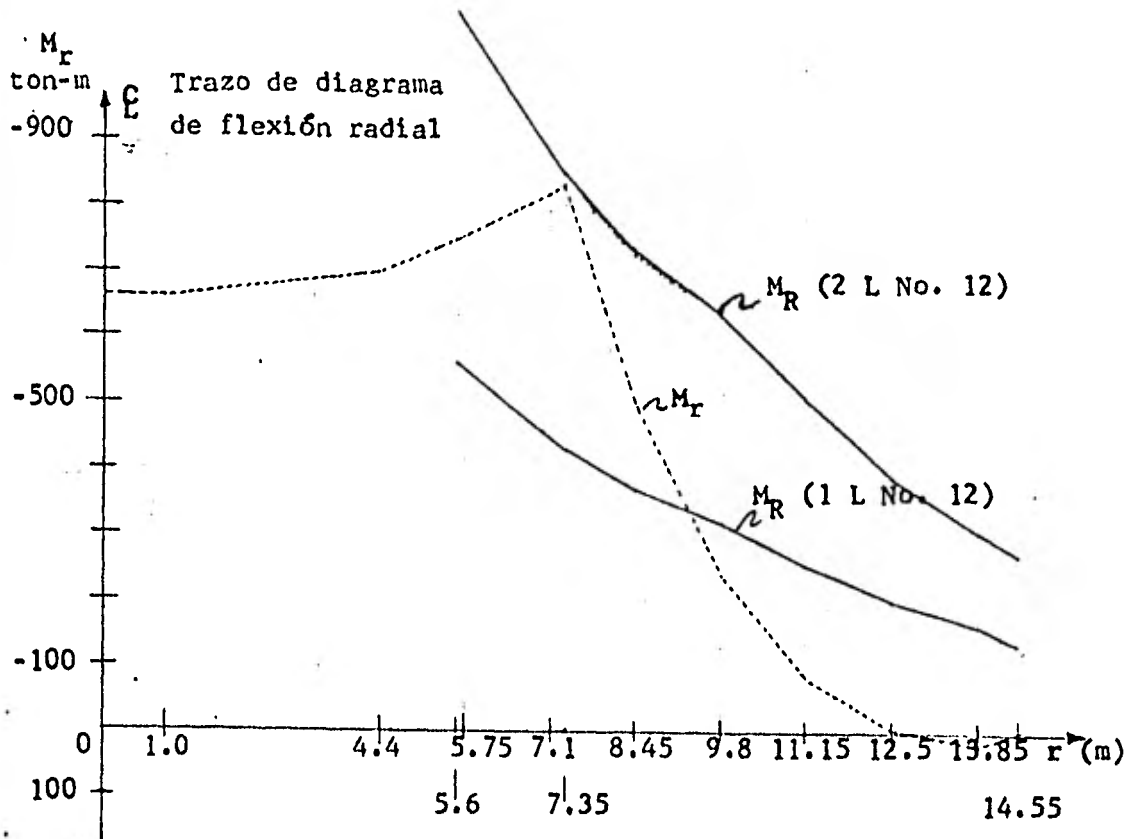
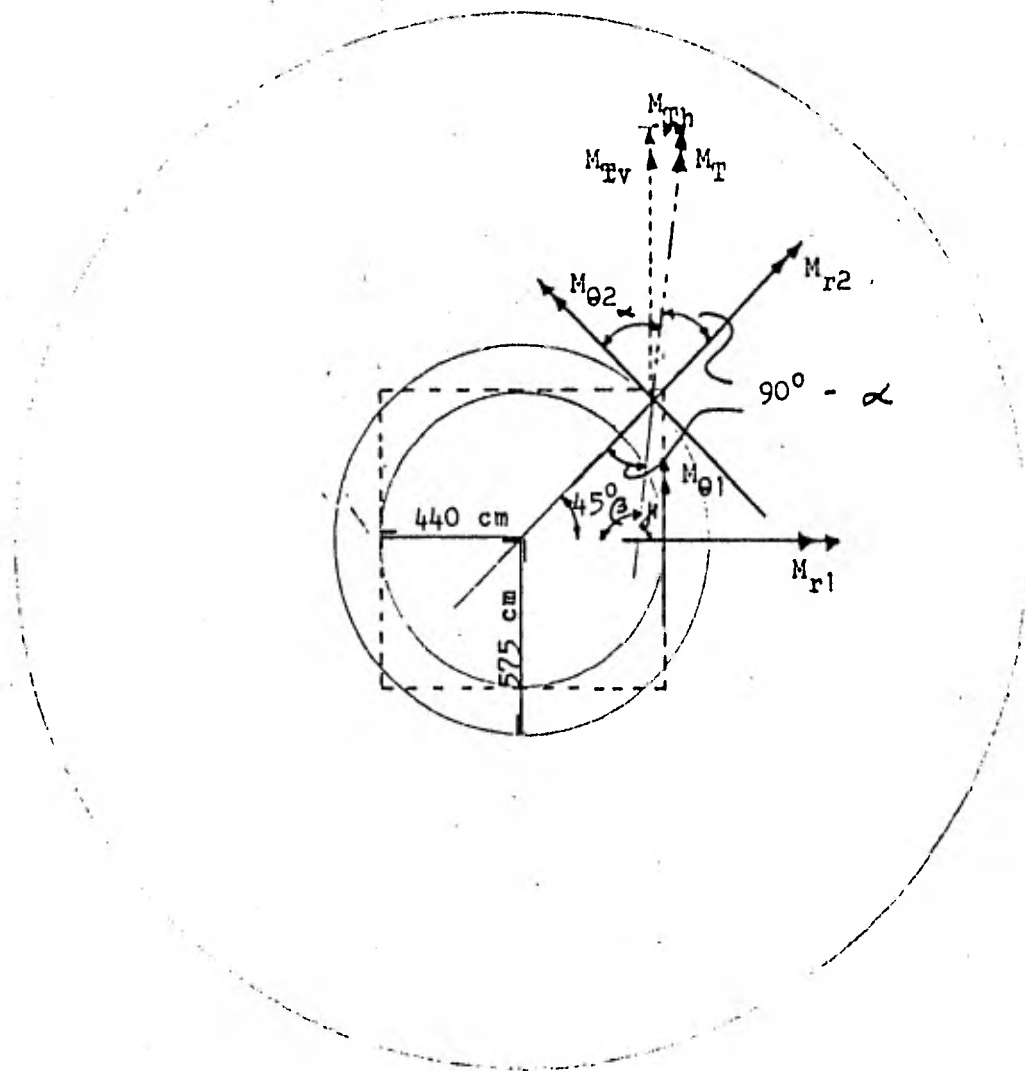
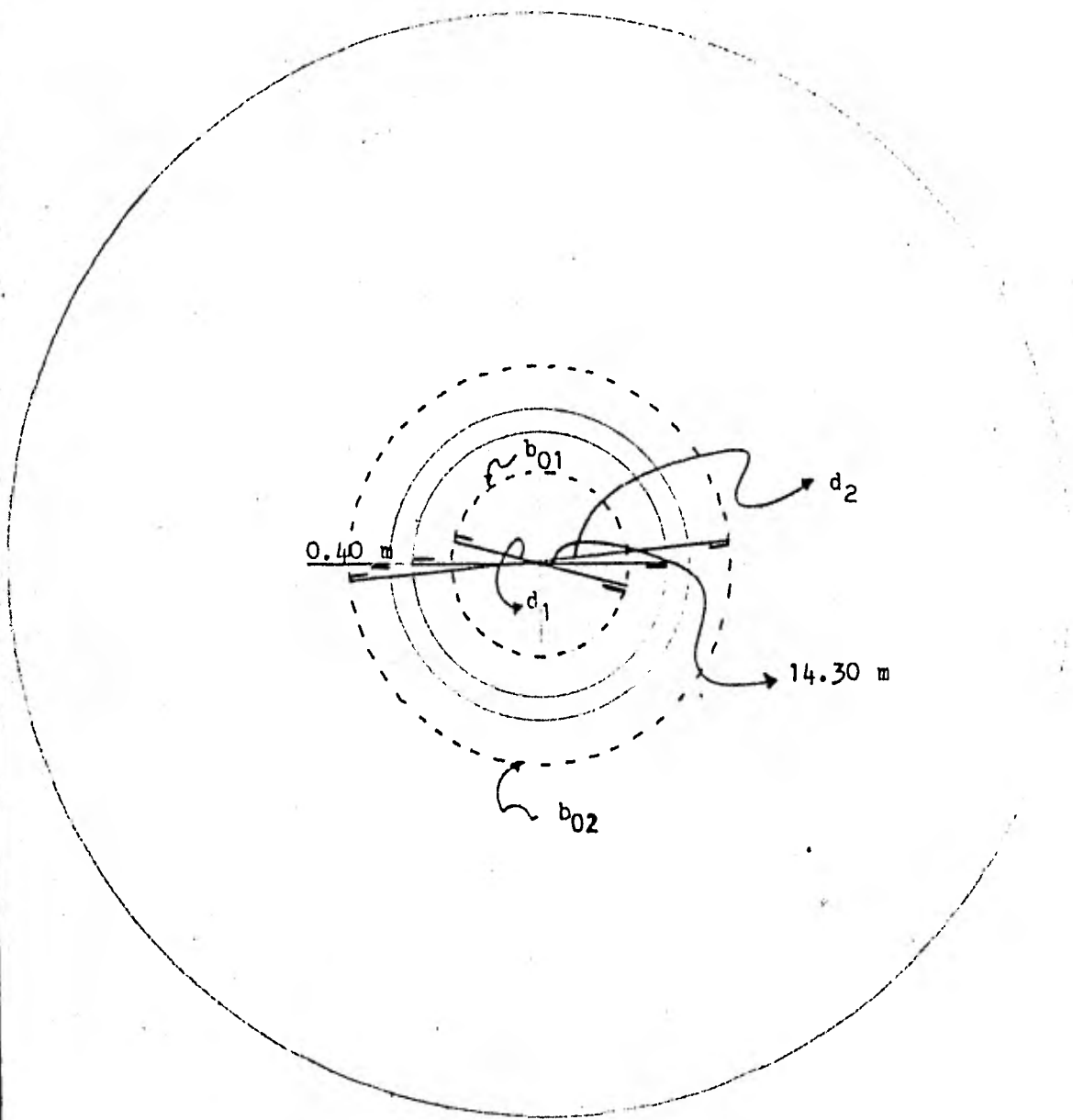


FIG. 21



F i g. 22



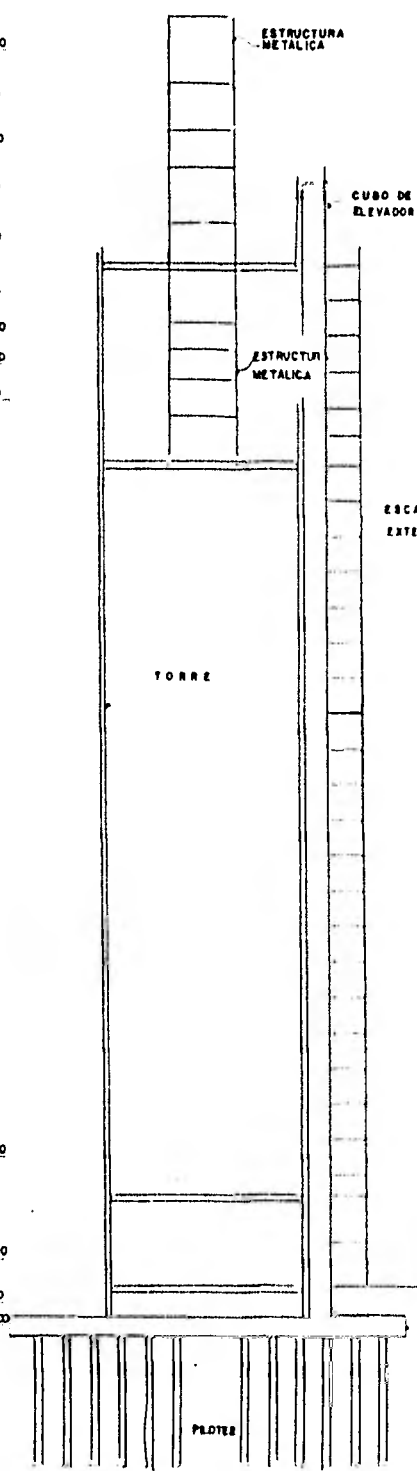
F 1 8. 23

7. REFERENCIAS

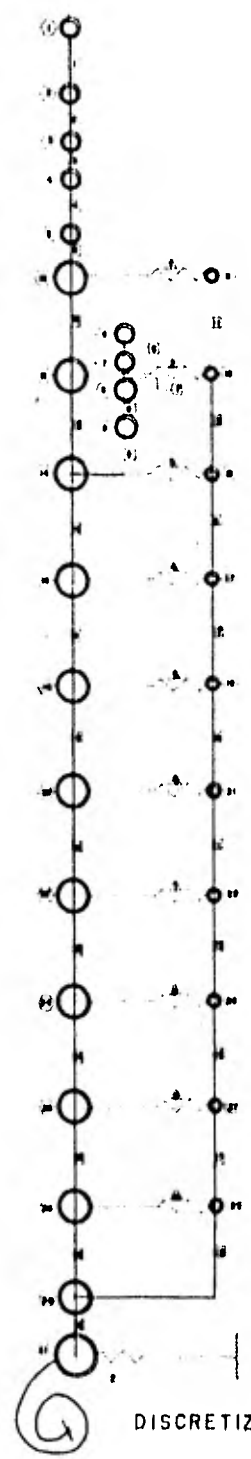
- 1.- Vibrations of Soils and Foundations
Prentice Hall, Inc. 1970; F. E. Richart, Jr.
J. R. Hall, Jr. and R. D. Woods
- 2.- Suggested Design and Construction Procedures for -
Pier Foundations ACI 336 - 72
- 3.- Análisis Sísmico Modal
Apuntes IPN ; Carlos Magdaleno
- 4.- Fundamentos de Ingeniería Sísmica
Editorial Diana, 1978; N. M. Newmark y -
E. Rosenblueth
- 5.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Manual de diseño por sismo
Título 406, Instituto de Ingeniería, U N A M - 1977
- 6.- Specification for the Design and Construction of Rein_
forced Concrete Chimneys ACI 307 - 69
- 7.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado
(ACI 318 - 77) y Comentarios
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
- 8.- Tablas para el Cálculo de Placas y Vigas Pared
Editorial Gustavo Gili, S. A. ; Richard Bares
- 9.- Reinforced Concrete Chimneys and Towers
A Viewpoint Publication, 1975; G. M. Pinfold

NTE 188.800
 N 188.200
 N 181.800
 N 179.800
 N 175.400
 N 171.800
 N 167.800
 N 166.800
 N 162.800
 N 161.400
 N 157.800

N 108.400
 N 100.800
 N 98.800
 NDC 96.800



N 164.800
 N 160.800
 N 148.800
 N 138.800
 N 128.471
 N 101.114
 (1) 79.7



ESTRUCTURA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

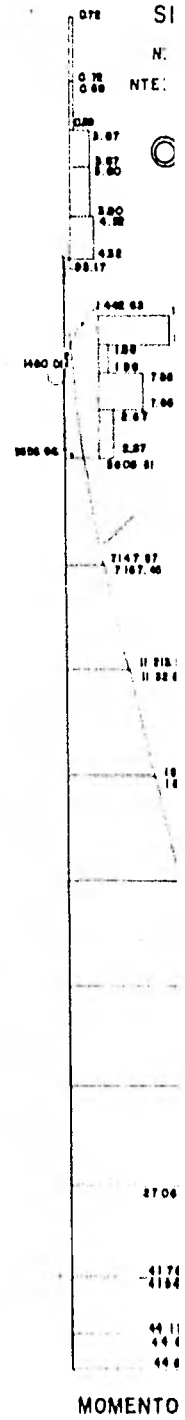
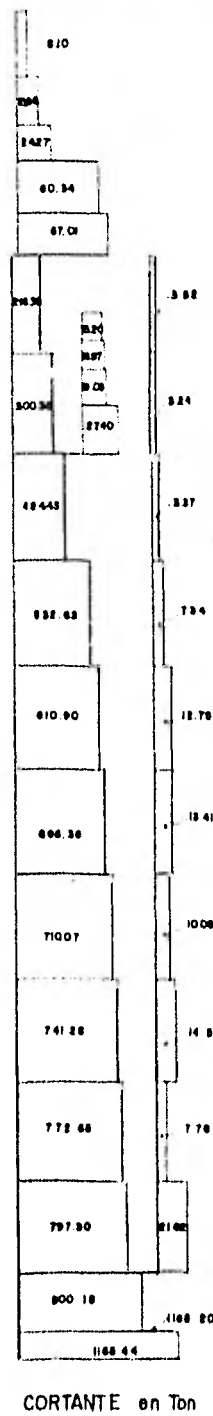
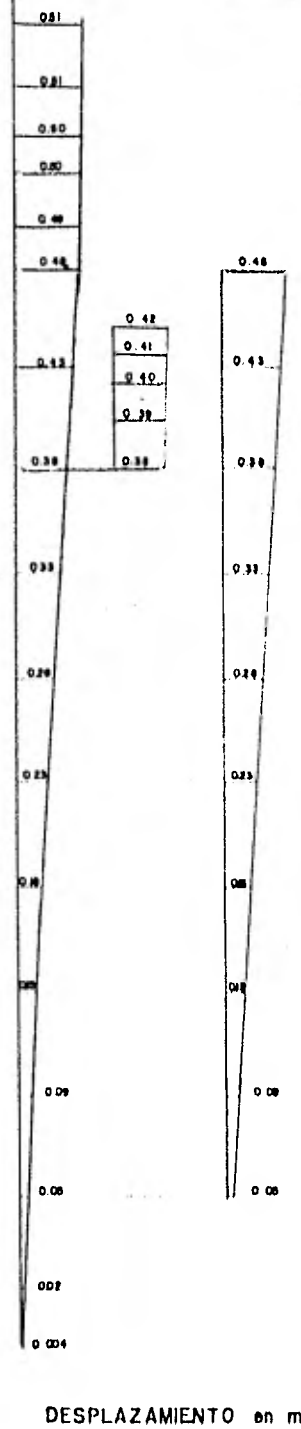
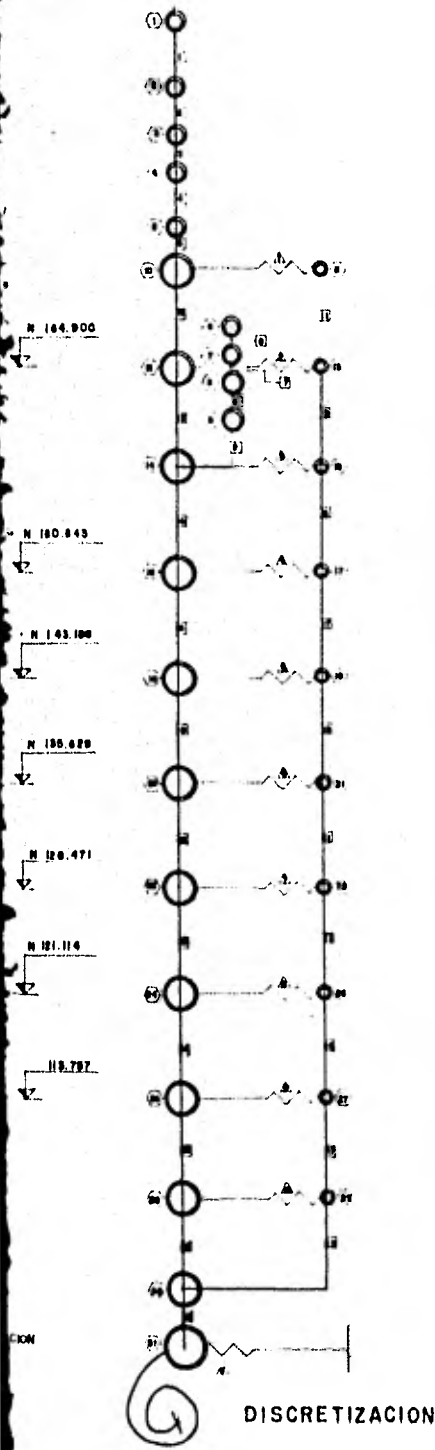
PROYECTO:
ANALISIS Y DISEÑO DE UNA TORRE DE
PROCESO PARA FERTILIZANTE DE
NITRATO DE AMONIO

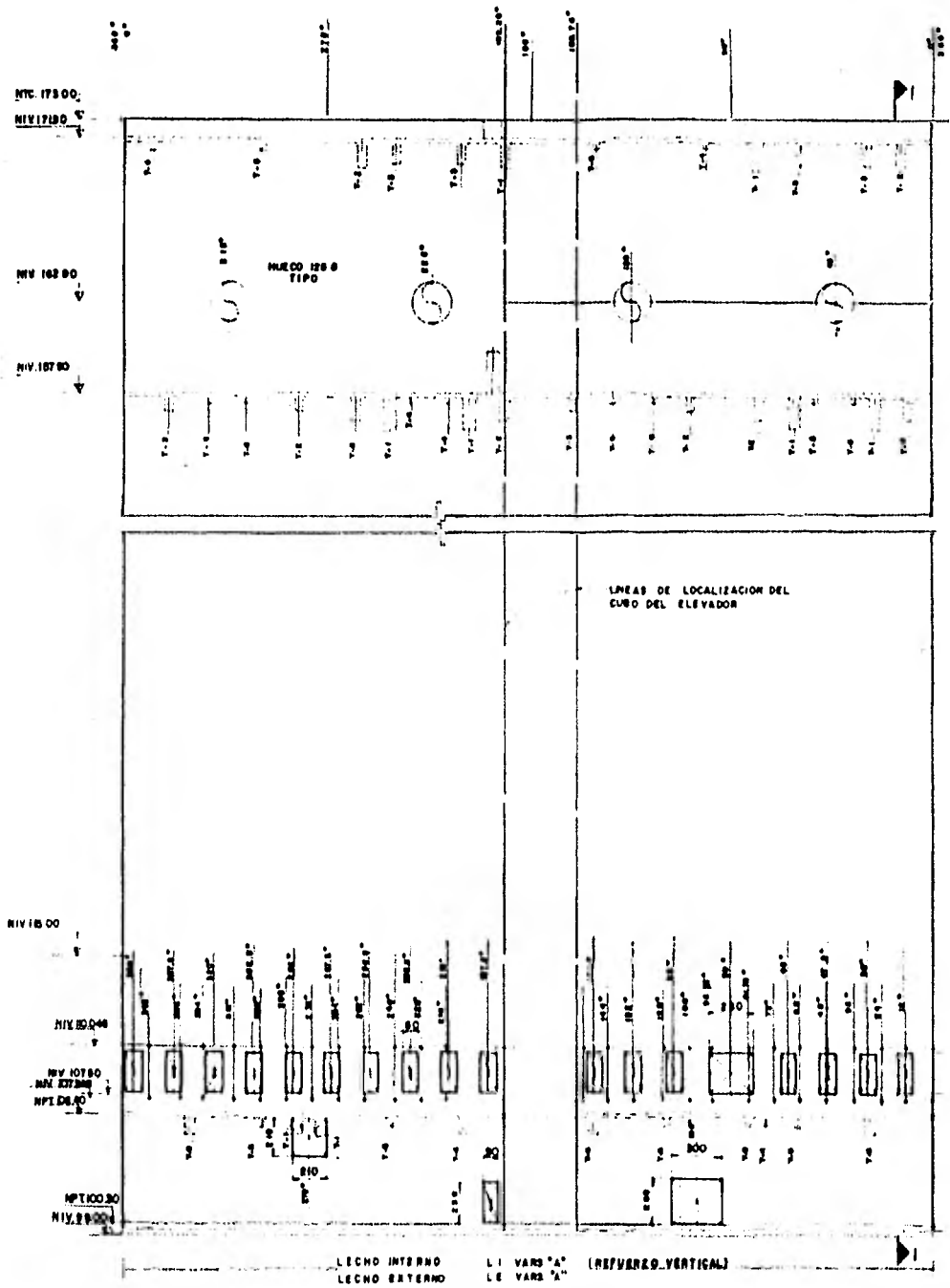
MODELO Y DIAGRAMAS DE ELEMEN

TESIS PROFESIONAL
EMIR HORACIO VELASCO

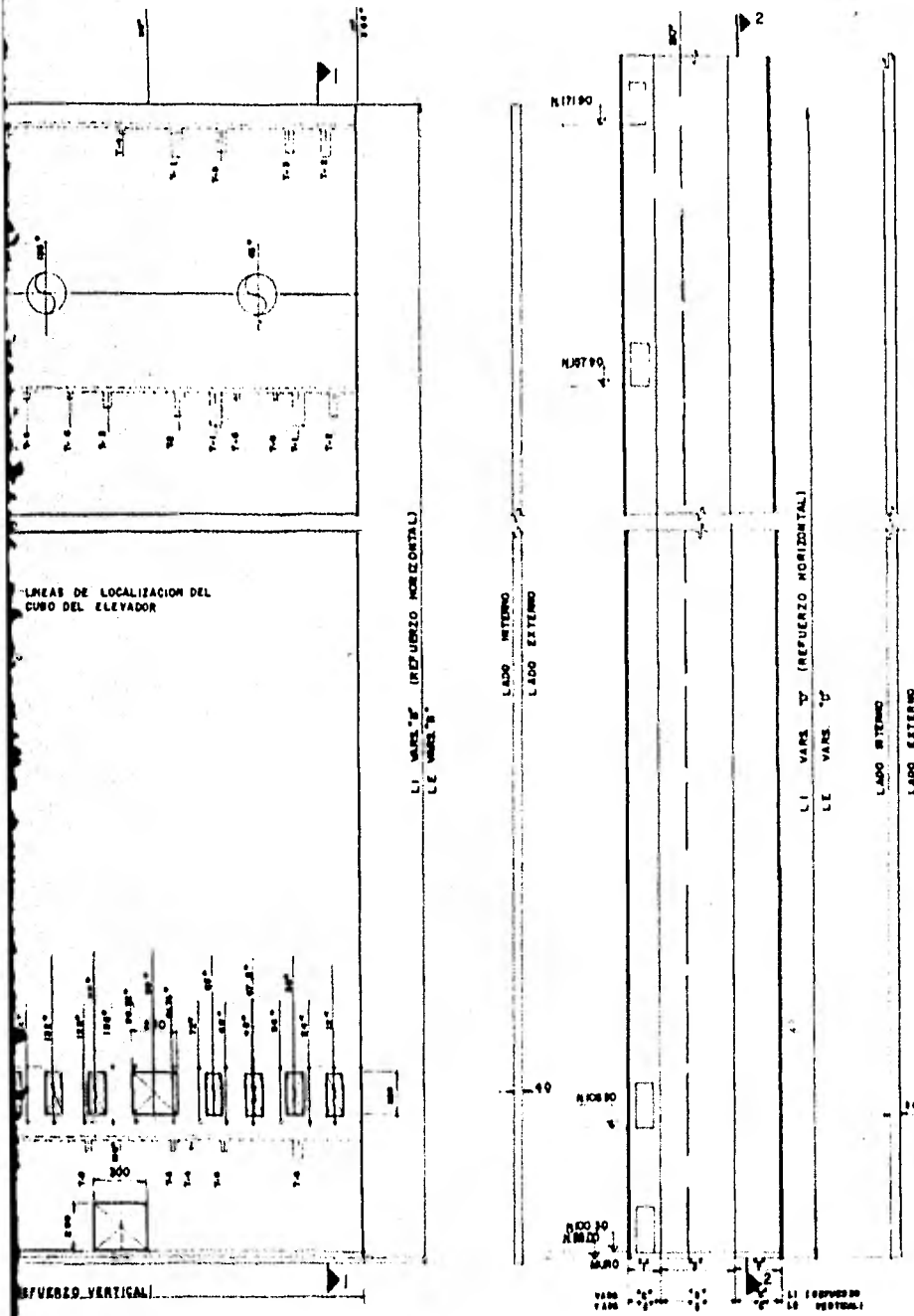
MEXICO, DF., abril - 1982

PLANO 1





ARMADO DE LA TORRE



MURO DE LA TORRE

VARILLAS "A"				VARILLAS "B"			
DIV. A	REV.	DISTRIBUCION	Ø - A.A.	DIV. A	REV.	DISTRIBUCION	Ø - A.A.
06.00	-116.00	0	10	07.00	-106.00	0	10
10.00	-100.00	0	00	10.00	-100.00	0	00
100.00	-100.00	0	00	100.00	-100.00	0	00
100.00	-100.00	0	00	100.00	-100.00	0	00
100.00	-100.00	0	00	100.00	-100.00	0	00

MURO DEL CUBO DEL ELEVADOR

VARILLAS "C"				VARILLAS "D"			
DIV. A	REV.	DISTRIBUCION	Ø - A.A.	DIV. A	REV.	DISTRIBUCION	Ø - A.A.
06.00	-100.00	0	10	06.00	-100.00	0	10
10.00	-100.00	0	00	10.00	-100.00	0	00
100.00	-100.00	0	00	100.00	-100.00	0	00
100.00	-100.00	0	00	100.00	-100.00	0	00
100.00	-100.00	0	00	100.00	-100.00	0	00

MURO DEL CUBO DEL ELEVADOR

VARILLAS "E"				VARILLAS "F"			
DIV. A	REV.	DISTRIBUCION	Ø - A.A.	DIV. A	REV.	DISTRIBUCION	Ø - A.A.
06.00	-100.00	0	10	06.00	-100.00	0	10
10.00	-100.00	0	00	10.00	-100.00	0	00
100.00	-100.00	0	00	100.00	-100.00	0	00
100.00	-100.00	0	00	100.00	-100.00	0	00
100.00	-100.00	0	00	100.00	-100.00	0	00

- NOTAS**
- 1- DIMENSIONES EN CENTIMETROS
 - 2- NIVELES EN METROS
 - 3- LOS TRASLAPES DEL REFUERZO VERT ALTERNARSE CON UNA SEPARACION VE DE MANERA QUE COMO MAXIMO SE VE REFUERZO EN UNA SECCION DADA

SIMBOLOGIA

- PLACAS PARA CONEXION DE EF

NTC : NIVEL TOPE DE CONCRETO
 NPT : NIVEL PISO TERMINADO

CORTE 1-1 ARMADO DEL CUBO DEL ELEVADOR CORTE 2-2

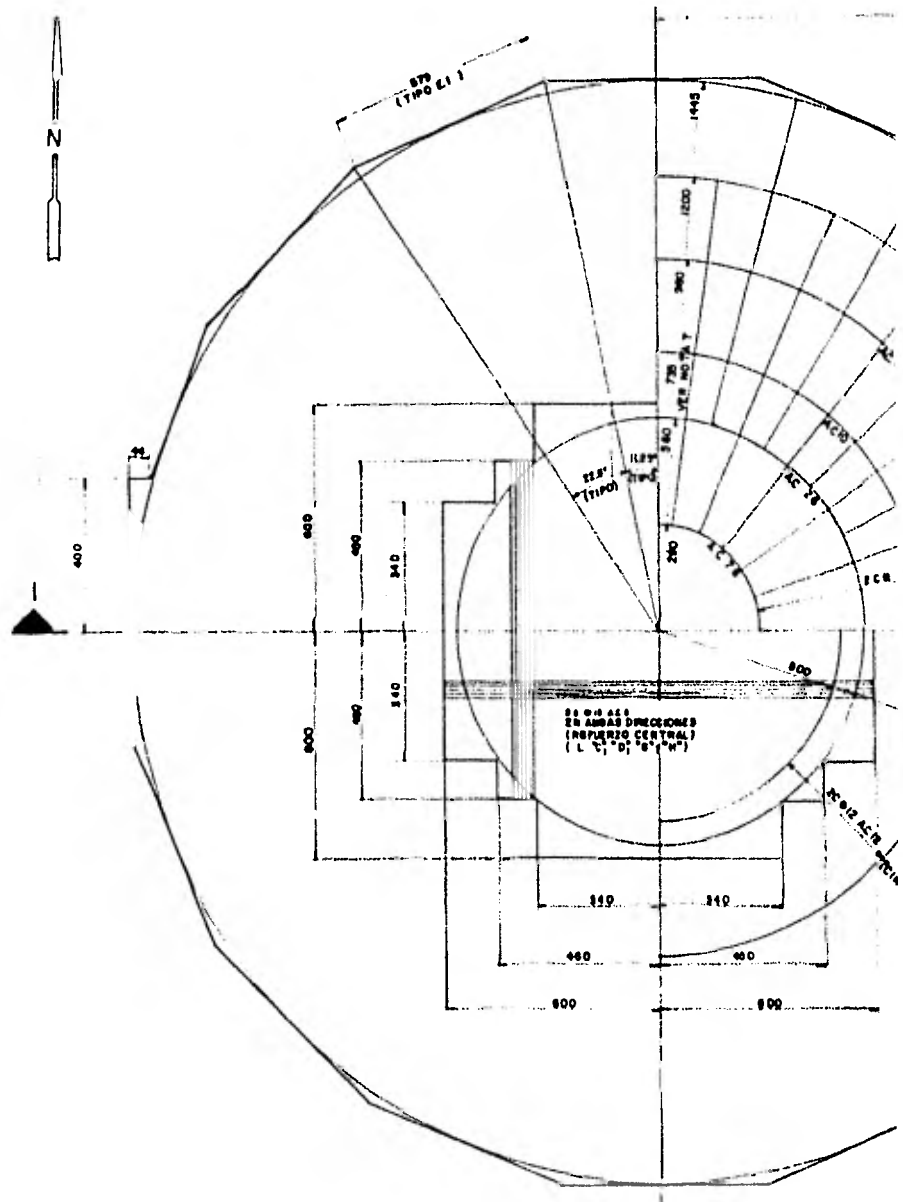
UNIVERSIDAD NACIONAL AUT
FACULTAD DE INGE

PROYECTO:
 ANALISIS Y DISEÑO DE UI
 PROCESO PARA FERTIL
 NITRATO DE AMI

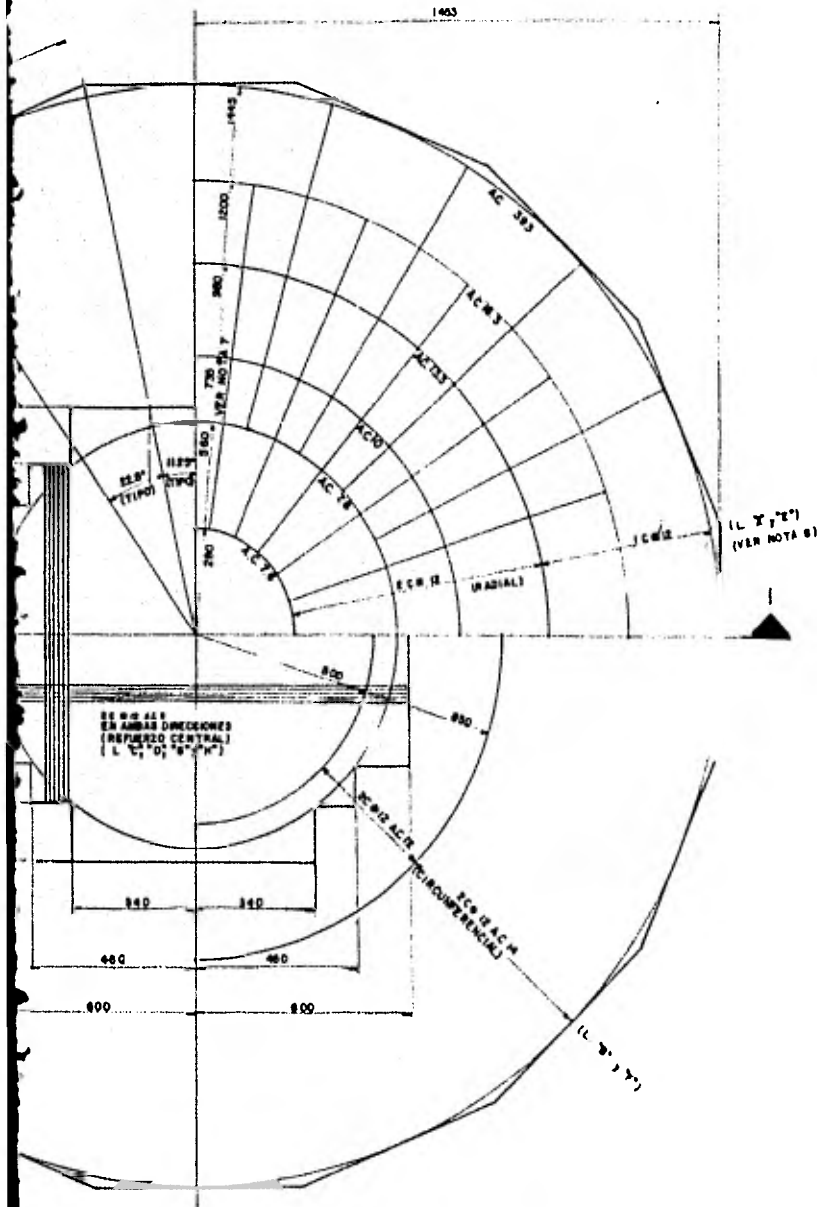
ARMADO DE TORRE Y CUBO

TESIS PROFE:
 EMIR HORACIO VELA

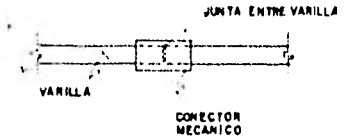
MEXICO, DF, abril 1988



PLANTA
 (REFUERZO TIPO EN LECHO INTERIOR VER NOTAS 4 A B)



PLANTA
(REFUERZO TIPO EN LECHO INFERIOR VER NOTAS 4 A 6)



DETALLE
CONEXION DE VARILLAS

NOTAS

1. CONCRETO $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
2. ACERO DE REFUERZO $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$
3. LOS LECHOS INFERIORES DE REFUERZO QUE A DOS CAMAS DEBERAN LOCALIZARSE LAS VARILLAS EN PLANO VERTICAL
4. LOS LECHOS "P" DEBERAN COLOCARSE EN EL SETICO CORRESPONDIENTE.
5. PARA REFUERZO DEL LECHO SUPERIOR VER C.O.
6. LA DISTRIBUCION DE CONECTORES EN EL REFUERZO DEBERA SER DE TAL FORMA QUE TENGAN EN UNA MISMA SECCION
7. LAS COTAS ESTAN REFERIDAS A PARTIR DE EL REFUERZO RADIAL EN LOS LECHOS "A" ALTERNARSE EN SU DESAPARTAMENTO

SIMBOLOGIA:

- C = CANA
- B = EXCEPTO INDICADO
- L = LECHO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE
FACULTAD DE INGENIERIA

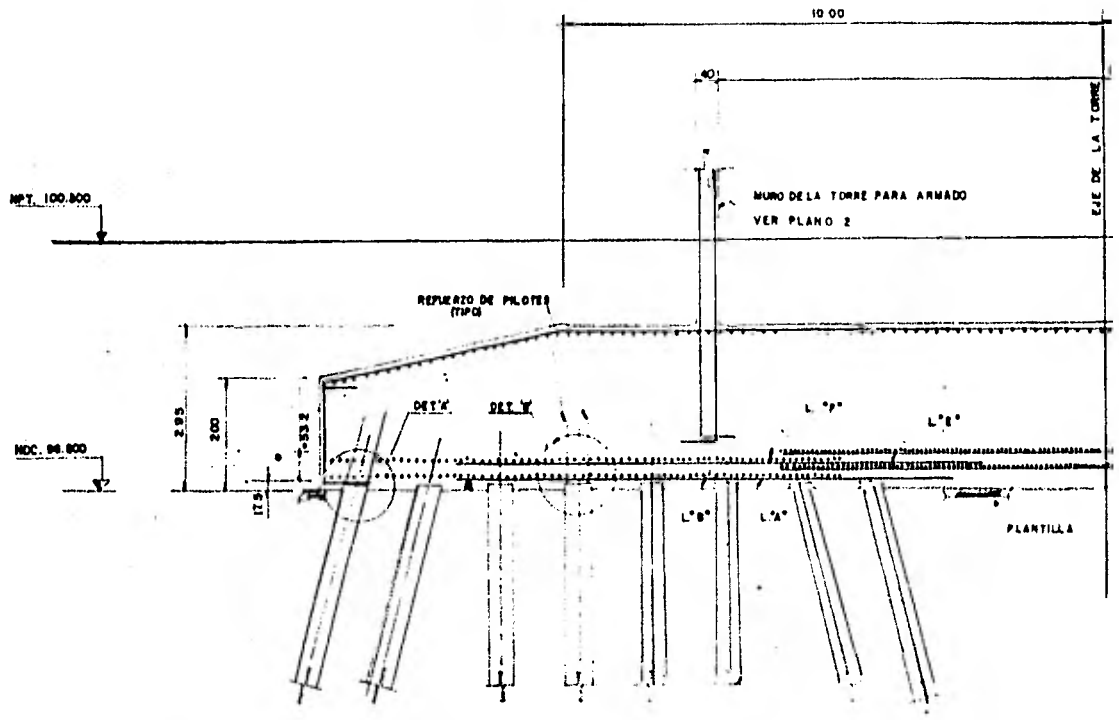
PROYECTO
ANALISIS Y DISEÑO DE UNA TORRE DE
PROCESO PARA FERTILIZANTE DE
NITRATO DE AMONIO

CIMENTACION ARMADO DE LOSA

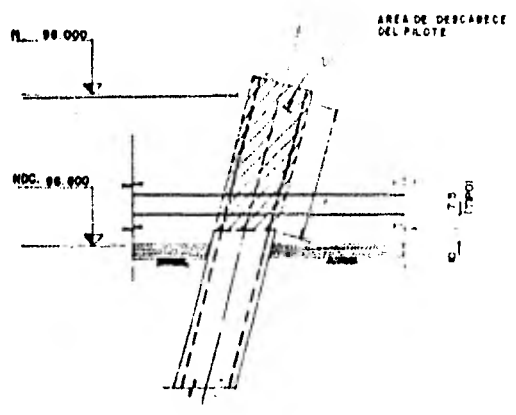
TESIS PROFESIONAL
EMIR HORACIO VELASCO VAZQUEZ

MEXICO, D.F., abril 1982

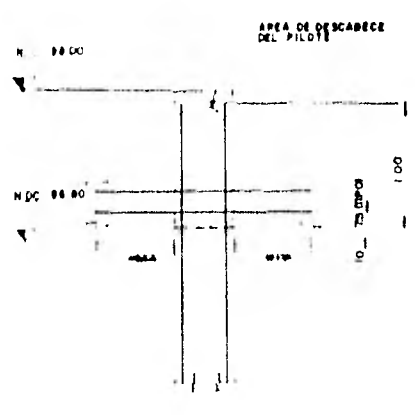
PLANO 3 DE 4



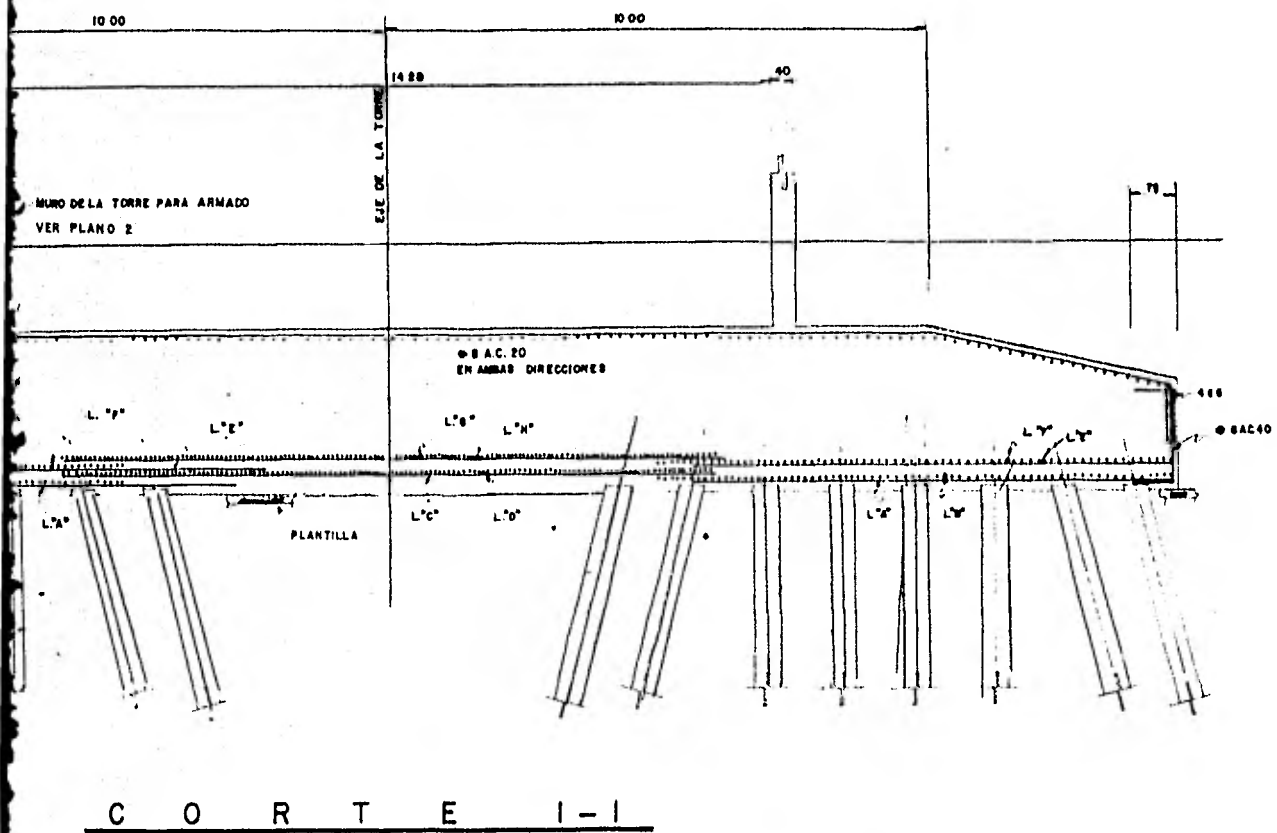
C O R T



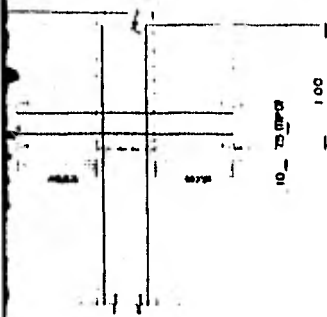
DETALLE "A"



DETALLE "B"



AREA DE DESCABECE
DEL PILOTE



DETALLE "B"

NOTAS

- 1- DIMENSIONES EN CENTIMETROS EXCEPTO INDICADAS
- 2- NIVELES EN METROS
- 3- NO DEBERA DE CORTARSE LAVARILLA EN EL AREA DE DESCABECE DEL PILOTE

SIMBOLOGIA

- N.P.T. NIVEL PISO TERMINADO
- N.T.P. NIVEL TOPE DE PILOTE
- M.D.C. NIVEL DESPLANTE DE CIMENTACION
- L. LECHO

UNIVERSIDAD NACIONAL
FACULTAD DE

PROYE
ANALISIS Y DISEÑO
PROCESO PARA FE
NITRATO DE

CIMENTACION: CORTE

TESIS PRC
EMIR HORACIO V

MEXICO, DF, abril-1982

P