

12
121



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ARAGON"**

**Análisis y Diseño de una Nave Industrial usando
Estructura Metálica**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A
VICTOR MANUEL JASSO VILCHE**

MEXICO, D. F.

1989

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.

CONTENIDO

CAPITULO	I	INTRODUCCION	1
	I.1	Ventajas y desventajas de los principales materiales de construcción	3
	I.2	Descripción del proyecto	6
	I.3	Justificación del proyecto estructural	11
CAPITULO	II	CRITERIOS DE DISEÑO	12
	II.1	Diseño por esfuerzos de trabajo y por resistencia última	13
	II.2	Factores de seguridad y de carga	14
	II.3	Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras	17
	II.4	Acero estructural	19
	II.5	Consideraciones para el proyecto	20
CAPITULO	III	SOLICITACIONES	21
	III.1	Acciones	22
	III.2	Consideraciones de acciones	24
CAPITULO	IV	ANALISIS ESTRUCTURAL	26
	IV.1	Estimación de cargas permanentes	27
	IV.2	Estimación de cargas por viento	29
	IV.3	Estimación de cargas por sismo	45
	IV.4	Análisis de marcos	63
CAPITULO	V	DISEÑO ESTRUCTURAL	87
	V.1	Diseño de: marco rígido	88
		puntal de alero	100
		tirantes	103
		largueros para cubierta	104
		cubierta lateral	106
		contraventeo	108
		postes	110
		placa base	112
	V.2	Detalles de conexiones	116
CAPITULO	VI	RECOMENDACIONES DE FABRICACION	126
	VI.1	Proceso de fabricación	128
	VI.2	Especificaciones para la fabricación	128
CAPITULO	VII	RECOMENDACIONES PARA EL MONTAJE	135
	VII.1	Proceso de montaje	137
	VII.2	Especificaciones para el montaje	139
CAPITULO	VIII	OBSERVACIONES	141
		BIBLIOGRAFIA	144

CAPITULO I INTRODUCCION

I N T R O D U C C I O N

En la presente tesis, se desarrolla el análisis y diseño de una nave industrial con marco rígido, empleando estructura metálica. El trabajo consta de ocho capítulos.

El Capítulo I trata de manera general algunos de los principales materiales de construcción y presenta una descripción de la estructura objeto de este trabajo.

El Capítulo II presenta una idea general de los diferentes métodos de diseño de estructuras metálicas, así como una justificación de los métodos empleados en el presente trabajo.

El Capítulo III analiza las diferentes solicitaciones a que estará sujeta la estructura.

El Capítulo IV trata el análisis de los elementos que forman parte de la estructura, considerando las diferentes acciones a que será sometida.

El Capítulo V muestra el diseño de todos los miembros que conforman la estructura, así como el de las conexiones necesarias.

En los Capítulos VI y VII se dan las recomendaciones para la fabricación y el montaje de la estructura.

El Capítulo VIII presenta algunas observaciones de importancia del proyecto.

I.1. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PRINCIPALES MATERIALES DE CONSTRUCCION.

El Ingeniero civil al diseñar una estructura, busca lograr como objetivo principal, que ésta sea económica, segura y que además sea funcional, procurando que tenga una apariencia agradable. La experiencia juega un papel importante en la práctica del diseño estructural, ya que es el producto de años de trabajo, durante los cuales los conocimientos adquiridos a través del tiempo de estudiante y aún durante la vida profesional se emplean como principal herramienta en la solución de problemas ingenieriles.

Los criterios utilizados, así como los métodos y caminos a seguir en el diseño de una estructura, quedan a elección del diseñador que se guiará por los reglamentos vigentes. En la actualidad se dispone de numerosos materiales para la construcción de estructuras, entre los que destacan: el acero, el concreto y la madera.

El acero es uno de los materiales estructurales más importantes, y esto se debe a su alta resistencia por unidad de peso en comparación con cualquier otro material, siendo ésta una de las principales ventajas, lo que permite estructuras más ligeras. Otras ventajas importantes del acero son algunas de sus propiedades; como la ductilidad, la uniformidad y la durabilidad, entre otras. Además de la fácil adaptación a la prefabricación, soldabilidad, rapidez de montaje, posible reutilización en caso de ser desmontado y el valor de rescate.

Sin embargo existen algunas desventajas, como son: la baja resistencia a la corrosión que presenta la mayoría de los aceros estructurales, así como una gran disminución de su resistencia - bajo temperaturas altas (ocasionadas por incendios); además de - ciertas limitaciones estéticas, debidas al aspecto tosco de mu- chos tipos de conexiones entre miembros y los problemas de pan- deo que se presentan en elementos sujetos a compresión, que dan como consecuencia elementos más robustos.

El Concreto es uno de los materiales de construcción más -- usados en la Ingeniería Civil, esto se debe a sus ventajas; en- tre las que destacan: su alta resistencia a la compresión, su -- gran durabilidad, resistencia al intemperismo, resistencia a tem- peraturas altas (ocasionadas por incendios) y su facilidad de fa- bricación. Además, como el concreto se coloca en estado plásti- co, es relativamente fácil formar elementos de cualquier forma -- geométrica. Pero el concreto tiene algunas desventajas como - - son: su alto peso volumétrico que da origen a estructuras más pe- sadas en comparación con otros materiales estructurales, así co- mo su baja resistencia a la tensión, que en la práctica se consi- dera nula y los cambios volumétricos que sufre con el tiempo.

La madera fué el primer material de que dispuso el hombre - con resistencias comparables a la tensión y a la compresión. Son muchas las características que hacen atractiva a la madera como material de construcción.

Entre las que destacan: la facilidad de ser trabajada con -

6

herramientas sencillas, lo que permite una gran variedad de secciones y formas, su considerable durabilidad en condiciones adecuadas de conservación y su resistencia específica, que es superior a la del acero y el concreto reforzado. Además de que por ser un material vivo, constituye un recurso natural renovable. - Como desventajas se pueden mencionar las siguientes: la existencia de limitaciones en cuanto a longitudes y escuadrias en la elaboración de vigas y columnas, la susceptibilidad a los ataques de algunos hongos e insectos, la variabilidad de sus propiedades resistencias, su deformabilidad que es superior a la de otros materiales, las deformaciones permanentes que le producen las cargas de larga duración, los cambios volumétricos que experimenta con la variación de la humedad y su resistencia a los incendios, que aunque es superior a la del acero es inferior a la del concreto.

I.2. DESCRIPCION DEL PROYECTO.

La empresa "Tijeras Barrilito, S.A." pretende construir en Chalco, Estado de México, una nave industrial para albergar una nueva fábrica de sus productos.

La nave se ubicará en un predio de grandes dimensiones, - ubicado aproximadamente en el Km 38 de la carretera México-Cuau tla.

La nave quedará a un costado de la fábrica actual, y tendrá una planta rectangular de 22.0 m de frente por 60.0 m de fondo. En su parte posterior colinda con una estructura en la que se - alojará una nueva forja. (figura No. 1).

Por necesidades de operación se requiere que la nave quede libre de obstáculos en sus 22.0 m de ancho, además que sea de - una sola planta, con cubierta a dos aguas y altura mínima sobre el piso de 4.0 m.

Para satisfacer los requerimientos anteriores, se ha pro- puesto estructurar la nave mediante marcos rígidos de acero es- tructural, con columnas y cabezal a dos aguas constituidos por secciones de alma llena de placas armadas, soldadas y de peral- te variable. Estos marcos, con un claro de 22.0 m (a paños ex- teriores) irán espaciados a cada 10.0 m. En el sentido largo, - los marcos irán contraventeados con elementos diagonales en - cruz de San Andrés, en dos de los claros entre ellos. Además se dispondrán longitudinalmente largueros de sección cajón a la al- tura de las uniones cabezal-columnas.

La cubierta estará formada por largueros de sección canal a cada 1.5 m que soportarán láminas acanaladas metálicas. En los planos de la cubierta se dispondrán contraventeos diagonales en cruz, en los mismos claros en que se dispone el contraventeo lateral. La inclinación de la cubierta será de 1:12.

Los cimientos de cada marco serán zapatas de concreto reforzado y no serán objeto de esta tesis.

Perimetralmente la nave estará rodeada por muretes autosoportables de ladrillo de 2.0 m de altura, que no desempeñarán ninguna función estructural. (figura No. 2).

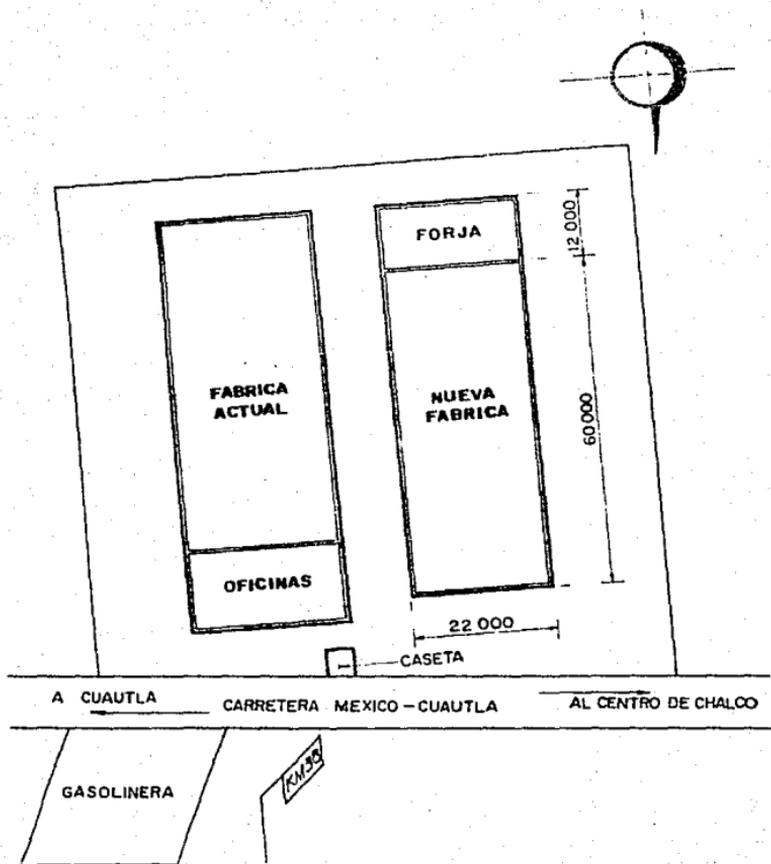
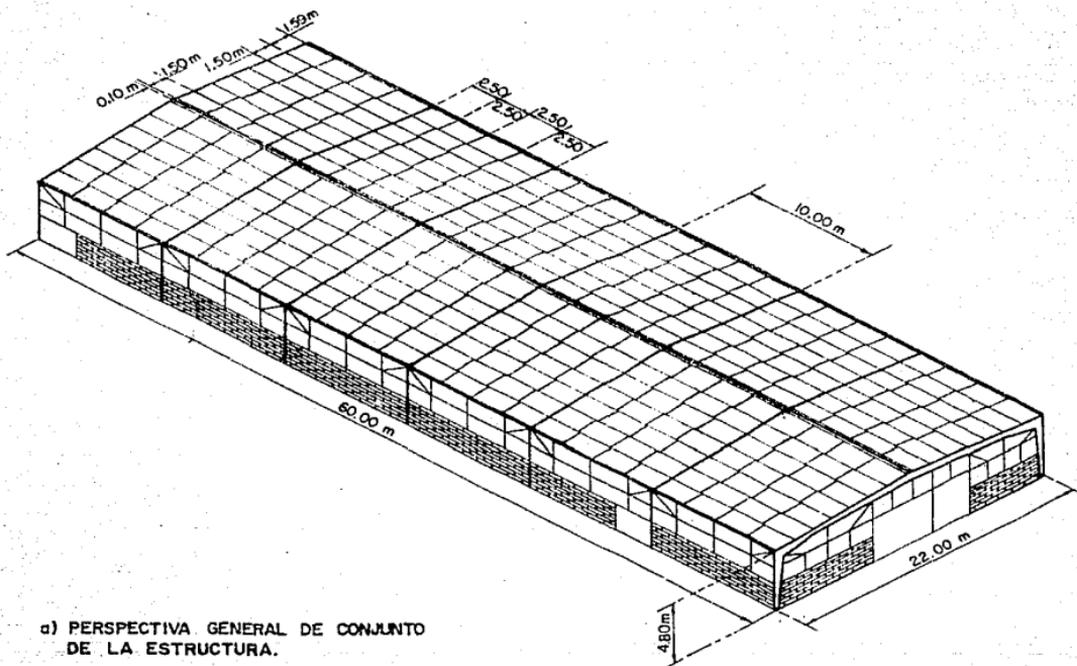
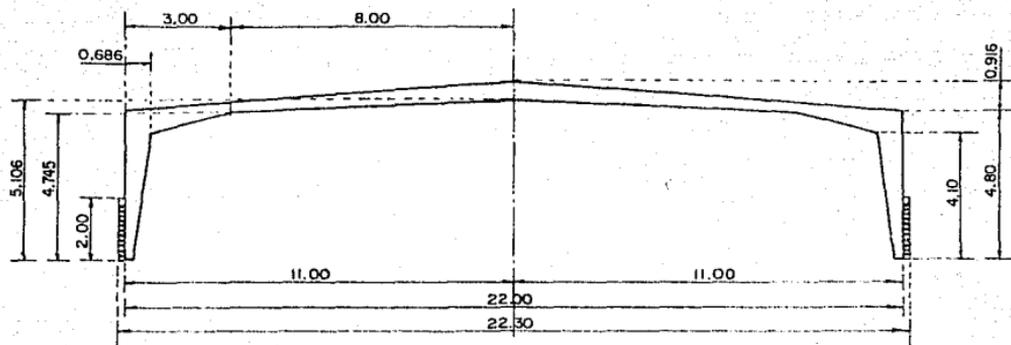


FIG. 1 - CROQUIS DE LOCALIZACION



a) PERSPECTIVA GENERAL DE CONJUNTO
 DE LA ESTRUCTURA.

FIG. 2



b) CORTE EN ELEVACION DE MARCO CENTRAL

FIG. 2

I.3 JUSTIFICACION DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.

Se emplea fundamentalmente el acero en esta estructura - por las ventajas constructivas de este material que ya fueron ex puestas:

- Bajo peso y alta resistencia.
- Posibilidad de prefabricación.
- Posibilidad de cambio de ubicación.
- Alto valor de rescate.

Las estructuras de marco rígido, por su continuidad e hi perestaticidad permiten economizar material, ya que los elementos mecánicos en ellas son menores que en una estructura isostática, además son más adecuadas en zonas sísmicas por experimentar des- plazamientos menores bajo cargas laterales.

La adopción de peralte variable permite optimizar el di- seño para reducir al mínimo el material. Sin embargo, el ahorro en costo es discutible porque esa variación involucra operacio- nes constructivas más costosas. En este proyecto se adoptó un - peralte variable por razones estéticas.

La soldadura es actualmente el medio de conexión más di fundido para estructuras metálicas, por razones de facilidad de ejecución y disponibilidad de equipo y mano de obra especializa da; razón por la cual en este proyecto se considerarán conexio- nes soldadas.

CAPITULO II

CRITERIOS DE DISEÑO

II. I. DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO Y POR RESISTENCIA ÚLTIMA.

El diseño del acero puede hacerse por esfuerzos de trabajo o por resistencia última.

En el diseño por estados al límite el análisis se efectúa con base en suposiciones plásticas de comportamiento, esto es, que al llegar el esfuerzo al punto de fluencia en la curva esfuerzo-deformación existe un aumento marcado de deformación unitaria sin incremento de carga. El diseño por esfuerzo de trabajo tiene en cuenta esta característica única del acero, pero limita los esfuerzos permisibles a la región elástica donde el esfuerzo es proporcional a la deformación.

El diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo consiste en estimar las cargas esperadas de servicio y dimensionar los miembros sobre la base de ciertos esfuerzos permisibles, de tal manera que el esfuerzo inducido por las cargas de servicio sea igual o menor que el esfuerzo permisible. Estos esfuerzos permisibles se obtienen de dividir el esfuerzo límite de fluencia del acero entre un factor de seguridad.

En el diseño al límite se estiman las cargas esperadas de servicio, que a su vez son multiplicadas por un cierto factor de carga de donde se obtienen unas cargas últimas que son las que se tomarán para el dimensionamiento de los miembros sobre la base de la resistencia a la ruptura, de modo que la resistencia del miembro debe ser mayor o igual que el efecto inducido por las cargas últimas.

II.2. FACTORES DE SEGURIDAD Y DE CARGA.

Los factores de seguridad y de carga son el producto de la incertidumbre que gira en torno a la estimación tanto de las acciones que solicitarán a la estructura, como de algunos factores que escapan al control del Ingeniero y que pueden disminuir la resistencia. Por lo que la magnitud del factor de seguridad deberá basarse en: la variabilidad del material respecto a su resistencia, la precisión en los cálculos, calidad en la mano de obra, métodos de análisis, esfuerzos originados durante la fabricación y el montaje, imprecisiones en la estimación de las cargas, variabilidad de la resistencia del material con el tiempo, condiciones difíciles de predecir como huracanes y terremotos, así como pérdidas económicas y humanas que provocarían una falla.

El factor de seguridad es el obtenido de dividir el esfuerzo correspondiente al punto de fluencia del acero entre su esfuerzo permisible. El factor básico de seguridad para las construcciones de acero se obtiene como sigue:

Llamando S al elemento mecánico resistente, calculado para un esfuerzo de trabajo máximo y para un comportamiento elástico lineal y llamando R al elemento mecánico actuante por efecto de una carga de servicio, el factor de seguridad se define como:

$$FS = S/R$$

Hay incertidumbre en la resistencia del miembro que puede disminuir en ΔS por errores de construcción, deficiencias en la calidad de los materiales, etc. Por otra parte hay incerti-

dumbre también en la carga de servicio que puede ser mayor de lo previsto, por lo que el elemento actuante aumenta en ΔR .

La condición límite de seguridad se establece si:

$$S - \Delta S = R + \Delta R$$

por lo tanto $\frac{S - \Delta S}{R + \Delta R} = 1$

$$\frac{S}{R} \frac{(1 - \Delta S/S)}{(1 + \Delta R/R)} = 1$$

como $\frac{S}{R} = FS$ y considerando que $\frac{\Delta S}{S} = 0.25$

y que $\frac{\Delta R}{R} = 0.25$ admitiendo que ambas incertidumbres son del 25% se tiene:

$$1 = FS \frac{0.75}{1.25}$$

de donde $FS = \frac{(1)(1.25)}{0.75} = 5/3$

Este resultado permite establecer el esfuerzo de trabajo - como sigue:

$$f_t = \frac{f_y}{FS} = \frac{f_y}{5/3} = 0.6 f_y \quad (\text{Esfuerzo admisible básico a tensión})$$

En secciones compactas en las que hay posibilidades de que se plastifique la totalidad de la sección, este esfuerzo de trabajo puede aumentar a:

$$f_t = 0.66 f_y$$

La seguridad por el método de la resistencia última se verifica mediante la expresión:

$$\phi R \geq U$$

donde:

R = Resistencia nominal del miembro.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia que toma en cuenta el tipo de falla (dúctil o frágil).

U = Efecto de las cargas últimas obtenido de multiplicar - el efecto de las cargas de servicio (⁽¹⁾) por el factor de carga (FC). $U = \sum (FC) (W)$

Los valores de los factores de carga son mayores en cargas que presentan gran incertidumbre (viento y carga viva) y menores en cargas que se conocen con mayor precisión (carga muerta).

Los factores ϕ , FC, se definen en estudios de tipo probabilístico.

II.3. REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIOS PARA LAS ESTRUCTURAS.

El Reglamento de Construcción para el Distrito Federal - - (RCDF) en su Artículo 203, nos dice que deberá revisarse que las estructuras cumplan con los fines para los que fueron proyectadas, asegurándose que no se presente ningún estado de comportamiento que lo impida. Para cumplir con tal fin, el RCDF proporciona un procedimiento en el que se revisará la seguridad de la estructura - para el efecto combinado de todas acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Considera dos tipos de combinaciones: el primero incluye - acciones permanentes, variables y accidentales. Además prevé que la resistencia del diseño siempre sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, con el fin de evitar la aparición de cualquier estado límite de falla.

Asimismo, nos indica que las combinaciones de acciones antes mencionadas no excederán algunos de los estados límite de servicio que a continuación se mencionan:

a) deformaciones inaceptables a la construcción o construcciones aledañas o que ocasionen el mal funcionamiento de equipos e instalaciones,

b) una flecha vertical de 0.5 cm más el claro dividido entre 240 para efectos a largo plazo. Para miembros que afecten - elementos que no sean capaces de soportar deformaciones, dicha - flecha será de 0.3 cm más el claro entre 480,

c) vibraciones que afecten el funcionamiento de la construcción o que produzcan molestias o sensaciones de inseguridad a los ocupantes;

d) otros daños como grietas, desplazamientos, aplastamientos, torceduras, desprendimientos, etc.

II.4. ACEROS ESTRUCTURALES.

La mayoría de las estructuras de acero en México se fabrican con acero estructural al carbón, denominado A36 por las normas ASTM, que tiene una resistencia mínima a la fluencia de 2531 kg/cm² y un esfuerzo mínimo de rotura de 4420 kg/cm². Este tipo de acero es altamente soldable, lo que se debe a que sus propiedades se controlan limitando el contenido de carbón.

Antes de la aparición del acero A36 (en 1960) se empleaba un acero denominado A7, cuya resistencia a la fluencia era de 2300 kg/cm² y tenía la desventaja de que en su fabricación no se controlaba rigurosamente el contenido de carbón, por lo que principalmente en espesores (de perfiles y placas) gruesos era difícil de soldar. Esto originó que en algunos países se discontinuara; en México se sigue produciendo, pero en menor escala.

Además de los aceros al carbón existen otros tipos, como los aceros de baja aleación y alta resistencia que tienen límites de fluencia que varían entre 2940 y 4550 kg/cm². Estos aceros se fabrican en México bajo pedido. Existen además aceros con aleaciones especiales, térmicamente tratados, que tienen límites de fluencia superiores a los 6000 kg/cm² y que no se fabrican en México.

II.5. CONSIDERACIONES PARA EL PROYECTO.

- 1) El análisis y diseño del presente trabajo se ajustará a las normas y especificaciones que marca el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC) para tal fin. Algunas verificaciones de diseño se harán aplicando el Reglamento del Instituto Americano de la Construcción con Acero (AISC).
- 2) El método de diseño que se empleará será el de los esfuerzos admisibles.
- 3) El acero estructural que se empleará será el denominado A36.

CAPITULO III
SOLICITACIONES

III.1 ACCIONES.

Se denomina acción a todo agente externo o inherente a la estructura y/o a su funcionamiento, cuyos efectos pueden hacer que ésta alcance un estado límite, ya sea de falla o de servicio. Para fines de diseño, en los distintos reglamentos las acciones se presentan usualmente como sistemas de carga y/o deformaciones cuyos efectos sobre la estructura se suponen equivalentes a los de las acciones reales.

En el diseño de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, ya que las distintas acciones no obran en forma aislada sobre la estructura, sino que pueden ocurrir conjuntamente.

Cada combinación de acciones constituye un caso para el cual la estructura debe ser analizada, y el dimensionamiento final de cada miembro de la estructura se hace con base en los efectos más desfavorables encontrados para él, de todos los casos considerados.

Con el objeto de formar combinaciones de diseño, los diversos reglamentos de construcción, entre los que se encuentra el RCDF, clasifican a las acciones de acuerdo con la duración de su acción sobre la estructura con intensidad máxima. Para estos casos se consideran tres categorías:

- a) Acciones permanentes: son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo.

- b) Acciones variables: son las que actúan sobre una estructura con una intensidad variable con el tiempo.
- c) Acciones accidentales: son las que no se deben al funcionamiento propio de la construcción y que pueden alcanzar valores significativos sólo durante lapsos pequeños. Asimismo considera tres valores nominales de intensidades de acción, éstos son: Intensidad Máxima, Media e Instantánea, que son empleados en las distintas combinaciones de acciones.

Para combinaciones que incluyan acciones permanentes y variables, se considerarán las primeras; de las segundas, las más desfavorables se tomarán con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media, cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo. En este tipo de combinaciones deberán revisarse todos los posibles estados límites, tanto de falla como de servicio.

Para combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes; las variables con su intensidad instantánea y únicamente una acción accidental.

Los esfuerzos producidos por cada combinación de cargas, se compararán con los esfuerzos admisibles obtenidos de dividir el esfuerzo de fluencia entre el factor de seguridad variable para cada combinación.

III.2. CONSIDERACIONES DE ACCIONES.

Tomando en cuenta las recomendaciones hechas por el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE en lo concerniente a no incluir en el diseño formal algunas acciones, no se considerarán en el análisis acciones que tengan baja intensidad o cuya probabilidad de ocurrencia sea muy pequeña; sin embargo se tomarán -- precauciones tanto en la estructuración como en los detalles en caso de ocurrir tales acciones.

Las acciones que se considerarán son:

- a) Carga Muerta: comprende el peso propio de los elementos tanto estructurales como no estructurales e instalaciones y equipo que vaya a ocupar una posición fija y permanentemente en la construcción.
- b) Carga Viva: representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente; éstas son originadas por la ocupación (personas, muebles, equipo, etc.)
- c) Cargas Accidentales: se considerarán para este caso sin mo y viento.

Las acciones que no se considerarán son:

- a) Nieve: En la mayor parte de la República Mexicana, los intervalos de recurrencia para acciones de nieve son -- largos, por lo que no es necesario diseñar para esta ac ción. Sin embargo dentro de las cargas para cubierta -

se toman en cuenta la acumulación de agua y granizo.

- b) Explosión e Incendio: En nuestro caso el riesgo de que ocurra tanto una explosión como un incendio es bajo; - esto se debe al tipo de productos que se manejarán.
- c) Hundimientos: Los efectos de hundimientos diferenciales son poco importantes, por la baja magnitud de las cargas (estructura ligera).
- d) Efectos Dinámicos: No son de importancia por el tipo de maquinaria que se alojará en esta fábrica.

CAPITULO IV
ANALISIS ESTRUCTURAL

IV.1. ESTIMACION DE CARGAS PERMANENTES.

A) CARGA VIVA.

El RCDF especifica que las cargas vivas para cubiertas y azoteas estarán en función de su pendiente; en nuestro caso la pendiente de la cubierta será de 1:12 (4.76'), lo que la clasifica dentro de las cubiertas que tienen pendiente no mayor de 5°; por lo que le corresponde una carga viva máxima de 100 kg/m² y una carga viva instantánea de 70 kg/m².

B) CARGA MUERTA.

1.- Techo.

Se empleará lámina acanalada calibre 26 con un peso de 4.88 kg/m². Además para cubrir el parteaguas del techo se empleará una cumbrera del mismo calibre. Tomando en consideración el área efectiva de lámina debido a los traslapes, así como el peso de la cumbrera, mediante un análisis se llegó a la conclusión de que el peso del techo será de 5.61 kg/m².

2.- Largueros

Considerando la carga que deben soportar éstos, debido al peso del techo y de los tirantes, más una carga equivalente al peso de una persona en el punto más desfavorable, se procedió a analizarlos; obteniendo una sección cuyo peso se agregó a los anteriores para nuevamente analizar la viga con estas cargas que incluían el peso propio del elemento, con lo que finalmente se obtuvo una sección con un peso de 4.46 kg/m.

3.- Marco

Tomando en cuenta el área tributaria que le corresponde - soportar a un marco central debido al peso de la cubierta (techo, largueros y tirantes), así como la carga viva correspondiente, - se procedió a distribuir uniformemente sobre el claro estas cargas; obteniendo una carga uniformemente repartida de 1093.96 kg/m. A continuación se resolvió el marco empleando las fórmulas que - propone el Manual AHMSA*, para obtener los elementos mecánicos - de marcos rígidos articulados; ya con éstos se diseñó, obtenien- do el peso de una sección, que a su vez se sumó a la carga antes mencionada para obtener una carga que incluyera el peso propio - del marco. Nuevamente se resolvió el marco con lo que se obtuvo una nueva sección cuyo peso es de 98 kg/m.

* Altos Hornos de México, S.A.

IV.2. ESTIMACIONES DE CARGAS POR VIENTO.

La nave industrial se analizará apegándose a los requisitos mínimos que para diseño por viento especifica el RCDF. Este nos indica que la construcción se deberá analizar suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí, eligiendo las direcciones que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura o parte de la misma; considerando en todos los casos que la estructura se encuentra aislada, sin la protección de otras estructuras u obstáculos que pudieran proporcionar la ayuda durante la acción del viento. Sin embargo cualquier incremento en las succiones, presiones u otros efectos que resulten de dicha cercanía, deberán ser tomados en consideración.

2.1 EMPUJES ESTATICOS:

A) Presiones y Succiones.

Los efectos del 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 intensidad se calculará de acuerdo a la expresión siguiente:

$$P = 0.0048 G C V_d^2 \dots\dots\dots (1)$$

donde:

C = Coeficiente de empuje (adimensional)

P = Presión o succión debida al viento kg/m²

V_d = Velocidad de diseño en km/h

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

B) Velocidad de Diseño (Vd).

Es a partir de la cual se evalúan los efectos del viento en la estructura, y ésta es función de la localización geográfica, probabilidades de excedencia, topografía en vecindad de la estructura y características de la misma.

La velocidad de diseño se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_d = Fr V_z \dots \dots \dots (2)$$

donde: Fr = factor de ráfaga, que para estructuras de tipo 2 y 3 vale 1.3 y para las de tipo 1 como en nuestro caso, su valor es 1.0

Vz = velocidad del viento a una altura z

Para fines de diseño por viento la República Mexicana se ha dividido en varias zonas, según se muestra en la figura 4.1. Asimismo, en la tabla 4.1 se indica para cada una de estas zonas, la velocidad regional para periodos de recurrencia de 50 y 200 años, con probabilidades asociadas de excedencia de 2% y 5% respectivamente.

C) Velocidad Regional (VR)

Es la velocidad máxima probable de una zona o región determinada por cierto periodo de recurrencia. La elección de la velocidad regional se hará en base a la importancia de la estructura - - - empleando la tabla 4.2.

D) Velocidad Básica (Vb)

Es la velocidad que a una altura de 10.0 m sobre el terre-

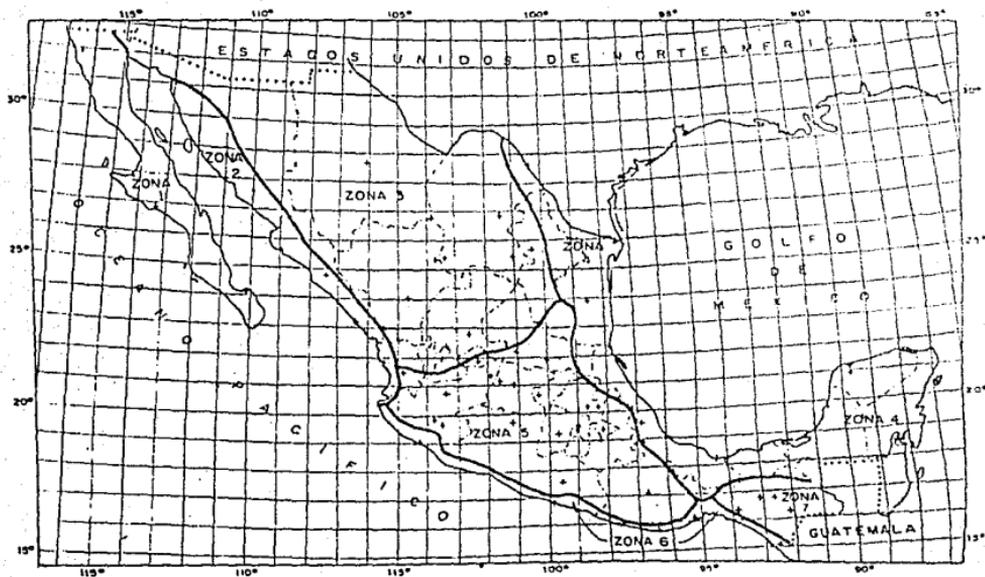


Fig. 4.1 Regionalización Eólica de la República Mexicana

TABLA 4.1 VELOCIDADES REGIONALES V_R

ZONA EOLICA (FIG. 1.1)	VELOCIDAD REGIONAL (Km/hora)	
	ESTRUCTURAS GRUPO B ($T_R = 50$ AÑOS)	ESTRUCTURAS GRUPO A ($T_R = 200$ AÑOS)
1	90	105
2	125	150
3	115	125
4	160	185
5	80	90
6	150	170
7	80	95

TABLA 4.2 CRITERIO PARA ELEGIR LA VELOCIDAD REGIONAL, V_R

ESTRUCTURAS DEL GRUPO:	V_R CON PERIODO DE RECURRENCIA DE:
A	200 AÑOS
B	50 AÑOS
C	NO REQUIEREN DISEÑO POR VIENTO

no, se presenta en el lugar de desplante de la estructura. La velocidad básica del viento, se obtiene a partir de la velocidad regional de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_b = k \quad V_R \quad \dots \dots \dots (3)$$

donde: k es un factor que depende de la topografía del sitio y se tomará conforme a la tabla 4.3

E) Velocidad del Viento (V_z)

Como la velocidad del viento varía con respecto a la altura, para fines de diseño, se supondrá que la velocidad del viento a la altura Z está dada por las siguientes expresiones:

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

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

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

donde: V_δ es la velocidad gradiente (en metros)
 δ es la altura gradiente (en metros)
 Z es la altura sobre el terreno (en metros)

Los valores de α y δ son en función de la topografía del lugar y se tomará de acuerdo a la Tabla 4.4.

2.2 EXCENRICIDAD ACCIDENTAL.

Se considerará que la fuerza resultante de la acción del viento actúa excéntricamente con respecto a la posición de la resultante teórica de presiones; esto es, con respecto al centro de presiones del área expuesta.

a) Se supondrá en dirección horizontal una excentricidad accidental cuya magnitud está dada por las siguientes -

TABLA 4.3 FACTOR DE TOPOGRAFIA

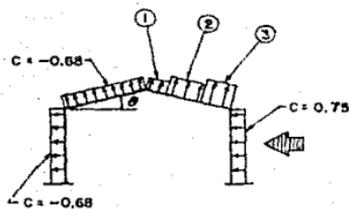
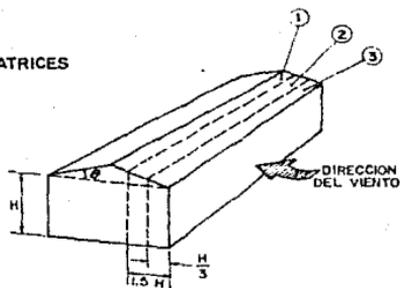
TOPOGRAFIA	FACTOR K
A) MUY ACCIDENTADA, COMO EN EL CENTRO DE CIUDADES IMPORTANTES.	0.70
B) ZONAS ARBOLADAS, LOMERIOS, BARRIOS RESIDENCIALES ó INDUSTRIALES.	0.80
C) CAMPO ABIERTO, TERRENO PLANO.	1.00
D) PROMONTORIOS.	1.20

TABLA 4.4 VALORES DE α Y δ

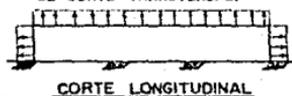
TIPO DE TERRENO	α	ALTURA GRADIENTE δ (metros)
A) LITORAL	0.14	200
B) CAMPO ABIERTO (INTERIOR)	0.14	275
C) TERRENOS SUBURBANOS	0.22	400
D) CENTRO DE GRANDES CIUDADES	0.33	460

a) VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

- ① ZONA DE SOTAVENTO
 ② ZONA CENTRAL
 ③ ZONA DE BARLOVENTO



SUCCION CALCULADA CON LOS VALORES DE "C" INDICADOS EN EL CORTE TRANSVERSAL.



θ	VALORES DE C			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			
	DE BARLOVENTO	ZONA CENTRAL	DE SOTAVENTO	
$< 15^\circ$	-1.75	-1.00	-0.40	-0.68
$15^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$ TÓMASE EL MÁXIMO DE LOS SIG.	$-2.1 + 0.023 \theta$ ó 0.012θ	$-1.2 + 0.013 \theta$ ó 0.007θ	-0.40	-0.68
$> 65^\circ$	0.75	0.75	0.75	-0.68

b) VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES

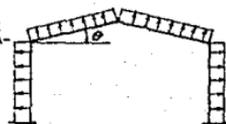
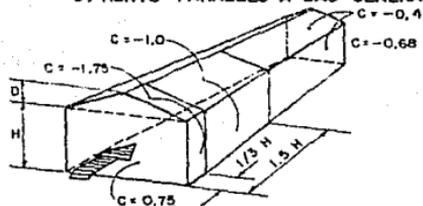


FIG. 4.2 DISTRIBUCION DEL COEFICIENTE DE EMPUJE, CUBIERTAS DE DOS AGUAS.

expresiones:

$$e = \begin{cases} + (0.3L^2 / 8h) + 0.05L & \text{para } (L/h) < 2 \\ - (L/8) & \text{para } (L/h) \geq 2 \end{cases}$$

donde:

e = es la excentricidad accidental (en metros)

L = es la base del área expuesta (en metros)

h = es la altura del área expuesta (en metros)

b) En la dirección vertical se tomará una excentricidad accidental igual a:

$$e = \begin{cases} + \\ - \end{cases} 0.05 h$$

En los casos anteriores se tomarán los signos de las excentricidades que provoquen la condición más desfavorable para el diseño de cada miembro y del conjunto estructural. Además se considerarán simultáneamente los efectos de las excentricidades tanto verticales como horizontales.

2.3- FACTOR DE CARGA

Se tomará el factor de carga especificado para la combinación de acciones en las que además de las acciones permanentes y variables se incluye una acción accidental. En nuestro caso el valor de éste será de 1,0 ya que el diseño se hará por esfuerzos admisibles.

2.4- PRESIONES INTERIORES

Cuando el porcentaje de abertura de alguna de las paredes de la estructura en el nivel en que se analiza sea mayor del 30%, para el diseño local de todos los elementos que limitan en cualquier dirección el nivel en estudio, deben considerarse presiones o succiones interiores dada por la expresión (1), en adi

ción a las presiones o succiones exteriores con los siguientes valores del coeficiente de empuje C. Cuando la abertura se encuentra del lado del barlovento $C=0.8$; cuando la abertura se encuentra del lado del sotavento o en los costados $C=-.6$, y en el caso de que el porcentaje de abertura sea menor del 30%, el coeficiente de empuje C estará dado por las siguientes ecuaciones:

- 1) en el caso en que la abertura se encuentre del lado del barlovento el coeficiente de empuje será igual a:

$$C = (0.8 n/30) + 0.3 (1-n) /30 \quad (1)$$

- 2) si la abertura se encuentra del lado del sotavento o en un costado, el coeficiente de empuje C tendrá el siguiente valor:

$$C = -(0.6n/30) - (1-n) /30 \quad (2)$$

donde

C es un coeficiente de empuje

n es la relación de abertura de la estructura (en %).

Además se revisará la seguridad general de la estructura en los siguientes casos:

- Volteo, se analizará esta posibilidad suponiendo nulas las cargas vivas que contribuyen a disminuir este efecto en donde el momento estabilizador no deberá ser menor de 1.5 veces el momento actuante de volteo.
- Viento, se tomarán las medidas necesarias para garantizar la seguridad de la estructura durante la construcción de ésta, bajo la acción de un viento igual al 60%

del diseño; asimismo, se verificará que la relación entre la resistencia al desplazamiento y el desplazamiento horizontal actuante deberá ser por lo menos de dos.

2.5- CLASIFICACIONES DE LAS ESTRUCTURAS.

Para fines de diseño por viento, las estructuras se clasifican de acuerdo a su destino y a las características de su resistencia ante la acción del viento.

2.5.1- Clasificación de Acuerdo a 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.

Atendiendo a la seguridad aconsejable, las estructuras se clasifican en tres grupos:

Grupo A. Pertenecen a este grupo las 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 Hospitales, Museos, Estadios, Torres de Transmisión, Escuelas, Subestaciones, etc.

Grupo B. Pertenecen a este grupo las estructuras en las que el cociente entre el costo de una falla y el costo de incrementar la resistencia es de magnitud moderada. Este es el caso de las Plantas Industriales, Bodegas ordinarias, Comercios, Casas habitación privada, Bardas cuya altura excede 2.5m, etc.

Grupo C. Pertenecen en este grupo las estructuras en las que no es justificable incrementar su costo para aumentar su resistencia, ya que su falla por viento no implica graves consecuencias, ni puede causar daños a estructuras de los grupos anteriores que se encuentren alledaños. Tal es el caso de bardas con altura menor de 2.5 m, y construcciones provisionales para la construcción de obras pequeñas entre otras.

2.5.2- Clasificación por las Características de su Respuesta Ante Viento.

Atendiendo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las estructuras, éstas se clasifican en cuatro tipos:

Tipo 1. Abarcan estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Entre las que se incluyen: Edificios habitacionales o de oficinas con altura menor de 60.0m Bodegas, Teatros, Naves Industriales y otras construcciones cerradas, con sistemas de arcos, trabes, armaduras, losas, es decir, que sean capaces de tomar las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles como las de tipo colgante a menos que se tomen las medidas necesarias para limitar la respuesta estructural dinámica.

Tipo 2. Pertenecen a este tipo las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas las hacen espacialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos períodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se encuen-

tran en este tipo las torres atirantadas, o en voladizo para líneas de transmisión, arbotantes para iluminación, antenas, tanques elevados, anuncios y en general las estructuras que presenten una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Así como los edificios para habitación u oficinas con esbeltez - definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5 m ó con período fundamental mayor de 2 segundos, o con altura mayor de 60.0 m.

Tipo 3. Estas estructuras resumen todas las características de las del tipo 2, salvo 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, puentes o tuberías colgantes, con período natural menor de 2 segundos.

Tipo 4. Son de este tipo las estructuras que presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre las que se encuentran las siguientes:

- a) formas aerodinámicas inestables como las antenas parabólicas.
- b) Estructuras flexibles con varios períodos naturales entre sí, como las cubiertas y puentes colgantes.

2.6- APLICACION.

De acuerdo a lo establecido en 3.5, la nave industrial es una estructura tipo 1, que pertenece al grupo B; por lo que se-

gún especifica el MDOC y el RCDF, bastará considerar para el diseño de la estructura los empujes y succiones estáticas de viento calculados de acuerdo a lo especificado en los incisos 2.1 y 2.4 de este capítulo.

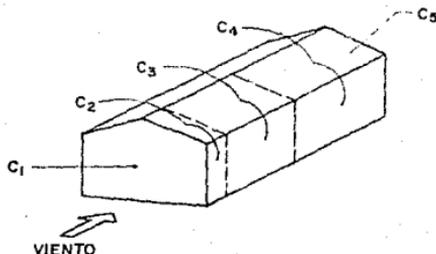
De la figura 4.1 (regionalización eólica de la República Mexicana) obtenemos que la nave industrial se encuentra dentro de la zona 5; empleando la tabla 4.1 y con los datos anteriores se obtiene la velocidad regional que es de 80.0 km/h. A continuación, de la tabla 4.3 obtenemos el factor de topografía (k) que en nuestro caso corresponde al campo abierto, cuyo valor es de - 1.0, que multiplicado por la velocidad regional nos da que la velocidad básica es igual a 80.0 km/h.

Como la nave tiene altura menor de 10.0 m, la velocidad de viento a una altura Z es igual a la velocidad regional, por lo que ésta, es igual a 80.0 km/h. Finalmente la velocidad de disño es igual a la Vz multiplicada por el factor de ráfaga (Fr). - pero como para las estructuras del tipo 1 el factor de ráfaga es igual a 1.0, tenemos que la velocidad de diseño es de 80.0 km/h.

Como la cubierta de la nave industrial es a dos aguas, de la figura 4.2 obtenemos los coeficientes de empuje C de las presiones o succiones para cada zona de la estructura, que al ser - sumados con el signo más desfavorable a los coeficientes de empuje debidos a presiones o succiones interiores, arroja los coeficientes de empuje que se emplearán para evaluar las presiones sobre la estructura cuando el viento actúa en dos direcciones hori

zontales y perpendiculares entre sí (paralelas a las generatrices y normales a las generatrices).

a) viento paralelo a las generatrices.



C	Presiones y Succiones		Efecto Combinado PI + PE	Efecto Desfavorable
	Interiores	Exteriores		
C ₁	0.75	0.8	0.75-0.8 = 0.05	0.75
C ₂	-1.75	0.8	-1.75-0.8 = 2.55	-2.55
C ₃	-1.0	0.8	-1.0 -0.8 = 1.8	-1.8
C ₄	-0.4	0.8	-0.4 -0.8 = 1.2	-1.2
C ₅	-0.68	0.8	-0.68-0.8 = 1.48	-1.48

Si la altura al nivel del mar de este lugar es de aproximadamente 2.2 kilómetros, tenemos que $G = 0.833$

Sustituyendo valores en la ec. (1) tenemos que:

$$P = 0.0048 G C V_d^2 = 25.589 C \text{ kg/m}^2.$$

Finalmente, sustituyendo el efecto desfavorable en la ec. (1) obtenemos las presiones y succiones que actuarán sobre la estructura.

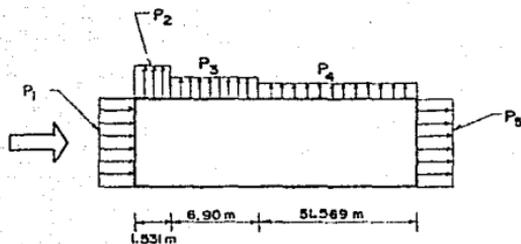
$$P_1 = 25.589 \quad (0.75) = 19.1917 \quad \text{kg/m}^2$$

$$P_2 = \quad \quad \quad (-2.55) = -65.2519 \quad \quad \quad "$$

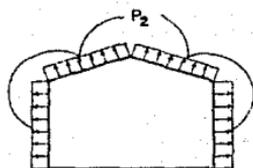
$$P_3 = \quad \quad \quad (-1.8) = -46.0602 \quad \quad \quad "$$

$$P_4 = \quad \quad \quad (-1.2) = -30.768 \quad \quad \quad "$$

$$P_5 = \quad \quad \quad (-1.49) = -37.8717 \quad \quad \quad "$$

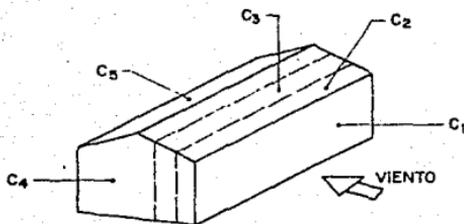


CORTE LONGITUDINAL



CORTE TRANSVERSAL

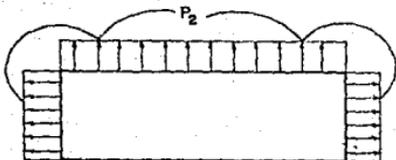
b) Viento normal a las generatrices



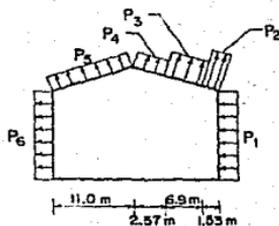
C	Presiones y Succiones		Efecto Combinado PI + PE	Efecto Desfavorable
	Interiores	Exteriores		
C ₁	0.75	-0.6	0.75 - (-0.6) = 1.35	1.35
C ₂	-1.75	-0.6	-1.75 - (-0.6) = -1.15	-1.75
C ₃	-1.0	-0.6	-1.0 - (-0.6) = -0.4	-1.0
C ₄	-0.4	-0.6	-0.4 - (-0.6) = 0.2	-0.4
C ₅	-0.68	-0.6	-0.68 - (-0.6) = -0.08	-0.68

Sustituyendo en la ec. (1) el efecto desfavorable tenemos que:

$$\begin{aligned}
 P &= 25,589 (1.35) = 34,545 \text{ kg/m} \\
 P_1 &= \text{ " } (-1.75) = -44,78 \text{ " } \\
 P_2 &= \text{ " } (-1.0) = -25,589 \text{ " } \\
 P_3 &= \text{ " } (-0.4) = -10,235 \text{ " } \\
 P_4 &= \text{ " } (-0.68) = -17,40 \text{ " }
 \end{aligned}$$



CORTE LONGITUDINAL



CORTE TRANSVERSAL

IV.3. ESTIMACION DE CARGAS POR SISMO

Debido a la gran incertidumbre que existe en la estimación de las características de los movimientos sísmicos, así como en el comportamiento y capacidad de los elementos estructurales ante ellos, no es posible seguir criterios de diseño que garanticen la ausencia de daños en una estructura ante la acción de -- cualquier temblor dentro de límites racionales o económicos; por lo que la finalidad del diseño por sismo es, esencialmente minimizar los daños y preservar vidas humanas, aun en los casos más severos. Por lo que las especificaciones y recomendaciones para diseño, pretenden que la mayoría de la estructuras:

- Resistan temblores ligeros sin daño alguno
- Resistan temblores moderados con daños estructurales insignificantes y con cierto daño no estructural.
- No se colapsen ante la acción de sismos severos.

3.1 CRITERIOS DE ANALISIS

La nave industrial se analizará apegándose a los requisitos mínimos que para diseño por sismo especifican el MDOC y el RCDF. Estos indican que la estructura en cuestión deberá ser analizada bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, y que en cada sección crítica se debe considerar la suma vectorial de los efectos (desplazamientos y fuerzas internas) de un componente del movimiento del terreno con 0,3 de los efectos del otro, en adición a los efectos de -- fuerzas gravitatorias.

Asimismo indica que el análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) La influencia de las fuerzas laterales se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales que sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura, así como la continuidad y rigidez de los mismos.
- 2) Se revisará la seguridad contra los estados límites de la cimentación.
- 3) Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales sean compatibles entre sí.
- 4) Cuando los muros divisorios no se consideren como parte integral de la estructura, deberán sujetarse a ésta de manera que no se restrinja su deformación en el plano del muro. Además se verificará que cumpla con los siguientes estados límite que establece el RCDF:

- Estado límite por desplazamiento horizontal
- Estado límite por rotura de vidrios
- Estado límite por choque contra estructuras adyacentes.

3.2 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

Para fines de diseño por sismo las estructuras se clasifican de acuerdo a su destino y según su estructuración:

- a) Clasificación de estructuras de acuerdo a su destino, que es

símilar a la ya enunciada en el diseño por viento.

b) Clasificación de las estructuras según su estructuración, de acuerdo a esto las construcciones pueden clasificarse dentro de los tipos siguientes:

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 cada nivel por marcos continuos contraventeados o no por diafragmas o muros, o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Comprende también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que 50% o más de su masa se haya en el extremo superior, y tenga un solo elemento de resistencia en la dirección de análisis.

Tipo 2.- Comprende los tanques para almacenamiento en los cuales hay que considerar las oscilaciones propias de los líquidos almacenados.

Tipo 3.- Muros de retención.

Tipo 4.- Estructuras que no pueden ser clasificadas en alguno de los tipos anteriores.

3.3 REGIONALIZACIÓN SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA.

Debido a que la frecuencia e intensidad de los sismos no es la misma en todas las regiones de la República Mexicana; para los fines de diseño por sismo, ésta se ha dividido en cuatro zonas (fig. 4.3)

La zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que



Fig. 4.3 REGIONALIZACIÓN SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

la de mayor es la D.

3.4 CLASIFICACION DE TERRENOS DE CIMENTACION.

Las observaciones realizadas durante movimientos sísmicos han indicado que existe una mayor intensidad de los sismos en terreno blando que en terreno firme. En el caso de los suelos blandos, además de los problemas causados por vibraciones excesivas, intervienen otros parámetros que no son importantes en el caso de suelos rocosos. Por ejemplo en suelos compresibles pueden ocurrir hundimientos e inclinaciones excesivas causadas por momento de volteo. En materiales granulares poco compactos puede ocurrir licuación, efecto para el cual es imposible diseñar cimentación alguna. Por lo que el RCDT toma en cuenta el tipo de suelo de la cimentación para el diseño sísmico y lo clasifica atendiendo a su rigidez en los siguientes tipos de terreno:

Tipo I. Terreno firme, tal como tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla muy compacta o suelos con características similares.

Tipo II. Suelos de baja rigidez, tal como arenas no cementadas, arcilla muy compacta o suelos con características similares.

Tipo III. Arcillas blandas muy compresibles.

3.5 ESPECTRO DE DISEÑO.

El espectro de respuesta es una gráfica que proporciona la respuesta máxima de una estructura en función de su período fundamental, ante un sismo dado. Se obtiene a partir del acelerogra

ma de dicho sismo y la respuesta puede ser el desplazamiento respecto al terreno, la velocidad relativa o la aceleración absoluta de la masa .

Con fines de diseño se obtienen los espectros de respuesta para varios sismos probables en el sitio, la envolvente de estos nos da un espectro de diseño mediante el cual se obtiene la respuesta máxima con que debe diseñarse una estructura.

El RCDF recomienda el espectro de diseño que se muestra en la tabla 4.5, en la que las ordenadas espectrales que se indican tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento.

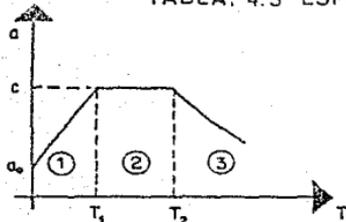
3.6 COEFICIENTE SISMICO Y FACTOR DE DUCTILIDAD.

El coeficiente sísmico (C) es el factor que multiplicado - por el peso total de una estructura proporciona la fuerza cortante horizontal en la base, debida a la acción del sismo, en un análisis estático.

El espectro de diseño que contiene el reglamento considera que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal. Esto no es correcto para la mayoría de las estructuras que pueden desarrollar una ductilidad antes de fallar.

El RCDF en su artículo 245 clasifica a las estructuras según el grado de ductilidad que pueden desarrollar, e introduce un factor Q' por el cual pueden dividirse las fuerzas internas debidas a sismo para fines de diseño. Además establece que las fuerzas internas que se generan por acción de las fuerzas gravitacionales sobre la estructura, no deben dividirse entre dicho -

TABLA. 4.5 ESPECTROS DE DISEÑO



① $0 < T < T_1$: $a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_1} T$

② $T_1 < T < T_2$: $a = c$

③ $T > T_2$: $a = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r$

- donde:
- a : ordenada espectral
 - a₀ : ordenada espectral para T = 0
 - c : coeficiente sísmico básico
 - r : exponente adimensional
 - T : período natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
 - T₁ T₂ : períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	a ₀	T ₁	T ₂	r
A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
	III	0.16	0.06	0.75	3.3	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
	III	0.24	0.06	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.6	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.14	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.7	1

NOTA:

Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Estas deberán multiplicarse por 1.3 en el caso de estructuras del grupo A.

factor y en consecuencia tampoco los efectos de segundo orden. - Este factor depende de las características propias de la estructura en la dirección de análisis y se presenta en la tabla 4.6.

3.7 TIPO DE ANALISIS.

El artículo 238 del RCDF nos indica los posibles métodos de análisis que se pueden emplear para valorar las fuerzas sísmicas en una estructura y los requisitos que deben cumplir éstas para poderlos emplear.

Tomando en consideración lo antes mencionado, el tipo de análisis que se empleará para valorar las fuerzas sísmicas en la nave industrial será el método estático de análisis, que a continuación se enuncia:

Paso 1. Según el inciso I del artículo 240 del RCDF, las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura pueden valorarse suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por el coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la misma, ya que éstos se tendrán en cuenta al calcular el peso de la masa (W) esto es:

$$F_i = \alpha_i W_i \dots (4)$$

Tabla 4.6 Valores del factor Q de ductilidad

Factor de reducción Q	Requisitos	
6	<p>La resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida, y se cumplen las siguientes condiciones:</p> <p>a) Las juntas o columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas. De acuerdo con los criterios que al respecto fija el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, y sus juntas pueden admitir rotaciones unportante antes de fallar.</p> <p>b) Las columnas de concreto son sunchadas, o poseen estribos que proporcionan al núcleo un confinamiento equivalente al del sunchado, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.</p> <p>c) Para la revisión de los estados límite de falla por fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial y otras formas de falla frágil, se usa un factor de carga 1.4 en lugar de 1.1 especificado en el artículo 220 del presente cuerpo normativo para cuando obran cargas accidentales.</p>	<p>d) Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Dichas limitaciones deben satisfacerse en todos los extremos de traveses y columnas, o bien, en los lugares donde se formarían las articulaciones plásticas que se requirieran para que cada marco alcanzara un mecanismo de colapso en cada piso o entrepiso, si la fuerza lateral fuera suficientemente elevada.</p> <p>e) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p>
4	<p>La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definida; así como por marcos contraventados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contraventos sea cuando menos al 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p>	
3	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventados o no, o muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.</p>	
1.5	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 1 a 3.</p>	

donde: F_i es la fuerza sísmica en el i -ésimo nivel
 α_i coeficiente proporcional a la altura i
 W_i peso de la masa del nivel i

El coeficiente de proporcionalidad α_i se tomará de tal manera que la fuerza cortante total en la base de la estructura sea igual al peso total de ésta, multiplicado por el coeficiente sísmico básico c dividido entre el factor de ductilidad Q .

En donde la relación c / Q no podrá ser menor que la ordenada espectral a_c dada en la tabla 4.5. Para cumplir con estos requisitos, α_i se toma como:

$$\alpha_i = h_i (\sum W_i / \sum W_i h_i) (c/Q) \dots (5)$$

donde: h_i = altura de nivel i sobre el desplante
 $\sum W_i$ = peso total de la estructura (incluyendo tanques, apéndices, etc.)

Paso 2. Asimismo, el inciso II del mismo artículo nos indica que podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas en el inciso I, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura de acuerdo con lo siguiente:

a) el período fundamental de vibración se calculará como:

$$T = 6.3 \left[\frac{(1/g) \sum W_i x_i^2}{\sum F_i x_i} \right]^{1/2} \dots (6)$$

donde: g es la aceleración de la gravedad en m/seg.
 x_i es el desplazamiento del nivel i en la dirección de la fuerza F_i

b) Si T está comprendida entre T_1 y T_2 (tabla 4.5) no se permitirá reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración.

c) Si T es mayor que T_2 se empleará para valuar α_i la siguiente expresión:

$$\alpha_i = (K_1 h_i + K_2 h_i^2) a/Q$$

donde:

$$K_1 = [(1-r)(1-q)] \sum w_i / \sum w_i h_i$$

$$K_2 = [1.5r(1-q)] \sum w_i / \sum w_i h_i$$

$$q = a/c$$

a, c, r , son coeficientes dados en la tabla 4.5.

d) Si T es menor que T_1 bastará con sustituir en la expresión 5 el coeficiente c/Q por a/Q' donde:

$$a = a_0 + (c-a_0) T/T_1$$

$$Q' = 1 + (Q-1) T/T_1$$

Paso 3. Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes de la estructura en la forma siguiente:

a) Con la fuerza horizontal F_i aplicada en el centro de gravedad de cada nivel obtenida con los pasos anteriores, se procede a obtener por equilibrio estático su línea de acción en cada entrepiso para la dirección o direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes mediante la aplicación de las siguientes expresiones:

$$X_v = \sum F_{iy} X/V_{iy} \quad Y_v = \sum F_{ix} Y/V_{ix}$$

donde: X, Y son los centroides de las cargas de cada entrepiso.

- XIV. Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .
- XV. Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .
- XVI. Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .

El \mathbb{Z}_m es un grupo abeliano de orden m . Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m . Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .

El \mathbb{Z}_m es un grupo abeliano de orden m . Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m . Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .

- XVII. Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .
- XVIII. Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .
- XIX. Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .
- XX. Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .

El \mathbb{Z}_m es un grupo abeliano de orden m . Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m . Los elementos de orden 2^k de \mathbb{Z}_m son los divisores de 2^k que dividen a m .

y que es igual a la suma de dos efectos; el debido a la fuerza cortante del piso (V_{di}), supuesta actuando en el centro de torsión, y el debido al momento de torsión del piso (V_{ti}); que están dados por las siguientes expresiones; considerando que la dirección analizada es paralela al eje x tenemos:

$$V_x = V_{dix} + V_{tix}$$

$$V_{dix} = [R_{ix}/\kappa R_{ix}] V_{ix}$$

$$V_{tix} = [R_{ix} Y_{it}/\kappa R_{ix} Y_{it}^2 + \kappa R_{iy} X_{it}^2] (M_{tx})$$

donde: V_{dix} , V_{diy} representan la fuerza cortante directa en la dirección de análisis.

V_{tix} , V_{tiy} es la fuerza cortante por torsión en la dirección de análisis.

Y_{it} , X_{it} es la distancia de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión (Y_{ct} , X_{ct}).

M_{tx} , M_{ty} es el momento torsional que según lo especificado en el artículo 240 inciso VII del RCDF, se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso (V_i) multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes:

$$E_1 = 1.5 E_s + 0.1L$$

$$E_2 = E_s - 0.1L$$

donde: E_s es igual a $X_{ct} - X_v$ y representa la excen-

tricidad torsional calculada en el entrepiso considerado.

L representa a la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso, medida perpendicularmente al movimiento del terreno que se esté -- analizando.

e) Finalmente se determina la fuerza cortante que rigirá - para el diseño y que es igual a la fuerza cortante (V_x) más el - 30% de los efectos de la fuerza cortante por torsión en la dirección de análisis producida por el sismo en la dirección contraria, y que están dadas por las siguientes expresiones donde la - mayor regirá:

$$V_1 \text{ para diseño} = V_x + 0.3 V_{tiyx}$$

$$V_2 \text{ para diseño} = 0.3 + V_{tiyx}$$

donde

$$V_{tiyx} = R_{ix} Y_{it} / \sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2 \quad (Mty)$$

Que representa a la fuerza cortante por torsión en el entrepiso i , en la dirección x producida por el sismo en dirección y .

3.8 APLICACION.

De acuerdo a lo especificado en el inciso 3.2, la nave industrial se clasifica según su uso dentro del grupo B y presenta una estructuración Tipo 1.

De la figura 4.3 (Regionalización Sísmica de la República Mexicana) obtenemos que la nave industrial se localiza en la zona sísmica B desplantada sobre terreno compresible, que según lo

mencionado en 4.4 corresponde al tipo III.

Con los datos antes mencionados se pasa a la tabla 4.5 de donde se obtiene el coeficiente sísmico \underline{c} que vale 0.24 sin reducir por ductilidad. Asimismo, se considerará que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos de que contará la estructura son tales que el factor de ductilidad Q (que se muestra en la tabla 4.6) puede considerarse igual en las dos direcciones, con un valor igual a 4.

Valuación de las Fuerzas Sísmicas. Según lo descrito en el inciso I del Artículo 240 del RCDF, la fuerza cortante en la base de la estructura debe ser igual al peso total de ésta multiplicada por el coeficiente sísmico básico reducido por ductilidad, en donde la relación c/Q no podrá ser menor que la ordenada espectral a_0 . Por lo que tenemos, que tanto en el sentido longitudinal como en el sentido transversal la relación $(c/Q) = 0.06$. Que resulta ser igual al valor que le corresponde a la ordenada espectral a_0 .

Aplicando las expresiones 4 y 5 descritas en 3.7 y tabulando los resultados, tenemos que:

Nivel	Entre piso	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$ (ton-m)	F_{ix} (ton)	V_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)	V_{iy} (ton)
1		212.88	4.7	1000.57	12.77		12.77	
	1					12.77		12.77
		≈ 212.88		≈ 1000.57				

Estimación del Periodo Fundamental de Vibración. Como en el inciso II del Artículo 240 se nos indica que podrán adoptarse fuerzas cortantes menores a las calculadas anteriormente, siempre y cuando se estime el valor del periodo fundamental de vibración de la estructura. Procederemos a calcular éste, empleando la expresión 6, -- que a continuación se tabula.

Nivel	Entrepiso	W _i (ton)	F _{ix} (ton)	V _{ix} (ton)	K _{ix} (t/cm)	V _{ix} /K _{ix}	X (cm)	W _i X ² (t/cm ²)	F _{ix} X (t/cm)
1		212.88	12.77				0.641	87.47	8.187
	1			12.77	19.89	0.6418			

Nivel	Entrepiso	V _i (ton)	F _{iy} (ton)	V _{iy} (ton)	K _{iy} (t/cm)	V _{iy} /K _{iy}	X (cm)	W _i Y ² (t/cm ²)	F _{iy} Y (t/cm)
1		212.88	12.77				2.752	1612.31	35.15
	1			12.77	4.641	2.752			

$$T_x = 6.3 \left[\frac{(1/981 \text{ cm/seg}) (87.471 \text{ t/cm})}{(8.187 \text{ t/cm})} \right]^{1/2} = 0.657 \text{ seg}$$

$$T_y = 6.3 \left[\frac{(1/981 \text{ cm/seg}) (1612.31 \text{ t/cm})}{(35.151 \text{ t/cm})} \right]^{1/2} = 1.362 \text{ seg}$$

Para la dirección X : Como $T_x = 0.657 \text{ seg} < T_1 = 0.8 \text{ seg}$ y según lo expresado en 3.7 se permite reducción, por lo que c/O será sustituida por a/Q'.

Por lo tanto: $a = [0.06 + (0.24-0.06)(0.657/0.8)] = 0.2078$

$O' = [1 + (4-1)(0.657/0.8)] = 3.4637$

$a/Q' = 0.2078/3.4637 = 0.059$

como $c/Q = 0.06 = a/Q' = 0.059$ no se modificará la fuerza V_1

Para la dirección Y : Como $T_y = 1.362$ seg., queda comprendida entre T_1 y T_2 , y según lo mencionado en 3.7 en el paso II no se permite reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración.

Valuación de la Posición de la Fuerza Cortante. Esta se obtiene aplicando la expresión número 4 que a continuación se tabula.

Nivel	Entrepiso	Fix (ton)	Fiy (ton)	X (m)	Y (m)	Vix (ton)	Viy (ton)	FixY (t-m)	FiyX (t-m)	FiyX (t-m)	FiyX (t-m)	Xv (m)	Yv (m)
1		12.77	12.77	11	30			383.19		140.50		11	30
	1					12.77	12.77		383.19		140.50		

Distribución de la Fuerza Cortante del entrepiso entre los marcos resistentes considerando los efectos de torsión.

Sentido	V_1 (ton)	E_s (m)	L (m)	$E_1 = 1.5E_s + 0.1L$ (m)	$E_2 = E_s - 0.1L$ (m)	$Mt_1 = VE_1$ (t-m)	$Mt_2 = VE_2$ (t-m)
X	12.773	0	60	6.0	-6.0	76.638	-76.638
Y	12.773	0	22	2.2	-2.2	28100	-28.100

Eje	Rix (t/m)	Yi (m)	RixYi (t)	Yit (m)	RixYit (t)	RixYit ² (t-m)	Directo (t)	Torsión (t)	Total (t)	Vy (t)	Vx+0.3Vy (t)	0.3Vx+Vy (t)
1	284.27	0.0	0.0	-30	-8528	255843	1.824	0.767	2.59	0.28	2.67	1.86
2	284.27	10.0	2842	-20	-5685	113708	1.824	0.511	2.34	0.19	2.40	0.79
3	284.27	20.0	5685	-10	-28427	28427	1.824	0.256	2.08	0.09	2.11	0.72
4	284.27	30.0	8528	0	0	0	1.824	0	1.82	0	1.82	0.55
5	284.27	40.0	11370	10	28427	28427	1.824	0.256	2.08	0.09	2.11	0.72
6	284.27	50.0	14213	20	5685	113708	1.824	0.511	2.34	0.19	2.40	0.79
7	284.27	60.0	17056	30	8528	255843	1.824	0.767	2.59	0.28	2.67	1.86
Σ 1989.89					Σ 59696	Σ 795956	Σ 12.773					

Eje	Riy (t/m)	Xi (m)	RiyXi (t)	Xit (m)	RiyXit (t)	RiyXit ² (t-m)	Directo (t)	Torsión (t)	Total (t)	Vx (t)	Vy+0.3Vx (t)	0.3Vy+Vx (t)
A	232.05	0.0	0.0	-11	-2552	28078	6.386	0.084	6.47	0.23	6.54	2.17
B	232.05	22.0	5105	11	2552	28078	6.386	0.084	6.47	0.23	6.54	2.17
Σ 464.1					Σ 5105	Σ 56156	Σ 12.772					

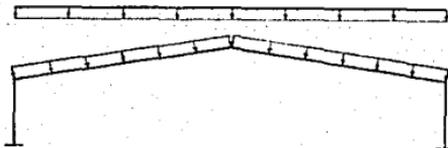
IV.4. ANALISIS DE MARCOS

Los marcos se analizaron mediante una terminal de computadora C.D.C., empleando el programa SICAL que analiza estructuras planas.

MARCO CORTO (RIGIDO) Como se propone que éste tuviera sección de tipo variable (como se muestra en el plano 1), para efecto de análisis se dividió la estructura en sesenta tramos (54 - de 50 cm, 2 de 25 cm, 2 de 66 cm, y 2 de 70 cm), teniendo 29 secciones diferentes que se acomodaron conforme a la configuración propuesta para el marco.

Previamente se calcularon las propiedades de estas secciones que se muestran en la tabla 4.7, con lo que se pudo obtener el peso propio de cada barra. A continuación se procedió a obtener los elementos mecánicos (fuerza cortante, fuerza normal, y momento flexionante), así como las deformaciones (desplazamientos verticales y horizontales); alimentando a la computadora con los datos de la estructura para las combinaciones de acciones que se muestran a continuación.

a) Carga viva más carga muerta



$$CV = 1000 \text{ Kg/m}$$

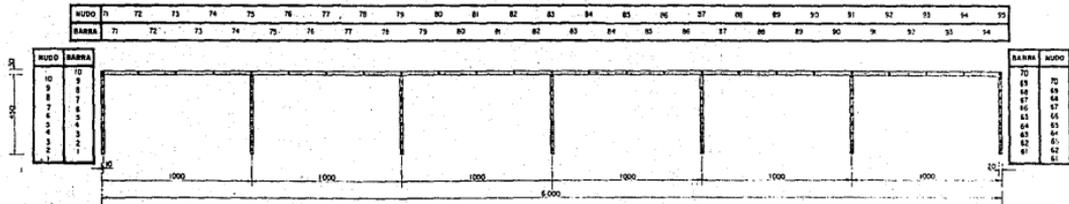
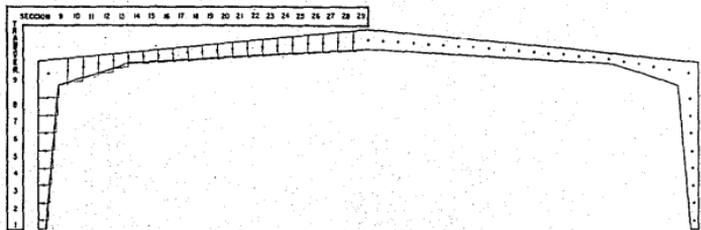
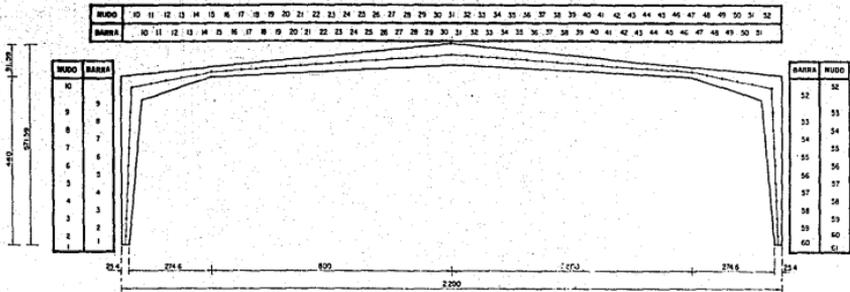
$$CM = 192 \text{ Kg/m}$$

$$PP \text{ Kg/m}$$

$$1192 + PP \text{ Kg/m}$$

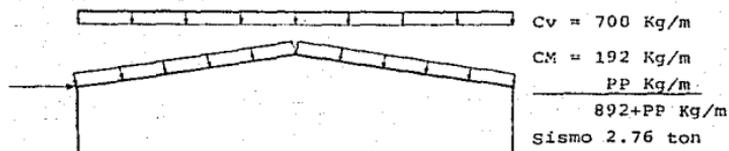
SECCIONES **TABLA 4.7**

Sección n ^o	W (kg/m)	b (cm)	c (cm)	t (cm)	d (cm)	h (cm)	Area (cm ²)	M ₂ Inercia (cm ⁴)	M ₃ Inercia (cm ⁴)	Mod. de Recv. (cm ³) S _x	Mod. de Recv. S _y (cm ³)	F _x	F _y
*	68.45	20.32	1.59	0.95	25.4	22.22	85.72	10040.3	2224.9	790.6	218.9	10.82	5.09
1	70.45	"	"	"	28.02	24.84	88.21	12511.6	2225.2	893	219.0	11.90	5.02
2	74.42	"	"	"	33.27	30.09	93.20	18383.9	2225.5	1105.1	219.0	14.05	4.88
3	78.38	"	"	"	38.51	35.13	98.18	25635.5	2225.9	1325.6	219.0	16.38	4.76
4	82.37	"	"	"	43.76	40.58	103.16	34022.5	2226.3	1555.4	219.1	18.16	4.64
5	86.36	"	"	"	49.01	45.83	108.15	43961.3	2226.7	1793.9	219.1	20.10	4.53
6	90.34	"	"	"	54.26	51.08	113.14	55380.8	2227.1	2041.3	219.2	22.12	4.43
7	94.32	"	"	"	59.51	56.33	118.13	68359.4	2227.5	2297.4	219.2	24.05	4.34
8	98.29	"	"	"	64.75	61.57	123.10	82936.7	2227.8	2561.7	219.2	25.95	4.25
9	101.2	"	"	"	68.58	65.4	126.74	94656.8	2228.1	2760.4	219.3	27.33	4.19
10	97.27	"	"	"	63.40	60.22	121.82	79022.2	2227.4	2482.8	219.2	25.47	4.27
11	91.03	"	"	"	55.17	51.99	114.08	57516.8	2227.1	2085.1	219.2	22.46	4.41
12	84.79	"	"	"	46.94	43.76	106.19	38872.4	2226.0	1656.3	219.1	19.14	4.57
13	78.54	"	"	"	38.71	35.53	98.37	25824.4	2225.1	1134.2	219.1	16.20	4.75
*	75.3	"	"	"	30.48	27.30	90.55	15107.9	2225.0	491.3	219.0	12.91	4.95
14	71.74	"	"	"	32.38	29.20	92.75	17300.1	2225.0	1068.6	218.9	13.68	4.90
15	75.19	"	"	"	34.29	31.11	94.17	19671.7	2225.5	1147.3	218.9	14.45	4.86
16	76.63	"	"	"	36.195	33.01	95.97	22206.9	2225.7	1227.1	218.9	15.21	4.81
17	78.07	"	"	"	38.10	34.92	97.79	24919.1	2226.0	1308.1	219.0	15.96	4.77
18	79.66	"	"	"	40.0	36.82	99.69	27747.9	2226.1	1387.3	219.0	16.68	4.72
19	80.97	"	"	"	41.91	38.73	101.41	30816.1	2226.3	1473.4	219.1	17.44	4.68
20	82.41	"	"	"	43.81	40.63	103.21	34127.1	2226.4	1557.8	219.1	18.18	4.64
21	83.86	"	"	"	45.72	42.54	105.03	37569.1	2226.4	1643.5	219.1	18.91	4.59
22	85.3	"	"	"	47.62	44.44	106.83	41190.3	2226.7	1729.9	219.1	19.63	4.56
23	86.75	"	"	"	49.53	46.35	108.65	44973.4	2226.8	1815.9	219.1	20.34	4.52
24	88.19	"	"	"	51.43	48.25	110.45	49035.8	2227.0	1907.3	219.2	21.07	4.48
25	89.64	"	"	"	53.34	50.16	112.27	53268.9	2227.1	2008.4	219.2	21.78	4.45
26	91.07	"	"	"	55.24	52.06	114.07	57682.9	2227.3	2116.8	219.2	22.49	4.41
27	92.4	"	"	"	57.15	53.99	115.71	62203.8	2227.6	2227.6	219.2	23.10	4.35
28	93.97	"	"	"	59.05	55.87	117.69	67158.2	2227.7	2348.8	219.2	23.88	4.35
29	95.92	"	"	"	60.96	57.78	119.51	72225.8	2227.7	2369.5	219.2	24.58	4.31

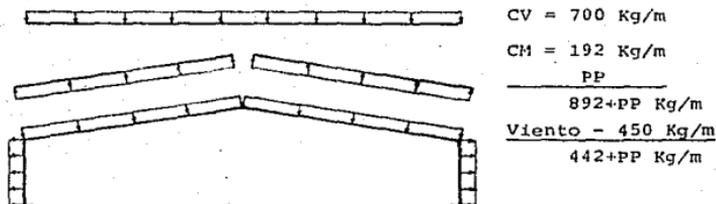


PLANO 1

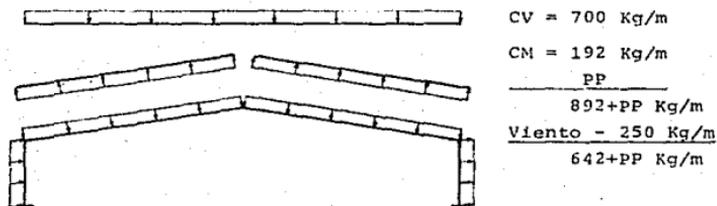
b) Carga viva (reducida) más carga muerta más sismo



c) Carga viva (reducida) más carga muerta más viento frontal



d) Carga viva (reducida) más carga muerta más viento lateral



Obteniendo que los elementos mecánicos más desfavorables fueron debidos a la combinación de CV+CM. Estos elementos mecánicos fueron los que se emplearon para diseñar el marco.

Cabe mencionar que para poder llegar a las dimensiones finales que se le dieron a las secciones anteriores, se tuvo que hacer una iteración, calculando primeramente de manera aproximada las dimensiones de éstas, para luego obtener los elementos mecánicos y hacer una revisión de esfuerzos que permitiría ajustar las secciones para la nueva iteración, hasta obtener que éstas fueran satisfactorias.

Con la salida que se obtuvo de la computadora para la última iteración que muestra los elementos mecánicos y desplazamientos que sufre la estructura para cada una de las condiciones analizadas, se construyeron los diagramas de momentos de cada una de estas condiciones (fig 4.4), en donde se aprecia gráficamente que la condición de CV+CM es la más desfavorable, y para la que se construyeron los diagramas de fuerza cortante y fuerza normal; Fig. 4.4.a.

A continuación se presenta el listado de los resultados obtenidos para las condiciones de CV+CM y CV+CM+Sismo.

** CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA **

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS
BARRAS * COORDENADAS LOCALES *

BARRA NO.	NUDO	NX (TON)	VY (TON)	MZ (T-M)
1	1	13.623	-8.509	0.0
1	2	-13.623	8.509	-2.130
2	2	13.623	-8.509	2.130
2	3	-13.623	8.509	-6.390
3	3	13.625	-8.506	6.390
3	4	-13.625	8.506	-10.640
4	4	13.615	-8.522	10.649
4	5	-13.615	8.522	-14.916
5	5	13.632	-8.495	14.916
5	6	-13.632	8.495	-19.170
6	6	13.625	-8.506	19.170
6	7	-13.625	8.506	-23.429
7	7	13.623	-8.509	23.429
7	8	-13.623	8.509	27.689
8	8	13.623	-8.509	27.689
8	9	-13.623	8.509	-31.950
9	9	13.404	-8.849	31.950
9	10	-13.404	8.849	-38.210
10	10	11.239	-11.475	38.210
10	11	-11.239	10.647	-30.842
11	11	11.245	-10.642	30.842
11	12	-11.245	10.013	-25.607
12	12	11.229	-10.031	25.607
12	13	-11.229	9.404	-20.682
13	13	11.236	-9.395	20.682
13	14	-11.236	8.770	-16.079
14	14	11.238	-8.768	16.079
14	15	-11.238	8.144	-11.793
15	15	10.365	-9.229	11.793
15	16	-10.365	8.614	-7.323
16	16	10.360	-8.620	7.323
16	17	-10.360	8.004	-3.159
17	17	10.374	-7.966	3.159
17	18	-10.374	7.369	- .688
18	18	10.367	-7.380	.688
18	19	-10.367	6.763	-4.231
19	19	10.366	-6.765	4.231
19	20	-10.366	6.148	-7.466
20	20	10.369	-6.142	7.466
20	21	-10.369	5.525	-10.389
21	21	10.366	-5.531	10.389
21	22	-10.366	4.913	-13.005

22	22	10.367	4.911	-13.005
22	23	-10.367	-4.293	15.311
23	23	10.368	4.293	-15.312
23	24	-10.368	-3.673	17.303
24	24	10.368	3.675	-17.308
24	25	-10.368	-3.056	18.994
25	25	10.368	3.056	-18.995
25	26	-10.368	-2.437	20.370
26	26	10.368	2.435	-20.370
26	27	-10.368	-1.815	21.434
27	27	10.367	1.819	-21.434
27	28	-10.367	-1.199	22.190
28	28	10.368	1.197	-22.190
28	29	-10.367	-.576	22.635
29	29	10.368	.574	-22.635
29	30	-10.368	-.046	22.767
30	30	10.368	-.044	-22.768
30	31	-10.368	.666	22.589
31	31	10.368	.666	-22.589
31	32	-10.368	-.014	22.768
32	32	10.368	.465	-22.769
32	33	-10.368	-.574	22.635
33	33	10.368	-.574	-22.634
33	34	-10.367	-1.196	22.190
34	34	10.367	-1.198	-22.190
34	35	-10.367	1.818	21.434
35	35	10.368	-1.814	-21.434
35	36	-10.368	2.434	20.369
36	36	10.367	-2.436	-20.369
36	37	-10.367	3.055	18.994
37	37	10.367	-3.075	-18.994
37	38	-10.367	3.674	17.307
38	38	10.367	-3.674	-17.307
38	39	-10.367	4.293	15.311
39	39	10.367	-4.293	-15.311
39	40	-10.367	4.911	13.005
40	40	10.366	-4.913	-13.005
40	41	-10.366	5.531	10.389
41	41	10.369	-5.525	-10.389
41	42	-10.369	6.142	7.466
42	42	10.366	-6.148	-7.466
42	43	-10.366	6.765	4.231
43	43	10.367	-6.763	-4.231
43	44	-10.367	7.380	-.688
44	44	10.374	-7.369	-.688
44	45	-10.374	7.986	-3.159
45	45	10.360	-8.004	3.159
45	46	-10.360	8.620	-7.323
46	46	10.365	-0.414	7.323
46	47	-10.365	9.229	-11.793
47	47	11.238	-8.144	11.793
47	48	-11.238	8.763	-16.079
48	48	11.236	-8.77	16.079

48	49	-11.236	9.375	-20.582
48	47	11.229	-9.404	20.689
49	50	-11.239	10.031	-25.807
50	50	11.245	-10.012	25.607
50	51	-11.245	10.642	-30.842
51	51	11.239	-10.647	30.842
51	52	-11.239	11.475	-33.210
52	52	13.403	-8.551	38.210
52	53	-13.403	8.551	-31.948
53	53	13.623	-8.509	31.948
53	54	-13.623	8.509	-27.688
54	54	13.623	-8.506	27.688
54	55	-13.623	8.506	-23.429
55	55	13.623	-8.509	23.429
55	56	-13.623	8.509	-19.609
56	56	13.632	-8.495	19.169
56	57	-13.632	8.495	-14.915
57	57	13.616	-8.519	14.915
57	58	-13.616	8.519	-10.649
58	58	13.623	-8.509	10.649
58	59	-13.623	8.509	-6.389
59	59	13.623	-8.509	6.389
59	60	-13.623	8.509	-2.128
60	60	13.627	-8.503	2.128
60	61	-13.627	8.503	0.000

DESPLAZAMIENTOS NODALES

NUDO	UX (MET.)	UY (MET.)	GIRO Z (RAD.)
1	.0	.0	.004
2	-.001	.0	.004
3	-.003	.0	.003
4	-.004	.0	.003
5	-.006	.0	.002
6	-.007	.0	.001
7	-.007	.0	.0
8	-.007	.0	.0
9	-.006	.0	-.001
10	-.005	.0	-.002
11	-.004	-.002	-.004
12	-.004	-.004	-.004
13	-.004	-.007	-.005
14	-.003	-.010	-.007
15	-.002	-.014	-.008
16	-.002	-.019	-.009
17	-.002	-.024	-.010
18	-.002	-.029	-.010
19	-.001	-.034	-.010

20	.001	- .009	-.009
21	.001	- .044	-.009
22	.0	- .043	-.003
23	.0	- .052	-.007
24	.0	- .056	-.006
25	.0	- .059	-.005
26	.0	- .061	-.004
27	.0	- .063	-.003
28	.0	- .064	-.002
29	.0	- .065	-.001
30	.0	- .066	.0
31	.0	- .066	.0
32	.0	- .066	.0
33	.0	- .065	.001
34	.0	- .064	.002
35	.0	- .063	.003
36	.0	- .061	.004
37	.0	- .059	.005
38	.0	- .056	.006
39	.0	- .052	.007
40	.0	- .048	.008
41	.001	- .044	.009
42	.001	- .039	.009
43	.001	- .034	.010
44	.002	- .029	.010
45	.002	- .024	.010
46	.002	- .019	.009
47	.002	- .014	.008
48	.003	- .010	.007
49	.004	- .007	.005
50	.004	- .004	.004
51	.004	- .002	.004
52	.005	.0	.002
53	.006	.0	.001
54	.007	.0	.0
55	.007	.0	.0
56	.007	.0	-.001
57	.006	.0	-.002
58	.001	.0	-.003
59	.003	.0	-.003
60	.001	.0	-.004
61	.0	.0	-.004

** CARGA VIVA REDUCIDA HAS CARGA MUERTA MAS SICRO **

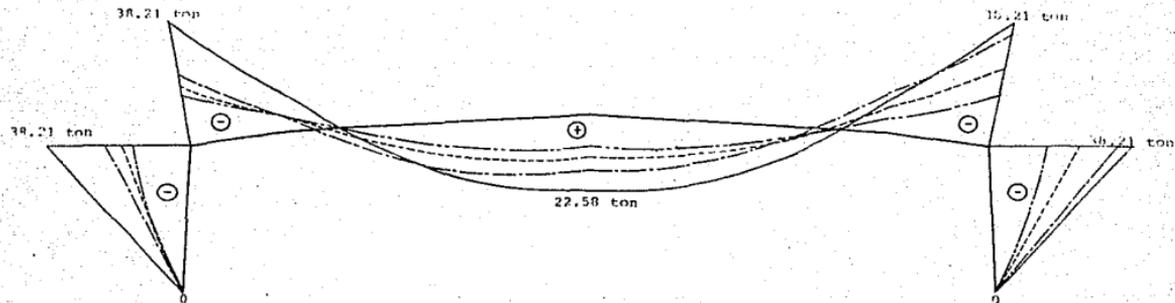
ELEMENTOS MECANICOS EN LAS
BARRAS ** COORDENADAS LOCALES **

BARRA NO.	NUDO	UX(TON)	VY(TON)	MZ(T-M)
1	1	9.668	-4.943	.0
1	2	-9.668	4.943	-1.237
2	2	9.668	-4.943	1.237
2	3	-9.668	4.943	-3.712
3	3	9.668	-4.941	3.712
3	4	9.668	4.941	-6.186
4	4	9.668	-4.952	6.186
4	5	-9.663	4.952	-8.666
5	5	9.673	-4.933	8.666
5	6	-9.673	4.933	-11.136
6	6	9.668	-4.941	11.136
6	7	-9.668	4.941	-13.610
7	7	9.668	-4.943	13.610
7	8	-9.668	4.943	-16.085
8	8	9.668	-4.943	16.085
8	9	-9.668	4.943	-18.560
9	9	9.541	-5.185	18.560
9	10	-9.541	5.185	-22.228
10	10	9.629	-7.928	22.228
10	11	-9.629	7.300	-17.156
11	11	9.638	-7.295	17.156
11	12	-9.633	-6.819	-13.572
12	12	9.629	6.834	13.572
12	13	-9.632	-6.359	-10.236
13	13	9.627	6.351	10.236
13	14	-9.627	-5.878	-7.136
14	14	9.628	5.878	7.136
14	15	-9.623	-5.404	-4.277
15	15	9.638	6.342	4.277
15	16	-9.638	-5.977	-1.216
16	16	9.034	5.883	1.216
16	17	-9.034	-5.417	-1.614
17	17	9.041	5.401	-1.614
17	18	9.044	-1.285	4.304
18	18	9.039	4.944	-4.304
18	19	-9.039	-4.478	6.564
19	19	9.038	4.479	-6.564
19	20	-9.038	-4.013	8.692
20	20	9.041	4.007	-8.692
20	21	-9.041	3.511	10.983
21	21	9.039	3.546	-10.983
21	22	-9.039	-3.073	12.243
22	22	9.039	3.077	-12.243

22	23	-9.037	-2.607	13.767
23	23	9.039	2.609	-13.667
23	24	-7.039	-2.140	14.357
24	24	9.039	2.140	-14.357
24	25	-9.039	-1.672	15.812
25	25	9.039	1.672	-15.812
25	26	-9.039	-1.204	16.533
26	26	9.039	1.204	-16.533
26	27	-9.039	- .732	17.017
27	27	9.039	.732	-17.017
27	28	-9.039	- .265	17.268
28	28	9.039	.264	-17.268
28	29	-9.039	.205	17.283
29	29	9.039	- .207	-17.283
29	30	-9.039	.678	17.061
30	30	9.039	- .676	-17.061
30	31	-9.037	1.147	16.604
31	31	9.112	.018	-16.604
31	32	-9.112	.452	16.495
32	32	9.112	- .450	-16.495
32	33	-9.112	.921	16.151
33	33	9.112	- .923	-16.151
33	34	-9.112	1.393	15.571
34	34	9.111	-1.395	-15.571
34	35	-9.111	1.864	14.754
35	35	9.112	-1.861	-14.754
35	36	-9.112	2.330	13.704
36	36	9.112	-2.332	-13.704
36	37	-9.112	2.801	12.418
37	37	9.112	-2.801	-12.418
37	38	-9.112	3.270	10.897
38	38	9.112	-3.270	-10.897
38	39	-9.112	3.738	9.142
39	39	9.112	-3.738	-9.142
39	40	-9.112	4.206	7.151
40	40	9.111	-4.208	-7.151
40	41	-9.111	4.675	4.926
41	41	9.114	-4.670	-4.926
41	42	-9.114	5.137	2.469
42	42	9.111	-5.142	-2.469
42	43	-1.111	5.608	.223
43	43	9.112	-5.607	-.223
43	44	-9.112	6.073	-3.150
44	44	9.118	-6.064	3.150
44	45	-9.118	6.530	-6.305
45	45	9.106	-6.536	6.305
45	46	-9.106	7.012	-9.702
46	46	9.110	-7.006	9.702
46	47	-9.110	7.471	-13.329
47	47	9.813	-6.521	13.329
47	48	-9.813	6.972	-16.753
48	48	9.812	-6.994	16.753
48	49	-9.812	7.468	-20.413

49	49	9,814	7,640	2,174
50	50	-9,814	7,635	-21,449
50	50	9,814	-7,635	21,449
51	51	-9,814	8,411	-28,470
51	51	9,814	-8,411	28,470
52	52	-9,814	9,044	-34,285
52	52	10,745	7,915	34,285
53	53	-10,745	-7,915	-28,685
53	53	10,943	7,640	28,686
54	54	-10,943	-7,640	-24,961
54	54	10,944	7,637	24,961
54	54	-10,944	-7,637	-21,037
55	55	10,943	7,640	21,037
55	55	-10,943	-7,640	-17,211
56	56	10,950	7,629	17,211
56	56	-10,950	-7,629	-13,391
57	57	10,937	7,648	13,391
57	57	-10,937	-7,648	-9,562
58	58	10,943	7,640	9,562
58	58	-10,943	-7,640	-5,736
59	59	10,943	7,640	5,736
59	59	-10,943	-7,640	-1,911
60	60	10,946	7,635	1,911
60	60	-10,946	-7,635	.0

MARCO RIGIDO

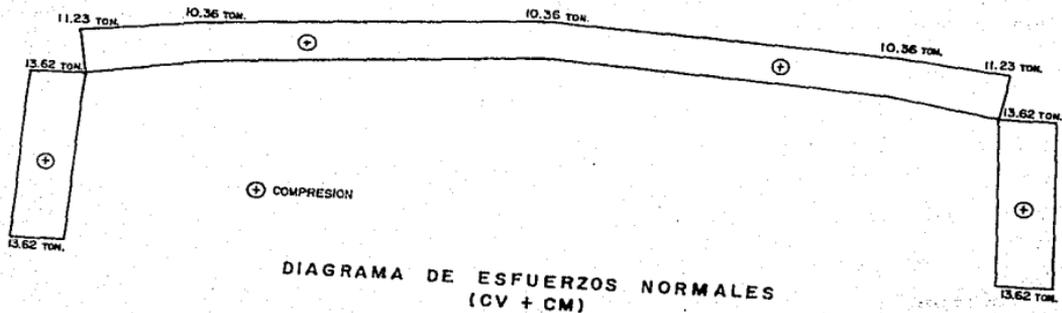
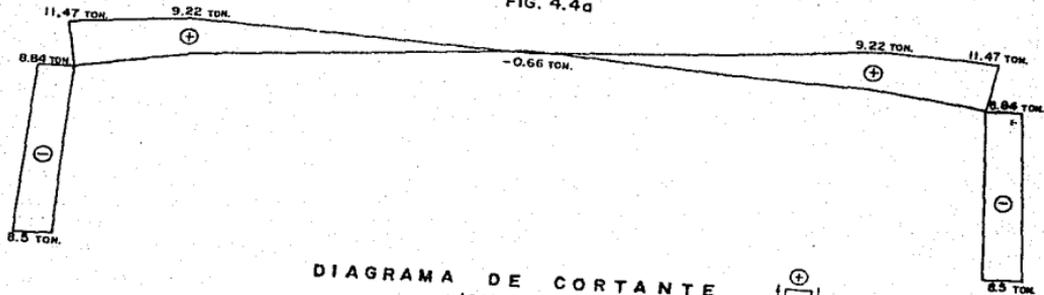


SIMBOLOGIA

- CARGA VIVA + CARGA MUERTA
- - - - - CARGA VIVA + CARGA MUERTA + VIENTO
- · — · — CARGA VIVA + CARGA MUERTA + SISMO
- · - · - CARGA VIVA + CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

FIG. 4.4 DIAGRAMA DE MOMENTOS

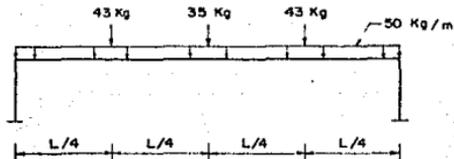
FIG. 4.4g



MARCO LARGO. En este sentido para su análisis la estructura se dividió en 96 barras. Para la trabe la longitud de cada barra fue de 2.5 mts. y para la columna fue la misma que se le dio a los marcos cortos, actuando en el mismo punto pero en el plano del marco largo.

Además se le incluyeron dos barras al marco, que tienen la función de disminuir los desplazamientos laterales, con lo que se tuvieron once secciones diferentes; nueve debidas a la columna, una para la trabe y una para el contraventeo.

A continuación se alimentó a la computadora con los datos de la estructura para 3 combinaciones de acciones, en las que no se incluyó la carga viva, debido a que la función de los marcos en este sentido es la de dotar de mayor rigidez a la estructura y no la de soportar cargas; por lo que el puntal o trabe que comprende el marco soportará la carga muerta (peso propio y el peso debido a la cubierta lateral) que a continuación se ilustra y que es igual para todas las crujeas.



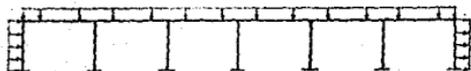
En seguida se procedió a obtener los elementos mecánicos (fuerza cortante, fuerza normal y momento flexionante) y las deformaciones (desplazamientos verticales y horizontales) para las combinaciones de acciones que se mencionan a continuación.

a) Carga muerta más sismo



$$\begin{aligned} \text{Sismo} &= 6.5 \text{ ton} \\ \text{CM} &= \text{Cargas puntuales} \\ &+ \\ &50 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

b) Carga muerta más viento frontal



$$\begin{aligned} \text{CM} &= \text{Cargas puntuales} \\ &+ \\ &50 \text{ Kg/m} \\ \text{Viento: Sotavento} &200 \text{ Kg/m} \\ \text{Barlovento} &395 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

c) Carga muerta



$$\begin{aligned} \text{CM} &= \text{Cargas puntuales} \\ &+ \\ &50 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Con la salida que se obtuvo de la computadora para la última iteración que muestra los elementos mecánicos y desplazamientos que sufre la estructura para cada una de las condiciones analizadas, se construyeron los diafragmas de momentos de cada una de estas condiciones (fig 4.6) en donde se aprecia gráficamente que la condición de CM + Sismo es la más desfavorable. Por lo que para esta condición se construyeron los diafragmas de fuerza cortante, fuerza normal y momento flexionante correspondientes a la cruzía que presentó esfuerzos mayores y que se muestra en la figura 4.7.

A continuación se presenta la salida de resultados para la combinación de CM + Sismo que resultó ser la más desfavorable.

ESTR. PARA UN PISO
SALA DE LA BIBLIOTECA

* CARGA MUERTA MAS SIEMO *

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS
BARRAS ** COORDINADAS LOCALES **

BARRA NO.	NUDO	MX (TON)	MY (TON)	MZ (T-M)
1	1	.742	.194	-.002
1	2	-.742	.194	.045
2	2	.742	-.194	.045
2	3	-.742	.194	-.143
3	3	.742	-.194	-.143
3	4	-.742	.194	-.240
4	4	.742	-.194	.240
4	5	-.742	.194	-.337
5	5	.742	-.194	.337
5	6	-.742	.194	-.434
6	6	.742	-.194	.434
6	7	-.742	.194	-.531
7	7	.742	-.194	.531
7	8	-.742	.194	-.628
8	8	.742	-.194	.628
8	9	-.742	.194	-.725
9	9	.742	-.194	.725
9	10	-.742	.194	-.863
10	10	-.566	-.516	.863
10	11	-.566	-.516	-.974
11	11	3.459	-.022	.0
11	12	-3.459	.022	-.005
12	12	3.459	-.022	.005
12	13	-3.459	.022	-.016
13	13	3.459	-.022	.016
13	14	-3.459	.022	-.027
14	14	3.459	-.022	.027
14	15	-3.459	.022	-.039
15	15	3.459	-.022	.039
15	16	-3.459	.022	-.050
16	16	3.459	-.022	.050
16	17	-3.459	.022	-.061
17	17	3.459	-.022	.061
17	18	-3.459	.022	-.072
18	18	3.459	-.022	.072
18	19	-3.459	.022	-.083
19	19	3.459	-.022	.083
19	20	-3.459	.022	-.099
20	20	1.798	3.667	.102
20	21	-1.798	-3.667	.596
21	21	1.725	.029	.0
21	22	-1.725	-.029	.007
22	22	1.725	.029	-.007

22	23	-1.725	-	.029	.021
23	23	1.725	-	.029	.021
23	24	-1.725	-	.029	.036
24	24	1.725	-	.029	.036
24	25	-1.725	-	.029	.051
25	25	1.725	-	.029	.051
25	26	-1.725	-	.029	.065
26	26	1.725	-	.029	.065
26	27	-1.725	-	.029	.080
27	27	1.725	-	.029	.080
27	28	-1.725	-	.029	.095
28	28	1.725	-	.029	.095
28	29	-1.725	-	.029	.109
29	29	1.725	-	.029	.109
29	30	-1.725	-	.029	.120
30	30	1.725	-	.029	.120
30	31	-1.725	-	.029	.136
31	31	1.709	-	.020	.0
31	32	-1.709	-	.020	.005
32	32	1.709	-	.020	.005
32	33	-1.709	-	.020	.015
33	33	1.709	-	.020	.015
33	34	-1.709	-	.020	.025
34	34	1.709	-	.020	.025
34	35	-1.709	-	.020	.036
35	35	1.709	-	.020	.036
35	36	-1.709	-	.020	.046
36	36	1.709	-	.020	.046
36	37	-1.709	-	.020	.057
37	37	1.709	-	.020	.057
37	38	-1.709	-	.020	.067
38	38	1.709	-	.020	.067
38	39	-1.709	-	.020	.077
39	39	1.709	-	.020	.077
39	40	-1.709	-	.020	.092
40	40	1.709	-	.020	.092
40	41	-1.709	-	.020	.096
41	41	1.704	-	.021	.0
41	42	-1.704	-	.021	.005
42	42	1.704	-	.021	.005
42	43	-1.704	-	.021	.016
43	43	1.704	-	.021	.016
43	44	-1.704	-	.021	.027
44	44	1.704	-	.021	.027
44	45	-1.704	-	.021	.038
45	45	1.704	-	.021	.038
45	46	-1.704	-	.021	.049
46	46	1.704	-	.021	.049
46	47	-1.704	-	.021	.060
47	47	1.704	-	.021	.060
47	48	-1.704	-	.021	.071
48	48	1.704	-	.021	.071
48	49	-1.704	-	.021	.082

49	49	1.704	.021	-.082
49	50	-1.704	-.021	.097
50	50	1.704	.021	-.097
50	87	-1.704	-.021	.101
51	51	1.760	.0	-.003
51	52	-1.760	.0	.003
52	52	1.760	.0	-.003
52	53	-1.760	.0	.003
53	53	1.760	.0	-.003
53	54	-1.760	.0	.002
54	54	1.760	.0	-.002
54	55	-1.760	.0	.002
55	55	1.760	.0	-.002
55	56	-1.760	.0	.001
56	56	1.760	.0	-.001
56	57	-1.760	.0	.001
57	57	1.760	.0	-.001
57	58	-1.760	.0	.0
58	58	1.760	.0	.0
58	59	-1.760	.0	.0
59	59	1.760	.0	.0
59	60	-1.760	.0	.0
60	60	1.760	.0	.0
60	91	-1.760	.0	.0
61	61	2.069	.163	.0
61	62	-2.069	-.163	-.040
62	62	2.069	.163	-.040
62	63	-2.069	-.163	.122
63	63	2.069	.163	-.122
63	64	-2.069	-.163	.204
64	64	2.069	.163	-.204
64	65	-2.069	-.163	.286
65	65	2.069	.163	-.286
65	66	-2.069	-.163	.367
66	66	2.069	.163	-.367
66	67	-2.069	-.163	.449
67	67	2.069	.163	-.449
67	68	-2.069	-.163	.531
68	68	2.069	.163	-.531
68	69	-2.069	-.163	.613
69	69	2.069	.163	-.613
69	70	-2.069	-.163	.723
70	70	.814	2.955	-.739
70	95	-.814	-2.955	1.302
71	71	6.694	.742	.974
71	72	-6.694	-.617	.724
72	72	6.694	.187	-.724
72	73	-6.694	-.062	1.036
73	73	6.694	-.287	-1.036
73	74	6.694	.412	.159
74	74	6.694	-.842	-.159
74	75	-6.694	.967	-2.103
75	75	3.026	.830	1.507

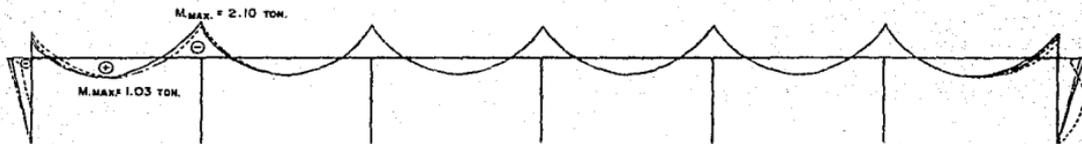
75	76	-3.026	-.705	.411
76	76	3.026	.275	-.411
76	77	-3.026	-.150	.943
77	77	3.026	.199	-.943
77	78	-3.026	.324	.233
78	78	3.026	-.754	-.233
78	79	-3.026	.979	-1.754
79	79	2.997	.846	1.618
79	80	-2.997	-.771	.340
80	80	2.997	.291	-.340
80	81	-2.997	-.166	.911
81	81	2.997	.168	-.911
81	82	-2.997	.308	.295
82	82	2.997	-.738	-.295
82	83	-2.997	.863	-1.703
83	83	2.976	.845	1.612
83	84	-2.976	-.720	.346
84	84	2.976	.290	-.346
84	85	-2.976	-.165	.917
85	85	2.976	.184	-.917
85	86	-2.976	.309	.301
86	86	2.976	-.739	-.301
86	87	-2.976	.864	-1.702
87	87	2.954	.840	1.601
87	88	-2.954	-.715	.344
88	88	2.954	.285	-.344
88	89	-2.954	-.160	.903
89	89	2.954	.169	-.903
89	90	-2.954	-.314	.273
90	90	2.954	.744	-.273
90	91	-2.954	.869	-1.742
91	91	2.955	.890	1.743
91	92	-2.955	.765	.327
92	92	2.955	-.335	-.327
92	93	-2.955	-.210	1.011
93	93	2.955	-.139	-1.011
93	94	-2.955	.264	.306
94	94	2.955	-.694	-.306
94	95	-2.955	.814	-1.302
95	1	-4.046	.0	.002
95	20	4.046	.0	-.002
96	51	3.061	-.001	.003
96	70	3.061	-.001	.011

DESPLAZAMIENTOS NODALES

NUDO	UX (MET)	UY (MET)	OTRO (RAD)
1	.0	.0	.0
2	.0	.0	.0
3	.0	.0	.0
4	.0	.0	.0
5	.0	.0	.0
7	.0	.0	.0
8	.0	.0	.0
9	.0	.0	-.001
10	.002	.0	-.002
11	.0	.0	-.003
12	.0	.0	.0
13	.0	.0	.0
14	.0	.0	.0
15	.0	.0	.0
16	.001	.0	.0
17	.001	.0	.0
18	.001	.0	.0
19	.002	.0	.0
20	.002	.0	.0
21	.0	.0	.0
22	.0	.0	.0
23	.0	.0	.0
24	.001	.0	.0
25	.001	.0	.0
26	.001	.0	.0
27	.002	.0	.0
28	.002	.0	.0
29	.002	.0	.0
30	.002	.0	.0
31	.0	.0	.0
32	.0	.0	.0
33	.0	.0	.0
34	.0	.0	.0
35	.001	.0	.0
36	.001	.0	.0
37	.001	.0	.0
38	.002	.0	.0
39	.002	.0	.0
40	.002	.0	.0
41	.0	.0	.0
42	.0	.0	.0
43	.0	.0	.0
41	.0	.0	.0
45	.001	.0	.0
45	.001	.0	.0
47	.001	.0	.0

48	.001	.0	.0
49	.002	.0	.0
50	.002	.0	.0
51	.0	.0	.0
52	.0	.0	.0
53	.0	.0	.0
54	.0	.0	.0
55	.0	.0	.0
56	.001	.0	.0
57	.001	.0	.0
58	.001	.0	.0
59	.001	.0	.0
60	.001	.0	.0
61	.0	.0	.0
62	.0	.0	.001
63	.001	.0	.001
64	.001	.0	.001
65	.002	.0	.001
66	.003	.0	.0
67	.003	.0	.0
68	.003	.0	.0
69	.003	.0	.0
70	.002	.0	.001
71	.003	.0	.0
72	.003	.012	.004
73	.003	-.017	.001
74	.003	-.002	.005
75	.003	.0	.0
76	.003	-.002	.004
77	.002	-.014	.0
78	.002	-.007	.0
79	.002	.0	.0
80	.002	-.007	-.003
81	.002	-.013	.0
82	.002	-.007	.004
83	.002	.0	.0
84	.002	-.007	-.004
85	.002	-.013	.0
86	.002	-.007	.004
87	.002	.0	.0
88	.002	-.007	-.003
89	.002	-.013	.0
90	.002	-.007	.004
91	.002	.0	.0
92	.002	-.002	-.004
93	.001	-.016	.0
94	.001	-.104	.004
95	.001	.0	.002

MARCO LARGO



- CARGA MUERTA + SISMO
- CARGA MUERTA
- CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

NOTA

LOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS SON MUY SIMILARES (Y DEBIDO A LA ESCALA SON IGUALES) POR LO QUE PARA LAS CRUJIAS INTERNAS NO SE DIBUJO PARA CM, CM + VIENTO YA QUE ES IGUAL A LA DE CM + SISMO.

MARCO LARGO "PRIMERA CRUJIA"

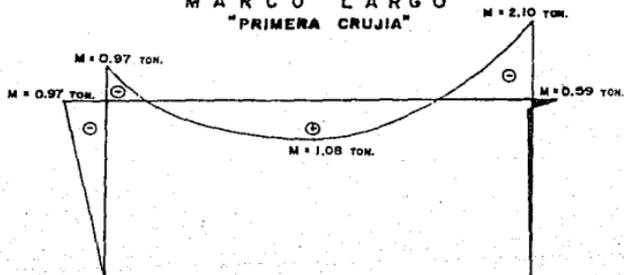


FIG. 4.6

CAPITULO V
DISEÑO ESTRUCTURAL

V.1. DISEÑO DE MARCOS RIGIDOS

Los elementos mecánicos que se emplearon para el diseño -- fueron los obtenidos de las cuatro condiciones analizadas y en la cual resultó ser la más desfavorable la hipótesis de CV+CM.

Para poder ver si las secciones cumplían con los requisitos de secciones compactas se revisaron seis secciones que se consideraron representativas de las 29 que se emplearían en total.

SECCIONES COMPACTAS

a) Se cumple con este requisito ya que son perfiles laminados y que se encuentran unidos de manera continua los patines con el alma.

b) La relación ancho grueso del patín $(b/2T_p) \leq 440 \sqrt{F_y}$, como el patín será igual para todas las secciones tanto en ancho (20.32 cm) como en espesor (1.59 cm)

$$\begin{aligned} (20.32/ 2(1.59) &\leq 440 \sqrt{F_y} \\ 6.39 &< 8.75 \end{aligned}$$

c) La relación peralte total entre grueso de alma no debe de exceder $3450 (1-2.33 \frac{f_a}{F_y}) / \sqrt{F_y}$

Cuando; $f_a/ F_y \leq 0.15$

Sección	F (Ton)	A (M ²)	f _{ac} =F/A	f _{ac} /F _y ×10	1/4 ≤ 3450(1-2.25 ^{f_{ac}/F_y})/F _y		
1	13.62	95.72	152.88	0.062	20.72	< 66.62	
7	13.62	113.14	120.38	0.047	57.11	< 61.07	Columna no cumple
10	13.62	126.74	107.46	0.042	72.19	> 61.87	
15	10.4	90.55	114.80	0.045	32.08	< 61.39	
22	10.4	103.21	100.75	0.040	46.12	< 62.19	Trabe si cumple
31	10.4	119.51	87.02	0.034	64.17	≈ 63.16	

d) El patín de compresión deberá estar soportado lateralmente a intervalos que no excedan:

$$637 \frac{b}{\sqrt{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{1406140}{(d/A_p) F_y}$$

$$L_{max} = 637(20.32)/\sqrt{2530} = \underline{\underline{257.3 \text{ cm}}}$$

SECCION	1	7	10	15	22	31
LONGITUD	706.9	330.9	261.8	589.2	409.8	294.5

Rige la menor 257.3 cm tanto para la trabe como para la columna.

Por lo que se concluye que para la trabe se empleará en el diseño un $F_b = 0.66 F_y$, ya que cumple los requisitos de secciones compactas. No así para la columna en donde el esfuerzo máximo que se podrá emplear será igual a $0.6 F_y$.

Cabe mencionar que para la trabe el soporte lateral será proporcionado por los largueros de cubierta, cuya separación será de 150 cm. Para el caso en que el patín en compresión sea - el inferior se dará soporte mediante riostras, a fin de garantizar que el patín se conserve en su plano.

DISEÑO DE COLUMNA Y TRABE.

El factor de longitud efectiva (K_y) se tomará igual a la unidad para el sentido largo, esto es para la dirección perpendicular a los marcos cortos, ya que los largueros tanto de cubierta como de pared, los puntales y el contraventeo que se colocará lateralmente impedirán el desplazamiento de los marcos fuera de su plano. Para el sentido corto, esto es, para el marco en su plano no se cuenta con los elementos que impidan el desplazamiento lineal de sus nudos, por lo que el factor (K_x) - se calculó empleando el monograma que propone el RCDF para tal fin (fig. 4.8) y la fórmula que se propone en el libro de Estructuras de Acero del Ing. De Buen, para un marco a dos aguas que se muestra en la fig. 4.9.

De la figura 4.9 se tiene que:

Parte superior $G_s = 2S/h = (2) (11) / 4.8 = 4.58$

Parte inferior. Como la base de la columna es articulada se recomienda emplear un $G_i = 10$

Empleando los datos anteriores en el monograma de la fig. 4.8 se obtuvo que $K_x = 2.5$

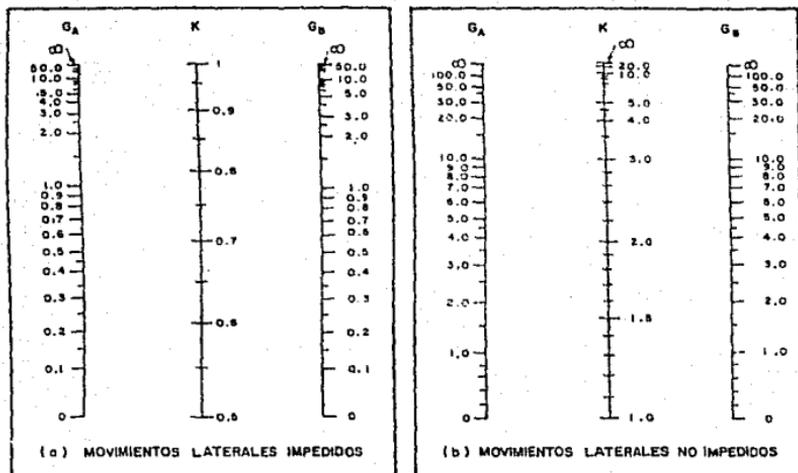
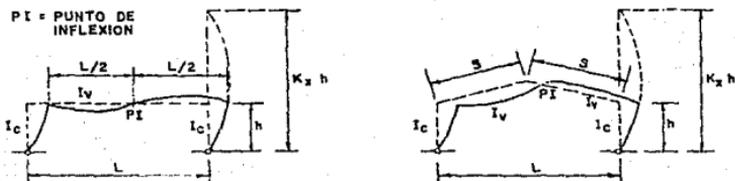


FIG. 4.8 FACTORES K DE LONGITUD EFECTIVA



FACTORES DE RESTRICCION

EXTREMO DE LA COLUMNA	MARCO RECTANGULAR	MARCO DE DOS AGUAS
SUPERIOR	$G = \frac{I_c/h}{I_v/L}$	$G = \frac{I_c/h}{I_v/25}$
INFERIOR (ARTICULACION)	$G_{TEORICO} = \infty$ $G_{RECOMENDADO} = 10$	$G_{TEORICO} = \infty$ $G_{RECOMENDADO} = 10$

FIG. 4.9 FACTORES DE RESTRICCION PARA EL CALCULO DE LA LONGITUD EFECTIVA DE LAS COLUMNAS. PANDEO CON DESPLAZAMIENTO LATERAL EN EL PLANO DEL MARCO.

Para la trabe se consideró que el factor de longitud efectiva (Y) en los dos sentidos era igual a la unidad.

A continuación se procedió a obtener las relaciones de esbeltez para cada trazo del marco. Tomando en consideración que la longitud libre de la columna es la longitud susceptible de pandearse y cuyo valor fue 412 cm. Asimismo, la longitud susceptible a pandearse de la trabe fue la total descontando el espesor de la columna y que resultó de 1032 cm para cada alero. Para el eje (Y) en el caso de la columna se consideró que la longitud susceptible a pandearse era para la parte inferior 200 cm y 140 cm para la parte superior, debido al soporte que la proporcionarían los largueros de cubierta lateral. Para la trabe en este sentido (Y) es la que existe entre largueros que es de 150 cm.

Ya con las relaciones de esbeltez se tomó la más crítica o sea la mayor de las obtenidas, con lo que se procedió a obtener el esfuerzo permisible en compresión tanto para la trabe como para la columna empleando la tabla 4.3 en donde se encuentra tabulada la fórmula

$$F_c = \frac{P_c}{A} = \frac{P_c}{A} \left(\frac{K L}{r} \right)^2$$

En función de la relación de esbeltez crítica. Se determinó el esfuerzo permisible para cada una de las partes del marco en compresión para cada una de las partes del marco en compresión.

Se obtuvo el momento en compresión debido a la carga

Tabla 4.9 Esfuerzos admisibles en kg/cm² para miembros en compresión (acero A 36)

Miembros Principales y Secundarios con $\frac{Kl}{r}$ no mayor de 120				Miembros Principales con $\frac{Kl}{r}$ de 121 a 200				Miembros Secundarios* con l/r de 121 a 200			
$\frac{Kl}{r}$	F_c Kg/cm ²	$\frac{Kl}{r}$	F_c Kg/cm ²	$\frac{Kl}{r}$	F_c Kg/cm ²	$\frac{Kl}{r}$	F_c Kg/cm ²	$\frac{Kl}{r}$	F_c Kg/cm ²	$\frac{Kl}{r}$	F_c Kg/cm ²
1	1516	41	1344	81	1072	121	713	161	405	121	716
2	1513	42	1338	82	1064	122	707	162	400	122	709
3	1510	43	1332	83	1056	123	693	163	395	123	703
4	1507	44	1326	84	1048	124	682	164	390	124	696
5	1504	45	1320	85	1040	125	671	165	386	125	689
6	1501	46	1315	86	1031	126	662	166	381	126	682
7	1498	47	1306	87	1024	127	651	167	376	127	674
8	1494	48	1303	88	1015	128	641	168	372	128	667
9	1491	49	1297	89	1007	129	631	169	368	129	661
10	1488	50	1290	90	996	130	622	170	364	130	654
11	1484	51	1284	91	991	131	612	171	359	131	648
12	1480	52	1278	92	982	132	603	172	355	132	641
13	1477	53	1271	93	973	133	593	173	351	133	635
14	1473	54	1265	94	965	134	585	174	347	134	629
15	1469	55	1259	95	956	135	576	175	343	135	623
16	1465	56	1252	96	948	136	567	176	339	136	617
17	1461	57	1245	97	939	137	560	177	335	137	612
18	1457	58	1239	98	930	138	551	178	331	138	606
19	1453	59	1233	99	921	139	543	179	328	139	600
20	1448	60	1226	100	913	140	536	180	324	140	596
21	1444	61	1218	101	903	141	528	181	321	141	590
22	1440	62	1212	102	894	142	521	182	317	142	585
23	1435	63	1205	103	885	143	513	183	314	143	580
24	1431	64	1198	104	877	144	506	184	310	144	575
25	1426	65	1191	105	867	145	499	185	307	145	571
26	1422	66	1184	106	858	146	493	186	304	146	566
27	1417	67	1177	107	849	147	486	187	300	147	562
28	1412	68	1170	108	840	148	480	188	297	148	558
29	1407	69	1162	109	830	149	473	189	294	149	553
30	1402	70	1155	110	821	150	467	190	291	150	549
31	1397	71	1148	111	811	151	461	191	288	151	545
32	1392	72	1140	112	802	152	454	192	285	152	541
33	1387	73	1133	113	792	153	448	193	282	153	537
34	1382	74	1126	114	783	154	443	194	279	154	534
35	1377	75	1118	115	773	155	437	195	276	155	529
36	1371	76	1110	116	763	156	432	196	274	156	526
37	1365	77	1103	117	753	157	426	197	271	157	522
38	1360	78	1095	118	743	158	420	198	268	158	520
39	1355	79	1088	119	733	159	415	199	265	159	516
40	1349	80	1080	120	723	160	410	200	262	160	513

* K = 1 para miembros secundarios.

axial f_a actúa sobre la trabe o columna entre la sección transversal correspondiente.

2) Ya obtenido el (f_a) para todas las secciones, se divide éste entre el esfuerzo admisible a compresión (F_a) , en donde el producto se compara con 0.15 para saber si es mayor o no y poder emplear las fórmulas correspondientes.

Si: $f_a/F_y \leq 0.15$ bastará con emplear la siguiente fórmula:

$$11 \dots (f_a/F_a) + (f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1.0$$

De no ser así deberán satisfacerse las siguientes fórmulas

$$12 \dots (f_a/F_a) + C_{Mx} f_{bx} / (1 - \frac{f_a}{F'_{ex}} F_{bx}) + C_{My} f_{by} / (1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}) F_{by} \leq 1.0$$

$$13 \dots (f_a/0.6 F_y) + (f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1.0$$

en donde:

F_y es el esfuerzo de fluencia del acero

f_{bx} , f_{by} son los esfuerzos de flexión producidos por los momentos en algún punto en consideración y se obtienen dividiendo el momento en el punto considerado entre el módulo de la sección en el eje considerado.

F'_{ex} es el esfuerzo crítico de pandeo de Euler, dividido entre el coeficiente de seguridad.

dad y se calculó con la fórmula 10.

CM es un coeficiente que depende de las características de la estructura y que en nuestro caso vale 0.85

Fbx, Fby son los esfuerzos permisibles a flexión en ausencia de esfuerzos axiales.

En nuestro caso para las secciones que cumplan los requisitos para secciones compactas será de 0.66 Fy. Para las secciones (I. H) que cumplan con el inciso a y b de secciones compactas cargadas con respecto a su eje de menor momento de inercia el esfuerzo valdrá 0.75 Fy. Asimismo para las secciones que no se encuentren contempladas dentro de los dos casos anteriores, se valuarán con la siguiente fórmula:

$$14 \dots F_b = 843700 C_b / (L_d / A_p)$$

Además se tomará en cuenta que el RCDF permite incrementar hasta en un 33% los esfuerzos o disminuir en esa misma proporción los momentos cuando éstos son originados por sismo o viento actuando solos o en combinación de cargas vivas y cargas muertas, siempre y cuando la sección calculada en estas bases no resulte menor que la requerida para la combinación de carga viva más carga muerta en nuestro caso.

A continuación se encuentran tabulados los resultados obtenidos para la revisión en flexocompresión de la trabe y columna que conforman el margo rígido para las condiciones de carga

viva más carga muerta y carga viva reducida más carga muerta - más sismo, que resultaron ser las combinaciones más desfavorables.

En las combinaciones de cargas no se consideró la colaboración estructural de la cubierta y los largueros con la trabe de los marcos rígidos, ya que se supuso que estos elementos se integran a los marcos longitudinales.

Como la cubierta descansa sobre los marcos rígidos, los marcos longitudinales no tienen carga viva, por lo que las cargas con que se analizó éste no contemplan la carga viva. Para la combinación de CV+CM sólo la sección (1) no cumplió el requisito de que la relación (f_a/F_a) no fuera mayor de 0.15, por lo que en este caso se emplearon las fórmulas 12 y 13, obteniéndose los siguientes resultados para las dos fórmulas, ya que al no existir momento en la base de la estructura ($f_{bx} = M_x/S_x = \frac{0}{S_x} = 0$) o ser muy pequeño y poderse despreciar, los demás términos se hacen cero, quedándonos:

Fórmula 12	$0.166 < 1$
Fórmula 13	$0.104 < 1.0$

Lo que demuestra que la sección no presenta problemas por pandeo. Asimismo las secciones 9 y 10 resultaron un poco escasas, por lo que se reforzarán incrementando el espesor del patín en esas secciones y colocando atiesadores en las intersecciones -- trabe-columna.

Para la combinación de CV+CM+Sismo, las secciones resultaron sobradas.

REVISION POR CORTANTE

$$f_v = 0.4 f_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Para la barra 1 que es la que menor área tiene de la columna.

$$\text{Área del alma} = (22.22)(0.95) = 21.109 \text{ cm}^2$$

el cortante en la columna es 8509 kg.

$$\tau = 8509/21.109 = 403.09 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Para la trabe (barra 15)

$$\text{Área del alma} = (27.30)(0.95) = 25.935$$

el cortante en la trabe es 9229 kg.

$$\tau = 9229/25.93 = 355.9 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Lo que comprueba que en este tipo de estructuras el cortante no es dominante.

FLECHA

La deflexión máxima registrada en la viga fué de 6.67 cm - en el centro del claro del marco rígido. La deflexión máxima - permisible que especifica el Reglamento es $0.5 + L/240$

si L es igual a la longitud del claro tenemos:

$$0.5 + (2064/240) = 9.10 \text{ cm}$$

por lo tanto: $6.67 < 9.10$.

ANÁLISIS EN FLECOMPRÉSION. CV + CH = 21590

No. de Ejeci6n	DATA	WIDE	(PL/Cx)	(KL/YL)	Pa	fa=V/A	fa/PA=0.15	Pdx	fbx=Kx SW	fbc/fbx	Pby	fby=Hy/Sy	fby/fBy	fa, fbx, fby Pa, Pdx, PBy	L=0
10	52	52	37.68	33.41	1362	9670 A	- 76.29	0.051							
9	53	53	39.69	32.94	1351			0.058	1242.04	0.615		393.58	0.5	0.871	< 1.0
8	54	54	42.82	32.25	1333			0.065	1119.83	0.554		371.10	0.131	0.743	
7	55	55	46.56	31.60	1312			0.065	1082.15	0.535		346.80	0.113	0.709	
6	56	56	51.09	30.70	1284			0.069	1030.57	0.510		247.5	0.076	0.621	
5	57	57	56.71	43.10	1247			0.075	860.38	0.425		198.20	0.078	0.622	
4	58	58	62.88	42.01	1206			0.081	721.35	0.357		153.96	0.061	0.561	
3	59	59	73.30	40.98	1131			0.091	519.13	0.297		109.68	0.043	0.481	
2	60	60	86.55	39.84	1027			0.091	214.06	0.104		65.14	0.025	0.373	
1	60	61	95.19	39.29	955			0.118	0	0		21.0	0.008	0.22	
												1.17	0.061	0.119	
10	51	52	38.53	35.79	1357	9810 A	- 77.39	0.057							
11	51	51	40.83	35.12	1347			0.059	1142.1	0.514				4.636	
12	50	50	46.30	34.01	1313			0.065	1162.1	0.525				0.573	
13	49	49	54.33	32.82	1261			0.073	1232.8	0.555				0.628	
14	48	48	64.19	31.57	1196			0.083	1255.7	0.565				0.648	
15	47	47	80.55	30.30	1076			0.100	1344.6	0.605				0.705	
16	46	46	76.02	30.61	1110			0.088	907.9	0.408				0.696	
17	45	45	71.97	30.86	1140			0.084	549.6	0.247				0.111	
18	44	44	68.37	31.18	1168			0.081	256.7	0.115				0.198	
19	43	43	65.16	31.44	1190			0.078	17.2	0.007				0.085	
20	42	42	62.35	31.77	1210			0.075	176.0	0.081				0.176	
21	41	41	59.63	32.05	1229			0.073	316.36	0.181				0.224	
22	40	40	57.20	32.32	1243			0.071	459.1	0.206				0.257	
23	39	39	54.99	32.67	1259			0.069	556.3	0.251				0.351	
24	38	38	52.98	32.89	1271			0.067	629.86	0.284				0.420	
25	37	37	51.13	33.18	1284			0.065	683.9	0.300				0.467	
26	36	36	49.36	33.48	1294			0.064	718.7	0.323				0.511	
27	35	35	47.75	33.79	1305			0.064	738.8	0.332				0.533	
28	34	34	46.24	34.01	1313			0.060	745.6	0.334				0.553	
29	33	33	44.86	34.24	1321			0.058	755.2	0.335				0.565	
30	32	32	43.55	34.48	1329			0.058	760.75	0.335				0.584	
31	31	31	42.31	34.80	1335			0.057		0.315				0.592	

Phy = 10.15 Fy 1.13 = 2513 kg/cm².
 Como para el 10.15 se usaron las mismas
 secciones de acero y el mismo tipo de
 acero de secciones especiales de 400 libras
 pero además como el Pdx permite incrementar
 en 31% para (CVChos)
 (CVChos) tenemos Pa = 21590

Phy = 10.15 Fy 1.13 = 2513 kg/cm².
 Como la carga actual sobre
 el eje de momento flectante y
 y de secciones (CVChos)
 las Phy = 6.35 Fy 1.13 =
 2513 kg/cm².

Phy = Hy/Sy = 0
 Reflejado en cuenta con el sentido
 de longitudinal se corrigen dos me-
 dos y éstos se localizaron en los
 extremos de cada una de las secciones
 sus secciones y de viento que actúan
 ya que éstos se trasladaron a los
 extremos de cada una de las

ANALISIS EN FLEXOCOMPRESION CV + CM

No. de Sección	Barra	Nudo	(KL/Fx)	(KL/Fy)	Fa Kg/cm ²	fa=F/K Kg/cm ²	fa/Fa=0.15	Fbx Kg/cm ²	Fbx=Rx Kx	fbx/Fbx	Fty	Fty=My Kx	Fty/Fby	Ce + Fbx Fbx	Fty Fty
10	9	10	37.48	33.41	1362	107.46	0.0788	1384.22	0.911	0.2436	482.41	0.208	1.233		
9	9	9	39.69	32.94	1351	110.63	0.0818	1247.23	0.8516	1.107	388.14	0.204	1.107		
8	8	8	42.82	32.25	1333	115.29	0.0864	1205.26	0.7939	1.067	355.77	0.187	1.067		
7	7	7	46.56	31.60	1312	120.38	0.0917	1147.77	0.7561	0.927	281.23	0.149	0.927		
6	6	6	51.09	30.90	1284	125.93	0.0981	1068.64	0.7039	0.803	259.02	0.137	0.803		
5	5	5	56.71	30.10	1247	132.02	0.1058	959.02	0.6317	0.710	230.64	0.121	0.710		
4	4	4	62.68	42.01	1206	138.72	0.1150	803.38	0.529	0.609	178.14	0.093	0.609		
3	3	3	73.30	40.98	1131	146.13	0.1292	578.37	0.3609	0.548	125.59	0.066	0.548		
2	2	2	86.55	39.40	1027	154.39	0.1503	438.05	0.2571	0.510	73.11	0.038	0.510		
1	1	1	95.19	35.29	955	158.88	0.1663	0	0	0.3174	5.77	0.083	0.3174		
10	10	10	38.53	35.79	1357	88.64	0.065	1384.2	0.894	0.293			0.293		
11	11	11	40.83	35.12	1347	92.26	0.068	1237.3	0.741	0.281			0.281		
12	12	12	46.30	34.01	1313	98.58	0.075	1228.11	0.735	0.261			0.261		
13	13	13	54.33	32.82	1261	105.85	0.083	1248.7	0.744	0.231			0.231		
14	14	14	64.19	31.57	1196	114.26	0.095	1189.3	0.712	0.214			0.214		
15	15	15	80.55	30.30	1076	114.80	0.106	685.4	0.411	0.187			0.187		
16	16	16	76.02	30.61	1110	112.60	0.101	1187.3	0.712	0.188			0.188		
17	17	17	71.97	30.86	1140	110.43	0.096	1275.4	0.745	0.165			0.165		
18	18	18	68.37	31.18	1168	109.36	0.092	1189.3	0.712	0.154			0.154		
19	19	19	65.16	31.44	1190	106.38	0.089	538.18	0.310	0.124			0.124		
20	20	20	62.35	31.77	1210	104.37	0.086	323.5	0.123	0.101			0.101		
21	21	21	59.63	32.05	1229	102.55	0.083	705.12	0.500	0.106			0.106		
22	22	22	57.20	32.32	1243	100.75	0.081	931.7	0.558	0.081			0.081		
23	23	23	54.99	32.67	1259	99.01	0.078	1009.5	0.599	0.066			0.066		
24	24	24	52.88	32.89	1271	97.35	0.076	814.9	0.443	0.051			0.051		
25	25	25	51.13	33.18	1284	95.72	0.074	1045.99	0.627	0.075			0.075		
26	26	26	49.36	33.48	1294	94.15	0.072	1068.23	0.640	0.061			0.061		
27	27	27	47.75	33.70	1305	92.64	0.071	1073.2	0.643	0.051			0.051		
28	28	28	46.24	34.01	1313	91.16	0.069	1062.6	0.637	0.041			0.041		
29	29	29	44.86	34.24	1323	89.87	0.068	1039.8	0.623	0.034			0.034		
30	30	30	43.55	34.48	1329	88.36	0.066	1000.9	0.600	0.028			0.028		
31	31	31	42.31	34.80	1335	87.02	0.065	953.3	0.571	0.024			0.024		

Como las Fbx obse-
das con la fórmula
14 son mayores
que Fbx, se tomará
Fbx = 1313 Kg/cm².

Como se cumplen las regulaciones para
secciones compactas que especificó
el ACI, el esfuerzo que se empleará
será el de 16000 kg/cm².

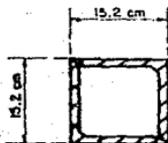
Fbx = 0.75 F_y =
1857.3 Kg/cm²

En el sentido longitudinal
se formaron grietas que se
abrieron en la zona de
tensión máxima, por lo
que en el análisis no se
tiene sobre el eje el
suelo.

DISEÑO PUNTUAL DE ALERO.

Como la combinación de CM más Sismo resultó ser la más -- desfavorable de las tres combinaciones de acciones analizadas, - se diseñó el puntual de alero con los elementos mecánicos obtenidos en esta combinación.

La sección que se propuso en el análisis fué una sección compuesta por dos ángulos de lados iguales soldados formando una sección en cajón, cuyas propiedades son las siguientes:



$$2 \times 15.2 \times 15.2 \times 1.0$$

$$A = 56.26 \text{ cm}^2$$

$$I_x, I_y = 1954.6 \text{ cm}^4$$

$$r_x, r_y = 5.89 \text{ cm}$$

$$S_x, S_y = 256.5 \text{ cm}^3$$

Solución:

$$b/t \leq 2120 / \sqrt{F_y}$$

$$(15.2/1.0) \leq 2120 / \sqrt{2530}$$

$$15.2 < 42.14$$

$$KL/r = (1) (1000) / 5.89 = 169.77$$

$$C_c = \sqrt{2\pi^2 E / F_y} = 126.12$$

Como:

$C_c < KL/r$ el esfuerzo permisible a com
presión estará dado por:

$$F_a = 10480000 / (KL/r)^2$$

Sustituyendo:

$$F_a = 10480000 / (169.77)^2 = 363.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = P/A = 6690/56.26 = 118.91 \text{ kg/cm}^2$$

Como el ancho y la altura de la sección es la misma $b = h$ y la longitud sin soporte es la total ($L_b = 10.0$ m)

$$L_b \leq (175775 \text{ ba}/F_y)$$

$$1000 \leq 175775 (15.2) / 2530 = 1056.03 \text{ cm}$$

Por lo que el esfuerzo permisible a flexión (F_b) empleado fué de $0.6 F_y$, como $f_a/F_a = 118.91/363.6 = 0.32 > 0.15$

Se debe de cumplir con las dos fórmulas siguientes:

$$a \dots f_a/F_a + CM \times f_{bx}/(1-f_a/F'_{ex})F_{bx} \leq 1.0$$

$$b \dots f_a/0.6F_y + f_b/F_b \leq 1.0$$

Sustituyendo; $f_{bx} = M_x/S_x = 210000/256.5 = 818.7 \text{ kg/cm}^2$

$$F'_{ex} = 364 \text{ kg/cm}^2 \text{ obtenido de la página 70 del manual Monterrey para } (KL/r) = 170$$

$$CM = 0.85$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6(2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en las fórmulas:

$$a \dots (118.91/363.6) + (0.85) (818.71)/(1-118.91/364) (1518) = 0.327 + 0.68 = 1.007 \approx 1.0$$

$$b \dots (118.91/1520) + (18.71/1518) = 0.078 + 0.539 = .62 < 1$$

Revisión por cortante

$$f_v = 0.4f_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante máximo obtenido a lo largo de la viga fué de 967.9 kg; como se trata de una sección tipo cajón, el área del alma es igual a $2(15.2-2.0)(1.0) = 26.4 \text{ cm}^2$

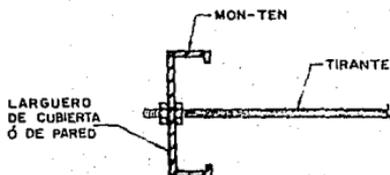
$$\text{Sustituyendo } \tau = T/A = 967.9/26.4 = 36.66 < f_v$$

Flecha: La deflexión máxima registrada en la viga (esto es en el centro del claro) fué de 1.71 cm. La deflexión máxima permisible por el reglamento es de

$$0.5 + L / 240 = 0.5 + 1000 / 240 = 4.66 \text{ cm}$$

Comparando $1.71 < 4.66$ se acepta la sección.

DISEÑO DE TIRANTES



Se consideró que el peso por metro lineal (larguero, lámina y tirante) sería igual a 45.8 por lo que:

$$W_1 = (45.8) \cos 4.76^\circ = 45.6 \text{ kg/m}$$

$$W_2 = (45.8) \sin 4.76^\circ = 3.8 \text{ kg/m}$$

Como se colocaron tres tirantes en cada larguero, se consideró que la fuerza sobre el tensor sería igual a la reacción de una viga con cuatro claros, por lo que:

$$F = 1.143 WL = 1.143 (3.8) (2.5) = 10.8 \text{ kg}$$

Como por cada alero hay ocho largueros se tuvo que:

$$F = (10.8) (8) = 86.6 \text{ kg}$$

Por tanto el área requerida será igual a:

$$A = F/F_c = 86.6 / 0.06(2530) = 0.06 \text{ cm}^2$$

Tomando en cuenta la recomendación hecha por el AISC de limitar el diámetro de estos elementos a $(5/8)"$ o a una relación $L/r \leq 300$. Se propuso una varilla lisa de $(5/8)"$.

DISEÑO DE LARGUEROS PARA CUBIERTA

Considerando uno de los largueros centrales se efectuaron combinaciones de acciones que incluían el viento, resultando ser la combinación más desfavorable la de CV + CM con un peso de - 173 kg/m. Como se colocaron tres tirantes en cada larguero y los tos le proporcionaron apoyo lateral, se tuvo una viga con carga uniforme y cuatro claros. Por lo que el momento máximo en el eje soportado (y) fué igual a $0.1071 WL^2$ y para el eje (x) de $WL^2/8$:

Considerando la inclinación de la trabe para efecto de las cargas tenemos que:

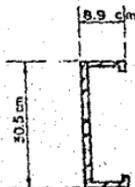
$$W_x = (\cos 4.76^\circ)(173) = 172.5 \text{ kg/m}$$

$$W_y = (\sin 4.76^\circ)(173) = 14.5 \text{ kg/m}$$

$$M_x = WL^2/8 = (173)(10)^2/8 = 2163.5 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 0.1071 WL^2 = 0.1071(14.5)(2.5)^2 = 9.7 \text{ kg-m}$$

Se supuso una sección MON-TEN en canal C12 x $3\frac{1}{2}$ calibre 10 con $S_x = 153.5 \text{ cm}^3$, $S_y = 25.4 \text{ cm}^3$.



$$\begin{aligned} f_{bx} &= M_x/S_x = 216350/153.5 = \\ &= 1409.4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{by} &= M_y/S_y = 970/25.4 = \\ &= 38.2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El Manual Monterrey especifica para estas secciones un es
fuerzo de trabajo igual a 2100 kg/cm^2 , por lo que:

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 ; \frac{1409}{2100} + \frac{38.2}{2100} = 0.69 < 1$$

El desplazamiento permisible $\Delta_p = 0.5 + L/240$

$$\Delta_p = 0.5 + (1000/240) = 4.67 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= 5wL^4 / 384 EI = 5(1.71) (1000)^4 / 384 (2039000) (2339.2) = \\ &= 4.70 \text{ cm.} \end{aligned}$$

El Δ real es aproximadamente igual al Δ permisible.

$$\Delta_r = \Delta_p$$

Se aprecia que aunque por esfuerzos la sección qued6 sobra
da, por desplazamientos apenas cumple.

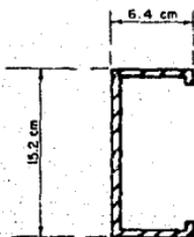
CUBIERTA LATERAL

En la parte lateral del marco se colocarán dos largueros de pared que serán los encargados de soportar la cubierta lateral, así como las presiones originadas por el viento.

Estos largueros se colocarán con el eje de menor momento de inercia en el plano del marco. Además se colocarán tres tirantes en cada larguero con la finalidad de proporcionarle soporte al eje de menor momento de inercia.

Del análisis por viento lateral se obtuvo que la presión sobre el larguero fué de 45 kg/m y la carga muerta de 15 kg/m. El momento máximo sobre el eje soportado (y) fué igual a $0.1072 WL^2$ debido a que los tirantes proporcionan soporte a la viga y ésta pudo ser analizada como una viga continua con cuatro claros. Para el eje x el momento fué igual a $WL^2/8$.

Se supuso una sección MON-TEN en canal C6 x $2\frac{1}{2}$ calibre 14



$$S_x = 27.5 \text{ cm}^3, \quad S_y = 7.9 \text{ cm}^3$$

$$M_x = (45)(10)^2/8 = 562.5 \text{ kg-m}$$

$$M_y = (0.1072)(15)(2.5)^2 = 10.1 \text{ kg-m}$$

$$f_{bx} = 56250/27.5 = 2045.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 1005/7.9 = 127.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx}/f_{by} + f_{by}/F_{by} \leq 1$$

$$2045/2100 + 127.2/2100 = 1.03 \approx 1$$

El desplazamiento permisible $\Delta p = 4.67 \text{ cm}$

el desplazamiento real $\Delta r = (5)(0.15)(250)/384 (2039000)$

$$(31.5) = 0.11 \text{ cm}$$

$$\Delta p > \Delta r$$

3. LATERAL

Del análisis efectuado a los canales en el apartado anterior se obtuvo que los contraventos están sometidos a una flexión de torsión de 0.55 ton. Cabe mencionar que los contraventos sólo trabajarán a tensión, por lo que cuando la carga actúe en un sentido sólo una barra trabajará en ese sentido.

Tomando en consideración la recomendación del AISC de limitar la sección para contraventos a un $(L/r) \leq 100$ con la finalidad de no tener secciones muy embutidas

$$r = L/100 = 1109/100 = 11.1 \text{ cm}$$

$$A \text{ requerida} = 3950/1518 = 2.60 \text{ cm}^2$$

Se propone que el contravento esté formado por una ranura nes canal MON-TEN en cajón de 4" x 4" con 1 lb.

$$A = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4.06 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 3.94 \text{ cm}^4$$

por lo tanto:

$$2.4 \text{ cm}^2 > 2.6 \text{ cm}^2$$

$$r = 3.3 < r_y = 3.94$$

La sección es adecuada porque cumple con los requisitos de diseño de los canales MON-TEN.

3. DISEÑO

Para el diseño de estos contraventos se utilizará el AISC.

con las cargas más desfavorables obtenidas de las presiones del viento ocasionada a la parte frontal de la nave, considerando a ésta toda cubierta sin hueco alguno. De este análisis se obtuvo que la fuerza máxima sobre alguna de las barras era de - - - 0.32 ton.

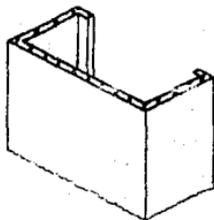
$$A_{req} = F/0.6 f_y$$

$$A_{req} = 0.32/1518 = 0.21 \text{ cm}^2$$

Lo que nos indica que una varilla de 1/4" es suficiente, pero atendiendo a las recomendaciones del AISC se propondrán como contraventeo varillas lisas de 3/4" con resca en sus puntas.

DISEÑO DE POSTES

Se consideró que sobre el poste actuaba una carga axial debida al peso de la lámina que le corresponde soportar y cuyo valor fué igual a 240 kg, y una carga distribuida debida al viento de 148 kg/m. Además se consideró al poste articulado, por lo que $k = 1.0$



$$\begin{aligned} M_x &= WL^2/8 \\ &= (148)(5.47)^2/8 \\ &= 354 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

Se propuso una sección canal tipo MON-TEN. El Manual Mon-terrey especifica que cuando estas secciones trabajen como columna deberán ser afectadas por un factor Q. En este caso $Q=0.653$. Se supuso un MON-TEN C8x3 calibre 14, con:

$$I_x = 462 \text{ cm}^4, \quad A = 7.23 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 45.2 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 8.0 \text{ cm} \quad r_y = 2.74 \text{ cm}$$

$$KL/r_y = (1)(200)/2.74 = 73$$

$$F_a = 1133 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = P/A = 240/7.23 = 33.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a/F_a = 33.19/1133 = 0.029$$

$$F_{bx} = (2100)(Q) = (2100)(0.653) = 1371.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = M_x/S_x = 55354/45.2 = 1224.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx}/F_{bx} + f_a/F_a \leq 1.0$$

$$1224.6/1271.3 + 0.029 = 0.92 < 1.0$$

DISEÑO DE PLACA BASE

a) Columna

Del análisis efectuado a los marcos se obtuvo que la fuerza normal que actúa sobre la cimentación es de 15.4 ton. La cimentación se hará con un concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y la placa base será de acero A36. Además se supuso que el área completa del soporte de concreto (dado) está trabajando por lo que:

$$F_p = 0.25f'c = (0.25)(250) = 62.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_p = B \times C = P/F_p = 15400/62.5$$

$$A_p = 246.4 \text{ cm}^2$$

Suponiendo que el M y N son iguales, siendo M y N la distancia en ambos sentidos que existe del extremo del patín de la columna a la orilla de la placa en $B = b + 2N$ y $C = d + 2N$ sustituyendo por sus valores y resolviendo la ecuación de segundo grado nos queda que:

$$M = N = 2.04 \text{ cm}$$

Redondeando a pulgadas nos queda que:

$$B = 25.4 \text{ cm}$$

$$C = 30.48 \text{ cm}$$

$$A = 774.2 \text{ cm}^2$$

Por lo que la presión real sobre la placa es de:

$$q = P/A = 15400/774.2 = 19.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{si } F_b = 0.75 F_y = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

El espesor de la placa estará dado por

$$t = \sqrt{3qN^2 / Fb}$$

$$t = \sqrt{3(19.9)(2.04)^2 / 1897.5} = 0.363 \text{ cm}$$

Se propondrá una placa de 25.4 x 30.48 x 0.635 cm

$$(10" \times 12" \times 1/4")$$

La placa será soldada a la columna en el taller.

La fuerza cortante que actúa en la base de la columna es igual a 8.5 ton. Por lo que para ella se diseñó la soldadura de la conexión y las anclas.

Suponiendo filete de 3/16"

$$R = (0.476)(0.707)(1100) = 373.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{longitud necesaria } V/R = 8500/373.8$$

$$LN = 22.8 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará soldadura de 3/16" sobre los patines y el alma de la columna. Como el $f_v = 0.4f_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$ - el área que requiere que tengan las anclas es:

$$A = V/f_v = 8500/1012 = 8.39 \text{ cm}^2$$

Se colocarán dos anclas de 1" de diámetro, con área de -- $(5.067)(2) = 10.13 > 8.39 \text{ cm}^2$. La varilla tendrá rosca en su punta por lo que se procederá a revisar su área efectiva.

$$A_e = 0.7854 (D - 0.9743/R)^2$$

$$= 0.7854 (254 - 0.9743/8)^2$$

$$= 4.59 > 4.2 \text{ cm}^2$$

$$LA = \phi f_y / 4\mu ; \mu = 6.4 \sqrt{f'_c} / \phi \leq 17 \text{ kg/cm}^2$$

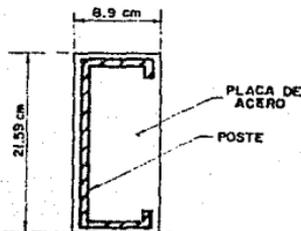
sustituyendo $\mu = 6.4 \sqrt{250} / 2.54 = 39.84 > 17$

$$LA = (2.54)(2530) / 4(17) = 94.5 \text{ cm}$$

b) POSTE

La carga que debe transmitir la placa a la cimentación es la debida al peso propio del poste y al peso de la lámina de cubierta lateral que le corresponda soportar y cuyo valor es de 272 kg. Se propondrá una placa de dimensiones mínimas, ya que la carga que debe distribuir es muy pequeña.

Suponiendo que la placa tiene las dimensiones del poste, tenemos que



$$A = (20.32)(7.62) = 154.8 \text{ cm}^2$$

$$q = P/A = 272/154.8 = 1.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 3qM^2/Fb = (3)(1.76)/1897.5 = 0.05 \text{ cm}$$

Finalmente la placa tendrá las siguientes dimensiones:

$$21.59 \times 8.89 \times 0.47$$

$$(8\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times 3/16")$$

La placa será soldada al poste en el taller.

La fuerza cortante a que estará sometida la conexión está dada por $WL/2 = (148)(5.47)/2 = 405 \text{ kg}$ y será con la que se diseñará la soldadura y las anclas. Suponiendo filete de 2/16"

$$R = (0.3175)(0.7071)(1100) = 246.9 \text{ kg/cm}$$

$$L = V/R = 405/246 = 1.64 \text{ cm}$$

Se supondrán dos anclas de 1/4" de varilla lisa con rosca -
en su punta

$$A_{req} = V/F_v = 405/1012 = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$2(0.317) = 0.634 \quad 0.40 \text{ cm}^2$$

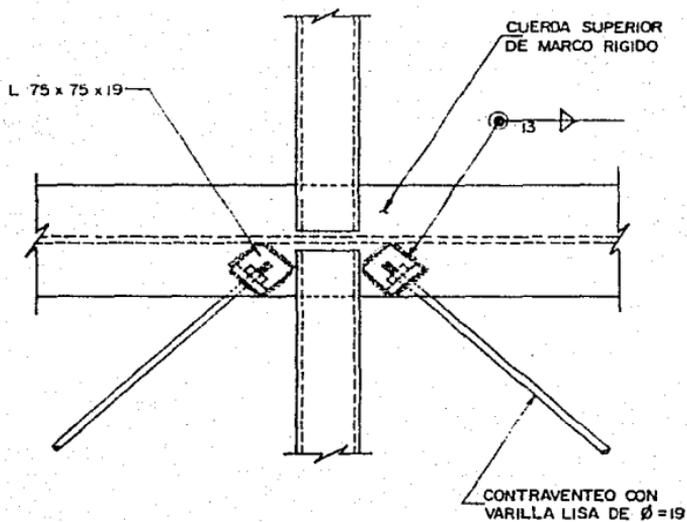
La longitud que deberán tener las anclas será:

$$= 6.4 \sqrt{250} / 0.635 = 159 \quad 17 \text{ kg/cm}$$

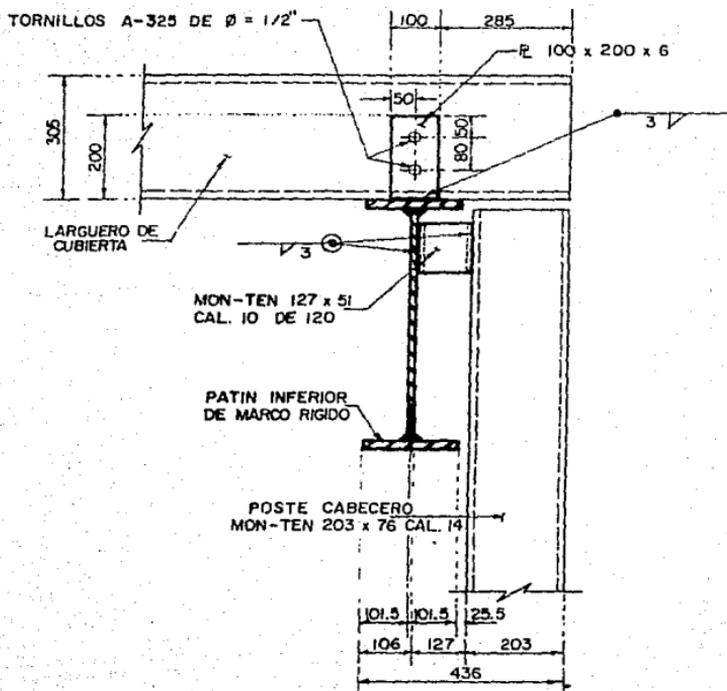
$$L_A = (0.635)(2530) / 4(17) = 23.6 \text{ cm.}$$

Como el Reglamento del D.F. especifica que en ningún caso
L_A debe ser menor de 30 cm, se dará esta longitud.

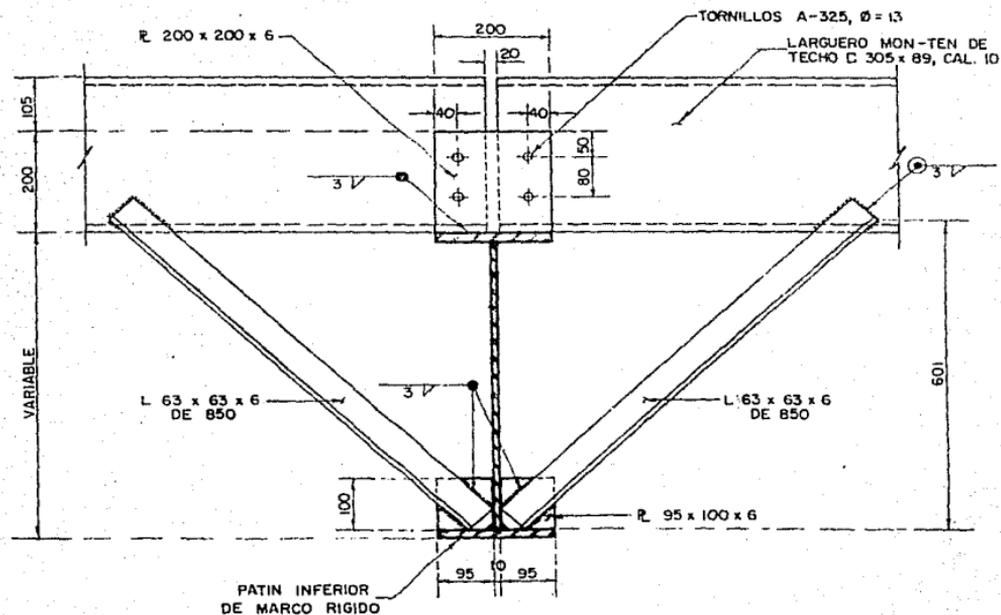
VI.2 DETALLES DE CONEXIONES



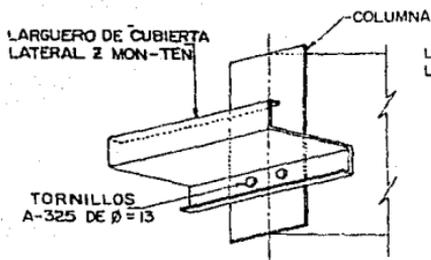
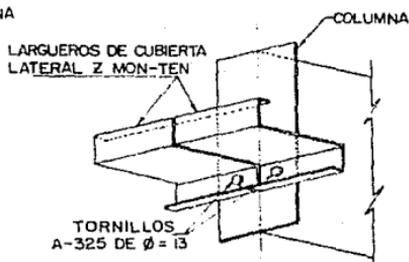
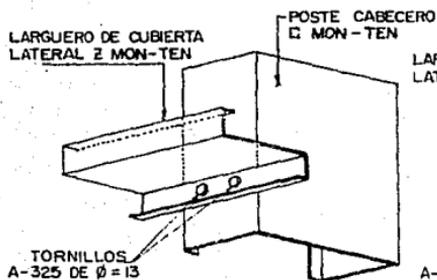
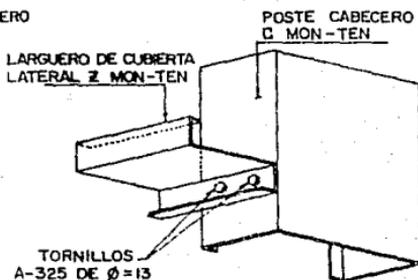
CONEXION DE CONTRAVENTO EN CUBIERTA



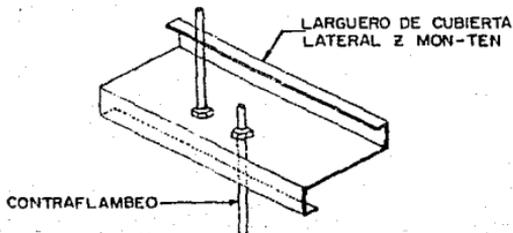
CONEXION DE LARGUERO Y POSTE A MARCO RIGIDO CABECERO



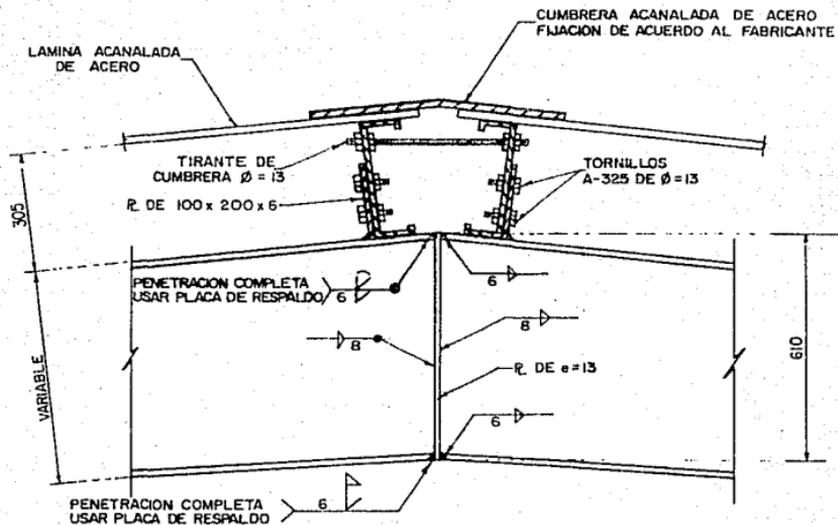
CONEXION LARGUERO DE CUBIERTA A MARCO RIGIDO

MARCO EXTREMOMARCO CENTRALPOSTE DE CENTROPOSTE DE EXTREMO

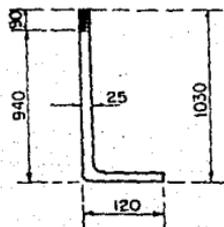
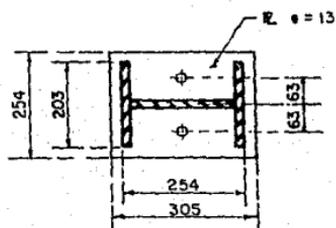
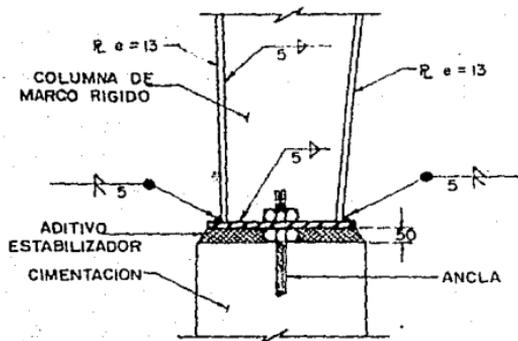
CONEXION DE LARGUEROS DE CUBIERTA LATERAL
A POSTE CABECERO Y COLUMNA DE MARCO RIGIDO.



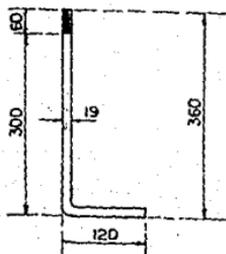
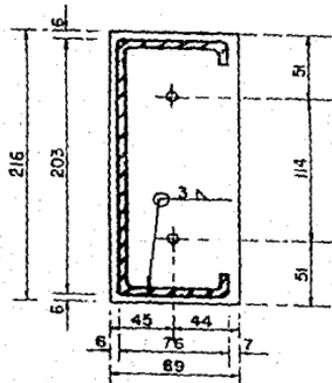
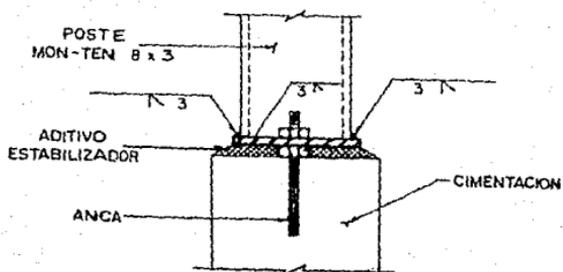
CONEXION DE CONTRAFLAMBEO DE LARGUEROS DE CUBIERTA LATERAL



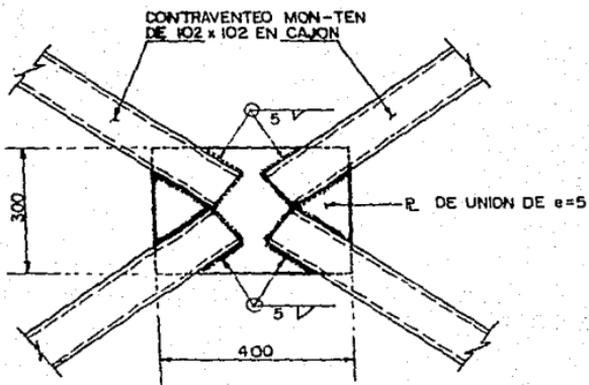
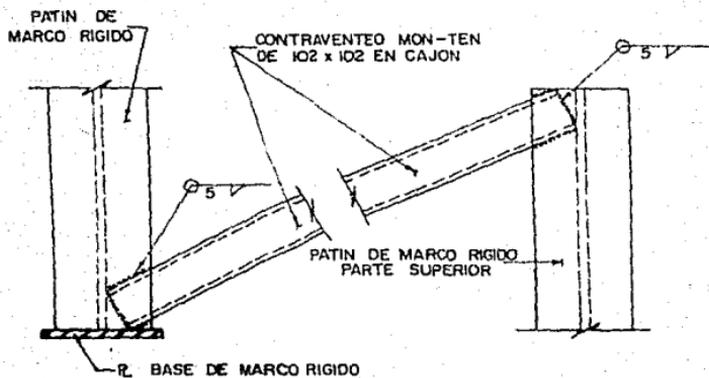
CONEXION EN PARTE-AGUAS DE MARCO RIGIDO



CONEXION COLUMNA DE MARCO RIGIDO A CIMENTACION.



CONEXION POSTE CABECERO A CIMENTACION



CONEXION DE CONTRAVENTE LATERAL

CAPITULO VI
RECOMENDACIONES DE FABRICACION

VI. FABRICACION

La facilidad de la fabricación y montaje tienen una influencia importante en la economía del diseño. Es aconsejable que el Ingeniero en estructuras tenga el conocimiento completo de todos los detalles de fabricación y montaje. En su defecto, cuando menos debe tener una idea clara de los procesos incluidos en estas operaciones.

Un factor que el Ingeniero debe considerar sobre la economía del diseño, es que la fabricación cuesta dinero. Este costo proviene del empleo de mano de obra, herramientas, maquinaria; - por consiguiente, para reducir los costos de fabricación se debe reducir al mínimo la cantidad de trabajo requerido para fabricar la estructura y debe balancear los costos obtenidos al disminuir el peso del acero empleado, con el aumento ocasionado por un proceso de fabricación más complicado.

En algunos diseños puede ser ventajoso el uso de aceros de alta resistencia, ya sea para reducir peso, para usar secciones arquitectónicas menores o bien requisitos de resistencia. Aunque en este caso el peso del acero es menor, los costos de fabricación y montaje no se reducen necesariamente, ya que la mayoría de las operaciones de fabricación son relativamente independientes del peso o espesor de la parte trabajada.

VI.1. PROCESO DE FABRICACION

El proceso de fabricación comienza con la recepción de los planos y especificaciones de la estructura a fabricar. Después de que la información ha sido revisada, y verificada como completa, se preparan planos de taller, en los que se detallan todas las piezas de la estructura. Estos planos muestran los números de partes, cantidades de piezas requeridas, longitud de las mismas, localización y tamaño de agujeros, detalles de corte y conexiones de taller.

Los planos de taller deben estar de acuerdo con el diseño y requieren una revisión minuciosa por parte de un Ingeniero experimentado, el cual debe revisar que las dimensiones y detalles se indiquen correctamente y que todas las partes ensamblen adecuadamente entre sí.

Partiendo de los planos de taller se elaboran plantillas de cartón o madera a escala natural, las cuales muestran la localización de todos los agujeros y cortes en la pieza; en seguida se elabora una lista de materiales que es enviada a la laminadora, para que ésta suministre el material para los miembros principales con la longitud exacta requerida, mientras que el material para los demás miembros y piezas secundarias se pide de longitudes estándar.

.. Cuando el fabricante de estructuras metálicas recibe el metal laminado de la empresa metalúrgica, éste presenta deformación

nos surgidas durante la laminación y el transporte, lo que hace necesario que sea enderezado. Una vez enderezado el metal, se procede al trazado, que es el dibujo de la pieza en tamaño natural sobre la superficie de éste.

A continuación se realiza el corte mecánico del metal, mediante soplete, cizalla o sierra y el perforado de agujeros, si así lo indican los planos. Después de que se han fabricado todas las partes de un elemento, son ensamblados entre sí mediante soldadura, remaches o tornillos.

Finalmente estos elementos ya ensamblados son limpiados, pintados y almacenados, quedando listos para su traslado al lugar de la obra.

VI.2. ESPECIFICACIONES PARA LA FABRICACION.

A) ENDEREZADO

Todo el material que vaya a utilizarse para la construcción de la estructura, deberá enderezarse previamente. El enderezado deberá hacerse de preferencia en frío por medios mecánicos, pero podrá aplicarse también calor, en zonas locales, cuidando que la temperatura no sobrepase los 650°C sobre dichas zonas.

B) CORTES

Los cortes podrán hacerse con cizalla, sierra o soplete; - éstos últimos deben hacerse de preferencia a máquina, los cortes efectuados con soplete deberán presentar un acabado correcto, libre de rebabas. Se admitirán muescas, depresiones ocasionales - de no más de 5 mm de profundidad. Asimismo los extremos de piezas que transmitan compresión por contacto directo deberán cepillarse.

C) TOLERANCIAS

1.- Alineamiento: Las piezas terminadas en taller deberán estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas presentar un acabado correcto. Se permitirá a los miembros que trabajen a compresión una variación, con respecto a la línea recta que une sus extremos de hasta un milésimo de la distancia entre puntos que han de quedar lateralmente soportados.

2.- Longitud: En miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo se permitirá una dis

crepancia hasta de un milímetro. Asimismo, en piezas no cepilladas y de longitud menor de 10 m se permitirá una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm cuando la pieza es mayor de 10 m - de longitud.

D) ESTRUCTURAS ATORNILLADAS

1.- Agujeros: El diámetro de los agujeros para tornillos deberá ser un milímetro y medio mayor que el diámetro nominal de éstos. Los agujeros podrán punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más -- 3 mm, pero deberán taladrarse o punzonarse a un diámetro menor y después rimarse cuando el material sea más grueso. No se permitirá el uso de botador ni el empleo de soplete para agrandar agujeros cuando, haya que agrandar éstos para colocar los tornillos, se hará mediante rimado.

2.- Colocación: Antes de ser colocados los tornillos se - deberá revisar que la posición, alineamiento y diámetro de los - agujeros sean los correctos, ya colocados éstos se deberá verificar que las tuercas estén apretadas correctamente y que la rosca sobresalga de la tuerca no menos de 3 mm.

E) ESTRUCTURAS SOLDADAS

Las superficies que vayan a ser soldadas deberán estar líbres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura, o cualquier otro material extraño; pero se permitirán las costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre.

Las piezas entre las que se van a depositar soldaduras de filete, deberán colocarse tan próximas como sea posible y en ningún caso se separarán más de 5 mm. Si la separación es mayor de 1.5 mm, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación.

Al ensamblar o unir partes de una estructura o de miembros compuestos el procedimiento y secuencia en la colocación de la soldadura será tal que elimine distorsiones innecesarias y reduzca al mínimo los esfuerzos debidos a la contracción. Cuando sea imposible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

En la fabricación de vigas con cubreplacas y en miembros compuestos, los empalmes de taller de cada pieza componente deberán efectuarse antes de proceder a soldarla a otras piezas del miembro.

F) PRECALENTAMIENTO DEL METAL.

Antes de ser depositada la soldadura, el metal base debe precalentarse a la temperatura que se indica en la tabla 6.1. Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 0°C debe precalentarse a 20°C como mínimo, o a la temperatura indicada en la tabla 6.1, si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura.

Todo el metal base situado a no más de 7.5 cm de distancia de la soldadura, a ambos lados y delante de ella, deberá ser calentado a la temperatura especificada, la que se deberá mantener como temperatura mínima durante todo el proceso de colocación del

metal de aportación.

Espesor de la parte más gruesa en el punto de soldadura en mm.	Precalentamiento Mínimo y Temperatura de Pasos Sucesivos	
	Otros procesos excepto Soldaduras de Bajo Hidrógeno (1)	Procesos de Soldadura de Bajo Hidrógeno (2)
	Acero A7 y A36	Acero A7 y A36
De 0 a 25	Ninguna (3)	Ninguna (3)
25 a 50	94°C	10°C
Arriba de 50	150°C	66°C

- (1).- Soldaduras con electrodos A.S.T.M. A 233, E60XX ó E70XX.
 (2).- Soldaduras con electrodos A.S.T.M. A 233, EXX15, 16, 18 ó 28.
 (3).- Excepto cuando la temperatura del metal base es inferior a 0°C.

G) PINTURA

Una vez inspeccionadas y aprobadas, pero antes de salir del taller, todas las piezas que deban pintarse, se limpiarán previamente por medio de cepillos de alambre o algún otro método que garantice la eliminación de escamas, óxido, salpicaduras y en general toda materia extraña. Cuando se especifique que las estructuras no llevarán pintura de taller, éstas se dejarán libres de aceite y grasa por medio de solventes.

Si no se especifica otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitarán pintarse, así como las que vayan a quedar ahogadas en concreto. Todas las piezas restantes recibirán en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada uniformemente sobre

sus superficies por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o inmersión.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 5 cm. de distancia de las zonas en que se depositan soldaduras de taller o de campo, deberán estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales para ellas.

Las superficies que sean inaccesibles después del ensamble de las piezas deberán pintarse antes.

H) INSPECCION

Deberán revisarse los bordes de las piezas en los que se colocará la soldadura, antes de depositarla, para cerciorarse de que los biseles, holguras y otros son los correctos y están de acuerdo con los planos. Después de efectuar las uniones soldadas, deben inspeccionarse ocularmente y reparar todas las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, cráteres, etc.

La soldadura que presente grietas deberá ser rechazada.

CAPITULO VII

RECOMENDACIONES PARA MONTAJE

VII MONTAJE

El montaje estructural consiste en tomar diferentes partes de acero que han sido fabricadas a base de placas, ángulos y -- otros perfiles rolados, y colocarlos en el campo en sus posiciones correctas para formar una estructura de acero terminada, la cual contendrá los muros, los pisos y el techo de un edificio o que constituirán partes no estructurales permanentes de otra estrutura.

El montaje incluye los pasos previos a la colocación precisa de dichos miembros, y las operaciones subsecuentes de alineamiento, plomeo y fijación permanente mediante tornillos, remaches y soldadura; otras fases del montaje de acero estructural -- son la preparación y el desmantelamiento posterior del equipo -- necesario para efectuar todas las operaciones implícitas en la construcción de la obra.

VII.1. PROCESO DE MONTAJE

El montaje de una estructura empieza con la recepción de - planos, dibujos y especificaciones de la misma, los que son revisados por un Ingeniero, el cual debe familiarizarse con los puntos importantes del trabajo como pueden ser:

- 1.- Tamaño de las piezas
- 2.- Pesos de las piezas y sus formas
- 3.- Tamaño de la estructura
- 4.- Tipo de estructura
- 5.- Piezas con poca estabilidad lateral y que requieran de algún manejo especial.

Después de la revisión preliminar de los documentos y con la finalidad de tener una buena idea del alcance y del tipo de - trabajo de que se trata, el montador deberá efectuar una visita al lugar de la obra para determinar las características del sitio con la finalidad de ver la factibilidad del empleo de algún equipo y método de montaje.

Al efectuar la visita al lugar de la obra, ésta no se limita a investigar los datos particulares de los dibujos y especificaciones del proyecto, sino que también comprende la investiga--ción de las posibles obstrucciones, uso de equipo, obstáculos para entrega, descarga y montaje, condiciones de terreno, estructuras circundantes y en general cualquier condición que pueda interferir o afectar el buen desarrollo del proyecto.

Una vez realizada la visita al lugar de la obra, se inician los trabajos para preparar un plan de montaje seguro, eficiente y económico. Este plan debe estar dirigido a expeditar al máximo - el trabajo de campo, dentro de los límites de la seguridad, considerando los costos adicionales que esto implica en función del -- ahorro de tiempo.

El método seleccionado dependerá de la rapidez requerida y del equipo disponible de acuerdo a las limitantes que presente el lugar. Además deberá tomarse en cuenta que la velocidad de montaje que se espera lograr deberá ser acorde con la velocidad a la - que el fabricante podrá producir y cargar, así como con la velocidad a la cual el transportista podrá entregar el material fabricado al montador. Una vez que ha sido seleccionado el plan de montaje y el equipo de montaje que a su vez se requerirá para llevar a cabo dicho plan; se procederá al dibujo de los planos de montaje que mostrarán en detalle la secuencia que se debe seguir durante - el montaje, así como cualquier condición no usual que se pudiera presentar en el campo.

Finalmente, después de haber revisado que la cimentación se encuentra terminada, se inicia el montaje de la estructura. Es - conveniente realizar un análisis detallado de los esfuerzos y las deformaciones que se presentarán durante las diferentes etapas -- del montaje para poder garantizar la seguridad.

VII.2. ESPECIFICACIONES PARA EL MONTAJE

A) CONDICIONES GENERALES

El montaje deberá efectuarse con equipo apropiado, que -- ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje mismo, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos.

Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y -- deforman, deberán ser enderezadas o en su caso repuestas antes de ser montadas, permitiéndose la misma tolerancia que en los -- trabajos efectuados en el taller.

B) ANCLAJES

Antes de iniciar la colocación de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente y en caso de que haya discrepancias con las posiciones -- mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas.

C) CONEXIONES PROVISIONALES

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deberán sostenerse individualmente o ligarse entre sí, por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales -- que proporcionen la resistencia requerida por el Reglamento de -- Construcción; bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de --

montaje, viento y sismo.

Asimismo deberán tomarse en cuenta los efectos de cargas - producidas por materiales, equipo de montaje, etc. En caso de - que sea necesario colocar durante el montaje de la estructura -- contraventeo provisional para resistir los efectos antes mencio- nados, estos contraventeos deberán permanecer el tiempo que la - seguridad general de la estructura lo requiera.

D) TOLERANCIA

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500.

En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar - que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfaga - la condición anterior.

E) ALINEAMIENTO Y PLOMADO

No se colocarán remaches, pernos ni soldadura permanente - hasta que la parte de la estructura donde se piense hacer estos trabajos esté perfectamente alineada y plomada.

CAPITULO VIII

OBSERVACIONES

CONCLUSIONES

Del trabajo realizado pueden extraerse las siguientes conclusiones:

a) Sobre el tipo de estructura: Los marcos rígidos de acero representan una solución muy conveniente para la construcción de grandes naves industriales porque permiten salvar claros grandes en forma económica. La construcción con esta solución resulta muy rápida si se le compara con otras alternativas; esta rapidez redundará en mayor economía. Los marcos rígidos de acero tienen la ventaja de que pueden desmontarse y reutilizarse en otro sitio con relativa facilidad. Finalmente una ventaja adicional de esta solución es que la estructura da un aspecto estéticamente agradable.

b) Sobre los métodos de análisis y diseño: El análisis y el diseño de los marcos rígidos de acero aparentemente resulta laborioso, porque deben revisarse los estados límites de seguridad y servicio que especifica el Reglamento de Construcción y porque todas las piezas metálicas deben ser cuidadosamente detalladas tanto en sus conexiones como en sus secciones. Esta tesis como es un trabajo académico, ha pretendido presentar con todo detalle el proceso de análisis y diseño; sin embargo, debe hacerse notar que el trabajo práctico se reduce muy importante-mente ya que se emplean elementos y secciones estandarizadas y se aplican programas de computadora que agilizan considerable-

mente los trabajos de cálculo.

c) Sobre la fabricación y el montaje. Los procedimientos de fabricación y montaje de estructuras, son procesos sumamente especializados que requieren de gente altamente capacitada en la labor a desempeñar durante este proceso, ya que cualquier error durante él, se refleja en un mayor costo en el proyecto. Por ello es necesario que el Ingeniero Proyectista tenga amplios conocimientos en ambos procesos que le permitan conciliar de manera óptima la economía con la facilidad, tanto al fabricar las piezas estructurales como al ser montadas éstas.

Bibliografía

- 1.- "REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIOS PARA LAS ESTRUCTURAS. TITULO IV DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL", Instituto de Ingeniería, UNAM, 400, México, D.F. (Jul.1977).
- 2.- "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS. TITULO IV DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL", Instituto de Ingeniería, UNAM, 402, México, D.F. (Jul.1977)
- 2.- "MANUAL DE DISEÑO POR SISMO. TITULO IV DEL REGLAMENTO DE - CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL", Instituto de Ingeniería, UNAM, 405, México, D.F. (Jul.1977).
- 4.- "MANUAL DE DISEÑO POR VIENTO. TITULO IV DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL", Instituto de Ingeniería, UNAM, 407, México, D.F. (Jul.1977).
- 5.- "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES", Comisión Federal de - Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas. Sección C, Tema I Criterios de Diseño, México, D.F. (1981).
- 6.- "MANUAL PARA CONSTRUCTORES", Cía. Fundidora de Fierro y - Acero de Monterrey, S.A., Monterrey, N.L. (Sep.1979).
- 7.- BRESLER, LIN Y SCALZI
"DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO"
Edit. LIMUSA México, D.F. (1985).
- 8.- BOWLES, JOSEPH E.
"DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL"
Edit. LIMUSA México, D.F. (1984).
- 9.- McCORMAC, JACK C.
"DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS"
Edit. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.
México, D.F. (1971).
- 10.- DE BUEN, O.
"ESTRUCTURAS DE ACERO. COMPORTAMIENTO Y DISEÑO"
Edit. LIMUSA México, D.F. (1980).
- 11.- PESHKOVSKI, C.I. - YAKUBOVSKI, V.B.
"PRODUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS"
Edit. MIR Moscú (1982).
- 12.- RAPP, WILLIAMS G.
"MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO"
Edit. LIMUSA México, D.F. (1978).