

18
2 ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
DE ACATLAN

UN DISEÑO ALTERNATIVO PARA LAS
CHIMENEAS DE LAS CALDERAS DE UNA
PLANTA TERMoeLECTRICA

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JORGE A. NAVARRO GALINDO

EDO. DE MEXICO



1991

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

	page
INTRODUCCION	1
INGENIERIA CONCEPTUAL Y BASES DE DISEÑO.	2
ALCANCE.	2
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.	2
ACCIONES Y CARGAS.	2
DEFINICION.	2
ACCIONES PERMANENTES.	3
ACCIONES VARIABLES.	3
ACCIONES ACCIDENTALES.	3
MATERIALES.	4
INGENIERIA BASICA.	5
ANALISIS ESTADICO Y POR VIENTO.	8
ANALISIS ESTADICO.	8
DEFINICION DE CARGAS.	8
DESCARGAS EN LA BASE.	8
ANALISIS POR VIENTO.	10
INTRODUCCION.	10
CONSIDERACIONES BASICAS.	11
ANALISIS.	12
FUERZAS Y MOMENTOS EN CADA NIVEL.	15
ANALISIS SISMICO.	16
INTRODUCCION.	16
CONSIDERACIONES BASICAS.	16
ANALISIS.	18
ECUACION DIFERENCIAL DEL SISTEMA	19
PROPIEDADES DEL PUNTE DE LA COLUMNA.	19
MATRIZ DE FLEXIBILIDADES.	22
ECUACION CARACTERISTICA DEL SISTEMA.	23
VELOCIDAD ANGULAR, PERIODOS Y FRECUENCIAS.	27
FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO.	28
ANALISIS SISMICO CON UN PAQUETE DE DISEÑO.	34
DATOS SUMINISTRADOS AL PROGRAMA.	34
REFORTE DEL PROGRAMA (RESULTADOS).	34
COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.	34
DIFERENCIAS ENTRE LOS DOS METODOS DE ANALISIS.	34
OTRAS ALTERNATIVAS.	35
DISEÑO.	36
DISEÑO DEL PUNTE.	36
ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO.	36
REVISION DE ESFUERZOS.	37
REFORZAMIENTO DEL ALTO DE REFERENCIA.	39
DISEÑO DE LAS LORAS SOBRE LAS QUE SE APOYA EL TIRO.	40
ANALISIS.	40
REFORZAMIENTO DEL ALTO DE REFERENCIA.	41
CONEXIONES.	43
DISEÑO DE LAS MENSULAS O CANTELAS.	45
COMENTARIOS DEL REGLAMENTO DEL A.C.I.	45
REFORZAMIENTO.	46
DISEÑO DEL TIRO.	47
REVISION DE ESFUERZOS EN EL TIRO.	47
CIMENTACION.	49
REVISION DE ESFUERZOS EN EL SUELO.	49
DETERMINACION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO.	50

PROPORCIONAMIENTO Y REVISION..	51
CONCLUSIONES..	53
CONCLUSION..	53
ANEXO.	54
ANEXO A..	54
PLANOS..	56
BIBLIOGRAFIA..	57

I

INTRODUCCION

1: INTRODUCCION

Para la Central Termoelectrica de San Luis Potosi, ubicada en las cercanias de Villa de Reyes, S.L.P., a unos 40 km de la ciudad de San Luis Potosi, se requiri6 del dise~no de chimeneas para los gases de combusti6n de las dos calderas ah~ instaladas, para una capacidad nominal de las turbinas de 150-165 MW.

Para la contrataci6n del dise~no, la Comisi6n Federal de Electricidad elabor6 por su cuenta la ingenieria b6sica y contrat6 la ingenieria de detalle sobre esta base. El dise~no conceptual de la C.F.E. plante6 una idea novedosa, de incluir los dos tiros, manteniendo su independencia, en un solo fuste de concreto reforzado, de secci6n transversal circular, cuyo di6metro fue tal como para dar cabida a ambos.

El planteamiento original del propietario era de que los tiros, que habian de ser de tabique refractario, fueran auto-soportantes, sirviendo el fuste solamente para aislar los tiros y protegerlos del intemperismo.

El an6lisis efectuado mostr6 en primer lugar que para la condici6n s~stica especificada, los tiros requieren forzosamente de apoyos laterales intermedios a lo largo de su altura, y aun as~ se requerir~a incrementar su grosor en la base, lo que produce costos adicionales no contemplados originalmente. Por otro lado, el arreglo propuesto result6 en espacios amplios que seguramente facilitar~an las operaciones de mantenimiento e inspecci6n.

El presente trabajo de fin de carrera profesional, pretende mostrar el dise~no alternativo m6s o menos tradicional para condiciones semejantes, utilizando fustes independientes para cada tiro, y en el se exploran algunas ideas de estructuraci6n y constructivas --ya propuestas en diversas fuentes, que se mencionan en la bibliograf~a o resultado de comunicaciones personales--, que probablemente resulten en estructuras m6s econ6micas y de f6cil (relativamente) ejecuci6n. Los comentarios correspondientes se presentan durante el desarrollo de cada fase.

Como trabajo de tesis profesional, se prescribieron objetivos espec~ficos, segun los cuales no debia pretenderse hacer un dise~no exhaustivo de todos los detalles que suelen requerirse para una obra de esta naturaleza, resolviendo sin embargo los problemas fundamentales de este tipo de dise~no, y dejando sin desarrollar solamente detalles secundarios menores.

II
INGENIERIA CONCEPTUAL
Y
BASES DE DISEÑO

2: INGENIERIA CONCEPTUAL Y BASES DE DISEÑO

2.1: ALCANCE

En este capítulo se pretende definir las características generales que regirán el análisis y el diseño, tales como las especificaciones que se utilizarán; las cargas y tipos de materiales; además de la ingeniería básica (formas y dimensiones). En fin, se presentarán los parámetros generales de todo aquello que pueda influir en el comportamiento de la chimenea.

2.2: ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.

Las especificaciones que regirán el diseño y análisis de la chimenea serán:

- a) El reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-83) del American Concrete Institute. Que a partir de ahora se denominará el ACI.
- b) Las especificaciones para el diseño y construcción de chimeneas de concreto reforzado del ACI standard 307-79.
- c) El Manual de Obras Civiles de la CFE (viento, sismo, chimeneas etc.)
- d) En caso de ser necesario acero estructural o como consulta en situaciones especiales se usará el Manual de Construcción en Acero del AISI o de ser posible la versión del mismo que publicó el IMCA (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero).

e) Las especificaciones para materiales del "American Society For Testing and Materials", recopiladas en el libro: "ASTM Standards in Building Codes", séptima edición. Que a partir de ahora se denominará ASTM.

2.3: ACCIONES Y CARGAS.

2.3.1: DEFINICIÓN.

En el diseño de estructuras de concreto reforzado, los miembros deben proporcionarse para una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones del reglamento autorizado (en este caso el ACI), utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia que ahí se especifican.

Como acción se considerará a todo agente externo o inherente a la estructura y/o a su funcionamiento, cuyos efectos en una estructura pueden hacer que esta alcance un estado límite. (1)

Para fines de diseño, las acciones se presentan usualmente por medio de sistemas de carga y/o de deformaciones cuyos efectos sobre la estructura se suponen equivalentes a los de las acciones reales.

En el diseño de esta estructura se comprenderá el efecto combinado de todas las acciones que tengan la probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

En este capítulo se presentan los criterios para la evaluación de las acciones y las combinaciones que deben considerarse en el diseño de la chimenea.

Se consideran tres categorías:

2.3.2: ACCIONES PERMANENTES.

Acciones Permanentes son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía en el tiempo y son:

2.3.2.1: CARGA MUERTA.

Dentro de la que se considera el peso propio, tanto de los elementos estructurales como no estructurales, incluyendo instalaciones y equipo que ocupen una posición fija y permanente en la construcción, y el peso estimado de elementos que, posteriormente, puedan colocarse en forma permanente. Particularmente consideraremos como carga muerta el peso propio del tiro y del fuste, revestimientos, aislamientos. Es conveniente mencionar que aunque en nuestro caso están excluidos, en las ocasiones en que la cantidad así lo amerite, será necesario considerar cargas de polvos o cenizas adheridas.

2.3.2.2: EMPUJE ESTÁTICO DE TIERRAS.

El empuje estático de tierras, en caso de existir y ser necesario, se considerará al analizar la cimentación.

2.3.3: ACCIONES VARIABLES.

Acciones Variables: Son las que actúan sobre una estructura con una intensidad variable en el tiempo.

En la chimenea en realidad no existen cargas vivas, lo único que podría considerarse como tal, es el tremendo cambio de temperaturas que existe y que provocaría dilataciones y contracciones, sin embargo, se tomarán las precauciones necesarias para proveer un aislamiento eficaz que disminuya o elimine el efecto de la temperatura en el concreto.

2.3.4: ACCIONES ACCIDENTALES.

Estas no se deben al funcionamiento propio de la construcción y pueden alcanzar valores significativos solo durante lapsos breves, sin embargo, en las chimeneas, estas tienen que ser revisadas con especial cuidado, porque debido a su esbeltez y altura este tipo de acciones son las que más problemas ocasionan.

En nuestro caso particular las acciones accidentales que se analizan son:

2.3.4.1: VIENTO.

Se considerarán los principales efectos que el viento causa en la estructura, usando criterios para cuantificar dichos efectos, basados en la región de la República Mexicana en que se encuentre la chimenea y los datos publicados para los periodos de recurrencia.

Se pueden tomar en cuenta los siguientes efectos del viento:

- a) Presiones y succiones estacionarias, debidas a la acción del viento medio.
- b) Empujes dinámicos paralelos y perpendiculares al flujo principal, causados por turbulencia. (solo en el caso de que su consideración quede contemplada en las normas correspondientes).
- c) Vibraciones transversales al flujo principal, provocadas por vórtices alternantes. (solo en el caso de que su consideración quede contemplada en las normas correspondientes).

2.3.4.2: SISMO.

Con base en el espectro de diseño para el lugar de construcción de la chimenea, especificado por la CFE, se analizarán los efectos que un sismo provocaría. Dicho espectro se muestra en el capítulo llamado "Análisis Sísmico".

2.4: MATERIALES.

Puesto que se trata de una chimenea de concreto reforzado se utilizarán los siguientes materiales:

Por especificación: (Ver (211)

Agregado. El tamaño máximo del agregado grueso no debe exceder 1/8 del espesor de la sección, ni 1/2 de la menor distancia libre entre varillas de refuerzo.

Concreto. La resistencia especificada del concreto a 28 días será de 200 kg/cm² como mínimo, y la relación agua - cemento, en peso, incluida la humedad libre de los agregados, no excederá 0.53. En el caso que nos concierne, se usará, salvo indicación contraria, concreto con resistencia de 250 kg/cm².

Refuerzo. El acero tendrá como mínimo un fy = 4200 kg/cm² (de acuerdo con la norma oficial mexicana B-6-1987, acero grado 42). El refuerzo anular deberá colocarse por fuera del refuerzo vertical exterior y será atado o soldado a él a intervalos de no más de 0.6 m, tanto en vertical como en horizontal. El recubrimiento libre del refuerzo anular será de 6 cm como máximo y de 3 cm como mínimo. Se evitará que los traslapes de las varillas del refuerzo vertical queden todos en una misma sección horizontal. Se recomienda que en cada sección se traslape no más de un tercio de las varillas verticales.

Además de las varillas exigidas por el cálculo, toda sección del fuste cuyo

espesor sea de 0.45 m o más llevará en su cara interna un refuerzo vertical mínimo de varillas del No. 4 a 0.6 m entre centros, y un refuerzo anular mínimo de varillas del No. 4 a 0.30 m entre centros. Mas aclaraciones podrán encontrarse en el capítulo en que se proporciona el acero de refuerzo para el fuste.

Para el tiro, por las necesidades del proceso, se utilizara tabique refractario, escogido con base en los elementos que contienen los gases que conducira la chimenea, y sobre todo resistente al acido sulfurico.

Se hizo un estudio del tabique refractario existente en el mercado y se decidió diseñar el tiro con el tabique refractario cuyas características son: (datos proporcionados por el fabricante).

Análisis Químico:

Oxido de Silicio	64 - 68 %
Oxido de Aluminio	23 - 27 %
Oxido Férrico	5.0% máximo
Oxido de Calcio	2.0% máximo
Oxido de Titanio	1.5% máximo
Alcalis	4.0% máximo

Propiedades Físicas.

Peso por volumen	2.10 ton/m ³
Cono paracétrico	CPE 15 como mínimo
Porosidad aparente	15% máximo
Modulo de ruptura	70 kg/cm ²

Resistencia Química

De acuerdo a la norma ASTM 279 - 54

Ladrillo tipo H (Ladrillo usado para altas temperaturas cuando la absorción no es requerida).

Dimensiones probables en cm.

22.86 x 11.43 x 8.89
22.86 x 11.43 x 6.35

Los anillos circulares apoyados en el fuste (ver la ingeniería básica) serán prefabricados con concreto cuya resistencia sea 300 kg/cm².

2.5: INGENIERIA BASICA.

En esta parte se pretende proporcionar la chimenea; todas las dimensiones aquí mencionadas serán las utilizadas para el calculo, sin embargo, no serán definitivas, pues según los resultados obtenidos podrá o no convenir hacer

algunos cambios.

De un dimensionamiento correcto dependerá que la obra cumpla sus funciones satisfactoriamente y que su operación resulte económica. En especial conviene señalar que las dimensiones del ducto de gases (altura y diámetros interiores) influyen sobre la eficiencia de la combustión, la economía del combustible, la contaminación atmosférica, la formación de depósitos ácidos en las paredes interiores y, por tanto, sobre la resistencia al flujo de gases y a la corrosión; tienen, además, influencia sobre las acciones térmicas y el tiro necesario para mantener velocidades de flujo adecuadas. Por último, un dimensionamiento correcto reduce los gastos de mantenimiento, reparación y prolonga la vida útil de la obra. (2)

Para determinar el tipo de chimenea, es necesario hacer un análisis económico en el que se incluyan los siguientes puntos:

- a) Costo inicial de la chimenea, incluidos revestimientos, ductos internos, aislamientos y cimentación.
- b) Vida útil de la instalación y posibilidades de cambio en la capacidad instalada, en el régimen de operación o en el combustible empleado.
- c) Vida útil de la chimenea.
- d) Costos de operación, de reparación y mantenimiento que no signifiquen interrupción en el funcionamiento de la chimenea.
- e) Efectos económicos de una falla de la chimenea o de la interrupción de su funcionamiento por reparaciones mayores.
- f) Cuando haya varias unidades, posibilidad de servir las mientras una de las chimeneas es reparada o sometida a operaciones de mantenimiento.
- g) Valor residual, dificultad y costo de desmantelar o demoler la chimenea.
- h) Costos de reposición.
- i) Costos financieros.

En realidad, todos estos datos se muestran como conocimiento general pues el objetivo de esta tesis se enfocó directamente al análisis y al diseño; pero tomando en cuenta los incisos anteriores fue como se decidió que lo más conveniente era que la chimenea se hiciera de concreto reforzado.

Para el caso particular de la chimenea que se analizara, tomando en cuenta las necesidades del proceso, se indicó que el tiro debería tener las dimensiones mencionadas en la tabla 1.1 y a la estructura como resultado de diferentes pruebas en el análisis, se le proporcionaron las siguientes dimensiones:

Tabla 1.1

Punto	Altura	Diametros		Espesor
		TIRO (interior)	FUSTE (exterior)	
10	114.0	4.90	7.50	0.25
9	102.6	4.90	7.50	0.25
8	91.2	4.90	7.50	0.25
7	79.8	4.90	7.50	0.25
6	68.4	4.90	7.50	0.30
5	57.0	4.90	7.50	0.30
4	45.6	4.90	7.50	0.30
3	34.2	5.70	9.00	0.35
2	22.8	6.50	10.50	0.40
1	11.4	6.50	12.00	0.45
0	0.0	6.50	13.50	0.50

La tabla 1.1 se complementa con el plano C - 101 adjunto en este trabajo.

El tiro se soportara por medio de losas circulares -- anillos circulares apoyados en el fuste --, prefabricados por partes. En esta tesis se supondran divididos en tres partes iguales, pero se podra dividir en mas o menos partes segun le convenga al contratista para facilitar el proceso constructivo, sin que esto represente cambios en el disenol. Para el calculo se supondran 0.60 m. de espesor. Ver plano C - 102 para mayores detalles.

III
ANALISIS ESTATICO
Y
FOR VIENTO

3: ANALISIS ESTADICO Y POR VIENTO.

3.1: ANALISIS ESTADICO.

3.1.1: DEFINICION DE CARGAS.

3.1.1.1: CARGA MUERTA.

Como ya se mencionó con anterioridad, las *cargas muertas* son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. En el caso particular de esta chimenea, éste está constituido por el peso propio de la estructura, es decir, el fuste con anillos de apoyo, etc. mas el del tiro, que es el ducto construido con tabique resistente a los efectos de temperatura y a los condensados corrosivos propios de la combustión (ácido sulfúrico entre otros). Otros pesos menores, como aditamentos, luces, la plataforma superior que que a veces se construye, escalas, etc. se suponen comprendidos en los anteriores, por el redondeo en los pesos volumétricos considerados.

Para fines de analizar la *carga muerta* se usará como peso del concreto armado 2.4 ton/m^3 y como peso del tabique refractario, según las características del mismo, 2.1 ton/m^3 ; siendo de concreto reforzado el fuste y las losas de apoyo, y de tabique refractario el tiro.

3.1.1.2: CARGA VIVA.

Según las especificaciones no es necesario, salvo casos especiales, considerar *carga viva*; en este caso la única posibilidad de que hubiera *carga viva*, sería al darle mantenimiento, pero aunque ésta existiera se considera que es despreciable, debido a lo chica que es comparada con la *muerta*.

3.1.2: DESCARGAS EN LA BASE.

Las *descargas en la base* y en general en cada nivel se muestran en la tabla 11.1, que está basada en la geometría descrita para la chimenea en el capítulo correspondiente.

Los datos mostrados en la tabla se obtuvieron de la siguiente manera:

Altura.- Como ya se menciona con anterioridad la chimenea se divide en tramos de 11.4 m, las propiedades que se muestran corresponden a la altura indicada en este punto.

Tabla II.1

ANÁLISIS ESTÁTICO

	ALTURA m	Diámetro		Espesor cm	Área m ²	W fuste m ³	W tiro m ³	W leñas m ³	Suma nivel		Acumulada ton	
		tiro m	exterior m						ton	tot		
10	114.00	4.9	7.50	25	5.69			11.50	27.60	27.60		
9	102.60	4.9	7.50	25	5.69	84.91			155.79	185.39		
8	91.20	4.9	7.50	25	5.69	64.91	41.66	11.50	270.88	454.27		
7	79.80	4.9	7.50	25	5.69	84.91			155.79	610.07		
6	68.40	4.9	7.50	25	5.69	64.91	41.66	11.50	270.98	980.35		
5	57.00	4.9	7.50	30	6.79	77.36			275.65	1255.61		
4	45.60	4.9	7.50	30	6.79	77.36	41.66	10.20	235.12	1365.74		
3	34.20	5.7	9.00	35	9.51	92.46			321.30	1587.55		
2	22.80	6.5	10.50	40	12.69	126.12	48.31	22.60	159.29	2045.93		
1	11.40	6.5	12.00	45	16.33	164.98			295.96	2441.89		
0	0.00		13.50	50	20.42	209.04	54.35		427.27	3058.98		
Sumas :							1066.97	228.24	67.70	2058.91		

Tabla II.1

Espesor. - Es el espesor que corresponde a cada tramo de la chimenea, el cual es constante en cada claro.

Area. - Se trata de la seccion transversal en la base de cada tramo; obtenida de la siguiente manera:

$$(D/2)^2 \cdot \pi - (D/2 - Esp)^2 \cdot \pi$$

donde:

D = Diametro exterior del fuste en m.

Esp = Espesor del tramo que corresponda, en m.

W fuste. - Volumen propio del fuste, en metros cúbicos. Area de la seccion transversal por la altura del tramo (11.4 m). Excepto en los tramos donde el diametro cambia con la altura, en estos casos se sacara el volumen usando la formula del cono truncado; para hacerlo, se obtiene el volumen con lo diámetros exteriores y se le resta el volumen obtenido usando los diámetros interiores. La fórmula para obtener el volumen de un cono truncado es la siguiente:

$$V = (R^2 + r^2 + Rr) \cdot \pi \cdot h/3$$

donde:

R = radio inferior del tramo considerado.

r = radio superior del tramo considerado.

h = altura del tramo, en este caso siempre es 11.4 m.

W tiro. - Volumen propio del tiro, en metros cúbicos. Se supone de 11.4 cm. (4.5 pulgadas) de espesor ancho del tabique refractario, con un diametro interior segun se indica en la tabla. (constante en toda su longitud) y suponiendo para el calculo una altura de 23.2 m (11.6 * 2), por lo que es necesario aumentarle en cada tramo para su conexcion. Donde el tiro cambia de diametro se calcula su volumen en forma analogo a la del fuste.

W losa. - Volumen de la losa de apoyo (en forma circular de 0.60 cm de espesor, más el volumen extra de la mensula necesaria para apoyar la losa; en metros cúbicos. Para calcularlo se usó lo siguiente):

$$V = V_1 + V_2$$

$$V_1 = \pi r^2 \cdot 1.10 \cdot \pi \cdot 0.60$$

y

$$V_2 = \text{Area} \cdot \pi \cdot D_a$$

sea:

$$r_0 = D_{\text{fuste}} - \text{Esp.}$$

$$r_1 = D_{\text{fuste}} + 0.155$$

$$D_m = D_{\text{fuste}} - (2 \cdot \text{Esp.}) - 0.10$$

donde:

V_1 Volumen de la losa de apoyo.

V_2 Volumen de la ménsula.

r_0 Radio exterior del fuste.

r_1 Radio interior del tiro.

Area Area de la sección transversal del lugar donde se apoya la losa.

W total.- Peso absoluto de cada tramo de chimenea en toneladas.

$$(W \text{ fuste} + W \text{ losa}) \pm 2.40 + W \text{ tiro} \pm 2.10$$

Suma nivel.- Suma del peso propio de cada nivel.

Acumulada.- Peso que corresponde al nivel más la suma del peso de los niveles superiores.

3.2: ANALISIS POR VIENTO.

3.2.1: INTRODUCCION.

Las fuerzas por viento y por sismo forman la mayor carga externa aplicada que afecta a las estructuras en forma de torre, por esto es que se analizan con especial cuidado los efectos del viento en este capítulo y los del sismo en el siguiente.

Los movimientos del aire a lo largo de la superficie de la tierra constituyen en esencia un estrato turbulento límite. Para un observador que está en un punto fijo esto toma la forma de un viento que sufre cambios constantes de dirección y velocidad. La velocidad principal aumenta con la altura desde un valor bajo en la proximidad del suelo hasta lo que puede denominarse como la velocidad con flujo libre a una altura aproximada de 300 metros. Los estudios meteorológicos de velocidades de viento muestran que las variaciones son aleatorias y muy complejas. La frecuencia con que se dan los cambios varía desde días y horas hasta fracciones de segundo. Por estas razones se utilizan estudios probabilísticos para evaluar las velocidades del viento. (5)

Al estudiar los efectos del viento en una determinada localidad, la

recolección y el análisis de los datos de campo es, por supuesto, lo más deseable. En la práctica, sin embargo, la obtención de los datos en el campo es laboriosa y requiere de una gran cantidad de tiempo y de gastos, en consecuencia, se utilizan los estudios en túneles a pesar de todas las dificultades que existen, especialmente en la similitud.

Por estas dificultades, los estudios en túneles de viento se hacen en conjunción con observaciones de campo y después se comparan los resultados obtenidos con ambas fuentes. Como es de suponerse, no siempre concuerdan las informaciones.(13)

Los estudios arriba mencionados están resumidos en el Manual de la Comisión Federal de Electricidad (4); por lo que para determinar las características del empuje de viento se utilizó éste, ya que se considera que las velocidades regionales ahí mostradas son adecuadas para este propósito y para obtener las consideraciones básicas necesarias para realizar el análisis.

3.2.2: CONSIDERACIONES BASICAS.

Según el Manual de Diseño de la CFE (4), para fines de diseño por viento las estructuras se clasifican de acuerdo a lo siguiente:

1) Clasificación de las estructuras según su destino.

Las solicitaciones que se adopten para el diseño por viento de una estructura deben ser función del grado de seguridad aconsejable para ella. Este, a su vez, depende de la gravedad de las consecuencias de una eventual falla, y de cómo varía el costo de la estructura en función de su resistencia.

La chimenea se ajusta a lo especificado en el grupo A.

Grupo A: Pertenecen a este grupo aquellas estructuras que, en caso de fallar, causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de plantas termoeléctricas, casas de máquinas, compuertas, obras de toma, torres de transmisión, centrales telefónicas, estaciones terminales de transporte etc.

2) Clasificación de las estructuras por las características de su respuesta ante viento.

Atendiendo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las estructuras, estas se clasifican en cuatro tipos de los cuales la chimenea pertenece al:

Tipo 3: Pertenecen a este tipo las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de

oscilaciones importantes además de que la forma de su sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Los vórtices ocasionan fuerzas transversales periódicas, susceptibles de sufrir amplificación dinámica excesiva.

Se incluyen en este grupo estructuras aproximadamente cilíndricas o prismáticas, tales como chimeneas, cables en líneas de transmisión, puentes o tuberías colgantes, con períodos naturales menores de 2 segundos.

Una vez que se han determinado las consideraciones básicas se puede empezar el análisis por viento.

3.2.3: ANÁLISIS.

3.2.3.1: ESTÁTICO O DINÁMICO.

Las fuerzas debidas al viento resultan difíciles de ser evaluadas debido, en primer lugar, a la complejidad del fenómeno y en segundo, a la incertidumbre sobre los datos estadísticos de vientos máximos que se han de utilizar.

Esencialmente el viento es aire en movimiento, y al igual que cualquier otro fluido, produce distintos efectos sobre los objetos que se le interponen. Todas las fuerzas debidas al viento son dinámicas en el sentido de que son producidas por un fluido en movimiento; sin embargo, bajo determinadas circunstancias, es válido tratar estas fuerzas como cargas estáticas. Esta aproximación resulta satisfactoria dado que en general la relación entre la variación del viento en el tiempo y la frecuencia natural de la estructura es tal que se genera básicamente una respuesta estática. De cualquier manera, aun en estos casos, es necesario estar consciente del carácter dinámico del problema. (4)

En nuestro caso se considerará al viento como cargas estáticas aplicadas y estas se encontrarán según lo indicado en (4) por medio del análisis estático.

3.2.3.2: VELOCIDAD REGIONAL.

Para fines de diseño por viento, la República Mexicana se ha dividido en varias zonas (ver (4) pag. 1.4.9). En la tabla mostrada en (4) pag. 1.4.10 se indican, para cada una de estas zonas, las velocidades regionales, V_R , para períodos de recurrencia de 50 y 200 años.

En este caso, puesto que la chimenea se desplantará en el estado de San Luis Potosí, pertenece a la zona 3 y puesto que la estructura es del grupo A, se determinó que la velocidad regional, es igual a 125 km/hora, y por la ubicación específica de la estructura, esta cifra resulta

adecuada para el diseño.

$$V_z = 125$$

3.2.3.3: VELOCIDAD BASICA.

La velocidad basica del viento, V_b , se obtiene a partir de la velocidad regional, de acuerdo con la expresion:

$$V_b = KV_z$$

donde K es un factor que depende de la topografia del sitio y se tomara conforme a la tabla de (4) pag. 1.4.11

Puesto que la chimenea estara en campo abierto, el factor K utilizado sera igual a uno.

$$\text{Como } K = 1.00$$

$$V_b = V_z$$

y por lo tanto:

$$V_b = 125$$

3.2.3.4: VARIACION DE LA VELOCIDAD CON LA ALTURA.

La velocidad del viento varia con la altura sobre el terreno segun se muestra esquematicamente en (4) pag. 1.4.12. Para fines de diseño, se supondra que la velocidad del viento a la altura Z, V_z , está dada por las expresiones:

$$V_z = V_b \quad \text{para } Z \leq 10 \text{ m.}$$

$$V_z = V_b (Z/10)^\alpha \quad \text{para } 10 < Z < \delta$$

$$V_z = V_\delta \quad \text{para } Z \geq \delta$$

donde:

α (alfa) = 0.14 de la tabla que esta en (4) pag. 1.4.13

δ (delta) = 275 metros de la misma tabla.

V_δ = Velocidad que se obtiene al hacer $Z = \delta$.

Todas las velocidades en km/hora

La chimenea tiene 114.00 m. de altura, por lo que V_z nunca es igual a V_1 . Los resultados obtenidos para V_z se muestran en la tabla 11.2

3.2.3.5: VELOCIDAD DE DISEÑO.

Para obtener la velocidad de diseño, V_d , se tomará en cuenta el efecto de ráfagas en la estructura, multiplicando la velocidad de viento, V_z , por un factor de ráfaga, F_r ; esto es:

$$V_d = F_r V_z$$

El factor de ráfaga para la chimenea será de 1.3, puesto que se trata de una estructura sensible a ráfagas cortas.

La velocidad de diseño también se puede ver en la tabla 11.2

3.2.3.6: FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO.

Presiones y succiones. Los efectos de viento se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Dicha fuerza se supondrá perpendicular a la superficie en que actúa y su valor por unidad de área se calculará de acuerdo a la expresión:

$$p = 0.0048 G C V_d^2$$

donde:

C coeficiente de empuje (sin dimensiones).

p presión o succión debida al viento, en kg/m^2 .

V_d Velocidad de diseño, en km/h .

G $(8+h)/(8+2h)$, factor de reducción de densidad de la atmósfera, a la altura h (en km) sobre el nivel del mar.

En nuestro caso, $h = 1.9$, por lo que $G = 0.839$

En cuanto al coeficiente de empuje, (4) nos dice lo siguiente:

Chimeneas y torres. El empuje en la dirección del viento se valorará suponiendo el área como la proyección vertical de la construcción y su coeficiente de empuje de 0.7. (ver también (1))

A continuación se muestra la tabla 11.2 con todos los cálculos hasta llegar a la fuerza que actúa en cada nivel.

Tabla 11.2

CALCULO DEL EMPUJE POR VIENTO PARA LA CHIMENEA DE 114 m.

Vb= 125.00 G= 0.84
 B= 0.14 C= 0.70
 h= 1.90 Fr= 1.30

Z	Vz	Vd	P	ancho	p	Reacc.	fuerzas	cortante	Momento
m.	kg/m	kg/m	kg/m ²	m.	kg/m	kg	Ton	Ton	ton-m
0 - 10.00	125.00	162.50	74.44	13.50	1004.92	5579.34	5.55	111.00	6479.69
11.40	127.31	165.51	77.22	12.00	926.65	10522.39	10.82	105.42	5277.91
22.80	140.29	182.37	93.76	10.50	984.49	11036.80	11.04	94.60	4199.51
34.20	149.48	193.03	105.03	9.00	945.30	10677.07	10.68	83.56	3246.94
45.60	154.58	200.96	113.84	7.50	853.83	10012.03	10.01	72.88	2416.10
57.00	159.49	207.34	121.19	7.50	968.88	10347.06	10.35	62.87	1699.40
68.40	163.61	212.70	127.53	7.50	956.48	10893.59	10.89	52.52	1100.65
79.80	167.18	217.34	133.16	7.50	998.67	11376.55	11.38	41.63	626.03
91.20	170.34	221.44	138.23	7.50	1036.71	11812.30	11.81	30.25	281.22
102.60	173.17	225.12	142.86	7.50	1071.47	12209.71	12.21	18.44	71.01
114.00	175.74	228.47	147.14	7.50	1103.55	6229.31	6.23	6.23	0.06

Tabla 11.2

Para elaborar la tabla II.2 se supuso que la gráfica de presiones varía en forma lineal, despreciando los efectos de la parábola, de esta manera, cada tramo está cargado en forma trapecial como se ve en la figura 2.1 por la presión multiplicada por el ancho que le corresponde. La manera de encontrar las reacciones en una viga cargada en forma trapecial se ilustra en la figura 2.2., en este caso, se suman en cada punto las reacciones que coinciden en un mismo punto (por la carga trapecial de un lado y de otro) y como ya están multiplicadas por el ancho se obtiene la reacción en kilogramos.

3.2.4: FUERZAS Y MOMENTOS EN CADA NIVEL.

Por último, con las reacciones obtenidas en cada punto, se procede a calcular las fuerzas acumuladas en cada nudo y con estas los momentos hasta encontrar el momento en la base; obteniéndose lo siguiente:

Fuerzas:

$F_{10} = 6.23$
 $F_9 = 18.44$
 $F_8 = 30.25$
 $F_7 = 41.63$
 $F_6 = 52.52$
 $F_5 = 62.87$
 $F_4 = 72.88$
 $F_3 = 83.56$
 $F_2 = 94.60$
 $F_1 = 105.42$
 $F_0 = 111.00$

Momentos:

$M_{10} = 0.00$
 $M_9 = 71.01$
 $M_8 = 281.22$
 $M_7 = 626.08$
 $M_6 = 1100.65$
 $M_5 = 1699.40$
 $M_4 = 2416.10$
 $M_3 = 3246.94$
 $M_2 = 4199.51$
 $M_1 = 5277.91$
 $M_0 = 6479.69$

Con esto queda concluido el análisis por viento.

PRESION Kg/In^2

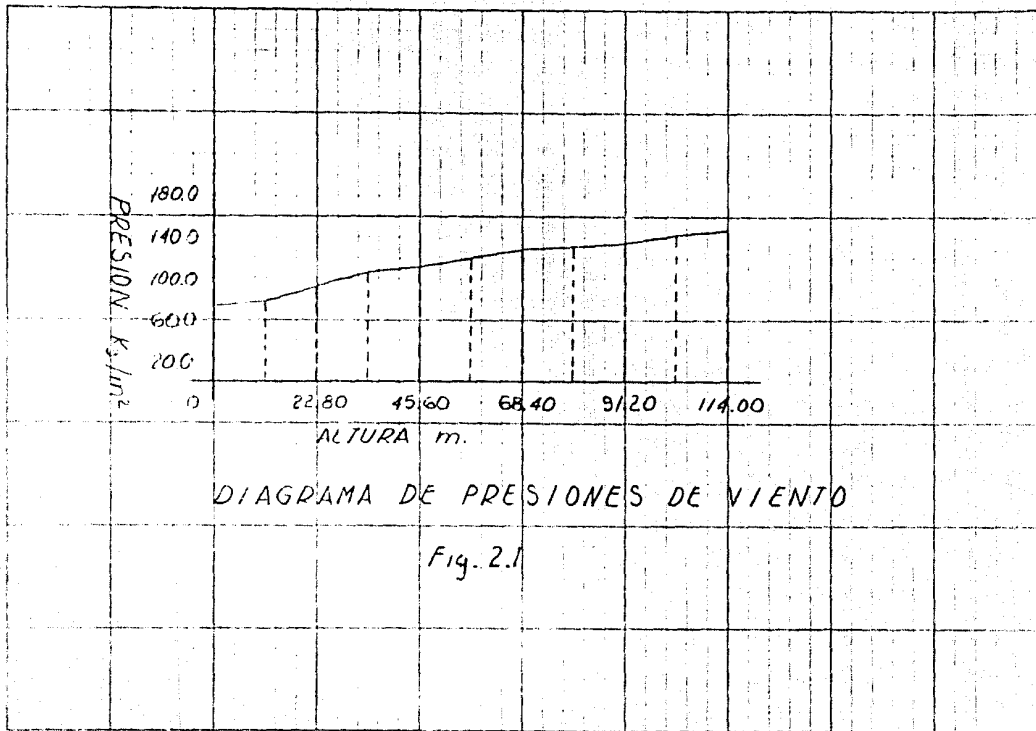
180.0
140.0
100.0
60.0
20.0

0 22.80 45.60 68.40 91.20 114.00

ALTURA m.

DIAGRAMA DE PRESIONES DE VIENTO

Fig. 2.1



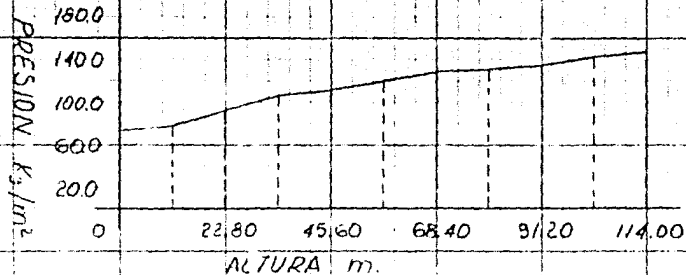
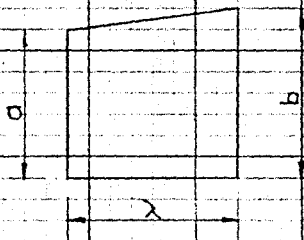


DIAGRAMA DE PRESIONES DE VIENTO

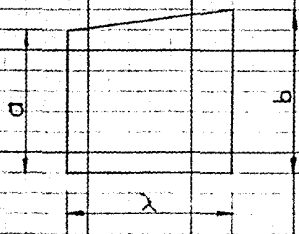
Fig. 2.1



$$F_a = \frac{\lambda}{6} (2a + b)$$

$$F_b = \frac{\lambda}{6} (a + 2b)$$

Fig. 2.2



$$\Gamma_a = \frac{\lambda}{6} (2a + b)$$

$$\Gamma_b = \frac{\lambda}{6} (a + 2b)$$

Fig. 2.2

IV

ANALISIS SISMICO

4: ANALISIS SISMICO.

4.1: INTRODUCCION.

Con el paso de los años ocurren cambios físicos graduales en la tierra y con ellos aparecen fracturas y deformaciones elásticas y plásticas. Las deformaciones, ya sean plásticas o elásticas, causan cambios a largo plazo en la geometría terrestre pero las fracturas producen cambios instantáneos de esfuerzos, dando lugar a ondas que se propagan a través de la tierra, la intensidad de las ondas se reduce conforme la distancia a partir de la fractura se incrementa. Son estas ondas al pasar por el lugar donde se asienta la estructura en cuestión las que provocan desplazamientos en el terreno dando lugar a las fuerzas sísmicas. (15) p.60)

Las grandes incertidumbres en la estimación tanto de las características de movimientos sísmicos, como del comportamiento y capacidad de los elementos estructurales ante ellos, hacen que no sea posible establecer, dentro de límites racionales y económicos, criterios de diseño que garanticen la ausencia de daños en una estructura ante la acción de cualquier temblor. (1)

El objeto del diseño por sismo es, esencialmente, minimizar daños y preservar la vida humana, aun en los casos más severos. Específicamente, mediante las recomendaciones para diseño, se pretende que la mayoría de las estructuras:

- a) Resistan temblores ligeros sin daño alguno.
- b) Resistan temblores moderados con daño estructural insignificante y con cierto daño no estructural.
- c) No sufran un colapso ante la acción de sismos severos.

En nuestro caso particular, este capítulo puede ser considerado el de mayor importancia, puesto que, el viento y el sismo son las fuerzas externas más importantes que se aplican a las estructuras del tipo que nos ocupa, siendo éste último el que más trabajo requiere para su análisis, requiriéndose la determinación de las características vibratorias de la estructura.

4.2: CONSIDERACIONES BASICAS.

Según el Manual de Diseño de la CTE (3) es necesario evaluar las siguientes características, con base en las tablas y datos que ahí se proporcionan, a menos que se cuente con información más adecuada para el lugar específico.

- 1) Establecer el grado de seguridad requerido, según la importancia de la estructura desde diversos puntos de vista, como se menciona a continuación.

La seguridad requerida se basa en un análisis económico de diferentes alternativas de diseño, para las que se consideran su costo inicial, el costo y

consecuencias de una falla eventual y la relación entre ambos.

Para estructuras usuales, basta clasificarlas de acuerdo a su destino.

Al analizar nuestra estructura según la CFE encontramos que se acopla a la definición de estructuras del grupo A, mostrada a continuación.

Grupo A: Construcciones que sean especialmente importantes, que a raíz de un sismo o que en caso de fallar causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de plantas y subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, hospitales, estadios, auditorios, templos, salas de espectáculos, estaciones terminales de transporte, monumentos y locales que alojan equipo especialmente costoso en relación con la estructura, así como instalaciones industriales cuya falla pueda ocasionar la difusión en la atmósfera de gases tóxicos o que puedan causar daños materiales importantes en bienes o servicios.

2) Definir las características propias de la estructura.

Las respuestas ante el sismo, y por lo tanto los criterios para el análisis dependen considerablemente de las características de la estructura para resistir fuerzas laterales y de su capacidad para disipar energía mediante deformaciones.

De acuerdo a su estructuración, la chimenea se ajusta a lo descrito para estructuras del tipo 1.

Tipo 1. Dentro de este tipo se incluyen los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en las que las fuerzas laterales se resisten en sola nivel por marcos continuos, contraventados o no, por diafragma o muros, o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Comprende también a las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un solo elemento resistente en la dirección del análisis.

3) Determinar la intensidad sísmica.

Para fines de diseño, la intensidad sísmica en un lugar corresponde a la aceleración y velocidad máximas esperadas en el terreno firme de ese lugar.

La intensidad sísmica así definida se obtiene de estudios de riesgo sísmico en la localidad. Estos estudios analizan la sismicidad local y regional y dan como resultado distribuciones de probabilidad de la aceleración y velocidad máxima del terreno; es decir, relaciones entre valores máximos de estas variables y su probabilidad de ocurrencia, o periodo de recurrencia.

Para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas, según se indica en (3). La zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la de mayor es la zona D.

Como se puede ver en la figura de (3), todo el estado de San Luis Potosí esta dentro de la zona A, por lo que decimos que la chimenea está en una zona de baja intensidad sísmica. Sin embargo, en este caso particular se utiliza el espectro de aceleraciones definido por la C.F.E. para esta central termoeléctrica, y un factor de ductilidad de 2.0 (4).

4) Determinar las características del terreno de cimentación.

Los movimientos sísmicos que se registran en un sitio son función, entre otras, de las características del terreno, ya tomadas en cuenta por la C.F.E. como se mencionó arriba al especificar las ordenadas del espectro. Normalmente esto influye en la determinación del espectro para diseño y consecuentemente en la sollicitación que se elija para diseño.

El suelo encontrado en el lugar de desplante de la chimenea fue un suelo arenoso con buena capacidad de carga, que según lo descrito en el manual de la CFE pertenece al tipo de suelo II.

Definición según el manual para suelo tipo II:

Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas o limos de mediana o alta compacidad, arcillas de mediana compacidad o suelos de características similares.

A continuación se resumen los resultados que se han obtenido al analizar las condiciones preliminares, para el caso específico de la chimenea para la caldera de la planta termoeléctrica de San Luis Potosí, de acuerdo con lo estipulado en el manual de la CFE.

SEGURIDAD	GRUPO A
ESTRUCTURA	TIPO 1
INTENSIDAD	ZONA A
TERRENO	TIPO II

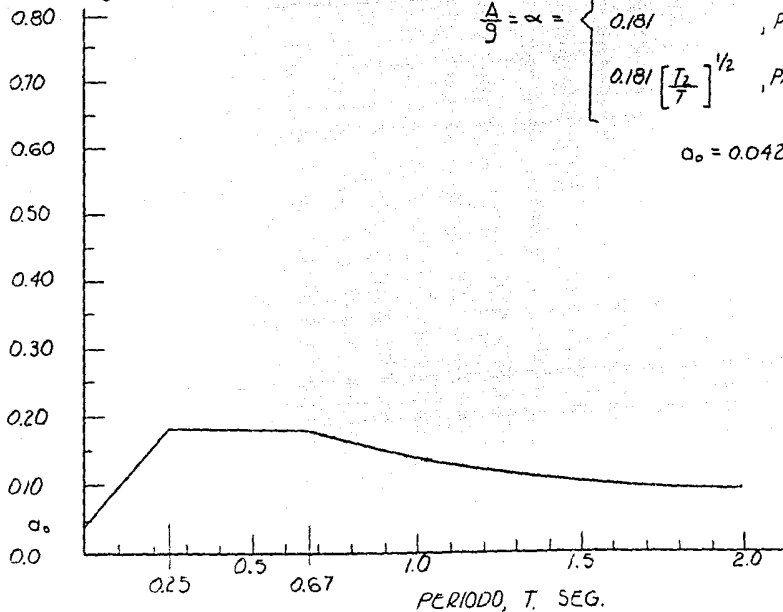
Si la estructura se estuviera diseñando sin instrucciones específicas, con los datos recién obtenidos se entraría en el espectro de diseño que contiene (3) en su tabla I.1; pero como se comentó con anterioridad para el caso particular de esta chimenea, la Comisión Federal de Electricidad entregó un espectro de diseño en el que hay que basarse y que se muestra en la figura 3.1.

4.3: ANALISIS.

En esta parte, que puede considerarse la más importante del presente trabajo, se pretende mostrar todos los pasos y las hipótesis consideradas para analizar la chimenea desde el punto de vista sísmico, hasta encontrar las fuerzas y momentos actuantes, que nos permitirán diseñarla. Cabe señalar que

Fig. 3.1

ORDENADA ESPECTRAL

 $\alpha = A/g, \%$ 

ESPECTROS DE ACELERACIONES DE DISEÑO PARA PERIODOS DE RECURRENCIA DE 100 AÑOS, AMORTIGUAMIENTO DE 0.02, C.T. SAN LUIS POTOSÍ.

esto se logrará por dos medios distintos: uno que se puede decir que es "a mano"; aunque se hace uso de computadoras para facilitar el proceso; y segundo, con un paquete de diseño (software) que se usan frecuentemente en la actualidad para resolver estos problemas y que conduce a resultados bastante precisos y confiables. Los resultados de los dos análisis se compararán y en caso de que se considere oportuno, estos se comentarán. En fin, se hará lo posible por dejar claro el camino y sus alternativas.

4.3.1: ECUACION DIFERENCIAL DEL SISTEMA

Para solucionar el sistema que nos concierne, idealizándolo como un sistema de varios grados de libertad (n), deberá resolverse la ecuación matricial:

$$(FM - \lambda I)x = 0 \quad (\text{ver apéndice A})$$

para que su solución sea diferente a la trivial se requiere que:

$$\text{Det}(FM - \lambda I) = 0 \quad (\text{ver apéndice A})$$

donde:

- F = Matriz de flexibilidades del sistema.
- M = Matriz de masas (matriz diagonal).
- λ = Inverso del cuadrado de la velocidad angular. (símbolo usado en vez del usual, λ)
- I = Matriz identidad.
- x = Vector columna de desplazamientos.

Para solucionar la ecuación se procederá de la siguiente manera:

4.3.2: PROPIEDADES DEL FUENTE DE LA CHIMENEA.

Para empezar el análisis sísmico es necesario determinar la geometría de la chimenea y hacer alguna hipótesis (tan cercana a la realidad como sea posible), para seleccionar los puntos donde se supondrán concentradas las masas, ya que como es sabido, en realidad la masa de cualquier cuerpo es una función continua a lo largo de su longitud, pero el análisis directo en esta forma puede ser sumamente complejo.

En este caso, la chimenea de 114.00 m. de altura se dividirá en 10 partes iguales de 11.40 m. cada una; lugar donde se colocarán las masas circulares. Aunque en realidad la chimenea cambia de sección proporcionalmente con la altura, para efectos del análisis se supondrá que cada tramo de 11.40 m. tiene propiedades constantes en toda su longitud; propiedades que corresponden a las de la base de cada tramo. Las propiedades debidas a la geometría se muestran en la siguiente tabla, aunque cabe señalar que para el análisis hecho "a mano", en primera instancia se supondrán las masas

concentradas a cada 22.80 m. con las mismas consideraciones arriba mencionadas.

TABLA III.1

ANALISIS DE LAS PROPIEDADES DEBIDAS A LA GEOMETRIA.

(Ver siguiente hoja.)

Los datos mostrados en la tabla se obtuvieron de la siguiente manera:

Altura.- Como ya se mencionó con anterioridad la chimenea se dividió en tramos de 11.4 m, por lo las propiedades que se muestran corresponden a la altura indicada en este punto.

Espesor.- Es el espesor que corresponde a cada tramo de la chimenea, el cual es constante en cada claro.

Area.- Se trata de la sección transversal en la base de cada tramo; obtenida de la siguiente manera:

$$(D/2)^2 * \pi - (D/2 - Esp)^2 * \pi$$

Donde:

D = Diámetro exterior del fuste en m.

Esp = Espesor del tramo que corresponda, en m.

Inercia.- Momento de inercia de la sección transversal en la base de cada tramo, encontrada como a continuación se indica:

$$\pi (R^4 - r^4) / 4$$

Donde:

R = (D/2)

Analisis por Siso

Calculo de los datos necesarios para formar la matriz de rigideces con la que se encontraran los modos y frecuencias naturales del fuste de la chimenea.

Altura de la chimenea en m = 114.00
 Altura de los tramos en m = 11.40
 Espesor superior concreto en m = 0.25

Espesor inferior concreto en m = 0.50
 Peso del concreto en t/m³ = 2.40
 Peso del tabique en t/m³ = 2.10

Nivel	D i a m e t r o			Espesor	Aren	Inercia	W fuste	W tiro	W lona	W total	HABA	Haza 0 22.0
	Altura	Tiro	Paste									
	m	n	n	m	m ²	m ⁴	m ³	m ³	m ³	t	tM	tM
0	0.0	6.50	13.50	0.50	20.4204	432.0181	209.04	54.95		617.09	62.97	
1	11.4	6.50	12.00	0.45	18.3284	272.6949	164.30			398.96	40.40	
2	22.8	6.50	10.50	0.40	12.6920	162.0031	126.13	48.31	22.6	459.29	46.76	87.17
3	34.2	5.70	9.00	0.35	9.5112	89.1010	92.46			221.90	22.64	
4	45.6	4.90	7.50	0.30	6.7858	44.0486	77.38	41.66	10.8	299.13	30.52	93.16
5	57.0	4.90	7.50	0.30	6.7858	44.0486	77.38			185.66	18.94	
6	68.4	4.90	7.50	0.25	5.6941	37.4567	64.91	41.66	11.5	270.88	27.64	66.59
7	79.8	4.90	7.50	0.25	5.6941	37.4567	64.91			155.79	15.90	
8	91.2	4.90	7.50	0.25	5.6941	37.4567	64.91	41.66	11.5	270.88	27.64	63.54
9	102.6	4.90	7.50	0.25	5.6941	37.4567	64.91			155.79	15.90	
10	114.0	4.90	7.50	0.25	5.6941	37.4567			11.5	27.60	2.82	18.71

TABLA III.1

$$r = (D/2 - \text{Esp})$$

W fuste.- Volumen propio del fuste, en metros cúbicos. Area por la altura del tramo (11.4 m).

W tiro.- Volumen propio del tiro, en metros cúbicos. Se supone de 11.4 cm. (4.5 pulgadas) de espesor (ancho del tabique refractario), con un diámetro interior según se indica en la tabla. (constante en toda su longitud) y suponiendo para el cálculo una altura de 23.2 m (11.6 * 2, por lo que es necesario aumentarle en cada trecho para su conexión).

W losa.- Volumen de la losa de apoyo con forma circular de 0.60 m de espesor, más el volumen extra del fuste necesario para apoyar la losa; en metros cúbicos. Para calcularlo se usó lo siguiente:

$$V = V_1 + V_2$$

$$V_1 = (r_e^2 - r_i^2) * \pi * 0.60$$

y

$$V_2 = \text{Area} * \pi * D_e$$

sen:

$$r_e = D_{\text{fuste}} - \text{Esp.}$$

$$r_i = D_{\text{tiro}} + 0.165$$

$$D_e = D_{\text{fuste}} - (2 * \text{Esp.}) - 0.10$$

donde:

V₁ Volumen de la losa de apoyo.

V₂ Volumen del lugar donde se apoya la losa.

r_e Radio exterior del fuste.

r_i Radio interior del tiro.

Area Area de la sección transversal del lugar donde se apoya la losa.

W total.- Peso absoluto de cada tramo de chimenea en toneladas.

$$(W \text{ fuste} + W \text{ losa}) * 2.40 + W \text{ tiro} * 2.10$$

Masa.- W total entre 9.8 (aceleración debida a la gravedad)

Masa a cada 22.80 m.- Masa acumulada a cada 22.80 m, obtenida sumando la masa del tramo más la masa del trecho interior.

Con estos datos se procede a encontrar la matriz de flexibilidad.

4.3.3: MATRIZ DE FLEXIBILIDADES.

Para calcular la matriz de flexibilidades, considerando que se trata de una viga en cantilever, se encontrarán las deformaciones con el método de la viga conjugada (considerando solamente trabajo de deformación por flexión, lo cual no induce errores de consideración), cuyas proposiciones nos dicen lo siguiente (ver por ejemplo (6) pag. 49, 50; (7) pag. 75):

1.- El giro real en cualquier punto de la viga es igual al cortante que le corresponde a ese punto en la viga conjugada cargada con el área del diagrama M/EI de la viga real.

2.- Los momentos flexionantes en cualquier punto de la viga conjugada cargada con el área del diagrama M/EI , son numéricamente iguales a las deflexiones en dicho punto de la viga real.

La matriz de flexibilidades se obtendrá suponiendo que se aplica una carga de una tonelada en cada punto de la chimenea, analizando las deflexiones y los giros que se presentan en todos los puntos cada vez. Como podrá notarse al analizar este párrafo, obtendremos una matriz simétrica, puesto que se obtiene la misma deflexión en B al aplicar una carga en A, que en A al aplicar una carga en B (teoremas de Maxwell y de Betti, (6) pag. 46; (8) pag. 70)

La necesidad de obtener simetría en la matriz de flexibilidades resultó una medida de la precisión requerida en la computación, ya que se observó que un número insuficiente de decimales afectaba la precisión al grado de producir resultados insatisfactorios. De hecho, elaborando los cálculos por medio de una hoja de cálculo (software: Lotus o similar) resultó insuficiente la precisión alcanzada. Por otro lado se pudo comprobar también que las frecuencias o períodos naturales resultaron extremadamente sensibles a esta precisión (número de decimales manejados), al grado de que los valores de dichos períodos naturales resultan con errores importantes si no se maneja un número suficiente de cifras decimales. Por ello se recomienda utilizar la máxima precisión disponible, hasta la obtención de los períodos naturales de vibración (o frecuencias). Se elaboró un programa para la calculadora HP-41CV basado en el esquema propuesto por Newmark (A.S.C.E., 1943) con el cual obtuvimos resultados satisfactorios, lo que se cuenta más adelante.

En este caso, como se mencionó con anterioridad, se dividió la chimenea en cinco tramos iguales ("dovelas") concentrando la masa en los nudos, resultando cuatro nudos con la masa correspondiente a un tramo de 22.80 m y dos con la de 11.40 m (el superior, y la base), de manera que los puntos donde se considera concentrada la masa fueran cinco y estuvieran localizados

RESULTADOS OBTENIDOS CON LA HP-41CV

UNIDS CONSIST.
MULT. GIROS POR
E-8, *REG25/L
MULT. DEFLEXIO
POR E-8

L = 22.800
E = 3.000.000.000

I = 5

GIROS
908.7849209
2,036.8574200
3.409.0909090
2.400.0000000
800.0000000

DEFLEXIONES
R30= 3.102.825984
R31= 16.112.16663
R32= 47.480.23374
R33= 98.103.38449
R34= 159.261.9592

I = 4

GIROS
706.8327162
1,454.8981570
2.045.4545450
800.0000000

DEFLEXIONES
R30= 2.437.934702
R31= 12.201.49667
R32= 33.918.26170
R33= 65.132.87110
R34= 98.103.38450

I = 3

GIROS
504.8805116
872.9388943
681.8181818

DEFLEXIONES
R30= 1.773.043420
R31= 8.290.826699
R32= 20.356.28965
R33= 33.918.26169
R34= 47.480.23373

I = 2

GIROS
302.9283070
290.9796315

DEFLEXIONES
R30= 1.108.152138
R31= 4.380.156733
R32= 8.290.826701
R33= 12.201.49667
R34= 16.112.16664

I = 1

GIROS
100.9761023

DEFLEXIONES
R30= 443.26085490
R31= 1.108.152137
R32= 1.773.043419
R33= 2.437.934701
R34= 3.102.825983

Fig. 3.2a

a cada 22,80 m como se muestra en la figura 3.1.

Los resultados obtenidos, con el programa antes mencionado, en cada nudo fueron los siguientes (ver figura 3.2a):

Notar que los resultados están multiplicados por 10^6 . Esto se hace por comodidad al manejar las cifras y por evitar el exceso de decimales que pueden producir impresiones en los cómputos.

Para fines de comparación, verificamos por otro método, los valores de la matriz de flexibilidad, lo que se hizo por medio de un paquete comercial (software) y se analizó una viga igual a la considerada con anterioridad; se aplicaron cargas de 100 000 000 toneladas en cada punto y en cada uno se prescribió al programa que mostrara las deformaciones. Los resultados fueron prácticamente iguales, --idénticos en varias cifras significativas (q.v.)-- a los obtenidos con la HP, con lo cual se comprobó la precisión obtenida (sabíamos, por experiencias anteriores, que la precisión alcanzada con la HP sí era satisfactoria, y que para alcanzar una siquiera comparable con micro-computadora se requería doble precisión). Los datos que se le proporcionaron al programa y los resultados obtenidos se muestran en la fig. 3.2b, el programa se corrió con cargas de 1×10^6 toneladas con el simple objeto de visualizar mas decimales y de que la presentación de los resultados fuera similar a los obtenidos con la HP. Las rotaciones mostradas en el reporte del programa no se utilizaron en nuestros cálculos.

El siguiente paso es multiplicar la matriz de flexibilidades por la de masas, FM, (ver figura 3.3)

donde: (en la fig. 3.3)

Matriz A = Matriz de flexibilidad.

Matriz B = Matriz de masas.

Matriz c = Matriz FM

4.3.4: ECUACION CARACTERISTICA DEL SISTEMA.

Una vez obtenida la matriz FM procedemos a restarle k veces la matriz identidad, kI , para calcular el determinante $\det(FM - kI)$ e igualarlo a cero, como condición para la existencia de soluciones no triviales, (es. J.A), que es la ecuación característica de la matriz FM, obteniendo el siguiente resultado:

(ver fig. 3.4)

* Notar que los coeficientes están multiplicados por diez al cuadrado.


```

TYPE PLANE FRAME
TITLE TESIS. REVISION DE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES.
UNIT MTON METRE DEG
$ INPUT FILE MATRIZ. OUTPUT FILE FLEX
$ SE OBTENDRA LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES PARA 5 PUNTOS DE LA CHIMENEA.
$ PONIENDO CARGAS DE UNA TONELADA EN CADA PUNTO (DE UNO POR UNO)
$ Y ANALIZANDO CADA VEZ LA DEFORMACION QUE SE PRODUCE EN TODOS LOS PUNTO
5
$Los momentos de inercia utilizados son los promedios del de la parte
inferior y superior de cada tramo.
JOINT COORDINATES
1 0 0 5
2 0 22.8
6 0 114
2 TO 6
MEMBER INCIDENCES

1 1 2
5 5 6
1 TO 5
MEMBER PROPERTY
COL1 AX 15.3284 IZ 297.1 1
COL2 AX 9.5112 IZ 103.1 2
COL3 AX 6.7858 IZ 44.0 3
COL4 AX 5.6941 IZ 37.5 4
COL5 AX 5.6941 IZ 37.5 5
MATERIAL PROPERTY
CONC E 3e6 DEN 2.4 ALL
STIFFNESS ANALYSIS
LOAD A
JOINT LOAD
2 FORCE X 100000000.0
LOAD B
JOINT LOAD
3 FORCE X 100000000.0
LOAD C
JOINT LOAD
4 FORCE X 100000000.0
LOAD D
JOINT LOAD
5 FORCE X 100000000.0
LOAD E
JOINT LOAD
6 FORCE X 100000000.0
REPORT DEVICE FLEX
OUTPUT DECIMAL 9
LIST JOINT DISPLACEMENT
FIN

```

Fig. 3.2b

```

*****
A M-STRAUDL BY CAST / REV. 2.63 SER : 6549 TIME : 10/11/1990 10:49:36
A * * * * *
A * NAVARRO GALINDO CONSULTORES, S.A. DE C.V. *
A * SAN LUIS POTOSI, S.L.P. TEL. 1-02-33; 7-21-23 *
A * * * * *
A TITLE: TESTIS. REVISION DE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES. PAGE 1 A
*****

```

```

*****
* RESULTS OF ANALYSIS *
*****

```

```

TYPE OF THE PROBLEM : PLANE FRAME RESTART STATUS : NONE GIVEN
ACTIVE UNITS : MTONS METERS DEGREES

```

```

*** LOAD INDEX : 1 LOAD TAG : A ***

```

```

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS -----

```

```

JOINT /--- GLOBAL DISPLACEMENTS ---/-- ROTATION --/
NO. X DIRECTION Y DIRECTION Z DIRECTION
1 0.000000005 0.000000000 -0.000006202
2 443.260857404 0.000000000 -1670.853704288
3 1108.152142268 0.000000000 -1670.853704288
4 1773.943427133 0.000000000 -1670.853704288
5 2437.934711977 0.000000000 -1670.853704288
6 3102.825996861 0.000000000 -1670.853704288

```

```

*** LOAD INDEX : 2 LOAD TAG : B ***

```

```

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS -----

```

```

JOINT /--- GLOBAL DISPLACEMENTS ---/-- ROTATION --/
NO. X DIRECTION Y DIRECTION Z DIRECTION
1 0.000000005 0.000000000 -0.000017404
2 1108.152142268 0.000000000 -9827.407214333
3 4380.156741242 0.000000000 -9827.407214333
4 8290.826713829 0.000000000 -9827.407214333
5 12701.496686036 0.000000000 -9827.407214333
6 16112.166658403 0.000000000 -9827.407214333

```

```

*** LOAD INDEX : 3 LOAD TAG : C ***

```

```

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS -----

```

```

JOINT /--- GLOBAL DISPLACEMENTS ---/-- ROTATION --/
NO. X DIRECTION Y DIRECTION Z DIRECTION
1 0.000000005 0.000000000 -0.000017404

```

```

*****
M-STUDL BY CAST / REV. 2.63 SER : 6519 TIME : 10/11/1990 10:49:36
      + + + + +
      * NAVARRO GALINDO CONSULTORES, S.A.DE C.V. *
      * SAN LUIS POTOSI, S.L.P. TEL. 3-03-83; 7-21-23 *
      + + + + +
TITLE: TESIS. REVISION DE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES. PAGE 2
*****

```

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS -----

```

JOINT /--- GLOBAL DISPLACEMENTS ---/-- ROTATION --/
NO.      X DIRECTION      Y DIRECTION      Z DIRECTION
2 1773.043427133      0.000000000      -8354.268509036
3 8290.826713639      0.000000000      -22798.806832063
4 20356.289675658      0.000000000      -34080.866688912
5 33918.261728587      0.000000000      -34080.866688912
6 47480.233781516      0.000000000      -34080.866688912

```

*** LOAD INDEX : 4 LOAD TAG : D ***

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS -----

```

JOINT /--- GLOBAL DISPLACEMENTS ---/-- ROTATION --/
NO.      X DIRECTION      Y DIRECTION      Z DIRECTION
1 0.000000005      0.000000000      -0.000024808
2 2437.934711997      0.000000000      -11695.975911410
3 12201.496686036      0.000000000      -35770.206449728
4 33918.261728587      0.000000000      -69616.386020335
5 65132.871134775      0.000000000      -82854.002919038
6 98103.384540963      0.000000000      -82854.002919038

```

*** LOAD INDEX : 5 LOAD TAG : E ***

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS -----

```

JOINT /--- GLOBAL DISPLACEMENTS ---/-- ROTATION --/
NO.      X DIRECTION      Y DIRECTION      Z DIRECTION
1 0.000000005      0.000000000      -0.000031010
2 3102.825996862      0.000000000      -15037.583313784
3 16112.166658433      0.000000000      -43741.606067514
4 47480.233781516      0.000000000      -105151.905351758
5 98103.384540963      0.000000000      -144864.756047867
6 159261.959300410      0.000000000      -158102.372946570

```

FIG. 3.3. MATRICES DE FLEXIBILIDAD -F-, MASAS -M-, Y PRODUCTO -FM-

Matriz A. de flexibilidad (F) por renglones

443.260855	1108.152138	1773.04342	2437.934701	3102.825984
1108.152138	4388.156733	8290.8267	12201.49667	16112.166635
1773.04342	8290.8267	20356.26965	33918.261695	47480.233735
2437.934701	12201.49667	33918.261695	65132.8711	98103.384495
3102.825984	16112.166635	47480.233735	98103.384495	159261.9592

Matriz B. de masas (M) por renglones

87.17	0	0	0	0
0	53.16	0	0	0
0	0	46.59	0	0
0	0	0	43.54	0
0	0	0	0	18.71

Matriz C=AB por renglones

38639.34873035	58909.36765608	82606.0929378	106147.67688154	58053.87416064
96597.62186946	233274.41192628	386269.615953	531253.1650118	301458.63774085
154556.1949214	440740.347372	948399.5347935	1476801.1142003	888355.17318185
212514.76786617	648631.5629772	1580251.81237005	2835885.207694	1835514.32390145
270473.34102528	856522.7783166	2212104.08971365	4271421.3609123	2979791.256632

EQUACION MATRICIAL : $\{FM - \delta I\} = 0$

0.0386390487 - δ	0.0589093677	0.0926060929	0.1061476769	0.0530538742	1
0.0965976219	0.2332744119 - δ	0.3962696160	0.5312531650	0.3014586777	1
0.1545561949	0.4407403474	0.9483995348 - δ	1.4763011142	0.8883551732	1 = 0
0.2125147679	0.6436315630	1.5902518124	2.8359852077 - δ	1.8355143739	1
0.2704733410	0.8565227783	2.2121040897	4.2714213609	2.9737912566 - δ	1

FIG. 3.4 : $\{FM - \delta I\} = 0$

La solución de la ecuación característica proporcionará los valores característicos buscados; en nuestro caso, estamos hablando de una ecuación de quinto grado. Los coeficientes de dicha ecuación se pueden encontrar por diferentes métodos. En este trabajo mostramos dos posibles maneras de obtenerlos, con el objeto de estudiar que sistema es más conveniente y de comprobar los resultados obtenidos.

Método 1. (19) pag. 415)

El coeficiente de λ^{n-r} se obtiene como el producto de $(-1)^r$ por la suma de todos los menores principales (que están sobre la diagonal principal) de r hileras del determinante de $(EM - \lambda I)$, de los cuales hay una cantidad igual a combinaciones de n tomadas de r en r . Por ej.:

Si se desea obtener el coeficiente de λ^4 , tenemos que:

$C_4 \lambda^{5-4}$; $C_4 = (-1)^1$ por la suma de todos los menores principales que resulten de obtener las combinaciones de 5 tomadas de 1 en 1.
 $\frac{1! (5-1)!}{1! (5-1)!} = 5$

Es decir, en este caso estamos hablando de obtener la traza de la matriz y multiplicarla por -1 .

El mismo procedimiento se sigue para obtener todos los coeficientes de la ecuación característica excepto el de λ^5 (C_5) que siempre será 1.

En nuestro caso particular el procedimiento y los datos obtenidos fueron los siguientes: (Ver fig. 3.5)

Método 2. (110) pag. 316)

La ecuación característica de una matriz cuadrada M de n -ésimo orden está dada por la ecuación en la que después de restarle el valor de λI igualamos el valor de su determinante a cero (ver ec. 3.A) lo cual resulta en un polinomio de grado n de la siguiente forma:

$$\Delta(\lambda) = \lambda^n + C_1 \lambda^{n-1} + \dots + C_{n-1} \lambda + C_n = 0 \quad \text{(ec. 3.B)}$$

Si llamamos Tr a la traza de una matriz (suma de los elementos de su diagonal principal) y llamamos:

$$S_1 = Tr M, \quad S_2 = Tr M^2, \quad \dots, \quad S_n = Tr M^n$$

Los coeficientes C_i de la ecuación característica (ec. 3.B) están

COEFICIENTES DE LA ECUACION CARACTERISTICA
 ENCONTRAR LOS VALORES DE λ QUE SATISFACEN LA ECUACION:
 $(M - \lambda I) \cdot X = 0$

MATRIZ (M) = 21:

1	0.8363394487	0.8587093677	0.0626269616	0.1061476763	0.0568538742
2	0.0965976219	0.2332744119	0.5682518124	0.6358852977	1.8355143239
3	0.1545561949	0.4487483474	0.9483795348	1.4768011142	0.6683551732
4	0.2125147679	0.6486315638	1.5082518124	1.8355143239	1.8355143239
5	0.2784733418	0.8582277783	2.2121844897	4.2714213689	2.9797912566

TERMINO INDEPENDIENTE
 SOLUCION DEL DETERMINANTE COMPLETO:

Notas:
 1) signos
 obtenidos
 sumando
 a) numero
 de cada
 columna
 mas a)
 de cada
 renglon

+	0.8363394487	0.8587093677	0.9483795348	1.4768011142	0.5682518124	+	0.0001474786
+	0.0965976219	0.2332744119	1.5682518124	2.8358852977	1.8355143239		
-	0.8363394487	0.8587093677	0.386269616	0.531253165	0.3014566377		
+	0.1545561949	0.4487483474	1.5682518124	2.8358852977	1.8355143239		
+	0.8363394487	0.8587093677	0.386269616	0.531253165	0.3014566377		
+	0.2125147679	0.6486315638	0.9483795348	1.4768011142	0.6683551732		
-	0.8363394487	0.8587093677	0.386269616	0.531253165	0.3014566377		
+	0.2784733418	0.8582277783	0.9483795348	1.4768011142	0.6683551732		
+	0.0965976219	0.2332744119	0.0626269616	0.1061476763	0.0568538742		
+	0.1545561949	0.4487483474	1.5682518124	2.8358852977	1.8355143239		
-	0.0965976219	0.2332744119	0.0626269616	0.1061476763	0.0568538742		
+	0.2125147679	0.6486315638	0.9483795348	1.4768011142	0.6683551732		
+	0.0965976219	0.2332744119	0.0626269616	0.1061476763	0.0568538742		
+	0.2784733418	0.8582277783	0.9483795348	1.4768011142	0.6683551732		
+	0.1545561949	0.4487483474	0.0626269616	0.1061476763	0.0568538742		
+	0.2125147679	0.6486315638	0.386269616	0.531253165	0.3014566377		
-	0.1545561949	0.4487483474	0.0626269616	0.1061476763	0.0568538742		
+	0.2784733418	0.8582277783	0.386269616	0.531253165	0.3014566377		
+	0.2125147679	0.6486315638	0.0626269616	0.1061476763	0.0568538742		
+	0.2784733418	0.8582277783	0.386269616	0.531253165	0.3014566377		

SUMA

Termino independiente

0.0000190045
 -0.0000790045
 0.0000000000

Termino a la primera potencia

0.038639487	0.0589093677	0.082626929	0.1061476769	+	0.000513537	
0.05865976219	0.2332744119	0.3862696160	0.5312531650	+	-0.0005267473	
0.1545561949	0.4487483474	0.7483995343	1.4768011142	+	0.0002326159	
0.2125147679	0.6486315638	1.5882518124	2.8358852977	+	-0.0000468165	= 0.0001622438
0.038639487	0.0589093677	0.082626929	0.1061476769	+	2.1004970409	
0.05865976219	0.2332744119	0.3862696160	0.5312531650	+	-0.0014829510	
0.1545561949	0.4487483474	0.7483995343	0.8683551732	+	0.0004315144	
0.2125147679	0.6486315638	2.2121848897	2.9797912566	+	-0.0000518994	= 0.0004455947
0.038639487	0.0589093677	0.1061476769	0.1582953870	+	0.0000705166	
0.05865976219	0.2332744119	0.5312531650	0.5814586377	+	-0.0016895031	
0.1545561949	0.6486315638	2.8358852977	1.8355143259	+	0.0005112015	
0.2125147679	0.8565227763	4.2714213689	2.9797912566	+	-0.0001311863	= 0.0000333185
0.038639487	0.082626929	0.1061476769	0.1582953870	+	2.0007147543	
0.1545561949	0.3483995343	1.4768011142	0.6683551732	+	-0.0014272425	
0.2125147679	1.5882518124	2.8358852977	1.8355143259	+	0.0003220031	
0.2704733410	2.2121848897	4.2714213689	2.9797912566	+	-0.0001894673	= 0.0000912083
0.2332744119	0.3862696160	0.5312531650	0.5814586377	+	2.2183524404	
0.4487483474	0.7483995343	1.4768011142	0.6683551732	+	-0.0153562696	
0.6486315638	1.5882518124	2.8358852977	1.8355143259	+	0.0005156657	
0.8565227763	2.2121848897	4.2714213689	2.9797912566	+	-0.0012741667	= 0.0016256891

Termino a la primera potencia *****

0.0000000000
 0.0000000000

FIG. 3.5.2 METODO :

Termine quadratico

+	0.0366390487	0.056993677	0.2020000000	
+	0.0965976219	0.2332744119	0.3661676160	
+	0.1545561949	0.4487403474	0.9483995340	= 0.002089974
+	0.0366390487	0.056993677	0.1961476769	
+	0.0965976219	0.2332744119	0.5312511659	
+	0.2125147679	0.6466315630	2.0356850877	= 0.0014465108
+	0.0366390487	0.056993677	0.0569538742	
+	0.0965976219	0.2332744119	0.3014566377	
+	0.2704733410	0.8565227783	2.9797912566	= 0.008661144
+	0.0366390487	0.056993677	0.1961476769	
+	0.1545561949	0.7463995340	1.4766811142	
+	0.2125147679	1.5882518124	2.8356850877	= 0.0079991415
+	0.0366390487	0.056993677	0.0569538742	
+	0.1545561949	0.7463995340	0.6683551732	
+	0.2704733410	2.2121840897	2.9797912566	= 0.0020255552
+	0.0366390487	0.1961476769	0.0569538742	
+	0.2125147679	2.8356850877	1.8355143239	
+	0.2704733410	4.2714213609	2.9797912566	= 0.0172218713
+	0.2332744119	0.3661676160	0.5312511659	
+	0.4487403474	0.9483995340	1.4766811142	
+	0.5486315630	1.5882518124	2.8356850877	= 0.0114014482
+	0.2332744119	0.3661676160	0.5014566377	
+	0.4487403474	0.9483995340	0.8563551732	
+	0.8565227783	2.2121840897	2.9797912566	= 0.0264193583
+	0.2332744119	0.5312511659	0.3014566377	
+	0.6466315630	2.8356850877	1.8355143239	
+	0.8565227783	4.2714213609	2.9797912566	= 0.0170611130
+	0.9483995340	1.4766811142	0.6683551732	
+	1.5882518124	2.8356850877	1.8355143239	
+	2.2121840897	4.2714213609	2.9797912566	= 0.2113700000

Sum = 0.2038708000

Termine quadratico = 0.0030701132

TERMINO CUBICO

0.0386390487	2.058305677	=	0.0033229955
0.0965976219	0.2332744119		
0.0386390467	0.032620029	=	0.0036779724
0.1545561949	0.9483995348		
0.0386390467	0.1051476759	=	0.0070179578
0.2125147679	2.8358852977		
0.0386390487	0.0568538743	=	0.0094342743
0.2784733410	2.9797912566		
0.2332744119	0.3862096168	=	0.0529927930
0.4487483474	0.9483995348		
0.2332744119	0.5312531658	=	0.3169516833
0.6486315638	2.8358852977		
0.2332744119	0.3814586377	=	0.4369018630
0.8565207783	2.9797912566		
0.9483995348	1.4766811142	=	0.3056345745
1.5682518124	2.8358852977		
0.9483995348	0.8863551732	=	0.6628995299
2.2121840897	2.9797912566		
2.8356852977	1.8355143239	=	0.6192905553
4.2714213689	2.9797912566		

termino cubico =====
 2.6450046460
 =====

TERMINO CUARTO

0.0386390487
 0.2332744119
 0.9483995348
 2.8358852977
 2.9797912566

suma * 7.0359894597

termino cuarto =====
 -7.0359894597
 =====

dados por:

$$\begin{aligned} C_1 &= -S_1 \\ C_2 &= -1/2 (C_1 S_1 + S_2) \\ &\dots\dots\dots \\ C_n &= -1/n(C_{n-1} S_1 + C_{n-2} S_2 + C_{n-3} S_3 + \dots + S_n) \end{aligned}$$

Una vez conocidos los valores de los coeficientes se sustituyen en la ec. 3.8 y se tiene la ecuación característica de un sistema en particular.

En nuestro caso los resultados fueron los siguientes, obtenidos por medio de un programa sencillo (Basic), mostrándose también las matrices elevadas a cada una de las potencias necesarias para obtener desde S_1 hasta S_n : (ver fig. 3.6)

Como puede verse la solución obtenida con ambos métodos es idéntica, lo cual garantiza la veracidad de nuestros resultados, sin embargo, aunque los dos métodos son prácticos, encontramos más fácil y expedito el segundo, utilizando naturalmente un programa que eleve matrices a la potencia deseada, el cual es general en cuanto a que se hizo aplicable a matrices de cualquier orden; mientras que un programa que resuelva el primer método nos parece más limitado o más difícil de elaborar.

Cabe señalar que como en la matriz con la que se trabajó, los elementos estaban multiplicados por cien (diez al cuadrado), los valores característicos quedan afectados por el mismo factor, y cada uno de los coeficientes obtenidos resulta multiplicado por cien elevado a la potencia $(n-i)$, donde n es el grado e i es el exponente que tiene la incógnita a la que corresponde dicho coeficiente. Circunstancia que, en términos prácticos, sólo quiere decir que será necesario dividir las raíces que obtenemos entre diez al cuadrado.

Con los coeficientes obtenidos la ecuación característica se conforma de la siguiente manera:

$$f(\lambda) = \lambda^3 - 7.035989460 \lambda^2 + 2.845324646 \lambda^2 - 0.2038708279 \lambda^2 + 0.00393044 \lambda - 0.000019925 = 0 \quad \dots \text{(ec. 3.C)}$$

Puede parecer que se ha exagerado en el número de decimales utilizados, sin embargo, estas ecuaciones suelen ser bastante sensibles y por el simple hecho de ahorrarnos algunos decimales podemos obtener raíces complejas o negativas; y sabemos por ((11) pag. 281) que las ecuaciones de este tipo (para un sistema de varios grados de libertad) tienen forzosamente raíces positivas o cero. En la elaboración de esta tesis esto fue un problema real, pues en un principio se estuvo trabajando con menos decimales, obteniendo como resultado dos raíces complejas que no sabíamos cómo interpretar, esta duda nos llevo a investigar y se encontró en ((11) pag. 281) lo expuesto así

Fig.3.6. COEFICIENTES DE LA ECUACION CARACTERISTICA DE LA MATRIZ -FN-. METODO C.

Matriz A^(1)

0.23862905	0.05890937	0.08260609	0.10614768	0.05805387
0.09659762	0.23327441	0.38626962	0.53125316	0.30145864
0.15455619	0.44074035	0.94839953	1.47680111	0.88835517
0.21251477	0.64863156	1.58025181	2.83588521	1.83551437
0.27047334	0.85652278	2.21210409	4.27142136	2.97979126

Traza de la matriz A^(1): 7.0359894597

Matriz A^(2)

0.05921074	0.17100129	0.40045157	0.70638519	0.46120944
0.28040222	0.83314582	1.97079596	3.49885464	2.29748167
0.74924583	2.24871245	5.38132531	9.63372567	6.34715578
1.41423052	4.27191347	10.30857325	18.58336316	12.28645522
2.14877750	6.51353959	15.79267973	28.59178302	18.95845335

Traza de la matriz A^(2): 43.81449838554819

Matriz A^(3)

0.35552194	1.07303467	2.58715901	4.66165941	3.08156039
1.75952656	5.31250954	12.81436328	23.09735436	15.27151887
4.84058062	14.62141129	35.28736918	63.63147333	42.08366040
9.33295776	28.20062833	68.08889166	122.82426726	81.24868225
14.35700799	43.39037643	104.79154378	189.07363047	125.69067717

Traza de la matriz A^(3): 288.8702870897784

Matriz A^(4)

2.34140227	7.07464592	17.08083587	30.81108122	26.38137859
11.60076908	35.05280589	84.63237024	152.66586060	100.98891630
31.95878423	76.56700584	233.16005398	420.59955065	278.23169835
61.68585092	186.39681097	450.06319936	811.88881045	537.07996459
94.95698264	286.93562699	692.82815745	1249.83760866	826.79745676

Traza de la matriz A^(4): 1909.240532346512

Matriz A^(5)

15.47424186	45.75867271	112.90058951	203.66610522	134.72992413
76.67325079	231.68432651	559.41171067	1009.14714046	627.57091789
211.23726948	638.29849769	1541.20104811	2780.24235664	1839.18481648
407.75320135	1232.11442333	2975.00033100	5366.74384097	3550.26722625
627.70284942	1876.74089343	4579.77662210	8261.13062027	5465.26798447

Traza de la matriz $A^{-1}(5)$: 12620.37145401961

Coefficientes de la ecuación característica

$C(5) = 1$

$C(4) = -7.0359894597$

$C(3) = 2.845324645730456$

$C(2) = -203870827934755$

$C(1) = 3.9309343611961890-03$

$C(0) = -1.9924947400795650-05$

anterioridad, por lo que después de revisar varias veces todos los resultados nos percatamos con sorpresa de la sensibilidad de la ecuación con la que se estaba trabajando. Aumentando el número de decimales el problema desapareció, pues obtuvimos cinco raíces positivas.

La solución de la ecuación 3.C en este caso fue obtenida utilizando la aproximación de Newton para mejorar la convergencia, y prescribiendo un error en $f(\lambda)$ no mayor de 0.0000001, (a partir de este punto, las decimales pierden importancia, pues ya se ha logrado la precisión deseada, por lo que se irán reduciendo conforme se juzgue conveniente); los resultados son los siguientes:

$10^2 \lambda_1 = 6.610197$	$\implies \lambda_1 = 0.06101970$
$10^2 \lambda_2 = 0.340536$	$\implies \lambda_2 = 0.00340536$
$10^2 \lambda_3 = 0.058415$	$\implies \lambda_3 = 0.00058415$
$10^2 \lambda_4 = 0.018809$	$\implies \lambda_4 = 0.00018809$
$10^2 \lambda_5 = 0.008032$	$\implies \lambda_5 = 0.00008032$

A las raíces de la ecuación característica, se les conoce con el nombre de valores característicos.

4.3.5: VELOCIDAD ANGULAR, PERIODOS Y FRECUENCIAS.

Una vez conocidas las raíces de la ecuación característica, se pueden encontrar las velocidades angulares, los periodos, las frecuencias; para de ahí encontrar las ordenadas espectrales que les corresponden de acuerdo con el espectro de aceleraciones de diseño proporcionado por la C.F.E. para el sitio donde se asentará la chimenea (S.L.P.).

Con esta información se pueden clasificar los modos según su importancia (basada en los efectos que producen).

La información se presenta en la siguiente tabla:

TABLA III.2

MOD0	λ	w	T	f	Alfa
1	0.06810197	3.8895	1.62	0.62	0.1164
2	0.00340536	17.1364	0.37	2.73	0.1810
3	0.00058415	41.3750	0.15	6.59	0.1422
4	0.00018809	72.9150	0.09	11.60	0.1189
5	0.00008032	111.5805	0.06	17.76	0.1073

Donde:

λ = Valores característicos.

w = Raíz cuadrada de $(1/\lambda)$ (ver anexo A1).

T = Período en segundos ($2 * \pi/w$).

f = Frecuencia en Hertz (recíproca del período).

Alfa = Ordenada espectral (ver espectro de aceleraciones).

4.3.6: FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO.

4.3.6.1: VECTORES CARACTERÍSTICOS.

La solución de la ecuación matricial del sistema

$$(EM - \lambda I)x = 0$$

se escribe en forma de vectores x_i , llamados vectores característicos, y tendrá n soluciones independientes (en este caso cinco vectores) que constituyen una base del espacio vectorial de las soluciones. Los vectores característicos se obtendrán sustituyendo cada uno de los valores característicos λ en la ecuación y resolviendo cada uno de los sistemas homogéneos de cinco ecuaciones con cinco incógnitas que resulten, los cuales garantizadamente poseerán soluciones "no triviales".

Para encontrar tales soluciones diferentes de la trivial se procederá a darle un valor arbitrario a una de las incógnitas y a desechar una de las ecuaciones (que será dependiente o consecuencia de las demás), con lo que tendremos un sistema no homogéneo de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas, con solución única.

En (3) pag. 1.3.36 se lee:

"En el análisis dinámico modal espectral deberá considerarse la contribución de todos los modos cuyo período natural sea mayor o igual que 0.4 seg. pero en ningún caso podrán considerarse menos de tres modos". Por la limitación de período sólo se requiere usar los tres primeros modos y, por lo tanto, sólo se obtendrán tres vectores característicos.

Sustituyendo el primer valor característico (modo 1)

$$10^{-3} \lambda_1 = 6.610197$$

el sistema (ver fig. 3.7) tiene la solución siguiente vector característico:

$$\begin{aligned} x_1 &= 1.00 \\ x_2 &= 4.95 \\ x_3 &= 13.65 \\ x_4 &= 26.35 \\ x_5 &= 40.56 \end{aligned}$$

Sustituyendo el segundo valor característico (modo 2)

$$10^{-3} \lambda_2 = 0.340536$$

queda el sistema mostrado (ver fig. 3.8)

cuya solución es el vector característico:

MATRIZ A			
-6.376923	.38627	.531253	.361459
.44074	-5.661797	1.476891	.888355
.648632	1.580252	-3.774312	1.825514
.856523	2.212104	4.271421	-3.630406

MATRIZ INVERSA

-2.421421572975347			
	-5.484150705643868		
		-9.874273582020124	
			-6.545524028361544
-6.257508744516635			
	-15.27676086204201		
		-27.27412797277269	
			-18.05757351446319
-12.08037377300197			
	-29.20610179248681		
		-52.86454905593374	
			-34.87784668063564
-18.59754132611604			
	-44.96539548177143		
		-81.16416388633103	
			-53.85887672768242

MATRIZ INVERSA COMPROBADA

MATRIZ C POR RENGLONES (TERMINOS INDEPENDIENTES)

* -0.096599
 * -0.154556
 * -0.212515
 * -0.270473

MATRIZ-VECTOR X:60 ESCRITO TRANSPUESTO (POR RENGLONES)

X(1) : 4.9546 X(2) : 13.650 X(3) : 26.3489 X(4) :
 40.5621

OK

FIG. 2.7 VECTOR CARACTERISTICO. (MODULO 1)

MATRIZ A

-1.107262	.38627	.531253	.301459
.44074	.607864	1.476801	.888355
.648632	1.580252	2.495349	1.855514
.856323	2.212104	4.271421	2.639255

MATRIZ INVERSA

-25.90405837191346	-26.70815605379995	-4.559076212757838	15.11926044262343
-30.47439492056053	-38.9234653949607	-5.980235540172548	20.74124772959863
-5.566462590221605	-6.39924959689646	-3.137957210073518	4.972096286640034
42.95782617041445	51.64820851117005	11.57045943591933	-29.95910128900371

MATRIZ INVERSA COMPROBADA

MATRIZ C POR FILAS (TERMINOS INDEPENDIENTES)

? -0.096598
 ? -0.154556
 ? -0.212515
 ? -0.270473

MATRIZ-VECTOR X=BC ESCRITO TRANSUESTO (POR FILAS)

$x(1) = 3.5097$ $x(2) = 4.6206$ $x(3) = 0.8488$ $x(4) = -6.4879$

MATRIZ A

.174859	.38627	.531253	.301459
.44074	.889985	1.476801	.888355
.648632	1.580252	2.77747	1.835514
.856523	2.212104	4.271421	2.921376

MATRIZ INVERSA

-67.04667245572393	12.00591095117536	41.94021011462581	-23.08348224245649
13.70012717805828	-9.392635537788984	4.603947106293752	-1.450221150806814
51.20518015121983	4.927538181854768	-48.1218873558094	23.45289766304062
-65.58483772920739	-3.612490240977089	54.57759487775907	-26.08278637170386

MATRIZ INVERSA COMPROBADA

MATRIZ C POR RENGLONES (TERMINOS INDEPENDIENTES)

? -0.096598
 ? -0.154556
 ? -0.212515
 ? -0.270473

MATRIZ-VECTOR X=BC ESCRITO TRANSPUESTO (POR RENGLONES)

2.3498 X(1) : 1.9515 X(2) : -0.4579 X(3) : -1.8247 X(4) :

Ok

$$\begin{aligned}x_1 &= 1.00 \\x_2 &= 3.51 \\x_3 &= 4.62 \\x_4 &= 0.85 \\x_5 &= -6.49\end{aligned}$$

Sustituyendo el tercer valor característico (modo 3)
 $10^{-4} \lambda_3 = 0.058415$
 el sistema: (ver fig. 3.9)

tiene la solución: vector característico:

$$\begin{aligned}x_1 &= 1.00 \\x_2 &= 1.95 \\x_3 &= -0.46 \\x_4 &= -1.82 \\x_5 &= 2.35\end{aligned}$$

Notar que, como era de esperarse, en el modo 1 no hay cambios de signo; en el modo 2 hay un cambio de signo y en el modo 3 hay dos cambios de signo, lo cual quiere decir que la chimenea se mueve en cada modo según se ilustra en la fig. 3.10

1.3.6.2: COEFICIENTES DE PARTICIPACION.

En (3) pag. 1.3.24, encontramos lo siguiente:

"Una vez determinados los distintos modos de vibrar que tiene una construcción, surge el problema de calcular la forma en que se combinan para conocer el comportamiento de la estructura ante una excitación específica. La respuesta final será la combinación de las respuestas independientes de cada uno de los modos, multiplicadas por un factor denominado *coeficiente de participación*. Para determinar el valor del *coeficiente de participación de un modo cualquiera "m"*, usualmente se emplea la siguiente expresión:"

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^n m_i X_{i,m}}{\sum_{i=1}^n m_i X_{i,m}^2} \quad \dots \quad (\text{ec. 3.D})$$

donde:

- m_i masa del nivel "i"
- $u_{i,m}$ desplazamiento de la masa "i" en el modo "m"
- n número de niveles

Con este coeficiente de participación se calculan las respuestas modales R_i (donde R_i puede ser fuerza cortante, deformación, momento de volteo, etc.) y se combinan de acuerdo con la expresión:

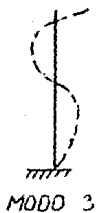
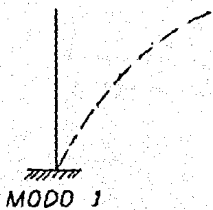


Fig. 3.10

$$R = (R^2)^{1/2}$$

"Este criterio no es una transformación lineal entre las contribuciones modales, por lo que las mismas relaciones de transformación que son válidas entre los valores de dichas variables para cada modo, no se conservan entre los valores de las distintas variables después de efectuada la superposición modal; por ejemplo, si R es una fuerza cortante de entrepiso, ésta no se puede obtener por transformación lineal a partir del vector de desplazamientos relativos que se obtuvo, tomando a las R_i como los desplazamientos relativos correspondientes a los diversos modos de vibración."

"En general, el uso de este criterio para combinar las respuestas modales da resultados satisfactorios, pero no siempre resulta una predicción conservadora de la respuesta sísmica ya que pueden presentarse combinaciones más adversas que las obtenidas por este método. El caso más común en el que el uso del criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados no resulta conservador, ocurre cuando dos modos tienen casi el mismo período natural. En este caso, las respuestas están sumamente correlacionadas por lo que el discriminador debe combinar las respuestas modales más conservadoramente."

En el caso de nuestra chimenea, aplicando la fórmula 3.D, se obtienen los siguientes coeficientes de participación:

Para el modo 1 $C_1 = 0.0407$

Para el modo 2 $C_2 = 0.1583$

Para el modo 3 $C_3 = 0.2448$

4.3.6.3: DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS POR NIVEL PARA CADA MODO.

Según (3) pag. 1.3.35 se obtienen los desplazamientos máximos de cada nivel en cada modo como :

$$x_{i,m \max} = \frac{C_m \cdot x_{i,m} \cdot \text{Alfa}_m \cdot g}{\omega_{i,m}^2 \cdot Q'_{i,m}} \quad (\text{ec. 3.E})$$

donde:

$x_{i,m \max}$ desplazamiento máximo del nivel i en el modo m
 $x_{i,m}$ desplazamiento del nivel i en el modo m
 $\omega_{i,m}^2$ cuadrado de la velocidad angular del modo m
 Alfa_m ordenada espectral para T_m (Tabla III.2)
 $Q'_{i,m}$ factor de reducción por ductilidad (tabla III.3) *
 g aceleración de la gravedad (9.81m/seg.²)

* Encontramos en (3) que para el cálculo de fuerzas sísmicas, las ordenadas del espectro de diseño (Alfa) pueden reducirse dividiéndolas entre un factor Q' , cuando la estructura satisface todos los requisitos de alguno de los casos que se especifican en el manual de la CFE (3). Para cada uno de los casos se especifica un factor Q' , con el cual se obtiene Q' de acuerdo con la tabla 1.2 de (3); presentada en este trabajo como tabla III.3.

Por las características de esta chimenea se consideró que cumple con los requisitos listados para el caso número 3 (3) pag. 1.3.17) para el cual según la tabla III.3 (tabla 1.2 de (3)) corresponde un factor de ductilidad Q igual a 2, el cual parece ser apropiado.

Basándonos en la misma tabla III.3. (teniendo en cuenta que en el espectro de diseño prescrito por la CFE para el diseño de esta chimenea se observa que T_1 es igual a 0.25 seg.), se obtienen los siguientes valores para Q' en cada modo.

Modo	Periodo	Zona	Fórmula	Q'
1	1.62	2	$Q' = Q =$	2.00
2	0.37	2	$Q' = Q =$	2.00
3	0.15	1	$Q' = 1 + (Q-1)T/T_1 =$	1.84

Una vez calculada Q' se conocen todos los datos de la ecuación 3.E. Al sustituir obtenemos los desplazamientos máximos por nivel para cada modo que se muestran a continuación: (ver fig. 3.11)

4.3.6.4: FUERZAS MÁXIMAS PARA CADA MODO.

Utilizando el concepto de rigidez que dice: "la rigidez se define como el esfuerzo debido a un desplazamiento unitario." (ver por ej. (12) pag. 228) y sabiendo que el inverso de la matriz de rigideces es la matriz de flexibilidades (que ya conocemos), las fuerzas máximas en cada nivel para cada modo, las podemos obtener multiplicando el inverso de la matriz de flexibilidades por los desplazamientos máximos en cada nivel para cada modo correspondiente.

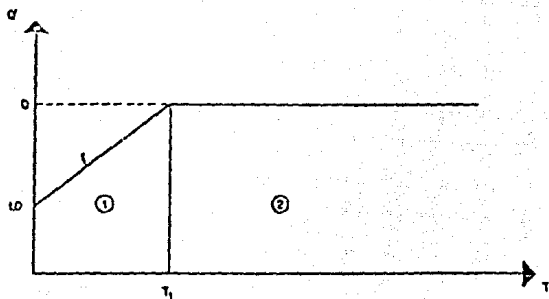
Lo anterior se puede expresar en la ecuación:

$$f_{i,j} \dots = (F)^{-1} (x)$$

donde:

$f_{i,j} \dots$ = fuerzas máximas resultantes en cada nivel para cada modo.

(F) = matriz de flexibilidades. (fig. 3.3)



$$\textcircled{1} \quad Q = 1 + (0 - 1) \frac{T}{T_1}$$

$$\textcircled{2} \quad Q = 0$$

donde:

Q Factor de ductilidad

T Periodo de vibración considerado

CASO	FACTOR DE DUCTILIDAD Q
1	8.0 2.0
2	4.0
3	(2.0)
4	1.5
5	1.0

Tabla III.3

FIGURA 3.11
Desplazamientos Maximos de Cada Nivel
Para Cada Modo de Acuerdo con la Ecuacion 3.E.

Modo 1

Constantes	Nivel	X	X max.
C = 0.0407	1	1.000000	0.001536
w = 3.8895	2	4.954600	0.007610
Alfa = 0.1164	3	13.650100	0.020967
g = 9.8100	4	26.348900	0.040473
Q' = 2.0000	5	40.562100	0.062304

Modo 2

Constantes	Nivel	X	X max.
C = 0.1593	1	1.000000	0.000479
w = 17.1364	2	3.509700	0.001680
Alfa = 0.1810	3	4.620600	0.002211
g = 9.8100	4	0.848800	0.000406
Q' = 2.0000	5	-6.487900	-0.003105

Modo 3

Constantes	Nivel	X	X max.
C = 0.2448	1	1.000000	0.000125
w = 41.3750	2	1.951500	0.000243
Alfa = 0.1422	3	-0.457900	-0.000057
g = 9.8100	4	-1.824700	-0.000227
Q' = 1.6000	5	2.349800	0.000293

FIGURA 3.11

(F)²¹ = matriz de rigideces (S).

(x) = matriz de desplazamientos máximos en cada nivel para cada modo.
(fig.3.11)

El proceso y los resultados de la ecuación anterior pueden verse en la figura 3.12 que se resumen a continuación:

Fuerzas Máximas por Nivel y por Modo en toneladas:

Nivel	Modo	1	2	3
1		2.189	12.444	18.775
2		6.004	26.214	22.039
3		14.812	30.213	-4.533
4		26.676	5.212	-16.935
5		17.622	-17.062	9.372

4.3.6.5: CORTANTES MÁXIMOS PARA CADA MODO.

Las *fuerzas cortantes máximas* en cada nivel, para cada modo (se obtienen sumando las *fuerzas máximas* en orden) son las siguientes:

Fuerzas cortantes máximas, en toneladas.

Nivel	Modo	1	2	3
5		17.622	-17.062	9.372
4		44.298	-11.850	-7.563
3		59.111	18.363	-12.096
2		44.298	44.576	9.943
1		67.303	57.021	28.718

4.3.6.6: RESPUESTAS MÁXIMAS DE LA ESTRUCTURA.

Como los desplazamientos y los cortantes máximos modales no ocurren simultáneamente, la suma de ellos no es generalmente el criterio más adecuado para determinar las *respuestas máximas de la estructura*. De acuerdo con estudios probabilísticos, una estimación realista de éstos se obtiene de la siguiente manera: (13) pag. 1.3.33 y 1.3.35)

Fig. 3.12. CALCULO DE FUERZAS POR MODOS.

Matriz -A- DE FLEXIBILIDAD (F) por invertir

.0000443260855	.00001108152138	.0000177304342	.00002437934701
.00003102825924			
.00001108152138	.00004388156733	.000082908267	.0001220149667
.00016112166635			
.0000177304342	.000082908267	.0002035628965	.00033918261695
.00047480233735			
.00002437934701	.0001220149667	.00033918261695	.000651326711
.00098103384495			
.00003102825984	.00016112166635	.00047480233735	.00098103384495
.001592619592			

Matriz Inversa DE RIGIDECES (S)

715587.3418			
-293306.9829			
	81401.2618		
		-18997.8779	
			3166.3127
-293306.9829			
	264455.5595		
		-146618.5693	
			50455.9293
			-8409.3214
81401.2618			
	-146618.5693		
		162236.1529	
			-99286.606
			26039.5546
-18997.8779			
	50455.9293		
		-79286.606	
			97589.8838
			-35248.5546
3166.3127			
	-8409.3214		
		26039.5546	
			-35248.5546
			15366.5461

MATRIZ INVERSA COMPROBADA

Matriz-vector DESPLAZAMIENTOS POR NIVEL -MODOS
de terminos independientes, i transpuesto:

C(1) = .001536
C(2) = .00761
C(3) = .023967
C(4) = .040473
C(5) = .062304

Matriz-vector FUERZAS RESULTANTES POR NIVEL -MODO
producto, escrito transpuesto

X(1) = 2.1891
X(2) = 6.0042
X(3) = 14.8121
X(4) = 26.676
X(5) = 17.5224

Matriz-vector DESPLAZAMIENTOS POR NIVEL -MODO 2-
de terminos independientes, (transpuesto)

C(1) = .000479
C(2) = .00168
C(3) = .002211
C(4) = .000406
C(5) = -.003165

Matriz-vector FUERZAS RESULTANTES POR NIVEL -MODO 2-
producto, escrito transpuesto

X(1) = 12.4443
X(2) = 26.2137
X(3) = 39.213
X(4) = 5.2115
X(5) = -17.0616

Matriz-vector DESPLAZAMIENTOS POR NIVEL -MODO 3-
de terminos independientes, (transpuesto)

C(1) = .000125
C(2) = .000243
C(3) = -.000057
C(4) = -.000227
C(5) = .000293

Matriz-vector FUERZAS RESULTANTES POR NIVEL -MODO 3-
producto, escrito transpuesto

X(1) = 18.7752
X(2) = 22.0392
X(3) = -4.533
X(4) = -16.9353
X(5) = 9.3719

Desplazamientos:

$$x_{i \text{ max}} = (a x_{i \text{ adm}})^{1/2}$$

Cortantes:

$$V_{i \text{ max}} = (a V_{i \text{ adm}})^{1/2}$$

donde

$x_{i \text{ max}}$ = desplazamiento máximo de diseño del nivel i
 $V_{i \text{ max}}$ = fuerza cortante máxima de diseño en el nivel i

Sustituyendo los desplazamientos (fig 3.11) y los cortantes máximos en cada nivel para cada modo en las ecuaciones anteriores obtenemos las siguientes respuestas máximas para la chimenea:

Desplazamientos:

$x_{1 \text{ max}} = 0.16 \text{ cm.}$
 $x_{2 \text{ max}} = 0.78 \text{ cm.}$
 $x_{3 \text{ max}} = 2.11 \text{ cm.}$
 $x_{4 \text{ max}} = 4.05 \text{ cm.}$
 $x_{5 \text{ max}} = 6.24 \text{ cm.}$

Estos desplazamientos para una estructura de 114 m son aceptables.

Cortantes:

$V_{1 \text{ max}} = 92.768 \text{ ton.}$
 $V_{2 \text{ max}} = 79.535 \text{ ton.}$
 $V_{3 \text{ max}} = 63.068 \text{ ton.}$
 $V_{4 \text{ max}} = 46.476 \text{ ton.}$
 $V_{5 \text{ max}} = 26.258 \text{ ton.}$

4.3.6.7: MOMENTOS EN CADA NIVEL.

Una vez que se han obtenido los cortantes máximos es necesario encontrar los momentos de diseño, para lo cual se efectúa un cálculo sencillo convencional. Realizando estas operaciones resulta:

Momentos en cada nudo:

POSICION	P A R C I A L	ACUMULADO
nudo 5 :	0.0	0.0
nudo 4 : (22.8)(26.258) =	598.682	598.7 ton-m
nudo 3 : (22.8)(46.476) =	1059.653	1 658.3 ton-m
nudo 2 : (22.8)(63.068) =	1437.950	3 096.3 ton-m
nudo 1 : (22.8)(79.535) =	1813.398	4 909.7 ton-m
nudo 0 : (22.8)(92.768) =	2115.110	7 024.8 ton-m

Con el cálculo de los momentos queda concluido el análisis sísmico.

4.4: ANALISIS SISMICO CON UN PAQUETE DE DISEÑO

4.4.1: DATOS SUMINISTRADOS AL PROGRAMA

Ver la figura 3.13.

4.4.2: REPORTE DEL PROGRAMA (RESULTADOS)

Ver la figura 3.14

4.5: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

4.5.1: DIFFERENCIAS ENTRE LOS DOS METODOS DE ANALISIS

En realidad no podemos hablar de diferencias significativas entre los resultados obtenidos por el método manual y los encontrados con el paquete de diseño, son bastante similares, bastara con comparar las frecuencias y por lo tanto los periodos obtenidos, para darnos cuenta de la gran similitud entre ambos. Sin embargo, el momento obtenido con el método manual resulta conservador relativamente hablando. Al analizar la diferencia, nos percatamos de que los cortantes que producen los momentos, son practicamente iguales en cualquier punto de la chimenea, y que los cambios en el momento resultan de multiplicar en el caso del método manual, el mismo cortante por longitudes mayores (22.80 m contra 11.40 m).

Lo anterior, demuestra que para este tipo de estructura, al elaterar el

```

TYPE PLANE FRAME
TITLE TESIS. CHIPENEA DE UNA PLANTA TERMOELECTRICA.
UNIT MTON METRE DEG $Unidades usadas
$ INPUT FILE A.TECIO OUTPUT FILE A:CHIMENEA
$ ANALISIS DINAMICO USANDO EL RSP
JOINT COORDINATES $definición de las coordenadas de los nudos.
$ DIEZ DOVELAS. LA CORRESPONDENCIA ENTRE NUMEROS DE NUDOS ES:
$ Base en el nudo 1, que corresponde al punto 0 de la tabla 1.1
$ 11 es el extremo superior y corresponde al punto 10 (misma tabla)
1 0 0 5 $apoyo
2 0 11.4
11 0 11.4
2 TO 11
MEMBER INCIDENCES $definición de dovelas por nudos.
1 1 2
10 10 11
1 TO 10
MEMBER PROPERTY $propiedades de las dovelas.
$AX = área transversal.
$I2 = momento de inercia promedio.
COL1 AX 18.3744 I2 352.3565 1
COL2 AX 14.5107 I2 217.3940 2
COL3 AX 11.1016 I2 125.5975 3
COL4 AX 8.1485 I2 66.5752 4
COL5 AX 6.7858 I2 44.0486 5
COL6 AX 6.7858 I2 44.0486 6
COL7 AX 5.6941 I2 37.4567 7
COL8 AX 5.6941 I2 37.4567 8
COL9 AX 5.6941 I2 37.4567 9
COL10 AX 5.6941 I2 37.4567 10
MATERIAL PROPERTY $propiedades del material usado.
CCNC E 3es DEN 2.4 ALL
$Carga muerta debida al peso propio del tiro y las losas.
ADD WEIGHT 135.89 3
ADD WEIGHT 117.41 5
ADD WEIGHT 111.09 9
ADD WEIGHT 27.6 11 $ Anillo, sombrero, etc.
DYNAMIC ANALYSIS REACTION MODE 4
LOAD KRSP $La estructura se carga con las coordenadas del espectro.
RSA X 0.3 0.041, 0.67 0.061, 1.5 0.0905, 4 0.0905, 10 0.0614 factor 9.81

REPORT DEVICE chimenea
OUTPUT DECIMAL 6
LIST ALL
SAVE ON
FIN

```

Fig. 3.13

```

*****
M-STRUDL BY CASI / REV. 2.43 SEP : 65PR TIME : 10/15/1990 19:14:54
*****
      * NAVARRO GALINDO CONSULTORES, S.A. DE C.V. *
      * SAN LUIS POTOSI, S.L.P. TEL. 3-53-80: 7-21-23 *
*****
A TITLE: PESIS. CHIMENEA DE UNA PLANTA TERMoeLECTRICA. PAGE 1 A
*****

```

```

*****
* RESULTS OF ANALYSIS *
*****

```

```

TYPE OF THE PROBLEM . PLANE FRAME RESTART STATUS : NONE GIVEN
ACTIVE UNITS : MTONS METERS DEGREES

```

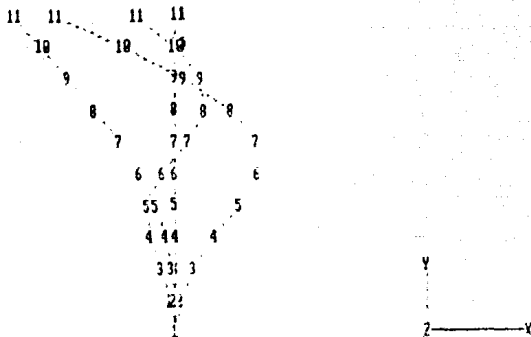
```
* TOLERANCE : 0.05 MAX. NO. ITERATIONS : 20
```

```
* TOTAL WEIGHT IN X DIRECTION : 2947.77
```

```
* TOTAL WEIGHT IN Y DIRECTION : 2947.77
```

```
* NO. OF EIGEN VALUES REQUESTED : 4
```

MODE NO.	FREQUENCY HZ.	% MASS PARTICIPATED X DIR.	% MASS PARTICIPATED Y DIR.
1	0.613293	39.358015	0.000000
2	2.862818	21.522364	0.000000
3	5.964210	8.745202	0.006355
4	8.452052	0.000775	61.585187



M-STRUDL PLOT: PRIMEROS CUATRO MODOS DE VIBRAR DE LA CHIMENEA.

Fig. 3.14a


```

*****
A N-STRUDL BY CAST / REV. 2.63 SEP : 6519 TIME : 10/15/1990 19:14:54 A
A * * * * *
A * NAVARRO GALINDO CONSULTORES, S.A. DE C.V. *
A * SAN LUIS POTOSI, S.L.P. TEL. 3-03-83; 7-21-23 *
A * * * * *
A TITLE: TESTIS, CHIMENEA DE UNA PLANTA TERMOELECTRICA. PAGE 2 A
*****

```

```

*****
* RESULTS OF ANALYSIS *
*****

```

```

TYPE OF THE PROBLEM : PLANE FRAME RESTART STATUS : NONE GIVEN
ACTIVE UNITS : MTONE METERS DEGREES

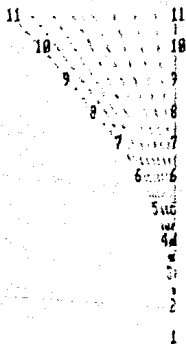
```

```

* MODE NUMBER : 1 FREQUENCY : 0.613053 HZ

```

JOINT NO.	MODE SHAPE		
	X DISP	Y DISP	Z ROT
1	-0.000000	-0.000000	0.000000
2	-0.005228	-0.000000	0.051425
3	-0.022773	-0.000000	0.122847
4	-0.057817	-0.000000	0.224029
5	-0.119013	-0.000000	0.382877
6	-0.214192	-0.000000	0.565046
7	-0.340445	-0.000000	0.695627
8	-0.489586	-0.000000	0.795397
9	-0.652769	-0.000000	0.856085
10	-0.825718	-0.000000	0.872404
11	-1.000000	-0.000000	0.877693



N-STRUDL PLOT: PRIMER MODO DE VIBRAR.

```

*****
M-STRUDL BY CAST / REV. 2.63 SER : 6519 TIME : 10/15/1990 19:14:54
* NAVARRO GALINDO CONSULTORES, S.A. DE C.V.
* SAN LUIS POTOSI, S.L.P. TEL. 3-33-83: 7-21-23
TITLE: TESTE CINEMATA DE UNA PLANTA TERMOELECTRICA PAGE 3
*****

```

```

*****
* RESULTS OF ANALYSIS *
*****

```

```

TYPE OF THE PROBLEM : PLANE FRAME RESTART STATUS : NONE GIVEN
ACTIVE UNITS : MTONS METERS DEGREES

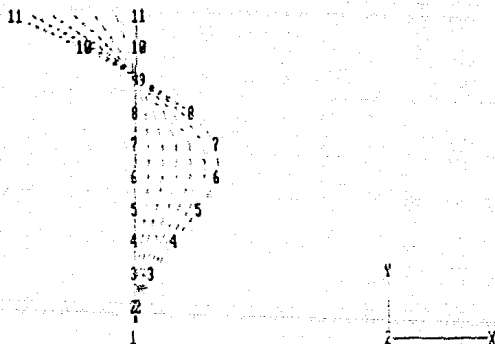
```

```

* MODE NUMBER : 2 FREQUENCY : 2.86232 HZ

```

JOINT NO.	X DISP	Y DISP	Z ROT
1	0.000000	-0.000000	-0.000000
2	0.036528	-0.000000	-0.345474
3	0.143681	-0.000001	-0.697466
4	0.315239	-0.000001	-0.975824
5	0.516978	-0.000002	-0.972460
6	0.660259	-0.000003	-0.398395
7	0.655457	-0.000004	0.478077
8	0.452999	-0.000004	1.525712
9	0.065895	-0.000005	2.308400
10	-0.441516	-0.000005	2.729537
11	-1.000000	-0.000005	2.844846



M-STRUDL PLOT: SEGUNDO MODO DE VIBRAR.

```

*****
M-STRUDL BY CAST / REV. 2.63 SER : 6519 TIME : 10/15/1990 19:14:54
      * NAVAPRO GALIMDO CONSULTORES, S.A. DE C.V. *
      * SAN LUIS POTOSI, S.L.P. TEL 3-03-83; 7-21-23 *
TITLE: TESIS. CHIMENEA DE UNA PLANTA TERMOELECTRICA. PAGE 4
*****

```

```

*****
* RESULTS OF ANALYSIS *
*****

```

```

TYPE OF THE PROBLEM : PLANE FRAME RESTART STATUS : NONE GIVEN
ACTIVE UNITS : MTONS METERS DEGREES

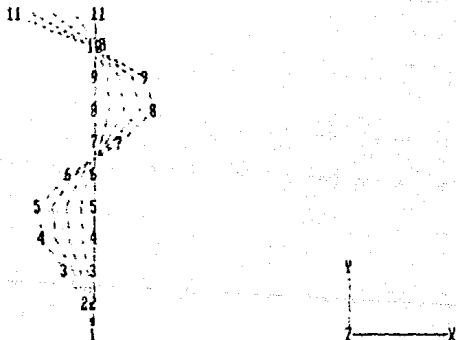
```

```

* MODE NUMBER : 3 FREQUENCY : 6.96421 HZ

```

JOINT NO.	X DISP	MODE SHAPE Y DISP	Z ROT
1	-0.000000	-0.000000	0.000000
2	-0.101408	-0.000646	0.914763
3	-0.350027	-0.001442	1.432046
4	-0.615891	-0.002410	1.092301
5	-0.670144	-0.003643	-0.627039
6	-0.305390	-0.004937	-2.764748
7	0.299290	-0.006084	-2.930945
8	0.712464	-0.007119	-0.944860
9	0.610211	-0.007944	2.022373
10	-0.046977	-0.008361	4.306106
11	-1.000000	-0.008531	5.031707



M-STRUDL PLOT: TERCER MODO DE VIBRACION.

```

*****
M-STUDJL BY CAST / REV. 2.63 SER : 6579 TIME : 10/15/1990 19:14:54
M      *      *      *      *      *      *      *      *      *      *      *
M      * NAVARRO GALINDO CONSULTORES, S.A. DE C.V. *
M      * SAN LUIS POTOSI, S.L.P. TEL. 3-03-83; 7-21-23 *
M      *      *      *      *      *      *      *      *      *      *
M TITLE: TESIS. CIMENSA DE UNA PLANTA TERMEELECTRICA. PAGE 5 M
*****

```

```

*****
RESULTS OF ANALYSIS
*****

```

```

TYPE OF THE PROBLEM : PLANE FRAME RESTART STATUS : NONE GIVEN
ACTIVE UNITS : MTONS METERS DEGREES

```

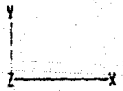
```

* MODE NUMBER : 4 FREQUENCY : 8.45705 HZ

```

JOINT NO.	X DISP	Y DISP	Z ROT
1	0.000000	0.000000	-0.000000
2	0.004672	0.075453	-0.037721
3	0.011595	0.169458	-0.020934
4	0.007502	0.281673	0.260124
5	-0.013799	0.426025	0.129793
6	-0.032922	0.577146	0.030969
7	-0.020103	0.712324	-0.158669
8	0.022477	0.833974	-0.215219
9	0.046217	0.930925	0.019619
10	0.010948	0.979923	0.316569
11	-0.065300	1.000000	0.419543

11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1



M-STUDJL PLOT: CUARTO MODO DE VIBRAR.

```

*****
A H-STRAUDL B1 CAST / REV. 2 63 SEF : 65F9 TIME : 10/15/1990 19:14:54 A
A * * * * * A
A * NAVARRO GALINDO CONSULTORES, S.A. DE C.V. * A
A * SAN LUIS POTOSI, S.L.P. TEL. 3-03-83; 7-21-23 * A
A * * * * * A
A TITLE: TESIS. CHIMENEA DE UNA PLANTA TERMOELECTRICA. PAGE 6 A
*****

```

*** LOAD INDEX : 1 LOAD TAG : XRSA ***

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS ----

JOINT NO.	GLOBAL DISPLACEMENTS X DIRECTION	Y DIRECTION	ROTATION Z DIRECTION
1	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000356	0.000000	0.003480
3	0.001532	0.000000	0.008189
4	0.003843	0.000001	0.014931
5	0.007812	0.000001	0.024773
6	0.013909	0.000001	0.036314
7	0.021957	0.000002	0.044703
8	0.031472	0.000002	0.051299
9	0.041995	0.000002	0.055063
10	0.053044	0.000002	0.056673
11	0.064294	0.000002	0.057067

RESULTANT MEMBER FORCES ----

MEMBER NO.	SECTION TAG.	JOINT NO.	AXIAL FORCE	LOCAL Y SHEAR FORCE	LOCAL Z MOMENT
1	COL1	1	0.890941	91.128593	6108.374512
		2	0.890341	91.128593	5163.546387
2	COL2	2	0.866909	89.362515	5163.546387
		3	0.866909	89.362515	4268.713667
3	COL3	3	0.806666	82.438866	4268.713667
		4	0.806666	82.438866	3456.053711
4	COL4	4	0.754456	75.765167	3456.053711
		5	0.754456	75.765167	2721.697510
5	COL5	5	0.659569	65.323797	2721.697510
		6	0.659569	65.323797	2089.680420
6	COL6	6	0.584702	58.678448	2089.680420
		7	0.584702	58.678448	1502.815552
7	COL7	7	0.442067	48.611584	1502.815552
		8	0.442067	48.611584	983.247131
8	COL8	8	0.352949	43.094276	983.247131
		9	0.352949	43.094276	515.937495
9	COL9	9	0.178435	29.596462	515.937495
		10	0.178435	29.596462	180.803879
10	COL10	10	0.072896	15.859990	180.803879
		11	0.072896	15.859990	0.000000

FIG. 3.14f

```

*****
M-STRAUDL BY CAST / REV. 2.63 SER : 6519 TIME : 10/15/1990 19:14:54
* * * * *
* NAVARRO GALINDO CONSULTORES, S.A. DE C.V. *
* SAN LUIS POTOSI, S.L.P. TEL. 3-03-83; 7-21-23 *
* * * * *
TITLE: TESIS, CHIMENEA DE UNA PLANTA TERMOELECTRICA. PAGE 7
*****

```

JOINT REACTIONS AT SUPPORTS -----

JOINT /	GLOBAL REACTIONS		
NO.	X FORCE	Y FORCE	Z MOMENT
1	-91.128598	-0.890941	-6108.374597
TOTAL	-91.128598	-0.890941	

Fig. 3.14g

análisis sísmico, no es estrictamente necesario considerar en muchos puntos la concentración de masas, pues los resultados obtenidos, serán suficientemente parecidos, mientras que la dificultad en el cálculo aumenta entre más puntos se consideren; aunque por otras pruebas realizadas nos atrevemos a recomendar que por lo menos se tomen tres puntos.

4.5.2: OTRAS ALTERNATIVAS

Creo conveniente mencionar, en este capítulo, que para determinar la Ingeniería Básica se hicieron análisis para diferentes tipos de fuste, pero que al reducir el diámetro del mismo (principalmente en la base), resultaron estructuras con periodos mayores de 2 segundos, lo cual implicaba mayor sensibilidad a las ráfagas y ciertas incertidumbres en los cálculos, -- pues los manuales recomiendan demasiadas pruebas (algunas muy costosas) para estructuras con periodos mayores que el mencionado --; que no valen la pena si se pueden resolver aumentando un poco las proporciones además de que esto le brinda a la estructura mayor estabilidad.

También se hicieron algunos estudios reduciendo el espesor del fuste, observándose que los periodos varían muy poco.

En fin, el dimensionamiento de la chimenea fue el resultado de varias pruebas, escogiéndose la que se consideró más adecuada.

v
DISEÑO

5: DISEÑO.

5.1: DISEÑO DEL FUSTE.

5.1.1: ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO.

Para diseñar el fuste es necesario determinar los elementos mecánicos de diseño, en este caso, es sólo cuestión de seleccionar cuales se van ha usar, puesto que los análisis fueron ya elaborados en los capítulos anteriores.

Observando los resultados de los análisis, nos damos cuenta de que en nuestro caso rige el sismo, puesto que los momentos producidos por éste son mayores que los producidos por el viento; esto se ilustra en la figura 4.1 y aunque los cortantes están bastante parejos, o inclusive mayores los de viento en la parte inferior; como se puede ver en la figura 4.2; el diseño del fuste se hace principalmente para soportar la flexión, puesto que los esfuerzos producidos por los momentos son más significativos que los producidos por los cortantes.

En cuanto a las fuerzas verticales producidas por el peso propio, estas se pueden obtener del análisis estático.

En resumen los elementos mecánicos de diseño serán los siguientes:

TABLA IV.1

ELEMENTOS DE DISEÑO.

NIVEL tramo de 22.8m	MOMENTOS ton-m	W1 ton	W2 ton
5	598.7	454.27	339.168
4	1658.3	880.95	765.822
3	3096.3	1365.74	1252.236
2	4909.7	2045.93	1890.258
1	7024.8	3058.96	2943.570

DONDE:

W1 Peso propio de la estructura acumulada en cada nivel.

W2 Peso propio de la estructura sin considerar el peso del tiro y de la losa de apoyo en el nivel correspondiente.

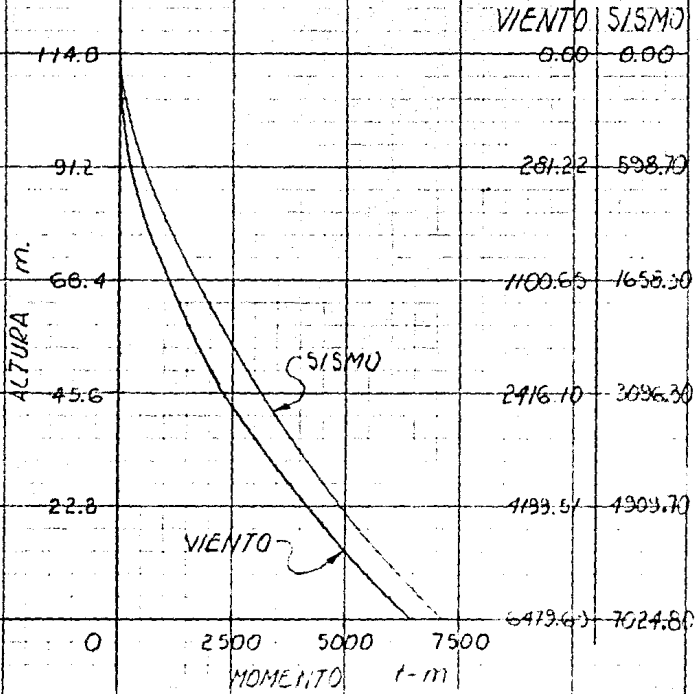
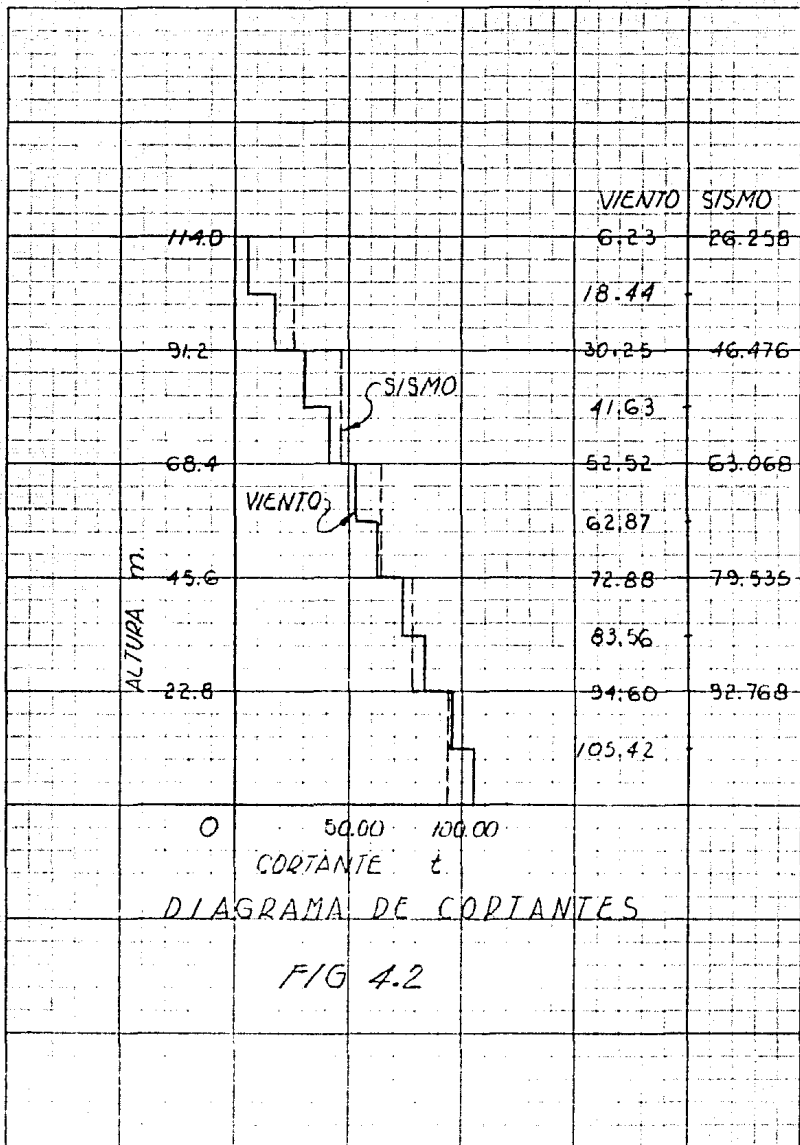


DIAGRAMA DE MOMENTOS

FIG. 4.1



5.1.2: REVISIÓN DE ESFUERZOS.

La revisión de esfuerzos en el fuste se evaluará de acuerdo con lo establecido en (12) pag. 2.7.34.) que concuerda con lo indicado en el folleto del ACI para chimeneas de concreto reforzado. En este caso la revisión se hará para: esfuerzos por sollicitaciones globales de sismo más carga muerta sin orificios, excepto para la dovela inferior que se revisará como una sección con orificio.

El procedimiento y los resultados obtenidos se muestran en la tabla IV.2. (Toda la revisión se hizo en el punto en que se encuentran las losas de apoyo y justo arriba de estas, es decir que, prácticamente en cada punto se evalúan dos veces los esfuerzos).

donde:

W1 Resultante de las cargas muertas que actúan por encima de la sección considerada. De la tabla IV.1, kg.

W2 Resultante de las cargas muertas que actúan por encima de la sección considerada. De la tabla IV.1, kg.

M Momento flector debido a la acción del sismo en la sección considerada. De la tabla IV.2, kg - cm.

r Radio medio del fuste en la sección considerada, cm.

t Espesor en la base de la sección considerada, cm.

n E_s/E_c , relación entre módulos de elasticidad del acero de refuerzo vertical (2'100,000) y del concreto (300,000 módulo dinámico). Se usa ocho por ser el más pequeño que aparece en las tablas.

p (Ro) relación entre el área total de la sección de acero del refuerzo vertical y el área de la sección de concreto en el plano horizontal considerado. Se usa 0.0025 que es la menor permitida.

e1 $M/W1$, excentricidad de la resultante de las cargas muertas que actúan por encima de la sección considerada, cm.

e2 $M/W2$, cm.

Alfa1 Valor de alfa para $e1/r$ obtenido de la figura 4.3, excepto en el nivel 1, para el cual se usa la figura 4.4. En la tabla los valores se muestran en radianes (multiplicándolos por 0.0174533).

Alfa2 Valor de alfa para $e2/r$ obtenido de la figura 4.3, excepto en el nivel 1, para el cual se usa la figura 4.4. En la tabla los valores se muestran en radianes (multiplicándolos por 0.0174533).

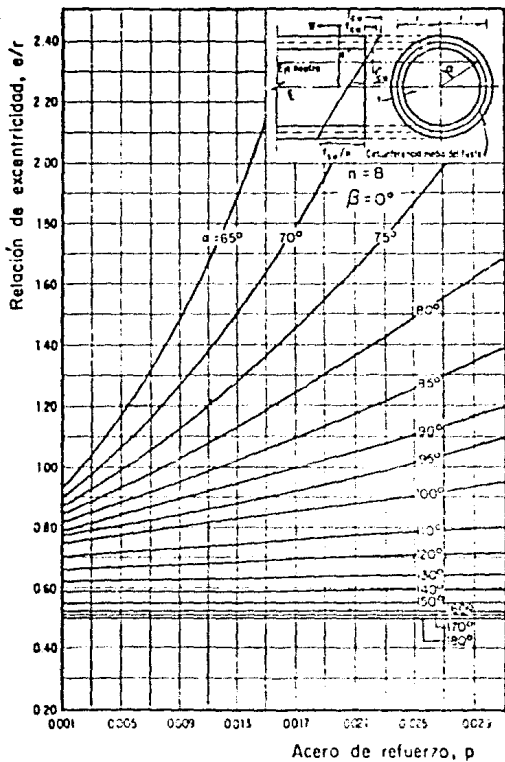
Beta Angulo al centro subtendido por el orificio como cuerda de la circunferencia de radio r, dividido entre 2, en radianes. En nuestro caso la mitad del orificio es 3 m y el radio supuesto 6 m. por lo que beta es

TABLE IV.2

REVISION DE ESFUERZOS EN EL PUNTO.

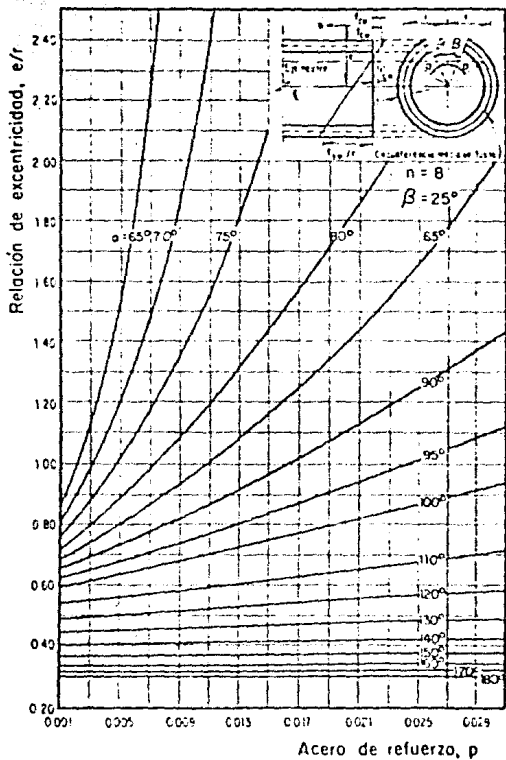
Seccion	V1	V2	r	t	N	a	p	e1	e2	e1/r	e2/r
3(sup)	456270	339168	375	25	59270000	0	0.0025	131.78	176.52	0.35	0.67
4	482950	365822	375	25	165810000	0	0.0015	189.24	216.54	0.50	0.50
3	3365740	1252236	375	30	309630000	0	0.0025	220.71	247.26	0.60	0.66
2	2045330	1830258	450	40	490870000	0	0.0015	239.97	259.74	0.53	0.58
1(inf)	3058960	2963570	600	50	782480000	0	0.0025	229.65	238.65	0.38	0.40

Alfa1	Alfa2	f'ow1	f'ow2	foe1	foe2	foel	foe2	foel	foe2	foel	foe2
2.14	3.14	15.45	11.54	15.71	11.74	0.00	0.00	para	para	para	para
2.79	2.44	30.80	28.76	31.23	29.30	1.66	30.48	para	para	para	para
2.44	2.09	42.74	43.74	43.71	44.91	45.29	116.65	para	para	para	para
2.37	2.62	36.53	35.50	37.35	36.24	2.24	29.39	para	para	para	para
2.44	2.44	33.39	32.71	34.93	33.61	36.24	36.61	para	para	para	para



Valores Alfa para $N=8$ y $B=0^\circ$

FIG. 4.3



Valores Alfa para $N=8$ y $B=25^\circ$

FIG. 4.4

aproximadamente igual a 25 grados.

Para los niveles del 2 al 5, las fórmulas empleadas son las siguientes:

$$f'_{c0} = \frac{W \cdot (1 - \cos(\alpha))}{2rt \cdot (1 - p) \cdot (\sin(\alpha) - \alpha \cdot \cos(\alpha)) - np \cdot \pi \cdot \cos(\alpha)}$$

$$f_{c0} = f'_{c0} \cdot \left(1 + \frac{t}{2r \cdot (1 - \cos(\alpha))} \right)$$

$$f_{s0} = n \cdot f'_{c0} \cdot \frac{(1 + \cos(\alpha))}{(1 - \cos(\alpha))}$$

Para el primer nivel, las fórmulas empleadas son las siguientes:

$$f'_{c0} = \frac{W \cdot (\cos(\beta) - \cos(\alpha))}{2rt(1-p)(\sin(\alpha) - \alpha \cos(\alpha)) - xxx \cdot np \cdot \pi \cdot \cos(\alpha)}$$

$$xxx = (1 - p + np) \cdot (\sin(\beta) - \beta \cdot \cos(\alpha))$$

$$f_{c0} = f'_{c0} \cdot \left(1 + \frac{t}{2r \cdot \cos(\beta) \cdot (\cos(\beta) - \cos(\alpha))} \right)$$

$$f_{s0} = n \cdot f'_{c0} \cdot \frac{(1 + \cos(\alpha))}{(\cos(\beta) - \cos(\alpha))}$$

Los esfuerzos admisibles según ((2) pag. 2.7.44) tomando en cuenta que el fuste se construya con concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ son:

$$f_{c0} < 0.375 f'_c = 93.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s0} < 1440 \text{ kg/cm}^2$$

Si en la tabla aparece la palabra pasa, quiere decir que los esfuerzos calculados, son menores que los admisibles.

Como en nuestro caso los esfuerzos si son menores se procede a proporcionar el acero de refuerzo para el fuste.

5.1.3: PROPORCIONAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO.

En (12) pag. 2.7.48) se establece lo siguiente en cuanto a refuerzos mínimos:

"El área del refuerzo vertical será por lo menos igual a 0.25% del área del concreto en la sección considerada. No se usarán en el refuerzo vertical varillas de diámetro inferior al No. 4 y el espaciamiento entre barras no podrá ser superior a 0.30 m entre centros."

"El área de refuerzo circunferencial será por lo menos igual a 0.20% del área del concreto en la sección considerada y no menor que 5 cm² por metro de alto. No se usarán en el refuerzo circunferencial varillas de diámetro inferior al No. 3 y la distancia entre centros de varillas no excederá 0.30 m."

"El recubrimiento libre del refuerzo anular será de 6 cm. como máximo y de 3 cm. como mínimo."

Tomando en cuenta las normas recién mencionadas se calculó el siguiente proporcionamiento del acero de refuerzo, mostrado en las tablas IV.3 el vertical y en la tabla IV.4 el anular.

La explicación de la tabla IV.3 es la siguiente:

Se escogió la relación entre el área total de la sección de acero de refuerzo y el área de la sección de concreto en el plano horizontal (ro) igual a 0.30% (prácticamente la mínima) y se encontró el área de refuerzo teórica multiplicando el área de la sección por "ro". Con este dato se seleccionó una cantidad de acero que satisficiera el área necesaria y que cumpliera con las normas de separación máxima; para lo cual, se sacó el diámetro real del área donde se colocara el refuerzo y se dividió entre el número de varillas. En la parte en que el diámetro varía constantemente se subdividió en varios tramos con el objeto de estudiar el lugar más conveniente para cambiar el proporcionamiento del refuerzo. Con el objeto de facilitar la construcción todos los traslapes se realizaran en la misma sección cada vez que se necesite, pero se aumentará la longitud de traslape, lo cual es correcto según el ACI sección 12.

Ver Tabla IV.4

Esta tabla se elaboró usando una "ro" de 0.20% de acuerdo con lo sugerido en (2) y se calculó el área de acero para cada metro de altura por el espesor correspondiente. Se determinó la cantidad necesaria para cubrir el área y se calculó la separación para colocar esa cantidad en dos lechos, la selección se hizo de tal manera que la separación fuera constante.

Para comprender mejor estas tablas es recomendable observar los planos del refuerzo que acompañan este trabajo.

TABLA IV.1
 RESPUNZO VERTICAL.

Diametro fuste m	SELECCION Acero de refuerzo		Area fuste cm ²	Nivel m	Area rfzo teorica cm ²	Area rfzo real cm ²	Diametro rfzo.		separacion	
	exterior	interior					exterior cm	interior cm	exterior cm	interior cm
7.50			5.69	91.30	171		2320	2325		
7.50	81 #4	76 #4	5.69	88.43	171		2332	2322	29	29
7.50	81 #5	76 #5	6.79	85.60	204	112	2357	2187	29	29
				83.32	224					
				81.84	244					
				80.75	265					
				80.49	285					
9.00			9.51	84.29	306	112	2401	2434	17	17
				81.92	326					
				80.84	347					
				80.38	367					
				80.00	388					
10.50			12.69	80.80	408					
				80.52	429					
				80.24	449					
				80.16	469					
				80.08	490					
12.00	81 #5 +61 #4	76 #5 +76 #4	20.42	81.60	510	112	2783	2614	23	23
				81.12	531					
				80.84	551					
				80.56	572					
				80.28	592					
13.50	102 #5 + 26	152 #5 + 26	20.42	80.00	613	125	3216	2956	26	26

TABLA IV.4
 REVUEZCO HORIZONTAL.

Nivel	t cm	Au ca ²	C A N T I D A D.			SEPARACION EN cm. (EN DOS LUCOS)			SELECCION
			15	14	13	15	14	13	
5	25	5	3	4	7	79.6	50.8	20.4	91 13 0 25
4	25	5	3	4	7	79.6	50.8	20.4	91 13 0 25
3	30	6	3	5	8	66.3	42.3	23.7	91 14 0 25
2	40	8	4	6	11	45.8	31.8	17.8	91 14 0 25
1	50	10	5	8	14	39.8	25.4	14.2	92 14 0 25

5.2: DISEÑO DE LAS LOSAS SOBRE LAS QUE SE APOYA EL TIRO.

5.2.1: ANÁLISIS.

Las losas sobre las que se apoya el tiro, que están colocadas a cada 22.8 m en la chimenea se analizaron por separado para las dos condiciones siguientes:

- a) Peso del tiro. (ver figura 4.5 a)
- b) Peso propio. (ver figura 4.5 b)

Los efectos producidos por las dos condiciones se sumaron y con los momentos obtenidos se procedió al análisis.

Puesto que la dimensión de la losa inferior es radicalmente diferente a las demás, se analizaron dos tipos de losas, la inferior, supuesta de 6.5 m de diámetro y el resto, que supondremos de 4.9 m de diámetro. El procedimiento y los resultados obtenidos se muestran en las tablas IV.5 y IV.6 respectivamente basadas en (14) pag. 655 y 656.

donde:

2a Distancia entre apoyos o diámetro exterior, en m.

2b Diámetro del agujero interior, en m.

P Carga concentrada debida al peso propio del tiro, en t/m. Obtenida multiplicando el volumen del tiro (tabla 11.1) por 2.1 (densidad del Tabique), dividiendo el resultado entre el perímetro del hueco y multiplicándolo por 1.4 (factor de carga muerta según el ACI).

w Peso propio, en t/m². Resulta multiplicando 2.4 (densidad del concreto) * 0.60 (altura de las losas) por 1.4.

Beta = b/a

$$\text{Capa} = \frac{(\text{Beta})^2}{1 - (\text{Beta})^2} * \ln(\text{Beta})$$

$$\text{Capa} = (3 + \mu) + 4*(1 + \mu) * \frac{(\text{Beta})^2}{1 - (\text{Beta})^2} * \ln(\text{Beta})$$

μ = Módulo de Poisson (1/6)

r = r/a

r lugar donde se desea conocer los elementos mecánicos, en m.
(Beta = r < r < 1.00)

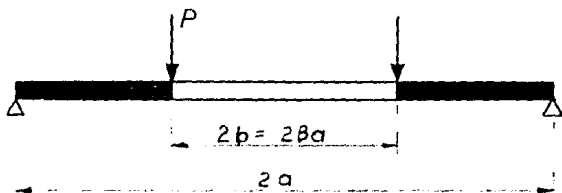


Fig. 4.5 a

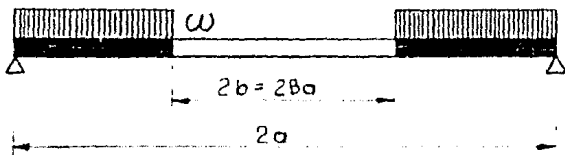


Fig. 4.5 b

TABLA IV.5

Calculo de las losas de apoyo del tiro.

Losa para soportar el tiro de 6.5 m de diametro.

$H_u = 0.167$

D	A	T	O	S							
2a	2b	P	w	s	d	Zeta	nu	zul	no2		
9.70	6.93	6.96	2.02	4.85	3.42	0.70	-0.34	1.56	4.78		
		6.96	2.02	4.85	3.42	0.70	-0.34	1.56	4.78		
		6.96	2.02	4.85	3.42	0.70	-0.34	1.56	4.78		
		6.96	2.02	4.85	3.42	0.70	-0.34	1.56	4.78		
		6.96	2.02	4.85	3.42	0.70	-0.34	1.56	4.78		

ro	Vi 3	Vi 4	Vi 1	Hr P	Ht P	Qr P	Hr w	Ht w	Qr w
0.704	-0.35	1.62	0.50	0.00	29.20	-6.96	0.00	6.79	0.00
0.75	-0.29	0.78	0.44	0.27	27.18	-6.53	0.35	6.38	-0.44
0.80	-0.22	0.56	0.35	0.40	25.25	-6.13	0.56	5.99	-0.88
0.90	-0.11	0.23	0.19	0.34	22.05	-5.45	0.55	5.29	-1.71
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.47	-4.90	0.00	4.62	-2.47

Hr	Ht	Gr
0.00	35.99	-6.96
0.62	33.56	-6.97
0.57	31.24	-7.01
0.85	27.34	-7.15
0.00	24.10	-7.37

TABLE IV.6

Calculo de las losas de apoyo del tiro.

Losa para soportar el tiro de 4.3 m de diametro.

Mo = 0.167

D	A	T	G	S							
2a	2b	P	v	a	b	Beta	mu	awi	muC		
7.00	5.23	7.96	2.02	3.50	2.62	0.75	-0.37	1.45	4.89		
		7.96	2.02	3.50	2.62	0.75	-0.37	1.45	4.89		
		7.96	2.02	3.50	2.62	0.75	-0.37	1.45	4.89		
		7.96	2.02	3.50	2.62	0.75	-0.37	1.45	4.89		
		7.96	2.02	3.50	2.62	0.75	-0.37	1.45	4.89		

ro	Pi 3	Pi 4	Pi 1	Kr P	Mt P	Qr P	Kr w	Mt w	Qr w
0.747	-0.29	0.79	0.44	0.00	24.70	-7.95	0.00	3.04	0.00
0.75	-0.29	0.78	0.44	0.01	24.59	-7.93	0.01	3.03	-3.02
0.80	-0.22	0.56	0.36	0.19	22.94	-7.42	0.16	2.84	-0.36
0.90	-0.11	0.23	0.19	0.23	19.95	-6.51	0.21	2.51	-0.99
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.62	-5.95	0.00	2.20	-1.56

Kr	Mt	Qr
0.00	27.74	-7.95
0.03	27.62	-7.95
0.35	25.68	-7.80
0.44	22.46	-7.60
0.00	19.82	-7.51

$$F_1 = 1 - (r_0)^2$$

$$F_3 = \ln(r_0)$$

$$F_4 = 1/(r_0)^2 - 1$$

Mr P Momento radial debido a P, en ton - m/m.

$$Mr P = -Pb/2 * (1 + \mu) * (-Capa * F_4 + F_3)$$

Mt P Momento tangencial debido a P, en ton - m/m.

$$Mt P = -Pb/2 * (1 + \mu) * (Capa * F_4 + F_3 + (2 * Capa - (1 - \mu)) / (1 + \mu))$$

Qr P Cortante debido a P, en ton/m.

$$Qr P = -P * (Beta) / (r_0)$$

Mr w Momento radial debido a w, en ton - m/m.

$$Mr w = -w a^2 / 16 * ((3 + \mu) (F_1 - Capa) (Beta)^2 (F_4) + 4(1 + \mu) (Beta)^2 (F_3))$$

Mt w Momento tangencial debido a w, en ton - m/m.

$$Mt w = -w a^2 / 16 * ((1 + 3\mu) (F_1) + Capa (Beta)^2 (F_4) + 4(1 + \mu) (Beta)^2 (F_3) + 2(1 - \mu) - 2(Beta)^2 (2(1 - \mu) - Capa))$$

Qr w Cortante debido a w, en ton/m.

$$Qr w = -w a / 2 * ((r_0) - (Beta)^2 / (r_0))$$

Mr Momento radial total. (Mr P + Mr w)

Mt Momento tangencial total. (Mt P + Mt w)

Qr Cortante total. (Qr P + Qr w)

Una vez conocidos los elementos mecánicos de diseño se procede a proporcionar las losas.

5.2.2: PROPORCIONAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO.

Para proporcionar el acero de refuerzo se utilizan las fórmulas conocidas para diseño al límite de acuerdo con el ACL.

Puesto que se pretende que estas losas sean prefabricadas, coladas y colocadas por partes; se recomienda usar concreto con $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$, sin embargo, como se sabe que pueden existir problemas con el control de la

calidad, el análisis se hará utilizando $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Datos para el proporcionamiento:

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$,
 $\beta = 0.85$
 $b = 100 \text{ cm. (base)}$
 $h = 60 \text{ cm. (Peralte total)}$
 $d = 56 \text{ cm. (Peralte efectivo)}$
 $F_i = \text{Factor de reducción} = 0.90 \text{ (para flexión según el ACI)}$
 $M = 35.99 \text{ ton} \cdot \text{m.}$

Se mostrará el procedimiento para calcular la losa inferior y sólo los resultados de las demás.

Paso 1.- Calcular la cuantía para la sección balanceada.

$$(ro)_b = \beta * (f'c/f_y) * (5270/(6200 + f_y))$$

sustituyendo

$$(ro)_b = 0.0256$$

Paso 2.- Calcular las cuantías máxima y mínima.

$$(ro)_{max} = 0.75 (ro)_b = 0.0192$$

$$(ro)_{min} = 14/f_y = 0.0033$$

Paso 3.- Calcular el Momento último resistente.

$$M_u = (ro)_{min} * f_y * b * d^2 * (1 - ((ro)_{min} / (1.7 * f'c / f_y))) * F_i$$

$$M_u = 184.62 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Paso 4.- Comparar M con M_u

$$M < M_u$$

Paso 5.- Calcular la cuantía indicada para el momento actuante.

$$(ro) = 0.85(f'c/f_y) - (0.7225(f'c/f_y)^2 - (1.7(f'c/f_y)M/Fibd^2f_y))^{1/2}$$

$$(ro) = 0.0031$$

Paso 6.- Calcular el área de refuerzo

$$A_s = (r_o) b d$$

$$A_s = 17.55 \text{ cm}^2$$

Como se calculó para 1 m de base y en realidad tiene 1.44 m aprox., el área de acero se multiplicara por 1.44.

$$A_s = 25.26 \text{ cm}^2$$

Si usamos varillas del No. 6 que tienen un área de 2.87 cm² necesitamos:

$A_s/2.87 = 8.80$, por lo que se colocarán nueve varillas en el lecho inferior, equidistantes.

En la parte superior se colocará la mitad, 6 No. 5

Por cortante está sobrado, sin embargo, se colocarán estribos del No. 3 a cada 25 cm. para contrarrestar posibles efectos de torsión. Por cortante está tan sobrado ($V_c = 39.9 \text{ ton}$) que las losas podrán aligerarse con casetones de poliestireno.

Procediendo en forma similar para las losas superiores, donde $M = 27.74 \text{ ton - m}$.

Refuerzo inferior 6 varillas No. 4

Refuerzo superior 5 varillas No. 4

Estribos iguales.

La distribución del refuerzo se puede observar en el plano C - 102 adjunto en este trabajo.

5.2.3: CONEXIONES.

Como se mencionó con anterioridad las losas de apoyo, para facilitar el montaje, se colarán y colocarán por partes, por lo que es necesario diseñar una conexión.

La conexión tiene que diseñarse para resistir la tensión producida por el momento tangencial, puesto que la compresión la capta el concreto sin mayor problema.

Para determinar la fuerza de tensión a la que trabaja la conexión y el área de acero necesaria para resistir dicha fuerza, se utilizará las formulas tradicionales para el diseño elástico de concreto. (ver por ej. (15) pag. 87))

El diseño se calculará con las siguientes propiedades:

$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ fc &= 0.45 f'c = 112.5 \\ fy &= 3090 \text{ kg/cm}^2 \text{ (para tornillos A-325)} \\ h &= 60 \text{ cm.} \\ d &= 65 \text{ cm (puesto que el tornillo está por fuera del concreto).} \\ n &= 9 = (2.1 \times 10^6 / 15000 / (f'c))^{1/3} \end{aligned}$$

La conexión se calculará para que resista el momento tangencial máximo, lo cual es conservador. A continuación se muestra el cálculo de la conexión en la losa inferior, para las demás losas sólo se mostrará el resultado.

Momento tangencial máximo, obtenido de las tablas IV.5 = 35.99 ton - m

Puesto que se están usando las fórmulas de diseño elástico es necesario, para encontrar el momento de diseño dividir el obtenido en la tabla entre 1.4 y ya que la mensula no permite que la conexión se coloque en todo el ancho de la losa, el resultado se multiplicará en este caso por (1.44 - 0.15)

Por lo que el momento de diseño será:

$$M = 3599000 * (1.44 - 0.15) / 1.4 = 3316221 \text{ kg - cm.}$$

$$K = 1 / (1 + (fy / (n * fc))) = 0.247$$

$$j = 1 - K/3 = 0.918$$

$$As = M / (fy * j * d) = 17.99 \text{ cm}^2$$

$17.99 / 5.07 = 3.55$, por lo que para se usarán 4 pernos de 1 pulgada.

Según el AISC la distancia mínima del tornillo a la orilla es de 4.4 cm, por lo que usar $d = 65 \text{ cm}$ es correcto.

Lo siguiente es determinar el espesor de la placa para que resista el momento aplicado.

La fuerza de tensión que resisten los tornillos es:

$$F_t = 17.99 * 3090 = 55569.1 \text{ kg}$$

$$M_{Ft} = F_t * (d - h) = 277961 \text{ kg - cm}$$

Como el esfuerzo permisible para el acero estructural a tensión es igual a 1518 kg/cm² según el AISC, encontramos que el módulo de sección necesario en la placa es:

$$S = M_{Ft} / 1518 = 183$$

Como $S = b \cdot h^2/6$

Despejando h y sustituyendo para $b = 129$ cm (1.44 - 0.15), tenemos que
 $h = 2.92$ cm = 1.15 pulgadas, por lo que se usará placa de 1.25 pulgadas.

Resumiendo:

La conexión de la losa inferior constará de:

Pl de 3.175 cm y 4 pernos de 2.54 cm de diámetro.

Calculando en forma análoga, obtenemos que para el resto de las losas, se usará:

Pl de 2.54 cm y 3 pernos de 1.905 cm de diámetro.

Más detalles de las conexiones podrán observarse en el plano C - 102 que complementa este trabajo.

5.3: DISEÑO DE LAS MENSULAS O CARTELAS.

5.3.1: COMENTARIOS DEL REGLAMENTO DEL ACI.

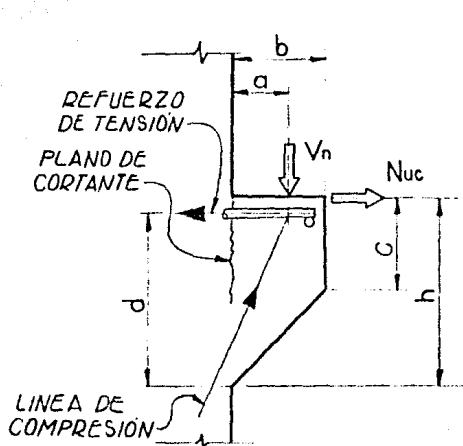
Para poder diseñar las ménsulas es conveniente conocer lo que recomienda el ACI, por lo que a continuación se transcriben algunos de los incisos en los que se basó el diseño de las mismas.

"Las disposiciones para el diseño de ménsulas y cartelas se basan en los resultados de más de 200 pruebas y pretenden aplicarse sólo a miembros en los cuales la distancia entre la carga concentrada y la cara del apoyo (a) sea menor que d ." (ver figura 4.6)

"Debido a que las ménsulas y cartelas son miembros relativamente pequeños, los detalles de adherencia, anclaje y aplastamiento son muy importantes. Las reglas que a continuación se dan, y que son el resultado de la experiencia adquirida durante el programa de pruebas, pueden considerarse como prácticas adecuadas para el detallado cuando se usan las disposiciones del ACI."

a) "El refuerzo por tensión debe anclarse tan cerca de la cara exterior como lo permitan los requisitos de recubrimiento. Soldar las varillas principales a dispositivos especiales, como por ejemplo, una varilla transversal de igual diámetro que el de la varilla principal, es un método para alcanzar este objetivo."

b) "El peralte de una ménsula, medido en el extremo exterior del área de apoyo, debe ser mayor que 1/2 del peralte total requerido de la ménsula."



a	$=$	100	mm
b	$=$	150	$"$
c	$=$	250	$"$
d	$=$	520	$"$
h	$=$	550	$"$

Fig 4.6

c) "El borde exterior de la zona de carga no debe estar a menos de 5 cm del borde exterior de la ménsula."

d) "Cuando las ménsulas se diseñen para resistir fuerzas horizontales, la placa de apoyo debe soldarse al refuerzo de tensión."

El ACI, también indica que:

"Las Ménsulas y cartelas con una relación claro de cortante entre peralte (a/d) (ver figura 4.6) igual a 1/2 o menor pueden diseñarse de acuerdo con las disposiciones de la sección "cortante por fricción" excepto que se aplicarán las disposiciones de esta sección en lo que se refiere a las limitaciones en la cantidad y espaciamiento del refuerzo.

Puesto que las ménsulas de nuestra chimenea tienen una relación a/d aproximadamente igual a 0.2 < 1/2, se procederá a proporcionarlas de acuerdo con lo indicado en el ACI, en la sección "cortante por fricción".

5.3.2: PROPORCIONAMIENTO.

El concreto no agrietado es relativamente resistente al cortante directo, sin embargo, existe siempre la posibilidad de que se forme una grieta en un lugar desfavorable. El procedimiento de diseño para el concepto de cortante por fricción es suponer que se formara una grieta y entonces proporcionar refuerzo para evitar que esta grieta genere consecuencias indeseables.

Cuando el cortante actúa a lo largo de una grieta se presenta el deslizamiento de una cara de dicha grieta con respecto a la otra. Si las caras de la grieta son rugosas e irregulares, este desplazamiento va acompañado por la separación de estas. Al alcanzarse la carga última, esta separación es suficiente para someter al refuerzo que cruza la grieta a un esfuerzo que llega hasta su punto de fluencia. Esto proporciona una fuerza de pinza $A_s f_y$ a través de las caras de la grieta. Entonces, el cortante aplicado es resistido por la fricción de las caras de la grieta, por la resistencia a la separación de las protuberancias de las caras de la grieta y la acción de espiga del refuerzo que cruza dicha grieta. En el método de cálculo de cortante por fricción entre las caras de la grieta. Por lo tanto, resulta necesario utilizar valores artificialmente altos del coeficiente de fricción " μ " en la ecuación de cortante por fricción, con el fin de que la resistencia al cortante calculada este razonablemente de acuerdo con los resultados de prueba."

El diseño de una sección transversal sujeta a la transmisión de cortante deberá basarse en la Ec.

$$V_u \leq \phi V_n \quad \dots \text{ec. 4.11}$$

donde la resistencia al cortante V_n se debe calcular por

$$V_n = A_{vf} * f_y * \mu \quad \dots \text{(ec. 4.2)}$$

donde A_{vf} es el area del refuerzo de cortante por friccion y " μ " es el coeficiente de friccion, que de acuerdo con el ACI, para nuestro caso, debe ser igual a 1.0 y f_y es igual a 2530 kg/cm² por tratarse de acero estructural.

La resistencia al cortante V_n no debe considerarse mayor que 0.2 $f'_c A_c$ ni 56 A_c , donde A_c es el Area de la seccion de concreto que resiste la transmision al cortante. la cantidad 56 A_c esta dada en kg. A_c en nuestro caso es igual a 55 cm.

Las fuerzas cortantes determinadas para el analisis de las losas de apoyo (tablas IV.5 y IV.6) son un poco menores que 8 ton/m, por lo que para el diseño de las mensulas con el objeto de estar del lado de la seguridad se usaran 8 ton/m.

El cortante real que actua en la mensula es

$$V = 8/0.55 = 14.55 \text{ ton}$$

por lo que $V_u \geq 14.55$

de la ec. 4.1 para $\phi = 0.85$ tenemos que

$$V_n = 14.55/0.85 = 17.12$$

y de la ec. 4.2

$$A_{vf} = 17.12/(2530 * 1) = 6.77 \text{ cm}^2$$

Si usamos anclas del No. 5 cuya area es 1.99 cm² necesitamos

$$6.77 / 1.99 = 3.40$$

Por lo que se colocarían a cada 25 cm anclas de No. 5 en las mensulas, como acero principal, con estribos del No. 3 para evitar el agrietamiento.

Este calculo se complementa con el plano C - 102 donde se muestra esquemáticamente la distribucion del acero de refuerzo.

Con el diseño de las mensulas se termina el proporcionamiento relacionado directamente con el fuste, faltando sólo por calcular la cimentación.

5.4: DISEÑO DEL TIRÓ.

5.4.1: REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL TIRÓ.

Según las propiedades del tabique refractario, su modulo de ruptura es de 70 kg/cm², por lo que habra que revisar que los esfuerzos sean menores que esto (considerando por supuesto un factor de seguridad).

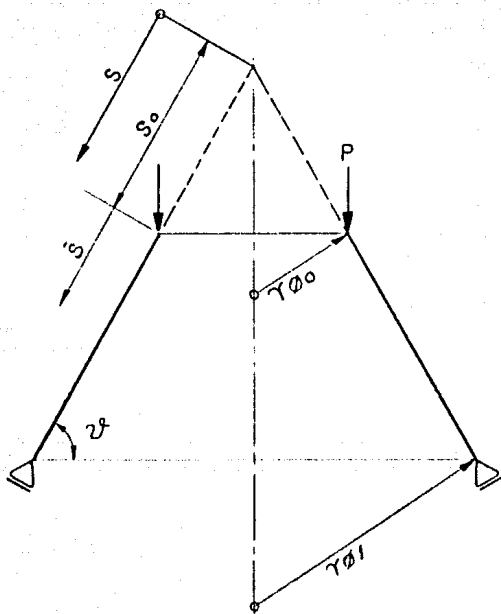


Fig. 4.7

En (16) pag. 102, basado en la figura 4.7 encontramos las siguientes fórmulas para evaluar los esfuerzos, de acuerdo con la posición en que se encuentra el tabique refractario colocado en la chimenea.

$$N_s = - (P/\sin O) * (S_s/S) - Q_s \operatorname{ctg} O$$

$$N_{r1} = - 2P \cos O e^{-J} * (\cos J - \sin J)$$

donde:

N_s = Esfuerzo vertical

N_{r1} = Esfuerzo radial

$$J = X_s * S / r_{r1,0}$$

$$X_s = (3(1-\mu^2)) * r_{r1,0}^2 / t^3 * P$$

$$Q_s = - P \cos O e^{-J} * (\cos J - \sin J)$$

P = Carga debida al peso propio del tiro. (49.7 kg/cm²)

t = Espesor del tabique. (11.4 cm)

$\mu = 0.2$

$O = 80^\circ$. (Por Geometria)

Todas las demás variables que aparecen pueden deducirse fácilmente de la figura 4.7 por geometría.

Sustituyendo, tenemos que

$$N_s = - 46.24 \text{ kg/cm}^2$$

y

$$N_{r1} = - 0.04 \text{ KG/CM}^2$$

Ambos esfuerzos son mucho menores que el permitido en el tabique refractario usado, por lo que la geometría propuesta se aprueba.

VI
CIMENTACION

6: CIMENTACION.

6.1: REVISION DE ESPUEZOS EN EL SUELO.

Para diseñar la cimentación lo primero que se necesita es determinar la resistencia del suelo y en base a esta escoger una geometría para la cimentación que distribuya las cargas de manera que no resulten esfuerzos excesivos en el suelo.

No entra dentro del alcance de esta tesis el informar sobre los métodos usados para determinar la resistencia del suelo, simplemente se supondrá que dichos estudios fueron hechos responsablemente y se confiará en el dato proporcionado por la CFE.

En este caso se indicó que la resistencia del suelo es igual a 20 ton/m², y en base a esto se escogió la siguiente geometría de la cimentación:

Se determinó que una buena solución era calcular una losa de cimentación, que para efectos del análisis se supondrá circular con 9.00 m de radio, pero en realidad, con objeto de facilitar el proceso constructivo y en particular la cimbra, se utilizará un octágono regular de 8.78 m de apotema con lados de 7.27 m cada uno.

Las propiedades de la losa son las siguientes:

$$\text{Perímetro del octágono} = 7.27 * 8 = 58.16 \text{ m}$$

$$\text{Área (A)} = 58.16 * 8.78/2 = 255.32 \text{ m}^2$$

$$\text{Ferralte total} = 1.10 \text{ m}$$

$$\text{Ferralte efectivo} = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Peso propio cimentación} = 255.32 * 1.10 * 2.4 = 674.1 \text{ ton}$$

$$\text{Módulo de sección (S)} = \pi * r^3/4 \quad (\text{Para el círculo})$$

$$S = 572.56 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso propio de la chimenea} = 3060 \text{ ton. (tabla II.1)}$$

$$\text{Peso total (N)} = 3060 + 674.1 = 3734.1 \text{ ton}$$

$$\text{Momento (M)} = 7024.8 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (\text{debido al sismo})$$

La fórmula para revisar los esfuerzos (E) es

$$E_{1,2} = - \frac{N}{A} - \frac{M}{S}$$

sustituyendo tenemos que

$$E_1 = - 2.35 \text{ ton/m}^2$$

$$E_2 = - 26.89 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo máximo en el suelo, por tratarse de cargas accidentales debe ser $20 * 1.33 = 26.6 \text{ ton/m}^2$ que resulta aproximadamente igual a E_2 , por lo que se considera apropiada la geometría escogida y se procede a analizarla.

6.2: DETERMINACION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO.

Para el diseño del concreto al límite según el ACI se usan los coeficientes 0.75(1.4 C.M. + 1.7 C.S.) por lo tanto se obtendrán nuevamente los esfuerzos con el objeto de saber que carga soporta la cimentación pero multiplicando $N * 1.4 * 0.75$ y $M * 1.7 * 0.75$.

$$N = 3920.81 \text{ ton}$$

$$M = 8956.62 \text{ ton - m}$$

Con estas cantidades obtenemos los siguientes esfuerzos.

$$E_1 = 0.29 \text{ ton/m}^2$$

$$E_2 = - 31.00 \text{ ton/m}^2$$

Como se puede observar en realidad casi no existen esfuerzos de tensión, por lo que los elementos mecánicos, se obtendrán de la llegada del fuste hacia afuera de la losa, para una carga repartida de 31 ton/m^2 , lo cual es conservador, usando (14) pag. 658 según se ilustra en la figura 5.1. Los resultados se muestran en la tabla V.1

donde

Beta, ρ , μ , F_1 , F_3 , y F_1 se obtienen de la misma manera que en las tablas IV.5 y IV.6

$$C_{apn} = 2(1 - \mu) + (1 + 3\mu)(\text{Beta})^2 + 4(1 + \mu)(\text{Beta})^2 \ln(\text{Beta})$$

$$\bar{M} < 1 = \frac{w^2}{16} (C_{apn} - (3 + \mu) + (3 + \mu)(F_1))$$

$$\bar{M} < 1 = \frac{w^2}{16} (C_{apn} - (1 + 3\mu) + (1 + 3\mu)(F_1))$$

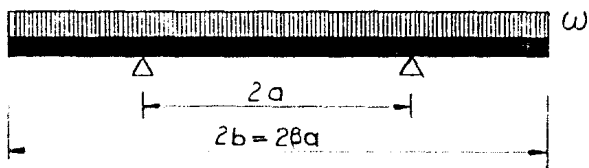


Fig. 5.1

TABLE V.1

Calculo de la losa de cimentacion.

$M_u = 0.167$

O	A	T	O	S				
Za	Zb	w	a	b	Beta	capa		
13.00	18.00	31.00	6.50	9.00	1.38	1.63		
		31.00	6.50	9.00	1.38	1.63		
		31.00	6.50	9.00	1.38	1.63		
		31.00	6.50	9.00	1.38	1.63		
		31.00	6.50	9.00	1.38	1.63		

ro < 1	Pi 1	Mr < 1	Ht < 1	Qr < 1			
1.00	0.00	-125.71	10.72	-100.75			
ro > 1	Pi 1	Pi 3	Pi 4	Mr > 1	Ht > 1	Qr > 1	
1.000	0.00	0.00	0.00	-125.71	10.72	-52.40	
1.100	-0.21	0.10	-0.17	-64.95	9.34	-64.77	
1.200	-0.44	0.12	-0.31	-26.32	10.30	-49.06	
1.300	-0.63	0.26	-0.41	-5.64	11.35	-17.50	
1.385	-0.62	0.33	-0.48	0.00	11.30	0.00	

$$Qr < l = - wa/2 + ro$$

$$Mr > l = wa^2/16 (Capa - (3 + Mu) + (3 + Mu)(Fi - 1) - 2(1 - Mu)(Beta)^2 (Fi - 4) + 4(1 + Mu)(Beta)^2 (Fi - 3))$$

$$Mt > l = wa^2/16 (Capa - (1 + 3 Mu) + (1 + 3 Mu)(Fi - 1) + 2(1 - Mu)(Beta)^2 (Fi - 4) + 4(1 + Mu)(Beta)^2 (Fi - 3))$$

$$Qr > l = - wa/2 * ((Beta)^2/ro) - ro$$

Para el cálculo de los elementos mecánicos dentro de la parte delimitada por el fuste se usará el mismo procedimiento pero la carga se determinará simplemente como

$$E = - N/A = - 15.36 \text{ ton/m}^2$$

En la tabla V.2 muestra los resultados utilizando la misma nomenclatura y fórmulas que la tabla V.1.

Con los momentos obtenidos se procede a proporcionar el acero de refuerzo en la cimentación.

6.3: PROPORCIONAMIENTO Y REVISIÓN.

Usando las fórmulas mencionadas con anterioridad para diseño de concreto al límite se podrá verificar que en general rige el refuerzo mínimo que es igual a $18 \text{ cm}^2/\text{m}$ excepto para el momento de $125.71 \text{ ton} - \text{m}$ que requiere $34.43 \text{ cm}^2/\text{m}$, pero como se puede ver en las tablas correspondientes es un momento local, que disminuye rápidamente en ambas direcciones, además de que es un momento bastante conservador pues como se dijo antes se tomó el esfuerzo máximo como carga repartida. Con estas consideraciones en mente y con las áreas de refuerzo se procede a escoger el tipo de varillas para la cimentación.

Para satisfacer el refuerzo mínimo se pondrán dos lechos armados en ambas direcciones con varillas del No. 8 a cada 25 cm , lo cual equivale a $0.28 \text{ cm}^2/\text{m}$ de acero de refuerzo, que es mayor que $18 \text{ cm}^2/\text{m}$ y por lo tanto es correcto.

En el lecho inferior, en el punto en que actúa el momento máximo se intercalarán entre cada par de varillas del No. 8 en las dos direcciones varillas del No. 5, lo cual equivale a un área de $15.83 \text{ cm}^2/\text{m}$ que sumado al refuerzo mínimo nos da un área un poco mayor que la requerida y por lo tanto correcta.

La disposición del acero de refuerzo se muestra en el plano C - 101

TABLA V.2

Calculo de la loss de cimentacion.

$Mu = 0.167$

D	A	T	O	S			
Za	2b	v	a	h	Feta	csa	
13.00	18.00	15.36	6.50	9.00	1.38	1.63	
		15.36	6.50	9.00	1.38	1.63	
		15.36	6.50	9.00	1.38	1.63	
		15.36	6.50	9.00	1.38	1.63	
		15.36	6.50	9.00	1.38	1.63	

ro < 1	Pi 1	Hr < 1	Ht < 1	Qr < 1		
0.00	1.00	66.15	66.15	0.00		
0.25	0.94	58.12	62.35	-12.44		
0.50	0.75	34.04	50.94	-24.96		
0.75	0.44	-6.10	31.93	-37.44		
1.00	0.00	-62.29	5.31	-69.92		

ro > 1	Pi 1	Pi 3	Pi 4	Hr > 1	Ht > 1	Qr > 1
1.000	0.00	0.00	0.00	-62.25	5.31	-45.78
1.100	-0.21	0.10	-0.17	-32.18	4.63	-32.09
1.200	-0.44	0.18	-0.31	-13.04	5.10	-19.85
1.300	-0.69	0.26	-0.41	-2.79	5.62	-9.72
1.385	-0.92	0.33	-0.48	0.00	5.60	0.00

Por ultimo es necesario revisar la cimentacion contra el volteo. Para lo cual se debe cumplir que la suma de los momentos equilibrantes (M_r) sea mayor que la suma de los momentos volteantes (M_e) multiplicados por un factor de seguridad (F.S.)

En este caso por tratarse de una estructura sumamente importante se usara un

$$F.S. = 3$$

M_r = Momento sismico en la base mas el cortante debido al sismo en la base por la profundidad de la cimentacion

$$M_r = 7024.8 + 92.8 (1.10) = 7126.88 \text{ ton} - \text{m}$$

$$(F.S.) * M_r = 21380.64 \text{ ton} - \text{m}$$

M_e = Peso total por la distancia al extremo de la cimentacion.

$$M_e = 3734.1 * 9.00 = 33606.9 \text{ ton} - \text{m}$$

Comparando observamos que

$$M_r < M_e$$

y por lo tanto la estructura no tiene problemas de volteo y las dimensiones y el armado propuestos para la cimentacion se aprueban.

VII
CONCLUSION

7: CONCLUSIONES.**7.1: CONCLUSION.**

Considero que la principal ventaja del diseño propuesto en este trabajo, es que el sistema de construcción resulta factible y práctico, ya que los precolados (losas circulares) pueden prepararse con anticipación, mientras el fuste se va haciendo, permitiendo que el montaje del tiro pueda hacerse en forma expedita, además de que la geometría del fuste es propicia para usar una cimbra deslizante; todo esto acelera la construcción y se refleja en economía de tiempo y por lo tanto de dinero.

Por otro lado un solo fuste (diseño anterior) en zona sísmica no funciona como se esperaba, ya que la ingeniería básica contemplaba que los tiros fueran autosoportantes, lo cual no resultó factible ya que se producían ciclos análogos a una situación divergente: entre más espesor se requería, la masa resultante producía solicitaciones sísmicas que a su vez requerían mayores espesores, etc., dando como resultado que hubo necesidad de construir costosas estructuras de apoyo lateral a lo largo de la altura, además de que el volumen de refractario usado en cada tiro resultó 3 o 4 veces mayor que el utilizado en el diseño efectuado en este trabajo.

En fin, en este trabajo se pretendió mostrar UN DISEÑO ALTERNATIVO PARA LAS CHIMENAS DE LAS CALDERAS DE UNA PLANTA TERMoeLECTRICA y el objetivo se cumplió.

VIII
ANEXOS

8: ANEXO.

8.1: ANEXO A.

La ecuación fundamental de Newton para varios grados de libertad (n), es la siguiente:

$$M\ddot{x} + f = 0 \quad \dots \text{(ec. A.1)}$$

donde:

M Matriz (cuadrada (n x n)) de masas, generalmente una matriz diagonal.

x Vector columna de desplazamientos $x_i = x_i(t)$

f Vector columna de fuerzas $f_i = f_i(t)$, tomadas con signo contrario (por aspecto solamente).

Si "S" es la matriz de rigidez (o rigideces) del sistema

$$f = Sx$$

Sustituyendo en la ec. A.1

$$M\ddot{x} + Sx = 0 \quad \dots \text{(ec. A.1')}$$

Se sabe que para los casos de interés en fenómenos dinámicos, los valores característicos del sistema son complejos (de otra manera no sería vibratorio). En este caso las soluciones fundamentales son del tipo

$$x_i(t) = a_i \sin(\omega t + F_i) \quad \dots \text{(ec. A.2)}$$

que representan un movimiento armónico y el significado de las constantes es conocido (a_i , ω_i , F_i).

Para substituir (A.2) en (a.1),

$$x_i(t) = \omega a_i \cos(\omega t + F_i)$$

$$x_i(t) = -\omega^2 a_i \sin(\omega t + F_i)$$

o expresado matricialmente,

$$x = -\omega^2 x \quad \dots \text{(ec. A.3)}$$

(A.3) en (A.1') da:

$$-\omega^2 M x + Sx = 0$$

Factorizando

$$(S - \omega^2 M) x = 0$$

que es un sistema homogéneo que sólo tiene solución no trivial si el

determinante

$$(S - w^2 M) = 0 \quad \dots \text{(ec. A.4)}$$

que resulta en un polinomio de grado "n" en w^2 , que tendrá "n" raíces $w_1^2, w_2^2, \dots, w_n^2$, a cada una de las cuales

corresponderá un vector característico (de amplitudes)

$$a_k = (a_{k1}, a_{k2}, \dots, a_{kn})^T$$

Las raíces w_k^2 son las velocidades angulares correspondientes a las frecuencias naturales n_k y periodos fundamentales T_k ,

$$n_k = w_k/2\pi \quad T_k = 1/n_k$$

Si el problema se expresa con flexibilidades en vez de rigideces, se tiene

$$F = S^{-1}$$

y se obtiene, premultiplicando (A.1') por $S^{-1} = F$,

$$FMx + x = 0 \quad \dots \text{(ec. A.5)}$$

y con (A.3)

$$-w^2 FMx + x = 0 \quad \dots \text{(ec. A.6)}$$

dividiendo entre $-w^2$ y escribiendo $\lambda = 1/w^2$,

$$(FM - \lambda I)x = 0 \quad \dots \text{(ec. A.6')}$$

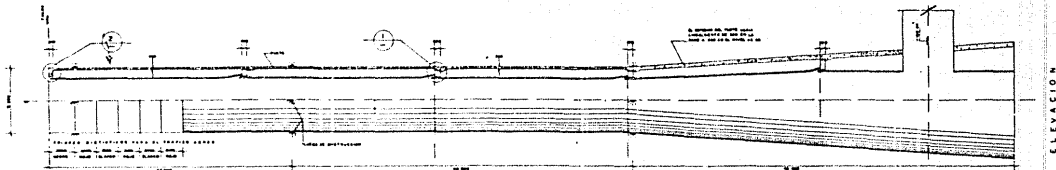
para cuya solución se requiere que el determinante

$$(FM - \lambda I) = 0,$$

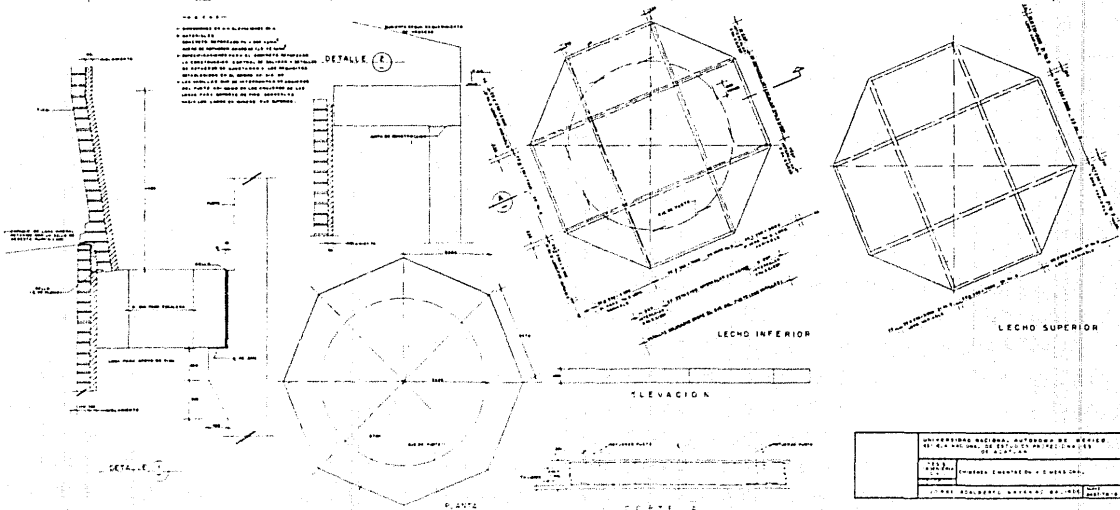
ecuación característica de la matriz FM, de la cual se obtienen "n" valores característicos $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n$ ($\lambda_k = 1/w_k^2$) y de estos las frecuencias y periodos naturales como antes.

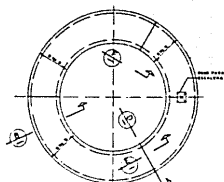
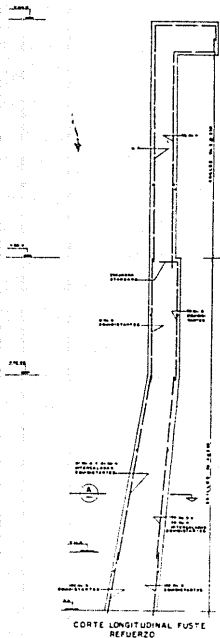
IX
PLANOS

9: PLANOS.

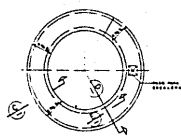
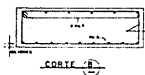


ELEVACION

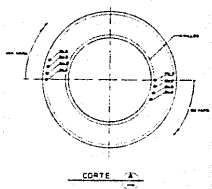




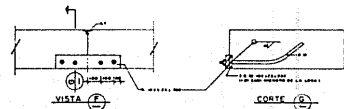
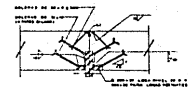
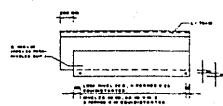
REFUERZO LECHO INFERIOR LOSA PARA APOYO DE TIRO NIVEL 22 B



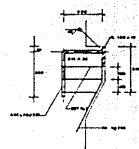
REFUERZO LECHO INFERIOR LOSAS PARA APOYO DE TIRO NIVELES 41.50, 68.40 Y 91.2



FUSTE DETALLE DE RECUBRIMIENTO



VISTA



NOTAS:
1. REFORZADO EN LA CIMA
2. REFORZADO EN LA BASE
3. REFORZADO EN LA ZONA DE TRANSICION
4. REFORZADO EN LA ZONA DE FONDO

INSTITUCION NACIONAL AUTONOMA DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA TECNOLÓGICA ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA	
TÍTULO: CANTON	CANTON REFORZADO
AUTOR: JORGE ADALBERTO BLANCO BALBUENA	FECHA: 1977.12.18

BIBLIOGRAFIA

10: BIBLIOGRAFIA.

- (1) Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. Estructuras, Criterios de Diseño C.1.2 Acciones, 1981.
- (2) Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. Estructuras, Metodos de Analisis y Diseño C.2.7. Chimeneas, 1981.
- (3) Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. Estructuras, Criterios de Diseño C.1.3 Diseño por Sismo, 1981.
- (4) Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. Estructuras, Criterios de Diseño C.1.2 Diseño por Viento, 1981.
- (5) Pinfold, G.M.: "Reinforced Concrete Chimneys and Towers". Viespoint Publications, London, 1975
- (6) Grinter, L.E.: "Theory of Modern Steel Structures". Vol 11. The Mcmillan Company, N.Y. 1956.
- (7) Parcel, J.I. y Moorman, R.B.B.: "Analysis of Statical Indeterminate Structures". Wiley, N.Y. 1959.
- (8) Tauchert, T.R.: "Energy Principles in Structural Mechanics". McGraw-Hill, N.Y. 1974.
- (9) Korn, G.A. & Korn, T.M.: "Mathematical Handbook for Scientists and Engineers". McGraw-Hill, N.Y. 1968.
- (10) Beckenbach, E.F., Editor: "Modern Mathematics for the Engineer". McGraw-Hill, N.Y. 1956.
- (11) Timoshenko, S.; Young, D.H. y Weaver, W. Jr.: "Vibration Problems in Engineering". Wiley, Sydney, 1974.
- (12) Tuma, J.J.: "Análisis Estructural". Trad. Sanchez, G.: Serie de compendios Schaum, McGraw-Hill, Mexico, 1975.
- (13) Lee, H.S. Editor: "Wind and Seismic Effects". National Bureau of Standards; Special Publication 411, Washington, D.C., 1976.
- (14) Beyer, K.: "Die Statik im Stahlbetonbau". Springer - Verlag, Neudruck, 1956.
- (15) Ferguson, P.M.: "Reinforced Concrete Fundamentals". Wiley, E.F.U.U., 1958.
- (16) Pflüger, A.: "Elementare Schalenstatik". Springer - Verlag, Berlin, 1967.
- (17) Morse, F.: "Power Plant Engineering". Van Nostrand, Princeton, 1953.

