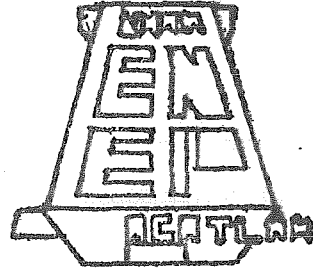




Universidad Nacional
Autónoma de México

Escuela Nacional de Estudios
Profesionales Acatlán



ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL
CONFORMADA POR GRUAS VIAJERAS Y GIRATORIAS



Nº cta
7421945-8

Tesis Profesional

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

presenta

VICENTE OREJEL MARTINEZ

MEXICO, D. F.

1983

M-0028668



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Pablo Orejel Capistran.

M^a Guadalupe martínez Mondragon.

Gracias:

Por una sonrisa.

Por un juguete.

Por un regaño.

Por ser tolerantes.

Por su ejemplo.

Gracias....

Gracias por ser lo que son....

Mis PADRES.

I N D I C E

I.- INTRODUCCION.

I.1.- Objetivo

II.- DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.

II.1.- Diseño Estructural

II.2.- Solicitaciones de Carga

II.3.- Análisis Estructural

II.4.- Dimensionamiento y Conexiones

II.5.- Planos y Dibujos de Taller

III.- SOLICITACIONES DE CARGA.

III.1.- Cargas Actuantes

III.1.1.- Carga Viva

III.1.2.- Carga Muerta

III.1.3.- Carga Muerta de Gruas

III.2.- Cargas Accidentales

III.2.1.- Análisis por Viento

III.2.2.- Análisis por Sismo

IV.- ANALISIS ESTRUCTURAL.

IV.1.- Modelo Estructural

IV.2.- Combinaciones de Carga

IV.3.- Elementos Mecánicos de Diseño

V.- DIMENSIONAMIENTO Y CONEXIONES.

V. 1.- Columna Principal

V. 2.- Anclas y Placa Base

V. 3.- Trabe Carril

V. 4.- Ménsula

V. 5.- Puntal

V. 6.- Armadura Principal

V. 7.- Larguero

V. 8.- Contraviento

V. 9.- Grúa Giratoria

V.10.- Columna de Fachada

V.11.- Armadura Secundaria

VI.- DIBUJOS Y PLANOS DE TALLER.

VII.- CONCLUSIONES

VIII.-REFERENCIAS

I.- INTRODUCCION

El gran crecimiento que ha tenido el país en los últimos años ha creado la necesidad de realizar obras de infraestructura tales como puentes, carreteras, puertos, aeropuertos, servicios, etc, así como obras de bienestar social. Es por esto que la Ingeniería Civil ocupa un lugar muy importante en el desarrollo del país.

Entre las obras de infraestructura que se han creado destacan las plantas industriales, de las que existen diferentes tipos como la eléctrica, metalúrgica, automotriz, petroquímica, etc, y que tiene como finalidad elemental el de transformar la materia prima, es decir, obtener de esta un producto determinado ya sea por un proceso único, o varios que, complementándose proporcionen el resultado esperado.

Las características estructurales, así como la extensión de la planta estarán en función del uso a que esté destinada.

Las plantas industriales presentan una diversificación en cuanto a la forma y estructuración de sus edificios. En cuanto a su forma pueden ser edificios de un solo nivel (naves industriales) o edificios altos de varios niveles; en cuanto a su estructuración los edificios pueden ser de concreto reforzado, presforzado, pretensado, de acero, o una combinación de estas.

Se enfocará este trabajo al análisis y de diseño de una de las unidades que conforman una planta industrial y que se le conoce con el nombre de nave industrial.

Nave Industrial

Una de las características fundamentales de las naves industriales, es que, éstas pueden encerrar grandes espacios, siendo además estructuras seguras,

ligeras, económicas, y rapidez de construir.

Estas estructuras pueden construirse de concreto y/o acero.

El uso que se le puede asignar a este tipo de estructuras es la de almacén, taller de trabajo, centro comercial, laboratorio, escuela, etc.

La nave industrial que aquí se propone se usará como taller de trabajo para la construcción de transformadores industriales.

I.1. OBJETIVO.

El objetivo de este trabajo es presentar los aspectos fundamentales que deberán tomarse en cuenta para el análisis y diseño de naves industriales cuya estructura de acero este conformada por marcos transversales y longitudinales, y que contienen además gruas ya sean viajeras y/o giratorias, las --cuales se presentan muy a menudo en naves industriales.

La finalidad de este trabajo es que sirva como guía para el ingeniero que -necesite resolver un problema similar y requiera la información básica para la solución de este tipo de estructuras.

II.- DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La nave industrial que se analizará en este trabajo se encuentra localizada en la Ciudad de Guanajuato, Gto., cuya altura sobre el nivel del mar es de 2,050 m. La nave industrial cuenta con dos ejes longitudinales (1 y 2) con una separación de 26.50 m, así como también con seis ejes transversales (A hasta F) con una separación de 10.00 m, tal como se muestra en la figura No. 1. Las elevaciones que tiene la estructura van desde el nivel 0.00 hasta el nivel 28.30 m, que es la altura máxima, tal como se muestra en la figura No. 2. Como ya se mencionó esta estructura estará destinada para la construcción de transformadores de energía eléctrica, cuyos pesos oscilan entre 50 y 200 ton. Las gruas que se utilizarán para levantar y trasladar los transformadores tendrán una capacidad de 100 y 200 ton, y se encontrarán localizadas a una elevación de 14.899 y 18.986 m, respectivamente; también existirán una serie de gruas giratorias que tendrán un radio de 10.00 m, y serán utilizadas para el levantamiento de equipo ligero con un peso de 30 ton, localizadas alternadamente entre los ejes 1 y 2 y a una elevación de 5.96 m, tal como se muestra en la figura No. 2.

La superestructura estará compuesta única y exclusivamente por estructura metálica, es decir, por perfiles laminados, estructurales, secciones compuestas por tres o más placas soldadas, etc.

Las fachadas y paredes laterales serán de lámina, así como también la techumbre. Las trabes principales así como la armadura secundaria estarán formadas por perfiles laminados en celosía, las columnas, puntales y trabes de acompañamiento serán secciones de alma llena, así como las columnas

de fachada, los largeros, y contraventeos estarán formados por perfiles laminados.

La subestructura estará formada por zapatas aisladas de concreto.

1

2

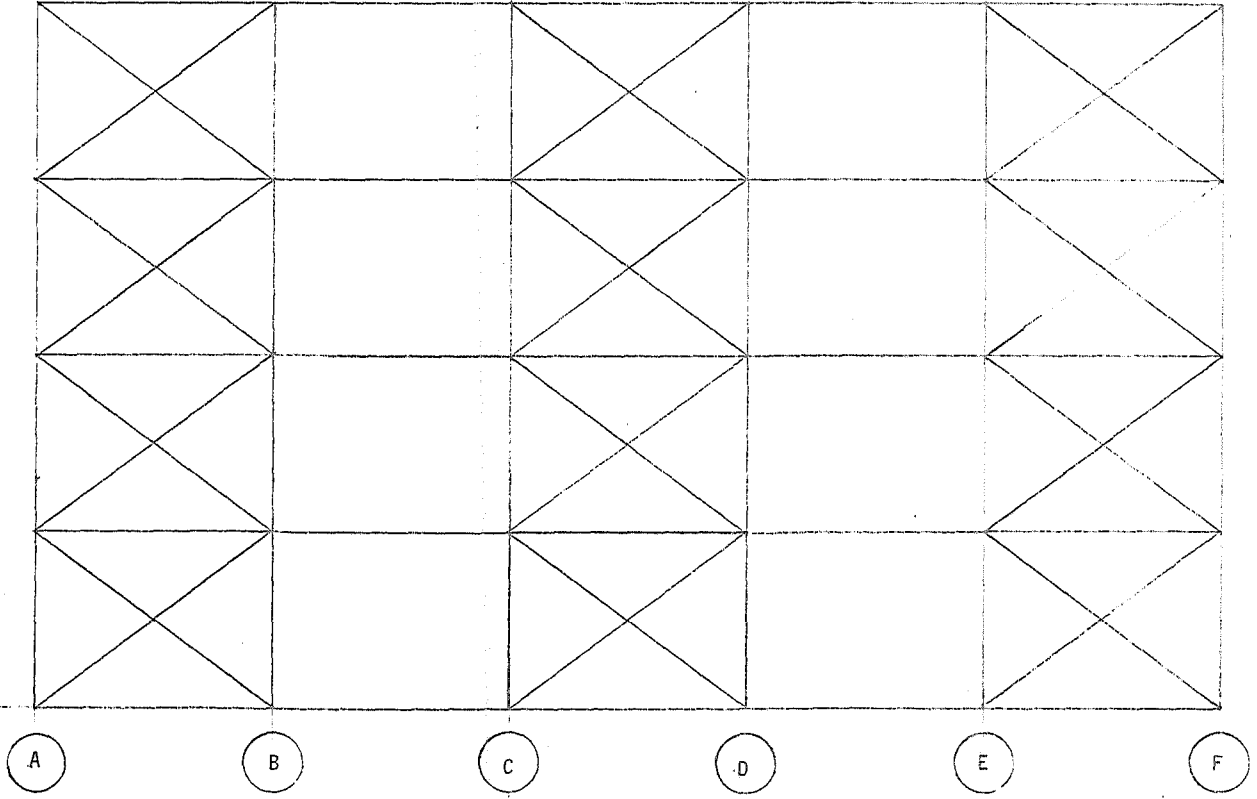


FIGURA No. 1

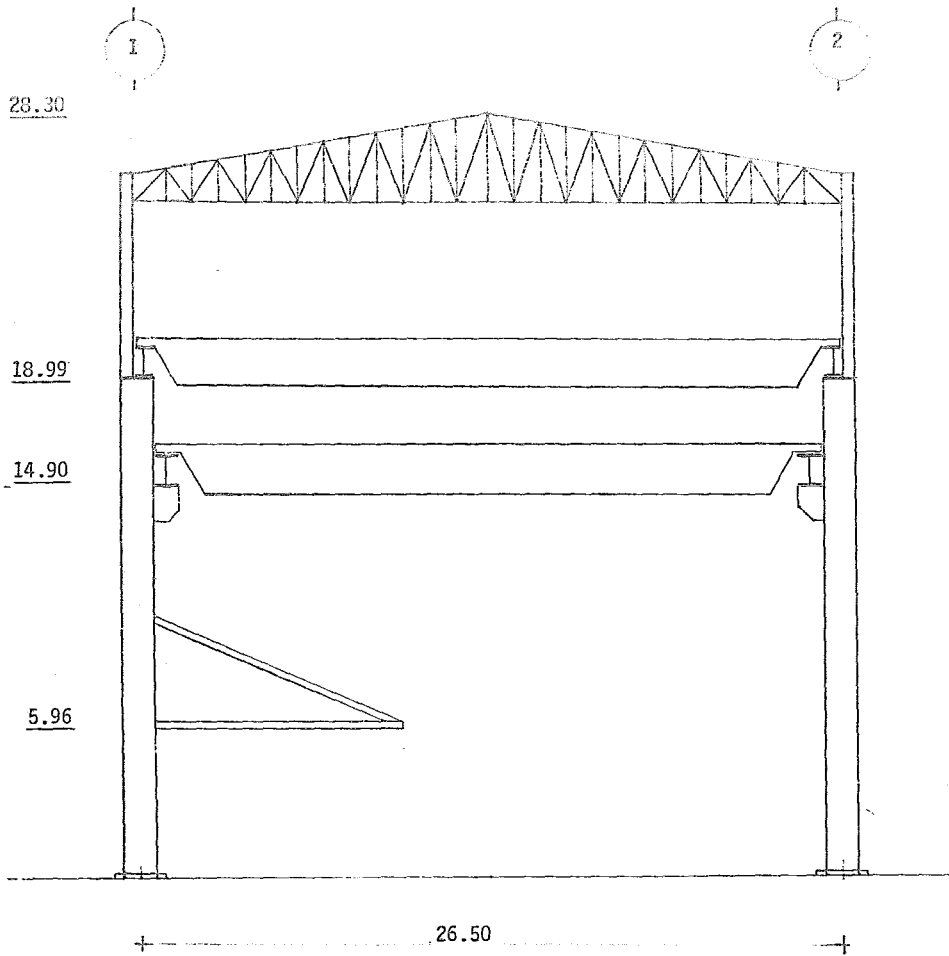


FIGURA No. 2

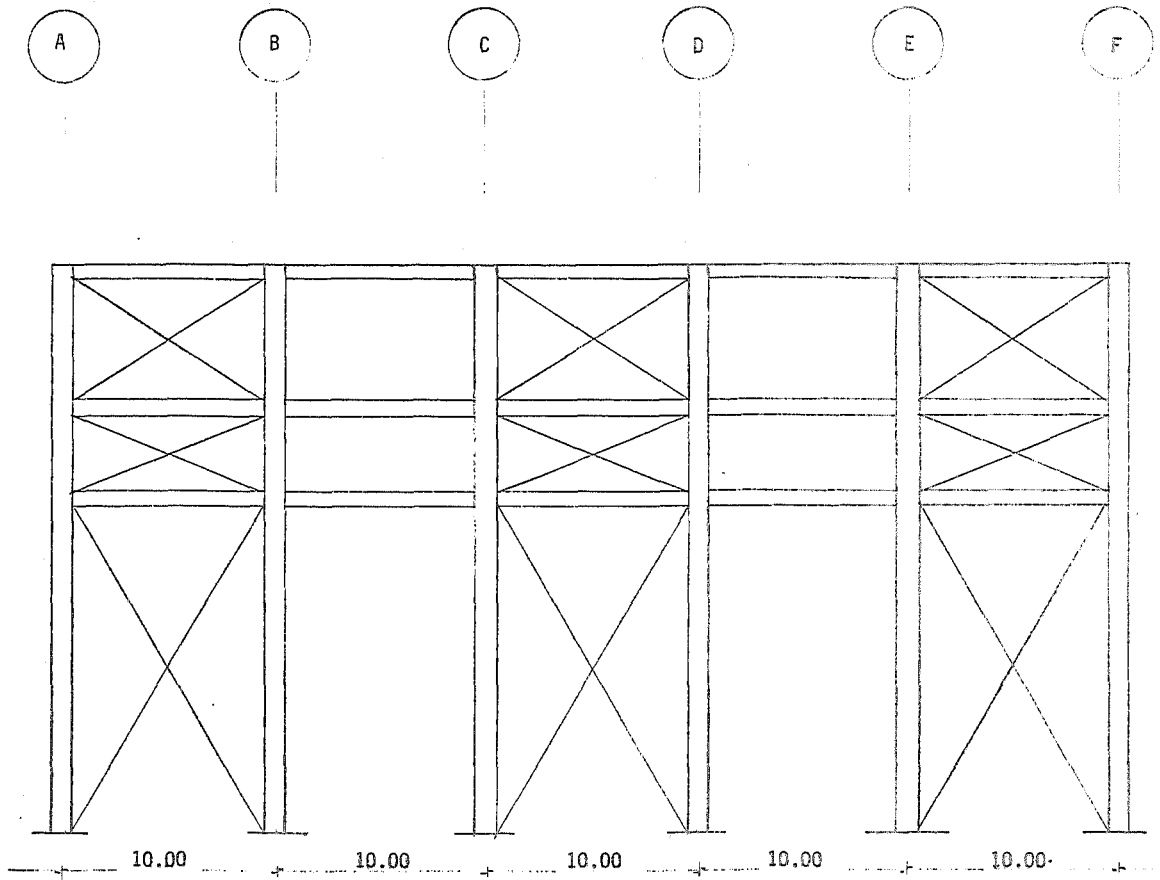


FIGURA No. 3

10.

II.1.- DISEÑO ESTRUCTURAL.

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir -- una función dada. La función puede ser: Salvar un claro, como en los -- puentes, o encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad, y de manera que tenga un comportamiento -- adecuado en las condiciones normales de servicio. Además deben satisfacer otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de los límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Estas son algunas de las consideraciones que el proyectista debe tener en mente al diseñar una estructura. El problema no es sencillo; si los problemas de diseño se contemplan en toda su complejidad, puede afirmarse que no suelen tener solución única, sino solución razonable.

El proceso de diseño de un sistema principia con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula la información sobre el problema.

En el diseño de estructuras, una vez planteado el problema, supuestas ciertas solicitaciones razonables y de definidas las dimensiones generales, es necesario ensayar diversas estructuraciones para resolverlo. En esta fase del diseño es donde la intuición y la experiencia del ingeniero desempeña un papel primordial. La elección del tipo de estructuración, sin duda es

uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto.

La fase final del diseño consiste en comunicar los resultados del proceso descrito a las personas que van a ejecutar la obra. La comunicación de -- los datos necesarios para la realización del diseño se hace mediante pla-- nos y especificaciones.

II.2.- SOLICITACIONES DE CARGA.

Para la determinación de las solicitudes de carga, se deberá, cumplir con los requerimientos establecidos en los reglamentos, códigos o normas.

Las principales solicitudes o acciones exteriores a que se puede estar sujeta la estructura son: cargas estáticas debidas a peso propio, a cargas vivas permanentes, así como cargas dinámicas impuestas por un sismo, por presión de un viento o por la aplicación repetida de cargas vivas.

Al estimar las solicitudes, es necesario prever las condiciones más desfavorables en que la estructura puede llegar a encontrarse, para esto es necesario hacer un análisis más riguroso, para conocer las variaciones probables en la intensidad y distribución de las cargas a lo largo de la vida útil de la estructura. Es por esto que se debe proponer una serie de combinaciones de carga* para determinar que condición de carga es la más desfavorable para la estructura.

* Las combinaciones de carga propuestas se encuentran enumeradas en la --
hoja

II.3.- ANALISIS ESTRUCTURAL.

Para poder analizar una estructura es necesario idealizarla.* Por ejemplo, para la idealización de esta estructura se considera que esta formada por marcos planos en dos direcciones. De este modo se reduce el problema real tridimensional a uno de dos dimensiones. Se considera, además, que las propiedades mecánicas de los elementos en cada marco están concentradas a lo largo de sus ejes. Las solicitaciones se aplican sobre esta estructura idealizada.

Las solicitaciones o acciones exteriores producen acciones interiores (momentos, fuerzas), de intensidad variable. El propósito fundamental del análisis es valuar las acciones interiores en las distintas partes de la estructura. Para ello es necesario, salvo en estructuras o elementos isostáticos, conocer o suponer la relación entre fuerza y deformación o, en términos más generales entre acción y respuesta.

Para la evaluación de las acciones internas de la estructura se utilizará el programa de computadora Strudl (Structural Design Lenguaje), el cual utiliza el álgebra matricial para la solución de problemas estructurales. Mediante este programa se pueden analizar vigas, vigas continuas, armaduras planas o en el espacio, retículas planas así como marcos planos o en el espacio.

Para la utilización de este programa es necesario contar con un modelo estructural. (el cual se definirá posteriormente), el cual se deberá

* Idealización ver Modelo Estructural.

discretizar en nudos y barras tal como se muestra más adelante, numerados según convenga, esto es, numerar en orden secuencial todos los elementos - que tengan las mismas propiedades prismáticas, para que, al obtener los re sultados, estos aparezcan en orden consecutivo en el listado de computado- a, logrando con esto determinar más fácilmente que elemento contiene las - acciones internas máximas (elementos mecánicos) y bajo que condición de -- carga.

II.4.- DIMENSIONAMIENTO Y CONEXIONES.

El dimensionamiento de los miembros estructurales se realizará cumpliendo con los requerimientos establecidos en los reglamentos, códigos o normas.

Se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales.

El procedimiento de dimensionamiento tradicional, basado en esfuerzos de trabajo, consistente en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones internas obtenidas de un análisis elástico de la estructura, bajo sus supuestas solicitaciones de servicio.

Estos esfuerzos se comparan con los esfuerzos permisibles, especificados como una fracción de la resistencia del acero. Se supone que así se logra, un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un margen razonable de seguridad.

En esta parte se presentará el procedimiento a seguir en el diseño (dimensionamiento), de los elementos estructurales; ilustrando dicho procedimiento con todos aquellos elementos que sean representativos en sección y forma del sistema.

Conexiones.

Para el diseño de conexiones, se deberá, cumplir con los requerimientos establecidos en los reglamentos, códigos o normas.

Las conexiones diseñadas serán capaces de transmitir las acciones internas (momento, fuerza) calculadas en los miembros que ligen y satisfarán las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis estructural.

II.5.- PLANOS Y DIBUJOS DE TALLER.

Los planos de diseño deberán estar dibujados a escala, conteniendo toda la información necesaria, tal como, el tipo y tamaño de las secciones, así como la localización de los diversos elementos. Los niveles de piso, los ejes de columna y excentricidades deberán estar acotados.

Dibujos de Taller:

Los dibujos de taller deberán contener toda la información necesaria para la fabricación de los componentes de los elementos de la estructura, incluyendo, tipo y tamaño de todos los pernos, tornillos y soldadura que se preparan conforme avanza la construcción, aquí se debe indicar claramente -- cuales pernos, tornillos y soldaduras, se prepararán en campo y cuales en taller.

En los dibujos de taller se indicarán todas aquellas soldaduras en la que se deba tener un control de calidad más estricto, así como también se deberá indicar la longitud efectiva de soldadura.

III.- SOLICITACIONES DE CARGA

III.1.- CARGAS ACTUANTES.

III.1.1.- CARGAS VIVAS. (1)

Se considerarán cargas vivas, a las fuerzas gravitacionales que obra en una construcción y que no tienen carácter permanente.

TIPOS DE CARGAS VIVAS:

En el diseño deberán considerarse los valores nominales de las cargas vivas especificadas (a continuación), por unidad de área y en función del uso del piso o cubierta en cuestión.

La carga viva máxima (W_m) se deberá emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como el diseño estructural, ante cargas gravitacionales, de los cimientos.

La carga instantánea (W_a) se deberá usar para el diseño sísmico y por viento, y cuando se revisen distribuciones de cargas más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

La carga media (W) se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferenciales en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturados.

VALORES NOMINALES

Las cargas vivas unitarias no se considerarán menores que las de la tabla No. 1.

(1) Reglamento de Distrito Federal Capítulo XXXVL.

CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO

Destino de la cubierta o piso	W	wa	Wm
Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% y menor de 20%	5	20	60
Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%	5	20	30

TABLA No. 1

Como la estructura que será analizada tiene una cubierta con pendiente mayor de 5% y menor de 20%, se tomarán para el análisis los valores del segundo renglón, de la tabla anterior.

III.1.2.- CARGA MUERTA

Se consideran cargas muertas a todas las fuerzas que gravitan en una construcción y que tienen carácter permanente.

TIPOS DE CARGA MUERTA

En el diseño deberán considerarse los valores aproximados de los elementos estructurales especificados (a continuación) por unidad de área.

Las cargas muertas que deberán considerarse son las siguientes:
-Peso propio del marco estructural, (armaduras, columna, contra vientos, largeros, etc).

-Cubiertas de techo y todos los elementos suspendidos por el mismo. (aire acondicionado, iluminación fija, tubería eléctrica, etc.)

De lo anterior podemos concluir lo siguiente: Las fuerzas de los elementos estructurales de carácter permanente que gravitan en una construcción, serán propuestos por el diseñador, cuya experiencia será determinante para proponer valores cercanos a los reales.

Todos los valores propuestos aproximados, deberán corroborarse al final de diseño, ya que una diferencia significativa podría acarrear problemas en cuanto al comportamiento de la estructura bajo cargas accidentales.

Por lo tanto para nuestra estructura propondré las siguientes cargas muertas por unidad de área;

Estructuras + elementos fijos en el techo	50
Láminas	$\frac{20}{70 \text{ Kg/m}^2}$

III.1.3.- CARGA MUERTA DE GRUAS.

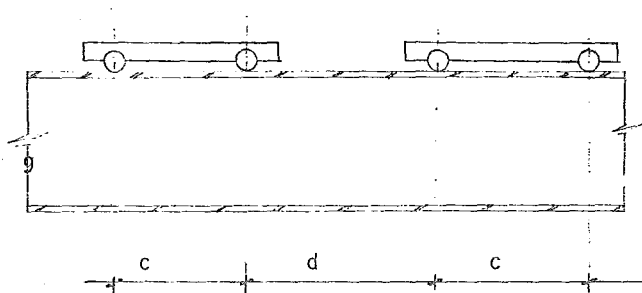
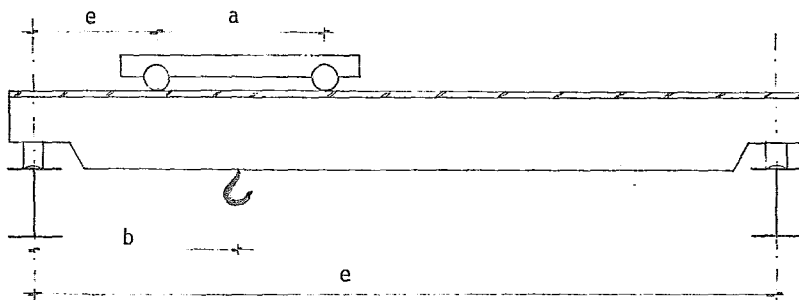
El peso propio de gruas se considerará a lo largo del análisis estructural, con las posiciones más críticas que traigan como consecuencias una disminución o un aumento en los valores mecánicos de los elementos estructurales.

(2) Whiting Crane Handbook.

CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS GRUAS

CAPACIDAD (ton)	CLARO (Ft)	CARRO (Lbs)	GRUA (Lbs)	PUENTE (Lbs)
100	90	61,050	196,700	136,650
200	90	128,200	334,000	205,800

Posición de la grúa considerando el máximo acercamiento;



Grua	a	b	c	d	e	l
100 ton.	365.76	137.16	124	3:00	45.75	2474
200 ton.	518.16	213.36	274	356	411.48	2566

TABLA No. 2

FUERZAS HORIZONTALES. (3)

Las fuerzas laterales debido al movimiento de la grua, si no están especificadas, será el 20% de la suma de los pesos del carro y de la carga en el gancho (excluyendo las otras partes de la grua). Las fuerzas obtenidas se deberán aplicar en la parte superior del riel, y actuando en la dirección normal de este, y deberá considerarse distribuida para la estructura que soporta al riel. (Placas rigidizadoras)

Las fuerzas longitudinales, si no están especificadas, se tomará como el 10% de la máxima carga en la rueda de la grua aplicada en la parte superior del riel.

DESCARGA MAXIMA POR RUEDA.

Ahora bien con las características generales de la grua se procederá a obtener la descarga máxima por rueda, para cada una de las gruas, con las siguientes condiciones:

- Grua Cargada.
- Grua Descargada.

Para la Grua de 200 Ton. tenemos que:

$$\text{Peso del carro} \quad \frac{58.14}{4} = 14.54$$

$$\text{Carga en el gancho} \quad \frac{200.00}{4} = \frac{50.00}{64.54} \text{ Ton (Por Rueda)}$$

$$R_I = \frac{93.33^*}{8} + \frac{64.54}{2 \times 2556^*} (2154.52 + 1636.36)^* = 59.34 \text{ TON.}$$

$$R_D = \frac{93.33^*}{8} + \frac{64.54}{2 \times 2556^*} (411.48 + 929.64)^* = 28.53 \text{ TON.}$$

* Valores obtenidos de la tabla No. 2
(3) American Institute Of Steel Construction.- Capítulo 1.3.4.

Para la grua de 100 Ton. tenemos que:

$$\text{Peso del Carro} \quad \frac{27.69}{4} = 6.92$$

$$\text{Carga en el Gancho} \quad \frac{100.00}{4} = \frac{25.0}{31.92 \text{ Ton. (Por rueda)}}$$

$$R_I = \frac{61.52^*}{8} + \frac{31.92}{2 \times 2474^*} (2428.28 + 2062.52)^* = 36.66 \text{ TON}$$

$$R_D = \frac{61.52^*}{8} + \frac{31.92}{2 \times 2474^*} (45.72 + 411.48)^* = 10.64 \text{ TON}$$

Realizando las mismas operaciones pero ahora sin considerar la carga en el gancho, obtendremos las reacciones máximas cuando las gruas esten descargadas, resumiendo tenemos que:

GRUA DE 200 TON.

$$R_I = 59.34 \text{ Ton}$$

Grua Cargada

$$R_D = 28.53 \text{ Ton}$$

$$R_I = 22.41 \text{ Ton}$$

Grua Descargada

$$R_D = 15.47 \text{ Ton}$$

GRUA DE 100 TON.

$$R_I = 36.66 \text{ Ton}$$

Grua Cargada

$$R_D = 10.64 \text{ Ton}$$

$$R_I = 13.97 \text{ Ton}$$

Grua Descargada

$$R_D = 8.33 \text{ Ton}$$

Valor obtenido de la Tabla No. 2

CALCULO DE LA FUERZA DE CABECEO.

Con lo especificado en el inciso 1.4 se determinarán las fuer--
zas de cabeceo producidas por las gruas en movimiento, quedando
estas de la siguiente manera:

GRUAS DE 200 TON.

Cabeceo = 20% (peso del carro + carga en el gancho)

$$F_H = 0.2(58.14 + 200) = 51.63 \text{ Ton. (en dos rieles)}$$

Por lo tanto en cada riel tendremos que:

$$\frac{F_H}{2} = \frac{51.63}{2} = 25.81 \text{ Ton. (por riel)}$$

y la fuerza en cada rueda será igual a:

$$\frac{25.81}{4} = 6.45 \text{ Ton.}$$

GRUA DE 100 TON.

$$F_H = 0.2(27.7 + 100) = 25.54 \text{ Ton. (en dos rieles)}$$

$$F_H = 12.77 \text{ Ton. (por riel)}$$

$$F_H = 3.19 \text{ Ton (por rueda)}$$

Los valores obtenidos anteriormente corresponden a las fuerzas
de cabeceo del monta cargas sobre el puente, ahora bien las di-
mensiones de la tabla No.2 y con ayuda de la fórmula siguiente
obtendremos las fuerzas de cabeceo de uno y otro lado de la tra-
be carril respectivamente. De donde nos queda que:

$$R_I = \frac{F_{\text{cabeceo}}}{1 + \left(\frac{b}{1-b}\right)} \quad R_D = \frac{F_{\text{cabeceo}}}{1 + \left(\frac{1-b}{b}\right)}$$

GRUA DE 200 TON.

$$R_I = \frac{25.81}{1 + \frac{213.36}{(2566-213.36)}} = 23.66 \text{ TON/2 ruedas}; R_I = 11.83 \text{ TON / rueda}$$

$$R_D = \frac{25.81}{1 + \left(\frac{2566-213.36}{213.36}\right)} = 2.15 \text{ TON/ 2 ruedas}; R_D = 1.07 \text{ TON/rueda}$$

GRUA DE 100 TON

$$R_I = \frac{12.77}{1 + \frac{137.16}{(2474,137.16)}} = 12.06 \text{ TON/2 ruedas}; R_I = 6.03 \text{ TON/rueda}$$

$$R_D = \frac{12.77}{1 + \left(\frac{2474-137.16}{137.16}\right)} = 0.71 \text{ TON/ 2 ruedas}; R_D = 0.35 \text{ TON/rueda}$$

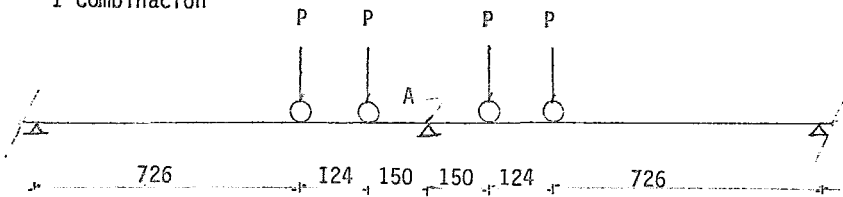
DESCARGA MÁXIMA EN COLUMNA

Para determinar la descarga máxima en una columna se deberá determinar la posición más crítica del tren de cargas que genere la reacción máxima en la columna. Siendo este de la siguiente manera:

GRUA DE 100 TON.

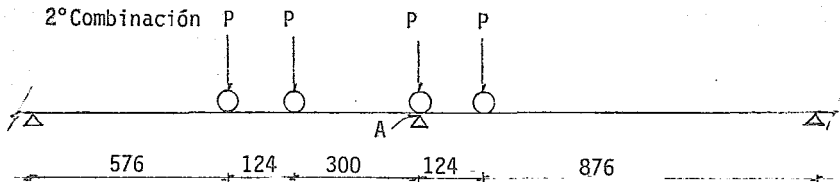
$$P = 36.66$$

1° Combinación



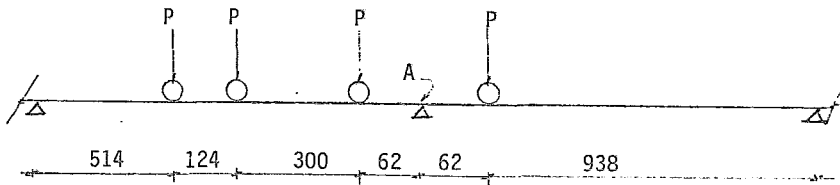
$$Ra = \frac{36.66}{1000} 2(850 + 726) = 115.55$$

2° Combinación



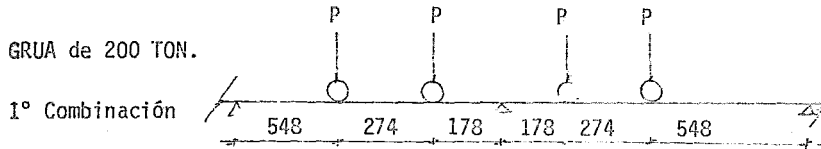
$$Ra = \frac{36.66}{1000} (876 + 700 + 526) + 36.66 = 115.55$$

3° Combinación



$$Ra = \frac{36.66}{1000} (2 \times 938 + 638 + 514) = 111.01$$

La reacción máxima corresponde a la primera y segunda combinación del tren de cargas, por lo que sustituyendo los valores que corresponden a la grua de 200 Ton. tenemos que:



$$R_I = \frac{59.34}{1000} \cdot 2 \cdot (822 + 548) = 162.59 \text{ Ton.} \quad ; \quad P = 59.34 \text{ Ton.}$$

Ahora bien sustituyendo ahora los valores de las descargas en el extremo derecho (obtenidas anteriormente) de la grua, obtendremos las descargas mínimas en una columna, de igual manera se procede para obtener las descargas máximas generadas por las gruas, cuando estas están descargadas, por lo que como resultados finales tendremos los siguientes:

GRUA DE 100 TON.

$$R_D = 33.54 \text{ TON.}$$

GRUA DE 200 TON.

$$R_D = 78.17 \text{ TON.}$$

GRUA DE 100 TON. DESCARGADAS

$$R_I = 44.03 \text{ TON.}$$

$$R_D = 26.26 \text{ TON.}$$

GRUA DE 200 TON. DESCARGADA

$$R_I = 61.40 \text{ TON.}$$

$$R_D = 42.39 \text{ TON.}$$

III.2.- CARGAS ACCIDENTALES

III.2.1.- ANALISIS POR VIENTO (4)

Clasificación de las Estructuras según su destino:

Las sollicitaciones que se adopten para el diseño por viento de una estructura debe ser función del grado aconsejable para -- ella. Este, a su vez depende de la gravedad de las consecuencias de un eventual falla, y de como varia el costo en función de su resistencia.

Atendiendo a la seguridad aconsejable, las estructuras se clasifican en cuatro grupos.*

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.

Clasificación de las Estructuras por las Características de su Respuesta ante el Viento.

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

TIPO I Abarca estructuras poco sensibles a las ráfagas y a -- los efectos dinámicos del viento.

(4) Manual de Obras de Diseño de Obras Civiles C.1.4 C.F.E. 1981.

* Únicamente haré mención al tipo y grupo al que corresponde la estructura. Para mayor información de los grupos y/o tipos no mencionados ver Referencia 4.

Velocidades de Diseño

En los siguientes incisos se presentan los principales parámetros que determinan la velocidad del viento de diseño. Esta velocidad como se explica posteriormente esta en función de:

- LOCALIZACION GEOGRAFICA
- PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
- TOPOGRAFIA EN LA VECINDAD DE LA ESTRUCTURA
- CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

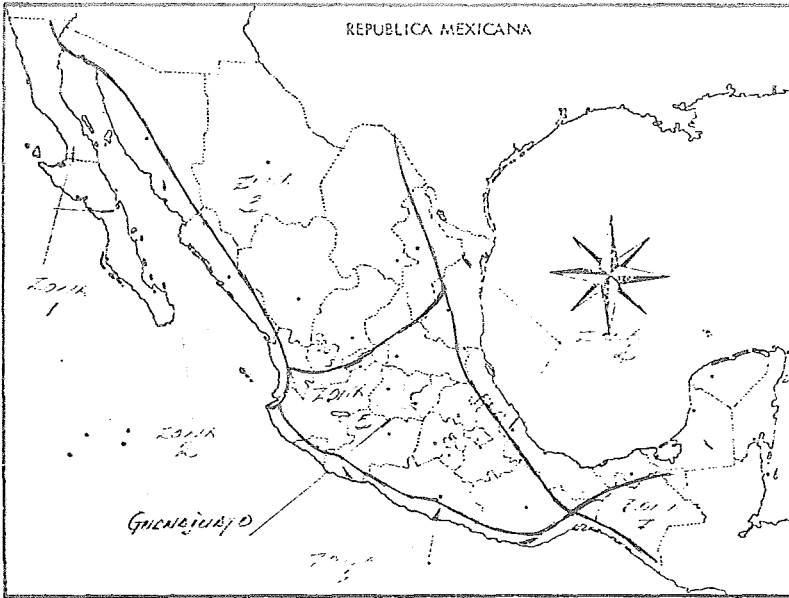
Para la que se sigue se adoptan las siguientes definiciones - de velocidades de viento:

V_R VELOCIDAD REGIONAL

Es la velocidad máxima probable en una zona o región determinada para un cierto período de recurrencia. Para fines de diseño la República Mexicana se ha dividido en varias zonas, según se muestra en la figura No.III.1. En la Tabla No. III.1 - se indican, para cada una de estas zonas, las velocidades regionales V_R , para períodos de recurrencia de 50 a 200 años.

La elección de la velocidad regional para diseño se hará con base en la importancia de la estructura de acuerdo al criterio de la tabla III.2.

REGIONALIZACION EOLICA DE LA REPUBLICA MEXICANA



VELOCIDAD REGIONALES V_R

ZONA EOLICA	VELOCIDAD REGIONAL (KM/HORA)	
	ESTRUCTURA GRUPO B (TR-50 AÑOS)	ESTRUCTURAS GRUPO A (TR-200 AÑOS)
1	90	105
2	125	150
3	115	125
4	160	185
5	80	90
6	150	170
7	80	95

TABLA No. III.1

CRITERIOS PARA ELEGIR LA VELOCIDAD REGIONAL V_R

ESTRUCTURA DEL GRUPO	V_R CON PERIODO DE RECURRENCIA DE
A	200 años
B	50 años
C	NO REQUIERE DISEÑO POR VIENTO

TABLA No. III.2

V_B VELOCIDAD BASICA

Es la velocidad que a una altura de 10 mts. sobre el terreno se presenta en el lugar de desplante de la estructura. Esta velocidad se obtiene a partir de la velocidad regional, de --

acuerdo con la expresión;

$$V_B = K V_R$$

donde K es un factor que depende de la topografía del sitio y se tomará conforme a la tabla No. III.3

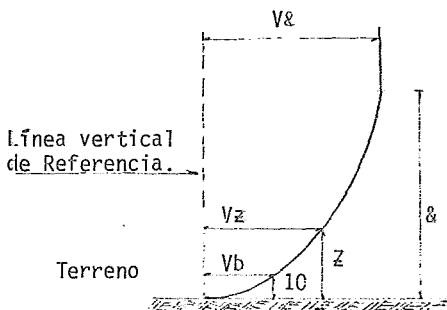
FACTOR DE TOPOGRAFIA

TOPOGRAFIA	FACTOR K
A) Muy accidentado como en el centro de ciudades.	0.75
B) Zonas arboladas, Lomerios, Barrios Residenciales o Industriales	0.80
C) Campo Abierto, Terreno Plano	1.00
D) Promontorios	1.20

TABLA No.III.3

V_z VELOCIDAD DEL VIENTO A UNA ALTURA Z SOBRE EL TERRENO

La velocidad del viento varía con la altura sobre el terreno según se muestra esquemáticamente en la figura No.III.2.



V_g = VELOCIDAD GRADIENTE
 g = ALTURA GRADIENTE
 V_z = VELOCIDAD A UNA ALTURA Z
 z = ALTURA SOBRE EL TERRENO
 V_B = VELOCIDAD BASICA (A 10mts. SOBRE EL NIVEL DEL TERRENO)

FIGURA No. III.2

Para fines de diseño, se supondrá que la velocidad del viento a la altura Z , V_Z , está dada por las expresiones;

$$V_Z = V_B \left(\frac{Z}{10}\right)^\alpha \quad \text{para} \quad 10 < Z < \infty$$

$$V_Z = V_B \quad \text{para} \quad Z \leq 10$$

$$V_Z = V_{\&} \quad \text{para} \quad Z \geq \&$$

Los valores de α y $\&$ son función de la topografía del lugar y se tomará de la tabla No.III.4

VALORES DE α Y $\&$

TIPO DE TERRENO	α	ALTURA GRADIENTE & (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

TABLA No.III.4

V_D VELOCIDAD DE DISEÑO

Velocidad de diseño a partir de la cual se evalúan los efectos de viento en la estructura, tomando en cuenta el efecto de ráfagas, multiplicando la velocidad de viento, V_Z , obtenida en el inciso anterior por un factor de ráfaga, F_R , esto es;

$$V_D = F_R V_Z$$

Para estructura tipo I $F_R = 1.0$

DETERMINACION DE LA SOLICITACION POR VIENTO

Para el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento se deberá tomarse en cuenta aquellos efectos que sean más importantes en función del tipo de estructura. Para el caso la estructura tipo I, bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento los cuales se determinarán de la siguiente manera.

FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO

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

$$P = 0.0048GCV_D^2$$

donde:

C= Coeficiente de empuje, Cuando C es positiva se trata de un empuje sobre el área expuesta, cuando C es negativa se trata de succión sobre el área expuesta.

P = Presión o succión debido al viento

V_D = Velocidad de diseño

$G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$ factor de densidad de la atmósfera, a la altura h (Km) sobre el nivel del mar.

COEFICIENTE DE EMPUJE

Los coeficientes que se especifican en la tabla No.III.5 corresponden a la acción exterior del viento.

Para las cubiertas a dos aguas (veáse figura No.III.3), para viento normal a las generatrices, se considerarán en la superficie de barlovento tres zonas, en la primera, que se extiende desde la arista de barlovento hasta una distancia igual a $H/3$, $C=1.75$.

En la segunda, que abarca hasta $1.5H$ desde la misma arista, $C= -1.00$; y en el resto, $C= -0.4$. La misma especificación rige en cubiertas con generatrices y aristas paralelas a la acción del viento. Donde H es la altura de la construcción medida del lado de barlovento y sin incluir la cubierta.

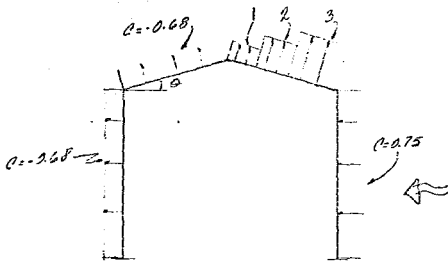
VALORES DE C

θ	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	ZONAS			
	BARLOVENTO	CENTRAL	SOTAVENTO	
$< 15^\circ$	-1.75	-1.00	-0.40	-0.68
$15^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$ Tómese el mayor de los siguientes	$-2.1+0.023\theta$ ó 0.012θ	$-1.2+0.013\theta$ ó 0.007θ	-0.40	-0.68
65°	0.75	0.75	0.75	-0.68

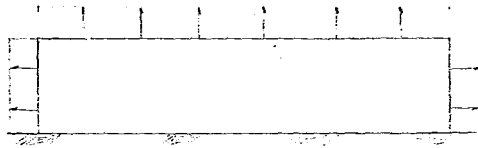
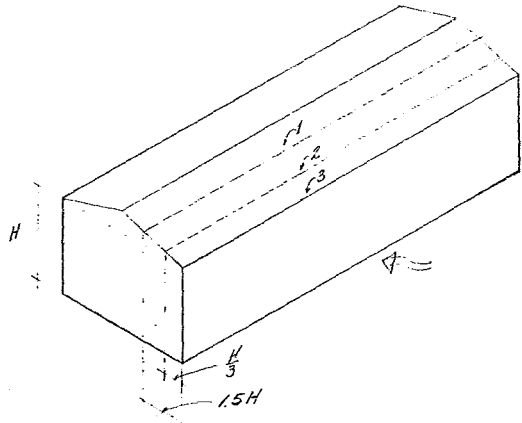
TABLA No. III.5

DISTRIBUCION DEL COEFICIENTE DE EMPUJE

CUBIERTAS DOS AGUAS



CORTE TRANSVERSAL

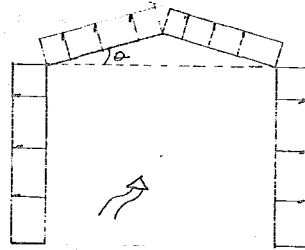
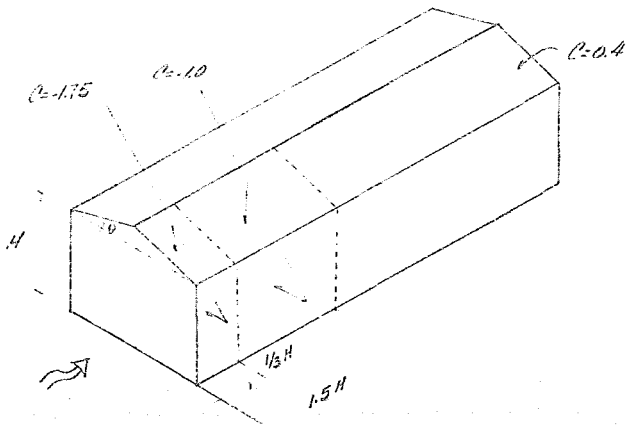


CORTE LONGITUDINAL

Viento Normal a las Generatrices

1. Zona de sotavento
2. Zona central
3. Zona de barlovento

FIGURA No. III



Corte Transversal

Viento Paralelo a las Generatrices

FIGURA III.3

CALCULO DE LAS FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO

Con lo anterior descrito se procede a calcular las fuerzas de viento, ya sean fuerzas de presión o fuerzas de succión según corresponda, con las siguientes características;

- Fuerzas de viento normales a las generatrices
- Fuerzas de viento paralelas a las generatrices

Para las fuerzas de viento que actúan sobre las columnas se -- deberá hacer una variación de Z (altura sobre el terreno), a cada 10.0 mts. para tratar de obtener una distribución de -- fuerzas lo más real posible. Por lo tanto tenemos que:

- Velocidad Regional $V_R = 80 \text{ Km/hr}$
- Factor de Topografía $K = 1.0$
- Altura sobre el Terreno $Z = 26.8 \text{ mts.}$
- Coeficientes que dependen de la Topografía en la Vecin--dad de la estructura.
- Altura sobre el Nivel del Mar. $h = 2.05 \text{ Km}$

VELOCIDAD BASICA

$$V_B = K V_R = 1.0 \times 80 = 80 \text{ Km/Hr.}$$

VELOCIDAD DEL VIENTO A UNA ALTURA Z

$$\begin{aligned} \text{Para } 10 & \quad ; \quad 10 \quad 26.8 \quad 275 \\ V_Z = V_B \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.14} & \quad V_Z = 80 \left(\frac{26.8}{10}\right)^{0.14} = 91.84 \text{ Km/Hr} \end{aligned}$$

FACTOR DE DENSIDAD ATMOSFERICA

$$G = \frac{8 + 2.05}{8 + 2(2.05)} = 0.83$$

FUERZA DEBIDA AL VIENTO

$$P = 0.0048 GCV_D^2 \\ = 0.0048 (0.83) (92)^2 C = 33.72 C \text{ Kg/m}^2$$

FUERZAS DEBIDO AL VIENTO CON VARIACION DE Z

Con $Z_1 = 10.0$ mts.

$Z_2 = 20.0$ mts.

Tenemos que:

$$V_B = 80 \text{ Km /Hr}$$

$$G_B = 0.83$$

$$V_{Z_1} = 80 \left(\frac{10}{10}\right)^{0.14} = 80 \text{ Km/Hr}$$

$$V_{Z_2} = 80 \left(\frac{20}{10}\right)^{0.14} = 88 \text{ Km/Hr}$$

FUERZAS DEBIDA AL VIENTO A UNA ALTURA DE 10.0 MTS.

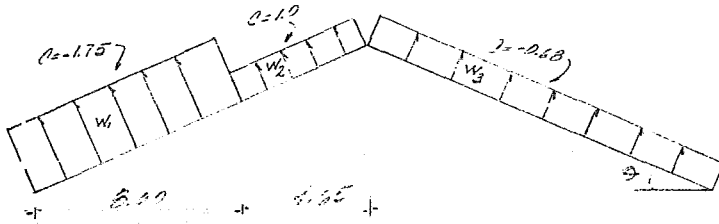
$$P = 0.0048 (0.83) (80)^2 C = 25.5 C \text{ Kg/m}^2$$

FUERZA DEBIDO AL VIENTO A UNA ALTURA DE 20.0 MTS.

$$P = 0.0048 (0.83)(88)^2 C = 30.85 \text{ Kg/m}^2$$

Ahora bien haciendo un croquis de la distribución de fuerzas (de presión o de succión) debidas al viento tenemos lo siguiente:

DE LA FIGURA Y LA TABLA III.5 TENEMOS QUE



Tenemos que:

$W = P \cdot Z$ [kg/m/ donde $Z = 10$ mts. (separación entre ejes)

$$P = 34 \text{ C Kg/m}^2$$

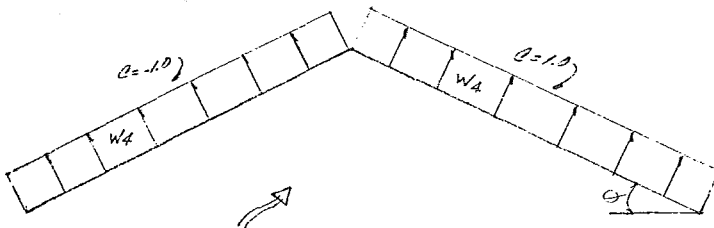
$$W_1 = 34 \times 1.75 \times 10 = 595 \text{ Kg/m.}$$

Presiones

$$W_2 = 34 \times 1.00 \times 10 = 340 \text{ Kg/m.}$$

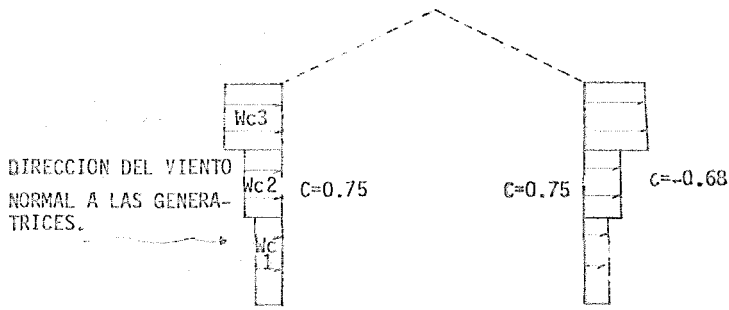
$$W_3 = 34 \times -0.68 \times 10 = 231.2 \text{ Kg/m.}$$

Succión



$$W = 34 \times 1.0 = 340 \text{ Kg/m.}$$

$$34 \times 1.0 \times 10 = 340 \text{ Kg/m'}$$



tenemos que:

$$Wc1 = 25.5 \times 0.75 \times 10 = 119.25 \text{ Kg/m.} \times \frac{1\text{m}}{100 \text{ cm}} \frac{1\text{ton}}{1000 \text{ Kg}}$$

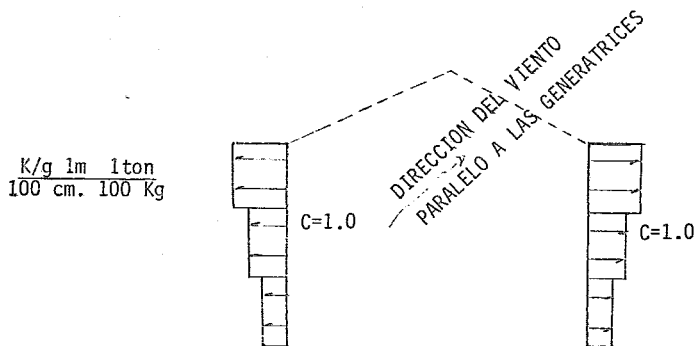
$$Wc2 = 30.9 \times 0.75 \times 10 = 231.75 \text{ Kg/m}$$

$$Wc3 = 34.0 \times 0.75 \times 10 = 255.0 \text{ Kg/m}$$

$$Wc4 = 25.5 \times 0.68 \times 10 = 173.4 \text{ Kg/m}$$

$$Wc5 = 30.9 \times 0.68 \times 10 = 210.12 \text{ Kg/m}$$

$$Wc6 = 34.0 \times 0.68 \times 10 = 231.20 \text{ Kg/m}$$



$$Wc1 = 25.5 \times -1.0 \times 10 = -255.0 \text{ Kg/m}$$

$$Wc2 = 30.9 \times -1.0 \times 10 = -309. \text{ Kg/m}$$

$$Wc3 = 34.0 \times -1.0 \times 10 = -340. \text{ Kg/m}$$

III.2.2.- ANALISIS POR SISMO (5)

INTENSIDAD SISMICA

Para fines de diseño la intensidad sísmica en un lugar corresponde a la aceleración y velocidad máximas esperadas en el terreno firme del lugar, por lo que haciendo unas consideraciones es posible estimar la sollicitación sísmica en la base de la estructura la cual se verá afectada por una o varias fuerzas cortantes horizontales.

La magnitud de esta (s) fuerza (s) se obtendrá multiplicando el peso total de la estructura por un coeficiente sísmico que es función de:

- Importancia de la estructura.
- Intensidad sísmica del sitio de la construcción.
- Características de la resistencia y ductibilidad de la estructura.
- Período de vibración de la estructura o modo considerado.

CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU DESTINO

Las construcciones de acuerdo a su destino, se clasifican en tres grupos.*

Grupo B Pertenecen a este grupo las construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia.

CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU ESTRUCTURACION

De acuerdo con su estructuración, las construcciones se clasifican en tres tipos.*

(5) Manual de Diseño de Obras Civiles C.I.3. C.F.E. 1981

* Únicamente haré mención al tipo y grupo al que corresponde la estructura. Para mayor información de los grupos y/o tipos no mencionados - ver Referencia 5.

TIPO I: Dentro de este tipo se incluyen todas aquellas construcciones en las que, las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos, contraventados, o no, por diafragmas o muros, o por combinaciones de los sistemas mencionados.

REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

Para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas, según se indica en la figura - No. III.2.1.

La zona A es la de menor intensidad sísmica mientras que la de mayor es la zona D.

En los casos en que existan estudios específicos de riesgo sísmico para el sitio de la construcción, se tomará como intensidad de diseño para construcción del grupo B, a la aceleración y velocidad máxima del terreno que tenga una probabilidad de ser excedidas del 2% (período de recurrencia de 50 años). Para construcciones del grupo A la intensidad de diseño tendrá una probabilidad de ser excedida del 0.5%.

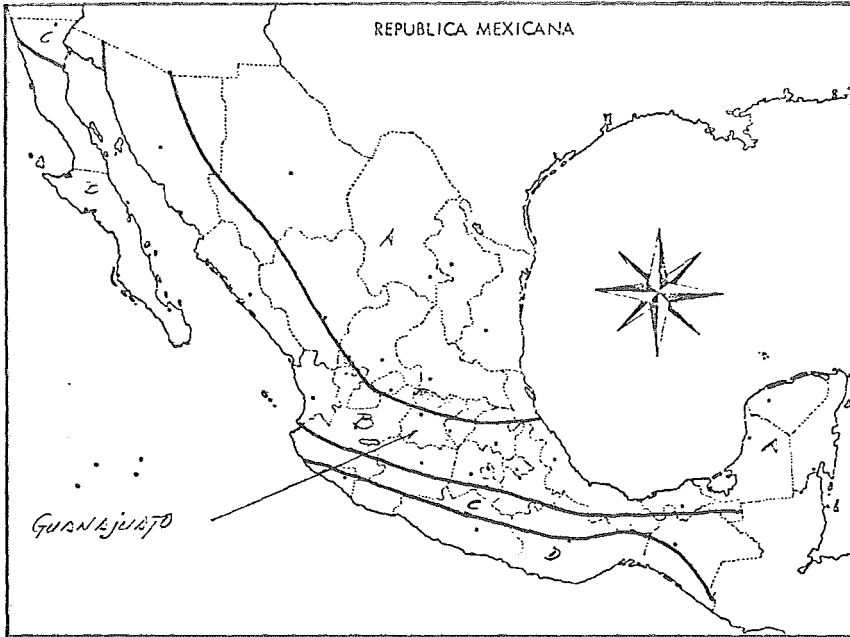
REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

FIGURA No.III.2.1.

La nave industrial se encuentra localizada al sur del Estado de Guanajuato.

...

CLASIFICACION DE TERRENOS DE CIMENTACION

Atendiendo a su rigidez, se consideran tres tipos de terrenos.*

TIPO 2: Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas o limos de mediana o alta compacidad, arcillas de mediana compacidad o suelos de características similares.

COEFICIENTE SISMICO Y ESPECTRO DE DISEÑO

El coeficiente sísmico es el factor que multiplicado por el peso total de una estructura, proporciona la fuerza cortante en la base debido a la acción de un sismo, es decir;

$$F_b = cW$$

Donde:

F_b = Fuerza cortante horizontal en la base

c = Coeficiente sísmico

W = Peso total de la estructura.

El coeficiente sísmico expresado como función del período de vibración de la estructura, o uno de sus modos, es el espectro de aceleraciones.

La tabla No. III.2.1 presenta los valores y formas que debe tomar el espectro de diseño para construcciones del grupo B tomando en cuenta la región sísmica y el tipo de terreno de cimentación.

* Únicamente hará mención al tipo de suelo a que corresponde el terreno de cimentación. Para mayor información de los tipos no mencionados ver Referencia 5.

El coeficiente sísmico básico, c , es la mayor ordenada espectral que debe emplearse para el análisis sísmico estático cuando no se calcula el período de vibración de la estructura.

En las zonas sísmicas C y D de la figura No.III.2.1 se debe considerar para el diseño de aceleraciones verticales, iguales a 0.5 y 0.75 veces, respectivamente, las horizontales especificadas en la tabla No.III.2.1

ESPECTROS DE DISEÑO

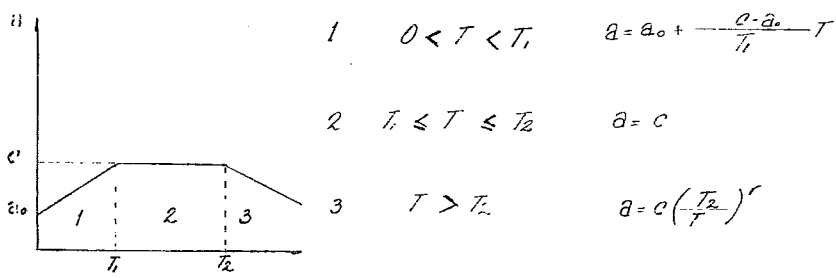


TABLA No.III.2.1

donde:

- a = Ordenada espectral
- a_0 = Ordenada espectral para $T=0$
- c = Coeficiente sísmico básico
- T = Período natural de las estructuras o uno de sus modos, en segundos
- T_1 T_2 = Períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

	ZONAS SISMICAS DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	C	D.	T.	T2	R
1	A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
2		II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
3		III	0.16	0.06	0.75	3.3	1
4	B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
5		II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
6		III	0.24	0.06	0.80	3.3	1
7	C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
8		II	0.30	0.06	0.45	1.6	2/3
9		III	0.36	0.10	0.60	2.9	1
0	D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
1		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

Tabla No.III.2.1

Factor de Ductibilidad.

Para el cálculo de fuerzas sísmicas, las ordenadas del espectro de diseño pueden reducirse dividiéndolas entre un factor Q' -- cuando la estructura satisface, todos los requisitos de algunos de los casos que se enlistan en este inciso. Para cada uno de estos casos se especifica un factor Q' , con el cual se obtiene Q' de acuerdo con la tabla No.III.2.2

Las deformaciones calculadas con fuerzas sísmicas reducidas deberán multiplicarse por Q , y corregirse por efectos de segundo orden; es decir, por la influencia de las fuerzas internas --

debidas a la acción de fuerzas gravitacionales sobre la estructura deformada, cuando dicha influencia sea significativa.

El factor Q podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la ductibilidad de ésta en tales direcciones.

Cuando se consideran aceleraciones verticales para el análisis de la estructura, no se reducirán sus efectos por ductibilidad de la misma aún cuando la aceleración vertical resulta mayor -- que la horizontal, tales como vigas y lozas, podrá adoptarse un factor de ductibilidad, Q, igual a 3.

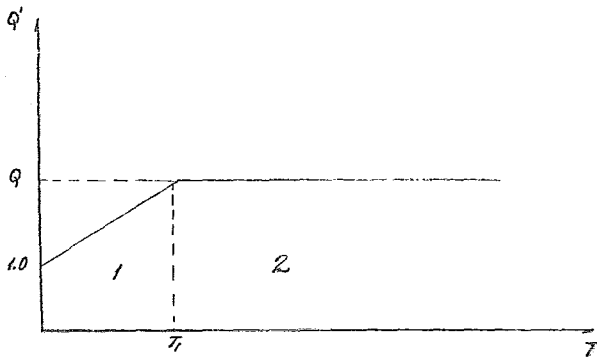
Los casos que se considerarán para aplicar los factores de reducción de la tabla No. III.2.2 son cinco.*

CASO 2 Estructuras tipo 1. La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madero o acero, con o sin zona de fluencia, definida, contraventeados o con marcos de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contraventos es cuando menos el 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entre piso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que puedan

* Únicamente hará mención al caso al que corresponde la estructura. Para mayor información de los casos no mencionados ver Referencia 5.

contribuir a su resistencia) entre la acción de diseño, no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entre pisos.

CASO 3 Estructura tipo 1 la resistencia a las fuerzas laterales las proporcionan marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero, contraventeados, o no, o por muros de concreto, que no cumplan en algún entre piso - lo especificado por los casos 1 y 2, o por muros de mampostería de piezas macizas conformadas por castillos y dalas, o por columnas y trabes de concreto reforzado, o de acero.



$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_1}$$

$$Q' = Q$$

donde:

Q' y Q = Factor de ductilidad

T = Período de vibración considerado

CASO	FACTOR DE DUCTIBILIDAD Q
1	6.0
2	4.0
3	2.0
4	1.5
5	1.0

Tabla No. III.2.2.

CALCULO DE LAS FUERZAS DEBIDAS AL SISMO

Con lo anterior descrito se procede a calcular las fuerzas sísmicas que actuarían sobre la estructura en caso de presentarse el sismo.

Para la obtención de las fuerzas sísmicas se deberá hacer un análisis estático, donde unicamente intervendrá la carga muerta -- (aproximada) de los elementos estructurales que conforman un marco, así como también el peso propio de las guas descargadas con la posición más desfavorable para el análisis. La carga viva reducida no se incluye en este análisis, puesto que, se incluirá - en la combinación de cargas por computadora.

Para el análisis estático se deberá hacer un modelo estructural donde se localizen los puntos, en los que actuarán las fuerzas - sísmicas. Las fuerzas sísmicas se obtendrán con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} CS \approx w_i$$

donde:

F.S. = Fuerza sísmica

W_i = Peso del nivel en estudio

h_i = Altura del entrepiso en estudio

C.S. = Coeficiente sísmico

Por lo tanto tenemos que, para un marco transversal las siguientes fuerzas sísmicas:

Techo

Lámina 90 Kg/m²

área tributaria

Estructura

10x26.5 = 265 m.

Por lo que, sustituyendo valores en la fórmula anterior tenemos lo siguiente;

$$F.S = \frac{W_i h_i}{2868.594} \cdot 0.10 \times 158.628$$

$$C.S = \frac{0.2}{2} = 0.10$$

Ahora bien para el cálculo de las fuerzas sísmicas que actuarían en un marco longitudinal, solo basta multiplicar el peso tributario por cada nivel, obtenido en el análisis anterior, por el número de marcos que conformen la estructura (en este caso se forman cinco marcos con un ancho tributario de diez metros, ya que los dos marcos extremos forman un marco), y dividirlo entre dos, para obtener así el peso tributario por eje longitudinal. El peso propio de las gruas no se verá afectado por lo que en los niveles donde se encuentre localizado el peso propio de las gruas se deberá tener cuidado de no ser afectado.

h_i	W_i	$W_i h_i$	F.S.
25.800	70.108	1808.786	4.772
22.913	7.048	161.491	0.426
20.026	70.450	1410.832	3.722
15.869	54.73	868.510	2.291
11.919	9.023	107.545	0.284
8.939	9.023	80.657	0.213
5.960	9.023	53.777	0.142
2.980	9.023	26.889	0.071
	238.428	4,518.487	

Por lo que sustituyendo valores en la fórmula tenemos lo siguiente:

$$F.S = \frac{W_i h_i}{4,518,487} \cdot 0.05 \times 238.428$$

$$C.S = \frac{0.2}{4} = 0.05$$

IV.- ANALISIS ESTRUCTURAL

IV.1.- MODELO ESTRUCTURAL

Un modelo estructural es una representación gráfica que nos permite conocer perfectamente la posición, orientación, y localización de todos los elementos estructurales que estarán involucrados en el análisis estructural.

En este caso se modelarán dos marcos (uno transversal y un longitudinal), cuya estructuración es representativa de todo el sistema. Estos marcos estarán sometidos a una serie de combinaciones de cargas con posiciones y distribuciones más críticas, y cuya finalidad es la determinar la combinación de carga más desfavorables, es decir la combinación de carga que genere los elementos mecánicos máximos.

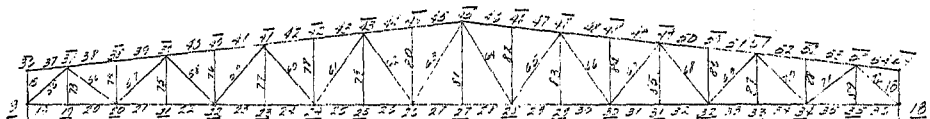
También se modelará una armadura secundaria que servirá de apoyo a las columnas de fachadas de los marcos transversales. Esta armadura estará sometida únicamente a cargas concentradas, transmitidas por las columnas de fachada, las cuales soportarán las fuerzas de viento.

A continuación se muestran los modelos estructurales utilizados con los nudos y barras numerados, tal como, se había mencionado con anterioridad.

28.500

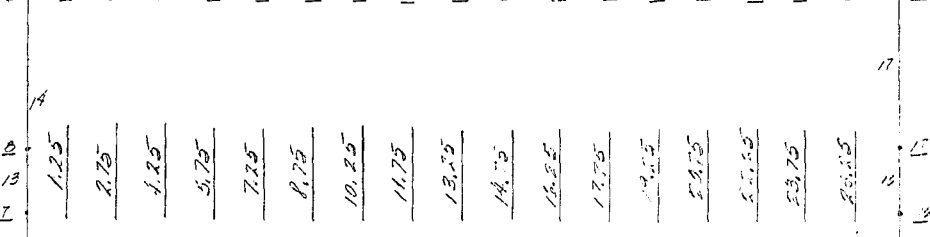
26.800

25.200



20.875

18.900



14.833

11.919

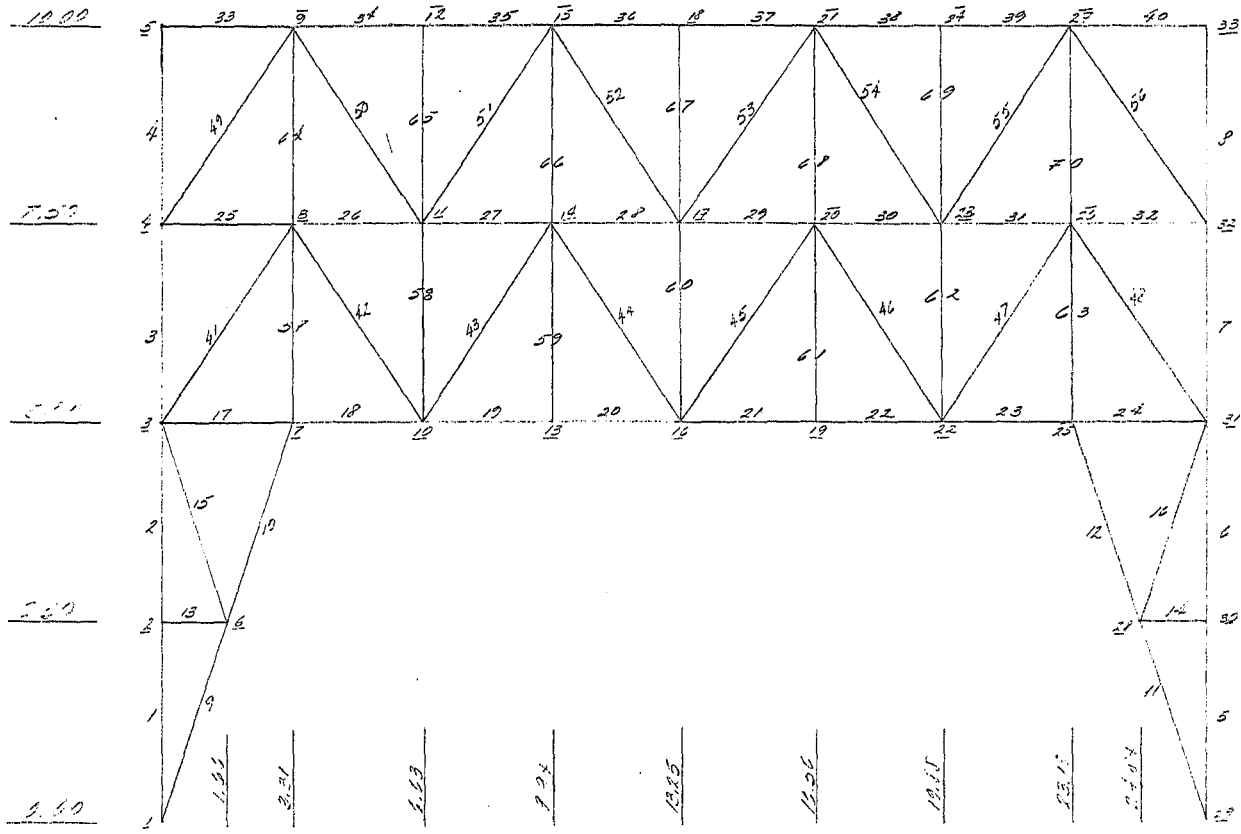
8.959

5.96

2.98

0.00





IV.2.- COMBINACIONES DE CARGA

Para poder determinar las acciones internas (elementos mecánicos) máximas, es necesario prever la condición de carga más desfavorable en que la estructura puede llegar a encontrarse, por lo que, la estructura estará sujeta a una serie de combinaciones de carga, tales como las que se indica a continuación:

= Marco Transversal =

<u>No.</u>	<u>Combinación de Carga</u>
1	Carga Viva (C.V.)
2	Carga Viva Reducida (C.V.R.)
3	Carga Muerta (C.M.)
4	Viento de Norte a Sur (V.N.S)
5	Viento de Este a Oeste (V.E.O.)
6	Sismo (Sismo)
7	Grua de 200 Ton. Fuerza Horizontal de Derecha a Izquierda (G.200 Ton- D-I)
8	Grua de 200 Ton. Fuerza Horizontal de Izquierda a Derecha (G.200 Ton- I-D)
9	Grua de 100 Ton. Fuerza Horizontal de Derecha a Izquierda (G 100 ton- D-I)
10	Grua de 100 Ton. Fuerza Horizontal de Derecha a Izquierda (G.100 Ton- I-D)
11	Gruas de 100 y 200 Ton. Descargadas (G '5 100 y 200 Ton.Desc.)
12	Grua de 100 Ton. Descargada (G 100 Ton. Desc.)
13	Grua de 200 Ton Descargada (G 200 Ton Desc.)
14	C.V + C.M + G 200 Ton. D-I
15	C.V + C.M + G 200 Ton. I-D
16	C.V + C.M + G 100 Ton. D-I
17	C.V + C.M + G 100 Ton. I-D
18	C.V + C.M + 2G '5 Desc.

No. Combinación de Carga

- 19 C.V + C.M + G 200 Ton D-I + G 100 Ton Desc.
- 20 C.V + C.M + G 200 Ton I-D + G 200 Ton Desc.
- 21 C.V + C.M + G 100 Ton D-I + G 200 Ton Desc.
- 22 C.V + C.M + G 100 Ton I-D + G 200 Ton Desc.
- 23 C.V.R + C.M + 2G' Desc + Sismo
- 24 C.V.R + C.M + 2G' Desc - Sismo
- 25 C.V.R + C.M + 2G' Desc + V.N.S.
- 26 C.V.R + C.M + 2G' Desc + V.E.O
- 27 C.M + Sismo
- 28 C.M + V.N.S
- 29 C.M - C.E.O.

Marco Longitudinal

No. Condición de Carga

- 1 Sismo.
- 2 Viento de Este Oeste
- 3 Fuerza de Frenaje

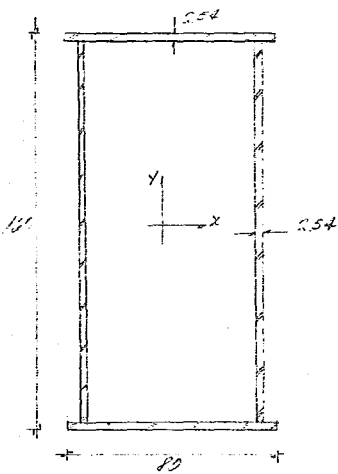
V.- DIMENSIONAMIENTO Y CONEXIONES

V.1.- COLUMNA PRINCIPAL

La sección (propuesta) de la columna deberá cumplir satisfactoriamente todos los requisitos establecidos en las especificaciones de diseño de estructuras de acero (AISC. Referencia 3).

Los elementos mecánicos máximos que estarán actuando en la columna corresponden a las combinaciones de carga No.19 y No.3 del marco transversal y - del longitudinal respectivamente.

Propiedades de Sección



$$\text{Area} = 2 \times 80 \times 2.54 + 2 \times 154.92 \times 2.54 = 1193.4 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \left[\frac{1}{12} (2.54) (154.92)^3 + (80) (2.54) (78.73)^2 \right] = 4,093,036 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \left[\frac{1}{12} (2.54) (80)^3 + (154.92) (254) (36.73)^2 \right] = 1,278,474 \text{ cm}^4$$

$$r_z = \left(\frac{4093036}{1193.4} \right)^{1/2} = 58.56 \text{ cm}$$

$$r_y = \left(\frac{1,278,474}{1193.4} \right)^{1/2} = 32.73 \text{ cm}$$

$$S_x = \frac{4093036}{80} = 51163 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{1278474}{40} = 31,962 \text{ m}^3$$

$$K_z = 2.1$$

$$K_y = 1.2$$

$$= 1900 \text{ cm.}$$

-Elementos Mecánicos

$$P = 22.62 \text{ ton}$$

$$M_x = 470 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 140.8 \text{ ton-m}$$

ELEMENTOS ATIESADOS BAJO COMPRESION *

Los elementos atiesados sujetos a carga axial de compresión, se deberá considerar que la relación peralte-espesor no debe exceder de:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{238}{F_y} \quad \text{y} \quad \frac{d}{t} \leq \frac{238}{F_y}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{70.92}{2.54} = 27.92 \quad ; \quad \frac{d}{t} = \frac{154.92}{2.54} = 60.99 \quad ; \quad \frac{238}{\sqrt{36}} = 39.67$$

Revisión del patín

27.92 < 39.67 Se cumple la relación

Revisión del alma

60.99 > 39,67 No se cumple la relación por lo que existe problema de pandeo local.

En vista de que en las almas existe pandeo local, se deberá aplicar el apén-dice C.3 de la Referencia 3

Sección C-3.

Cuando la relación peralte-espesor excede de los límites establecidos en la sección 1.9.2, se permitirá hacer una reducción en el peralte efectivo (d) de la siguiente manera:

$$d_e = \frac{253 t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{44.3}{(b/t) \sqrt{f}} \right] \leq d$$

* Sección 1.9.2 Referencia 3

donde:

$$d = \text{peralte efectivo} = 154.92 \text{ cm} = 60.99 \text{ in}$$

$$t = \text{espesor} = 2.54 \text{ cm} = 1 \text{ in}$$

$$f = \text{esfuerzo permisible calculado} = 0.6F_y = 21.6 \text{ KSI}$$

$$d_e = \frac{253 \times 1}{\sqrt{21.6}} \left[1 - \frac{44.3}{(60.99/1) \sqrt{21.6}} \right] = 45.93 \text{ in} \quad (d \neq 116.66 \text{ cm})$$

$d_e < d$; $45.93 < 60.99$ Se cumple la relación.

Con este nuevo valor (d_e) se deberá de calcular nuevamente las propiedades de sección tal como se indica en la sección 5 de la Referencia 3,

$$\text{Area (efectiva)} = 1193,4 - 2 (116.61 \times 2.54) = 601.02 \text{ cm}^2$$

$$I_x (\text{efectivo}) = 4,093,036 - 2 \left(\frac{1}{12} \right) (2.54) (116.61)^3 = 3,421,777 \text{ cm}^4$$

$$I_y (\text{efectivo}) = 1,278,474 - 2 (2.54) (116.61) (36.73)^2 = 479,300 \text{ cm}^4$$

$$x = \left(\frac{3,421,777}{601.02} \right)^{1/2} = 75.45 \text{ cm.}$$

$$y = \left(\frac{479,300}{601.02} \right)^{1/2} = 28.24 \text{ cm}$$

$$S_x = \frac{3,421,777}{80} = 42,772 \text{ cm}$$

$$S_y = \frac{479,300}{40} = 11,983 \text{ cm}$$

- Cálculo de Esfuerzos Permisibles *

- Esfuerzo Permisible a Compresión

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(K_L/r)^2}{2 C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{8} + \frac{3(K_L/r)}{8 C_c} - \frac{(K_L/r)^3}{8 C_c^3}} = \frac{\left[1 - \frac{(80.74)^2}{2(126.1)^2} \right] 36}{\frac{5}{8} + \frac{3}{8} \frac{80.74}{126.1} - \frac{(80.74)^3}{8(126.1)^3}} = 15.27 \text{ KSI} = 1,074 \text{ Kg/cm}^2$$

* Sección 1.5.1.3 y 1.5.1.4. Referencia 3.

donde

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 1900}{28.24} = 80.74$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 (29 \times 10^6)}{36 \times 10^3}} = 126.1$$

- Esfuerzo Permisible a Flexión *

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ KSI} = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de Esfuerzos Actuantes

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{226.2 \times 10^3}{601.02} = 376.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{b_z} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{470 \times 10^5}{41772} = 1098.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{b_y} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{140.8 \times 10^5}{11,983} = 1,175 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de Esfuerzos Combinados*

Cuando los miembros están sujetos a carga axial y a flexión alrededor de sus ejes (flexión bi axial) deberá cumplir satisfactoriamente los siguientes requisitos.

$$\frac{f_a}{F_a} + \alpha_x \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \alpha_y \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.6 - 1.a) *$$

$$\frac{f_a}{0.6F_{ay}} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.6 - 1b) *$$

donde:

$$\alpha'_x = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}} = \frac{0.85}{1 - \frac{303.15}{3028 \times 1.33}} = 0.9192$$

*Sección 1.5.1.3 y 1.5.1.4.4. Referencia 3.

* Sección 1.6 Referencia 3.

$$\alpha_y = \frac{C_{my}}{1 - \frac{f_a}{F_{ey}}} = \frac{0.85}{1 - \frac{303.15}{1610 \times 1.33}} = 0.9902$$

$$F_{ex} = \frac{12 \Pi^2 E}{23 (k_e/r_x)^2} = \frac{12 \Pi^2 E}{23 (52.88)^2} = 43.07 \text{ KSI} = 3028 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{12 \Pi^2 E}{23 (k_e/r_y)^2} = \frac{12 \Pi^2 E}{23 (80.74)^2} = 22.91 \text{ KSI} = 16.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{2.1 \times 1900}{75.45} = 51.88$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.2 \times 1900}{28.24} = 80.74$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

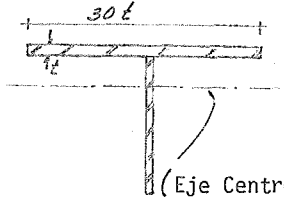
Nota Los esfuerzos permisibles se incrementarán un 33% por tratarse de cargas accidentales.

Sustituyendo valores en la fórmula 1.6 - 1.a

$$\frac{376.36}{1074 \times 1.33} + \frac{(0.9192)(1098.85)}{1518 \times 1.33} + \frac{(0.9902)(1175)}{1518 \times 1.33} \leq 1.0$$

$$0.2635 + 0.5003 + 0.5763 = 1.34 > 1.0 \quad \text{No pasa.}$$

Ahora bien se propondrá un atiesador intermedio y siguiendo las simplificaciones de Bleich (6), tenemos lo siguiente:



donde:

$$s = \frac{\text{Area atiesador}}{\text{Arca placa}} \quad 0 \leq s \leq 0.20$$

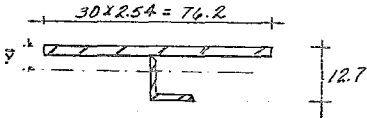
$$I_o \text{ (Eje Centroidal)} = 11.4\alpha + (1.25 + 1.65 s) \alpha^2 - 5.4\sqrt{\alpha} \leq I_o \text{ máx}$$

$$I_o \text{ máx} = 24.4 + 112 d (1+s)$$

$$\alpha = \frac{\text{Altura de la columna}}{\text{Ancho de la placa}}$$

$$I_o = \frac{b^3}{12(1-u^2)} \quad I_o = 0.092b t^3 I_o$$

primer tanteo. Usando como atiesador un ángulo L 4 x 4 x 5/16



$$I_o \text{ ángulo} = 154.4 \text{ cm}^4$$

$$\bar{x} \text{ ángulo} = 2.84 \text{ cm}$$

$$\text{Area ángulo} = 15.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area placa} = 154.92 \times 2.54 = 393.5 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{15.48}{393.5} = 0.04$$

$$0 \leq 0.04 \leq 0.20 \quad \text{Se cumple la relación}$$

6 Estructuras de Acero. Comportamiento y Diseño, Oscar de Buen López de Heredia (Sección 7.9 Placas Atiesadas).

$$\alpha = \frac{1900}{154.92} = 12.26$$

$$J_o = (11.4) (12.26) + (1.25) + (1.65) (0.039) (12.26)^2 - 5.4 \sqrt{12.26}$$

$$J_o = 318.41$$

$$J_o \text{ máx} = 24.4 + (112.) (0.039) (1+0.039) = 28.94$$

Como $J_o > J_o \text{ máx}$ usará 28.94 como valor de J_o

$$I_o = 0.092 (154.92) (2.54)^3 (28.94) = 6759 \text{ cm}^4$$

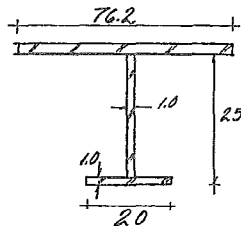
cálculo del momento de inercia (I_x) de la sección atiesada

$$\bar{Y} = \frac{76.2 \times 2.54 \times 1.27 + 15.48 (12.7 - 2.84)}{76.2 \times 2.54 + 15.48} = 1.91 \text{ cm.}$$

$$I_x = (76.2 \times 2.54) (0.64)^2 + 15.4 + 15.48 (7.95)^2 = 1,212.05 \text{ cm}^2$$

Como $I_x < I_o$ la sección no, nos da la suficiente ríquidez, por lo que se propondrá otra nueva sección:

Se tanteo usando tres placas:



$$s = \frac{1.0 (24+20)}{393.5} = 0.112$$

$$\alpha = 12.26$$

$$S_o = 11.4 (12.26) + (1.25 + 1.65) (0.112) (12.26)^2 - 5.4 \sqrt{12.26}$$

$$S_o = 336$$

$$S_o \text{ máx} = 24.4 + 112 (0.112) (1.0 + 0.112) = 38.35$$

Como $S_o > S_o \text{ máx}$ usaré 38.35 como valor de S_o

$$I_o = 0.092 (154.92) (2.54)^3 (38.35) = 8,957 \text{ cm}^4$$

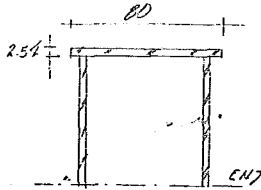
Cálculo del momento de inercia (I_x) de la sección atiesada:

$$\bar{y} = \frac{193.55 \times 1.27 + 24 \times 1.0 \times 14.54 + 20 \times 1.0 \times 27.04}{193.55 + (24 + 20) 1.0} = 4.78 \text{ cm}$$

$$I_x = 193.55 (3.51)^2 + \frac{1}{12} (24)^3 + 24 (9.76)^2 + 20 (22.26)^2 = 15,733 \text{ cm}^4$$

Como $I_x > I_o$ la sección proporciona la rigidez suficiente, por lo que, la sección se toma como buena.

- Calculo de la Soldadura



- Esfuerzo de la soldadura

$$f = \frac{Vay}{In}$$

donde

V = fuerza cortante

a = area del patín

I = momento de inercia de la sección

n = número de líneas de soldadura

$$V = 34.5 \text{ ton}$$

$$a = 80 \times 2.54 = 203.20 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4,093 \text{ 036 cm}^4$$

$$n = 2$$

$$Y = 77.46 + 1.27 = 78.73 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{34.5 \times 10^3 \times 203.2 \times 78.73}{4093 \text{ 036} \times 2} = 67.42 \text{ Kg/cm}$$

- Esfuerzo Permisible en Soldadura*

Usando filete de soldadura E70xx tenemos que:

$$F_s = 0.3 S_s$$

$$S_s = 60 \text{ ksi (esfuerzo de fluencia de la soldadura).}$$

w = ancho de soldadura.

$$F_s = 0.3 (60) = 18 \text{ w KIPS/in} = 8163.27 \text{ w Kg/cm.}$$

* Tabla 1.5.3 Referencia 3

- Espesor de Soldadura Requerido

$$w = \frac{\text{fuerza actuante}}{\text{fuerza permisible}}$$

$$w = \frac{67.42}{8163} = 0.008 \text{ cm}$$

- Espesor mínimo de Soldadura*

El espesor mínimo de soldadura se rige por la pieza más gruesa a unir tenemos que:

Para un espesor de 1" le corresponde un espesor mínimo de soldadura - igual a 5/16"

Rige el espesor mínimo de soldadura por lo que se usará $t_w=5/16= 8\text{mm}$

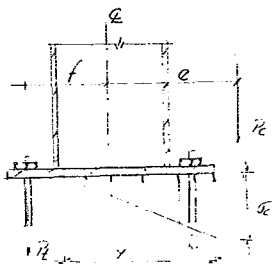
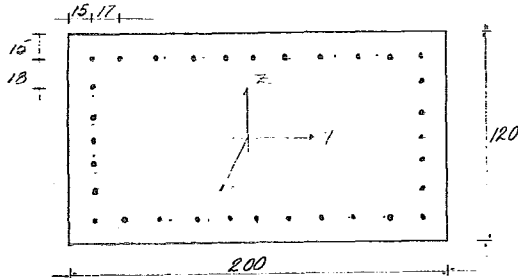
* Tabla 1.17.2A. Referencia 3.

V.2.- ANCLAS Y PLACA BASE (7)

Con el método que a continuación se describe se podrá revisar la placa base para cualquier número y distribución de anclas. El método considerará -- que al aplicarse un momento flector a la placa, las anclas toman fuerzas de tensión y compresión dependiendo de su posición respecto al eje centroidal alrededor del cual se aplica el momento. Se considera que el concreto o el material sobre el que se apoya la placa se toma esfuerzos de tensión.

Los elementos mecánicos (momento, fuerza) que se considerarán para la revisión de la placa base y anclas corresponden a la combinación de carga -- No. 19.

Propiedades para Diseñar



Elementos Mecánicos

$$P_x = 226.2 \text{ ton}$$

$$M_z = 140.8 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 470 \text{ ton-m}$$

$$N_a = 30 \text{ (número de anclas)}$$

$$P_a = 1\frac{3}{4} \text{ (diámetro del ancla)}$$

$$K_1 = 3\left(e - \frac{D}{2}\right)$$

$$K_2 = \frac{6 n A_s}{B} (f + e)$$

$$K_3 = -K_2 \left(\frac{D}{2} + f\right)$$

$$y^3 + K_1 y^2 + K_2 y + K_3 = 0$$

$$\bar{y}_c = \frac{2(P_c + P)}{Y_B}$$

7 Design of Welded Structures. Omer W Blodgett.

$$P = P_c \left[\frac{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e}{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f} \right]$$

donde

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$B = 120 \text{ cm}$$

$$\phi = 1\frac{3}{4}$$

$$A_s = N_a A_s = 14 (15.52) = 217.25 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{240 \times 10^5}{226.2 \times 10^3} = 207.78 \text{ cm.}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{10.000 f_c} = 13.28$$

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.25 f_c = 0.25 \times 250 = 62.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Para que la sección propuesta sea adecuada se debe cumplir que:

$$F_c \geq \sigma_c$$

donde:

F_c = Esfuerzo permisible a compresión del concreto.

σ_c = Esfuerzo actuante de compresión en el concreto.

Sustituyendo valores tenemos que:

$$K_1 = 3(207.78 - \frac{200}{2}) = 323.34$$

$$K_2 = \frac{6 (13.28) (217.25)}{120} (85 + 207.78) = 42,234.69$$

$$K_3 = 42,234.69 (100 + 207.78) = - 12,998,991.69$$

$$Y^3 + 323.34Y^2 + 42234.69Y - 12,998,991.69 = 0$$

$$Y = 129.13$$

$$P = - 226.2 \times 10^3 \left[\frac{200}{2} - \frac{129.13}{3} - 207.78 \right] = 240,328.54$$

$$\left[\frac{200}{2} - \frac{129.13}{3} + 85 \right]$$

$$c = \frac{2 (226.2 \times 10^3 + 240328.54)}{129.13 - 120} = 60.21 \text{ Kg/cm}^2$$

-Igualando Esfuerzos.

$$F_c = 62.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad c = 60.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c > \bar{c}$$

Se cumple la relación por lo que se considera la sección propuesta de la placa, así como la distribución de anclas.

-Cálculo del Espesor (t) de la Placa Base

Para el cálculo del espesor se utilizará la siguiente fórmula.

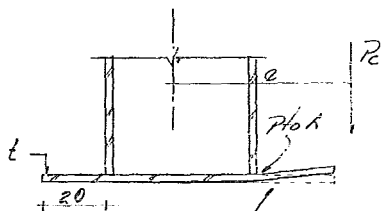
$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b \cdot b}}$$

donde:

M = Momento que actúa en la porción de la placa base que se encuentra en cantiliver, tal como se indica en la siguiente figura.

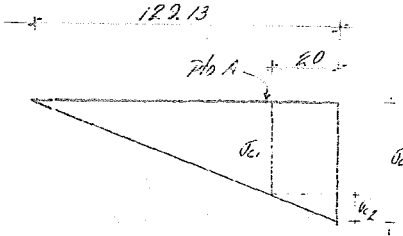
$$F_b = 0.75 F_y = 0.75 (2530) = 1898 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$b = 1.0 \text{ cm.}$$



Sección Crítica a Flexión

Para calcular el momento que se genera en la sección crítica se utilizará el diagrama de esfuerzos que actúa en la mismas, tal como se indica a continuación.



Por Triángulos:

$$\frac{60.21}{129.13} = \frac{c_1}{(129.13-20)} = F_{c1} = \frac{60.21(129.13-20)}{129.13}$$

$$\sigma_c = 60.21 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{c1} = 50.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c2} = \sigma_c - \sigma_{c1}$$

$$\sigma_{c2} = 60.21 - 50.88 = 9.33$$

$$\sigma_{c2} = 9.33 \text{ Kg/cm}^2$$

Tomando momentos con respecto al punto A. y considerando un ancho unitario tenemos que:

$$M = 50.88 \times \frac{20^2}{2} + 9.33 \times \frac{20^2}{3} = 11,420,0 \text{ Kg/cm}^2$$

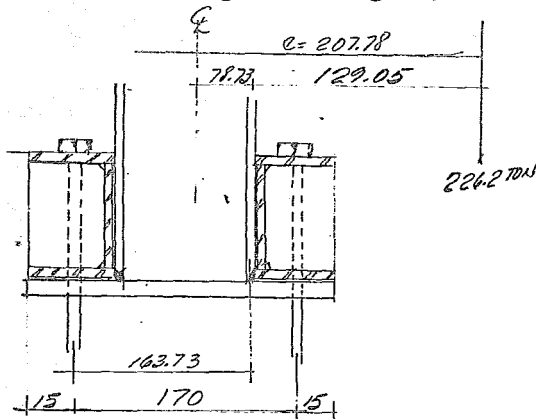
Por lo tanto sustituyendo valores;

$$l = \sqrt{\frac{6 \times 11420}{1898}} = 6.01 \text{ cm}$$

$$\underline{l = 6.01 \text{ cm.}}$$

Con el método que a continuación se describe se pretende disminuir el número y diámetro de las anclas, así como también el espesor de la placa base.

Para la solución de este método* se propondrá 3 placas en forma de canal, acompañada por atiesadores, tal como se muestra en la siguiente figura;



- Revisión de la conexión entre la placa base y la columna, empleando el método corto de la Ref. 7.

- excentricidad.

$$e = \frac{470 \times 10^5}{226.2 \times 10^3} = 207.78 \text{ cm.}$$

- fuerza en las anclas.

$$F = \frac{226.2 \times 10^3 (129.05)}{143.73} = 170,288 \text{ Kg.}$$

- área del número de anclas propuestas.

$$\phi 13/4 \text{ área} = 15.52 \text{ N}^{\circ} \text{ anclas} = 10$$

$$\text{área total} = 10 \times 15.52 = 155.2 \text{ cm}^2$$

* El método utilizado es el propuesto en la pag 3.3-13 de la Ref. 7.

- esfuerzo actuante de tensión en las anclas.

$$f_t = \frac{P}{A} = \frac{178.288}{155.2} = 1148.76$$

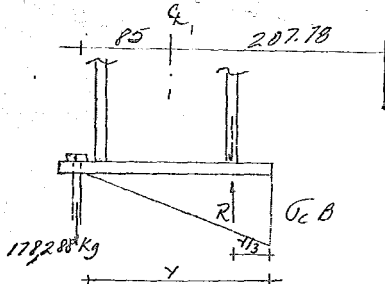
- esfuerzo permisible de tensión.

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2300 = 1380 \text{ Kg/cm}^2$$

- comparación de esfuerzos.

$$f_t < F_t ; 1148 < 1380$$

- Calculo de esfuerzos en el dado.



de la figura anterior tenemos que:

$$R = 226.2 \times 10^3 + 178.288 \times 10^3 = 404,488 \text{ Kg}$$

- área del triángulo de esfuerzos.

$$A = 1/2 \sigma_c y = P_1 + P_2$$

por-lo tanto la longitud efectiva de asiento de la placa base será;

$$y = \frac{2(P_1 + P_2)}{\sigma_c B} \quad ; \quad \text{donde} \quad B = 1200 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = 0.375 \times 250 = 93.75$$

sustituyendo valores tenemos que;

$$y = \frac{2(178.288 + 226.210)}{93.75 \times 120} = 71.91 \text{ cm}$$

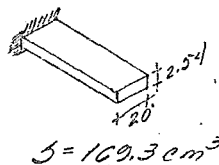
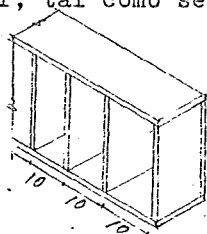
$$\text{donde } \frac{y}{3} = 23.97 \text{ cm}$$

$$\therefore D = 2(23.97) + 2(71.73) = 205.4 = 200 \text{ cm}$$

* Ver tabla 1 pag. 3.3 Ref. 7.

→ Carga en las anclas.

La carga en las anclas estará soportada por los patines de la canal, así como también por los atiesadores intermedios soldados todo al-rededor, tal como se muestra en la siguiente figura;



donde las placas intermedias soportaran $1/9$ y $1/18$ de 178288 K respectivamente.

$$F_{int} = \frac{178288}{9} = 19,809.78 \text{ Kg}$$

$$F_{ext} = \frac{178288}{18} = 9,904.9 \text{ Kg}$$

La excentricidad de 5 cm de las placas genera un momento el cual se transforma en un par actuando en ambas partes de la canal.

$$O = \frac{178,288 (5)}{40} = 22,286 \text{ Kg}$$

Esta fuerza actua perpendicularmente a los patines de la columna, esta fuerza se divide entre once(atiesadores) fuerzas horizontales en la parte superior de los atiesadores, y luego es llevada horizontalmente por los patines de las canal a los puntos opuestos del alma de la columna donde esta se fija por un cordon de 40 x 20 mm, usando electrodos E 60 tenemos que:

$$f_{t2} = 20 \times 1165 = 23,300 > 22,286 \text{ Kg}$$

- momento total en los patines de la canal.

$$\begin{aligned} 9,905 \times 15 &= 148,575 \\ 19,810 \times 5 &= \frac{99,050}{5} \\ &= 247,625 \text{ Kg-cm}^2 \end{aligned}$$

- esfuerzo de trabajo en los patines de la canal.

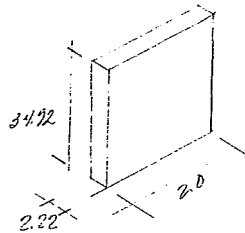
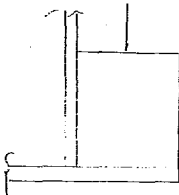
$$f_b = \frac{247,625}{109.3} = 1,463 \text{ Kg/cm}^2$$

- comparación de esfuerzos.

$$f_b < 0.6F_y ; \quad 1,463 < 1,520 \text{ Kg/cm}^2$$

→ diseño de cartabones.

Los cartabones (atiesadores) se diseñaran como columnas sujetas a carga axial, tal como se muestra a continuación



- calculo de kl/r

$$K = 2.0$$

$$l = 34.92$$

$$r_{min} = 0.61$$

$$\frac{kl}{r} = 109.$$

- esfuerzo de trabajo del cartabon.

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{19,810}{44.7} = 1,16.2 \text{ Kg/cm}^2$$

- esfuerzo permisible a compresión.

utilizando la tabla de la pag, 23 del manual AHMSA

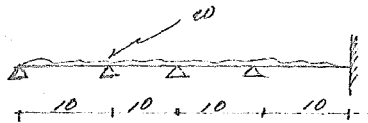
$$F_a = 552 \text{ Kg/cm}^2$$

- comparación de esfuerzos, $f_a < F_a$

- Diseño de la placa base.

Para el diseño de la placa base se considerará que la placa esta sujeta a una carga uniformemente distribuida igual al esfuerzo permisible al aplastamiento del concreto.

La placa base se modelará como una viga continua (por la contribución de los atiesadores) con un ancho unitario tal como se muestra a continuación:



$$w = 0.375 \times 250 \times 1.0 = 93.75 \text{ Kg/m}$$

utilizando las formulas de la pag.86 del manual AHMSA. tenemos que:

- calculo del momento máximo.

$$M(+)= 0.036 w l^2 = 0.036 \times 93.75 \times 10^2 = 337.5 \text{ Kg-cm.}$$

$$M(-) = 0.071 w l^2 = 0.071 \times 93.75 \times 10^2 = 665.63 \text{ Kg-cm}$$

por lo tanto el momento de diseño será igual a

$$M = 665.63 \text{ Kg-cm.}$$

utilizando la siguiente formula determinaremos el espesor de la placa base:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b \cdot b}}$$

$$t = \sqrt{\frac{6(665.63)}{1897.5}} = 1.45$$

$$t = 1.45 \text{ cm.}$$

donde

$$F_b = 0.75(2530) = 1897.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

Nota: Esta formula es conservadora, así como la solución propuesta, por lo que se propondrá un espesor de la placa base $t = 2.54 \text{ cm.}$

V.3.- TRABE CARRIL

Para el diseño de la trabe carril se deberá determinar los elementos mecánicos máximos que actuarán sobre ésta.

Las fuerzas que actuarán en la determinación de los elementos mecánicos serán:

- El peso propio de la trabe carril (propuesta)
- El peso propio del riel (propuesto)
- La descarga máxima por rueda.
- La fuerza de cabeceo por rueda.

Después de haber determinado las fuerzas actuantes, se procede a determinar la posición del tren de carga, que nos dé los elementos mecánicos máximos, tal como se muestra en la figura No. 1.

La sección (propuesta) de la trabe carril deberá cumplir satisfactoriamente las siguientes revisiones:

- Revisión por flexión.
- Revisión del alma
- Revisión por desgarramiento del alma
- Revisión por cortante
- Revisión por flecha al centro del claro
- Impacto *

Para las estructuras que lleven carga viva, la cual induzca impacto; la carga viva asumida se deberá incrementar, sino esta especificado, en un 25%.

* Sección 1.3.3 Referencia 3.

Ahora bien con lo anterior descrito, se procede de la siguiente manera:

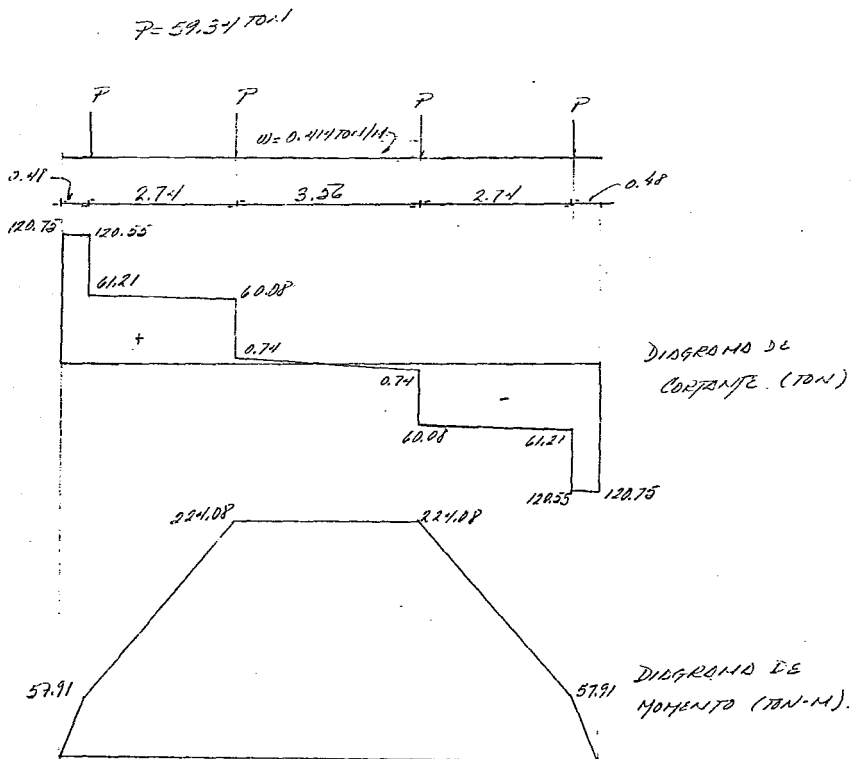
Peso propio de la sección propuesta.

$$472.59 \text{ cm}^2 \times 7.848 \times 10^{-6} \text{ ton/cm}^2 = 3,7089 \times 10^{-3}$$

Peso propio del riel propuesto.

$$104 \frac{\text{lb}}{\text{ya}} \times 4.1469 \times 10^{-6} \text{ ton/cm} = \frac{4.3128 \times 10^{-4}}{4.1402 \times 10^{-3} \text{ ton/cm}}$$

$$w = 0.414 \text{ ton/m.} \quad \approx \quad 0.414 \text{ ton/m.}$$

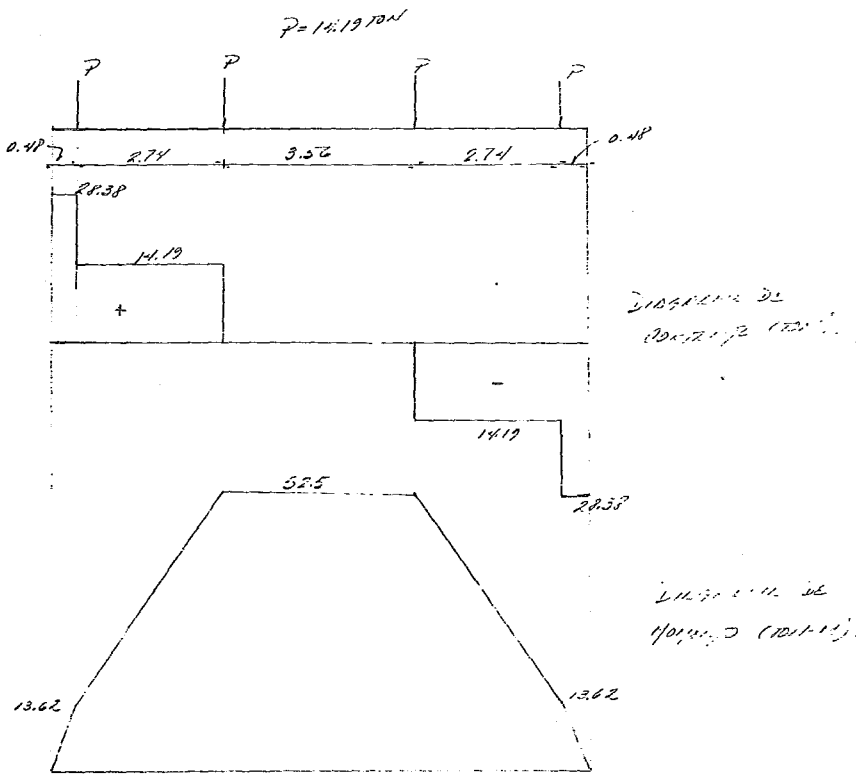


Nota. Como se puede observar la carga uniformemente distribuida que corresponde al peso propio de la trabe carril y el peso del riel, es despreciable comparadas, con el orden de las cargas concentradas.

Los elementos mecánicos máximos serán:

- para flexión 224.74 Ton-m
- para cortante 120.75 Ton.

Ahora bien para las fuerzas de cabeceo, despreciare la carga uniformemente distribuida, quedando esta, de la siguiente manera:



REVISION DEL ALMA *

La relación peralte espesor del alma no debe exceder de:

$$\frac{h}{t} = \frac{14000}{\sqrt{F_y(F_y + 16.5)}} = \frac{14000}{\sqrt{36(36 + 16.5)}} = 867$$

$$\frac{h}{t} = \frac{144.4}{1.3} = 111$$

Por lo tanto se cumple la relación $111 < 867$

- Revisión de la Relación Ancho-Espesor*

Para elementos no atiesados la relación ancho-espesor no debe exceder de:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}} ; \frac{b}{t} = \frac{25}{2.2} = 11.36 ; \frac{95}{\sqrt{36}} = 15.83$$

$11.36 < 15.83$ Se cumple.

Para elementos atiesados la relación ancho-espesor no debe exceder de:

$$\frac{h}{t} \leq \frac{253}{\sqrt{F_y}} ; \frac{h}{t} = \frac{144.4}{1.3} = 111 ; \frac{253}{\sqrt{36}} = 42.17$$

$111 < 42.17$ Se cumple

Satisfechas las relaciones se procede a determinar las propiedades de Sección.

*Sección 1.9 y 1.10 de la Referencia 3

Localización del Eje Neutro

Elemento	Area cm ²	Y cm	AY cm ³
Patín Sup.	175.000	148.25	25,943.75
Alma	187.59	74.35	13,947.32
Patín Inf.	110.00	1.10	121.00
Σ	472.59	Σ	40,012.07

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{40,012.07}{472.59} = 84.67 \text{ cm.}$$

Localización del Eje Neutro \bar{X}

Area de la trabe de acompañamiento

$$2 \times 40 \times 1.0 + 2 \times 78 \times 0.8 = 204.8 \text{ cm}^2$$

$$\bar{X} = \frac{\Sigma Ax}{\Sigma A} = \frac{85 \times 204.8}{204.8 + 47259} = 25.70 \text{ cm}$$

Obtención de los Momentos de Inercia

Utilizando el teorema de los ejes paralelos tenemos que:

$$I_x = \frac{50 \times 3.5^3}{12} + 175 \times 63.58^2 + \frac{1.3 \times 144.3^3}{12} + 187.59 \times 10.32^2 + \frac{50 \times 2.2^3}{12} + 110 \times 83.57^2$$

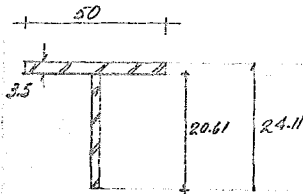
$$I_x = 1,821,366.18 \text{ cm.}^4$$

Para la obtención del momento de inercia I_y unicamente se considerará la inercia del patín de compresión, más la inercia de la trabe de acompañamiento por lo que nos queda que:

Trabe de Acompañamiento;

$$I_{oy} = 2x \frac{1.0x40^3}{12} + 2 \frac{78.08}{12} + 2 \times 78 \times 0.8 \times 19.2^2 = 56,679.59 \text{ cm}^4$$

Patín de Compresión de la Trabe Carril:



Altura del alama a compresión

$$\frac{65.33 - 3.5}{3} = 20.61 \text{ cm.}$$

$$IF = \frac{3.5 \times 50^3}{12} = 36,458.36 \text{ cm}^4$$

$$AF = 175 \text{ cm}^3$$

$$Aw = 1.3 \times 20.61 \times 26.79 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 56,679.59 + 204.8 \times 59.3^2 + 36,458.36 + 175 \times 25.7^2 + 26.79 \times 25.7^2.$$

$$I_y = 946,595.38 \text{ cm}^4$$

Obtención de los Módulos de Sección

$$\text{Patín Superior } S_{x1} = \frac{1,821,366.18}{65.33} = 27,879.48 \text{ cm}^3$$

$$\text{Patín Inferior } S_{x2} = \frac{1,821,366.18}{84.67} = 21,511.35 \text{ cm}^3$$

$$\text{Patín Izquierdo } S_{y1} = \frac{946,595.38}{25.7 + 25} = 18,670.52 \text{ cm}^3$$

$$\text{Patín Derecho } S_{y2} = \frac{946,595.38}{59.3 + 20} = 11,936.89 \text{ cm}^3$$

Cálculo de los Esfuerzos de Trabajo

$$\text{Patín Superior Comp. } f_{b1} = \frac{22,473.79}{27,879.48} = 0.81 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} = 806 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Patín Inferior Tens. } f_{b2} = \frac{22,473.79}{21,511.35} = 1.04 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} = 1,044 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Patín Izquierdo Comp. } f_{b1} = \frac{5,768.29}{18,670.52} = 0.31 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} = 309 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Patín Derecho Tens. } f_{b2} = \frac{5,768.29}{11,936.89} = 0.48 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} = 483 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de Esfuerzos Permisibles*

$$r_y = \frac{946,595.38}{175+26.79+204.8} = 48.25 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{r_y} = \frac{1000}{48.25} = 20.73$$

Como $53 \sqrt{Cb} \frac{L}{r_y} 119 \sqrt{Cb}$

Como $\frac{L}{r_y}$ es menor que $53 \sqrt{Cb}$ se tomará $F_b = 0.6 F_y$

$$F_b = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de Esfuerzos Combinados

Compresión en el patín superior

$$f_{b_{x1}} + f_{b_{y1}} = 806+309=1115 \text{ Kg/cm}^2 \quad 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

* Sección Referencia No. 3.

Tensión en el patín inferior

$$fb_{x2} = 1044 \text{ Kg/cm}^2 \quad 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión en la trabe de acompañamiento

$$fb_{x2} = 483 \text{ Kg/cm}^2 \quad 1520$$

Atiesadores en los Apoyos *

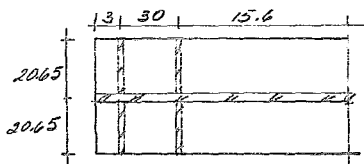
Los atiesadores se colocarán en pares, colocados uno a cada lado del alma y se deberán diseñar como columna cumpliendo con la sección 1.5.1.3 de la Referencia 3, asumiendo que la sección de la columna comprende el par de atiesadores y una línea de la columna cuyo peralte es igual o no mayor que 12 veces el espesor del alma. La longitud efectiva se deberá tomarse será no menor de $3/4$ fe 1 a longitud del atiesador en el cálculo de $1/r$ por lo tanto tenemos que:

Reacción en Apoyos

$$R = 120.13 \times 1.25 = 150.16 \text{ ton}$$

Proponiendo un esfuerzo de

$$Fa \approx 1200 \text{ Kg/cm}^2$$



$$12 \text{ tw} = 15.6$$

$$\text{Area necesaria de los atiesadores } A \approx \frac{150.16 \times 10^3}{1200} = 125.13 \text{ cm}^3$$

$$\text{Area de la porción de alma } (3+30+15.6)1.6 = 77.76 = 44.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de un atiesador} = \frac{44.37}{4} = 11.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Propondré } 20 \times 0.95, \text{ Area} = 20 \times 0.95 \text{ cm}^2 \quad 11.84 \text{ cm}^2$$

* Referencia 3 Sección 1.10.5.

Revisor si la placa pasa por pandeo ** $\frac{b}{t}$ 95/ F_y

$$\frac{20}{0.95} = 21.05 > 15.8 \quad \text{por lo tanto hay pandeo}$$

Aumentare el espesor del atizador a 1.3

$$\frac{20}{1.3} = 15.38 > 15.3 \quad \text{no hay pandeo:}$$

Revisión de los Atiesadores como Columna

Se determinará el momento de inercia I_x ya que éste es el menor de los momentos de inercia por lo tanto tenemos que:

$$I_x = \frac{4}{12} 1.3 \times 20^{-3} + 4 \times 26 \times 9.35^{-2} + \frac{48.6 \times 1.3^{-3}}{1.2} = 12,567.50 \text{ cm}^4$$

$$\text{Area} = 4 \times 20 \times 1.3 + 77.76 = 181.76 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{12,567.50}{181.76}} = 8.32$$

$$L = 144.3 = \underline{L} = \frac{3}{4} \times 144.3 = 108.32$$

$$\frac{L}{r} = \frac{108.32}{8.32} = 13.01$$

Sustituyendo en la siguiente fórmula 1.5-1 obtendremos los esfuerzos permisibles, quedando estos de la siguiente manera:

$$F_a = \frac{\left[\frac{(Kc/r)^2}{2Cc^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{(Kc/r)}{Cc} - \frac{(Kc/r)^3}{Cc^3}} \quad \text{donde } Cc = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = 126.1$$

** Referencia 3 Sección 1.9.12.

$$F_a = 21.00 \text{ ksi} = 1476 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a \times A = 1476 \times 181.76 = 268,277.8 \text{ Kg} \quad 150,160 \text{ Kg}$$

Revisión de Esfuerzos Cortantes en el Alma *

Los esfuerzos cortantes a los que ésta sometida el alma no deben exceder del valor dado por la siguiente expresión.

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \quad C_v \leq 0.4 F_y$$

donde:

$$C_v = \frac{45000 K}{F_y(h/t)^2} \quad \text{cuando } C_v \text{ es menor que } 0.8$$

$$C_v = \frac{190}{h/t} \sqrt{\frac{K}{F_y}} \quad \text{cuando } C_v \text{ es mayor que } 0.8$$

$$K = 4.0 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad \text{cuando } a/h \text{ es menor que } 1.0$$

$$K = 5.34 + \frac{4.0}{(a/h)^2} \quad \text{cuando } a/h \text{ es mayor que } 1.0$$

donde:

t = espesor del alma

a = distancia libre entre atiesadores

h = distancia libre entre los patines de la sección en estudio.

Por lo tanto tenemos que:

$$h = 144.3$$

$$h/t = \frac{144.3}{1.3} = 111$$

$$t = 1.3$$

$$a/h = \frac{160}{144.3} = 1.11$$

$$a = 160 \text{ (propuesto)}$$

$$K = 5.34 + \frac{4}{(1.11)^2} = 8.59$$

* Referencia 3 Sección 1.10.5.2.

$$C_v = \frac{45000 \times 8.59}{36(111)^2} = 0.87 > 0.8$$

$$C_v = \frac{190}{111} \sqrt{\frac{8.59}{36}} = 0.84$$

$$F_v = \frac{36 \times 0.84}{2.89} = 10.5 \text{ ksi} \quad 0.4F_y = 14.4 \text{ ksi}$$

$$F_v = 10.5 \text{ ksi} = 735.54 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo del Esfuerzo Actuante

$$F_v = \frac{P}{t_h} = \frac{74.18 \times 10^3}{1.3 \times 144.3} = 395.41 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos combinados

$$F_v \quad f_v \quad ; \quad 736 \quad 395$$

Se cumple la relación y por lo tanto no se requiere atiesadores intermedios.

Desgarramiento del Alma *

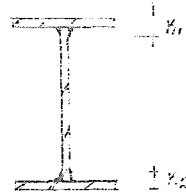
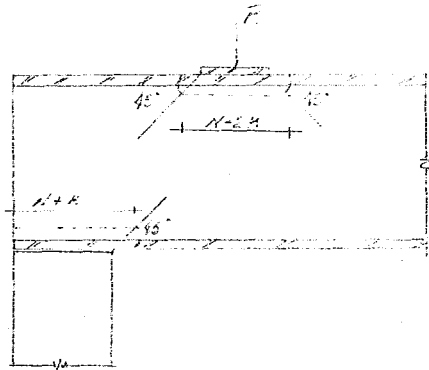
El alma y soldadura de las trabes armadas, estarán sujetas a esfuerzos de - compresión, en la interacción del alma con los cordones de soldadura, debido a cargas concentradas no soportadas por placas de apoyo, las cuales no -- deben de exceder de $0.75F_y$, o de otra manera las placas de apoyo deben cumplir con la siguiente:

$$\text{Para cargas interiores} \quad \frac{R}{t(N+2K)} \leq 0.75 F_y$$

* Referencia 3 Sección L; 10.L0.1 y 1.10.10.2

Para reacciones en los extremos

$$\frac{R}{t(N+k)} \leq 0.75 F_y$$



donde:

N = Longitud del apoyo K

K = Distancia entre la superficie exterior del patín al borde de la soldadura del alma.

R = Carga concentrada. o reacción.

t = Espesor del alma.

Para cargas interiores tenemos que:

$$N = 2 \times 12.7 = 25.4 \text{ cm}$$

$$K_1 = 4.5 \text{ cm.}$$

$$t = 1.3 \text{ cm.}$$

$$R = 59.34 \times 1.25 = 74.18 \text{ ton}$$

Sustituyendo valores en:

$$\frac{R}{t(2K+N)} \leq 0.75 F_y$$

$$\frac{74.18 \times 10^3}{1.3(25.4 + 2 \times 4.5)} = 1658.8 \text{ kg/cm}^2 \quad 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

Para reacciones en los apoyos.

$$N = 25 \text{ cm.}$$

$$K_2 = 3.2 \text{ cm}$$

$$t = 1.3 \text{ cm}$$

$$R = 120.13 \times 1.25 = 150.16 \text{ ton}$$

Sustituyendo valores en: $\frac{R}{t(N+K)} \leq 0.75 F_y$

$$\frac{150.16 \times 10^3}{1.3(25+3.2)} = 4096 \text{ Kg/cm}^2 < 1898 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que se deben utilizar atiesadores en los apoyos.

Cuando el patín está restringido contra la rotación el cortante en el alma no deberá exceder de:

$$\left[5.5 + \frac{4}{a/h^2} \right] \frac{10,000}{(h/t)^2} \text{ KSI}$$

Donde los esfuerzos se calcularán de la siguiente manera:

IS la carga concentrada, será dividida entre el área de la sección transversal del alma;

$$\text{Para el peralte de la trabe } h = 150 \cdot 22 - 3.5 = 144.3 \text{ cm}$$

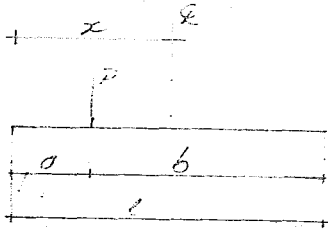
$$\text{Para su separación de atiesadores } a = 160 \text{ cm}$$

$$\left[5.5 + \frac{4}{(160/144.3)} \right] \frac{10,000}{\left(\frac{144.3}{1.3}\right)^2} = 7.39 \text{ kse} = 519.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P}{h/t} = \frac{74.18 \times 10^3}{160 \times 1.3} = 357.63 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Se cumple la condición}$$

Por lo que no se requiere atiesadores intermedios

Revisión por Flecha al Centro del Claro



$$A_x = \frac{Pbx}{6 EIL} (2b^2 - x^2)$$

$$P_1 = 2 \frac{59.34 \times 10^3 \times 48 \times 500}{6 \times 2 \times 10^6 \times 1821366 \times 1000} (1000^2 - 48^2 - 500^2) = 0.0974 \text{ cm}$$

$$P_2 = 2 \frac{59.34 \times 10^3 \times 322 \times 500}{6 \times 2 \times 10^6 \times 1,821,366 \times 1000} (100^2 - 322^2 - 500^2) = 0.5650 \text{ cm}$$

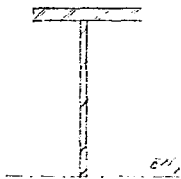
$$A_{\text{total}} = 0.0974 + 0.5650 = 0.6624 \text{ cm}$$

$$A_{\text{permisible}} = \frac{L}{700} = \frac{1000}{700} = 1.4282 \text{ cm.}$$

A permisible A total

- Cálculo de la Soldadura.

- Esfuerzo Cortante en la Soldadura



$$f = \frac{V a y}{In}$$

donde

$$V = 120.75 \text{ ton}$$

$$a = 50 (3.5) = 175 \text{ cm}^2$$

$$Y = 144.3 + 1.75 = 146.05 \text{ cm.}$$

$$I = 1,821,366.18 \text{ cm}^4$$

$$n = 2.$$

$$F = \frac{120.75 \times 10^3 \times 175 \times 146.05}{1,821,366.18 \times 2} = 847.23 \text{ Kg/cm.}$$

- Esfuerzo Permisible en Soldadura

$$F_s = 0.3 S_s$$

w = ancho de soldadura

$$F_s = 0.3(60) = 18w \text{ KIPS/in} = 8163.27 w \text{ Kg/cm}$$

- Espesor de Soldadura Requerido

$$w = \frac{847.23}{8163.27} = 0.104 \text{ cm.}$$

- Espesor Mínimo de Soldadura

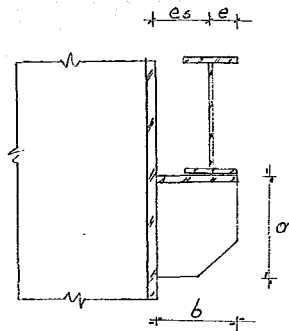
Para un espesor de 13/8" le corresponde un espesor mínimo de soldadura igual a 5/16".

Rige el espesor mínimo de soldadura, por lo que se usará $t_w = 5/16" = 8\text{mm}$

V.4.- MENSULA (8)

A continuación se presenta, el diseño de la placa vertical (ménsula) de la trabe carril, de la grua de 100 Ton. La carga máxima que soporta la ménsula, será incrementada en un 25% tal como se indica en la sección 1.3.3 de la Referencia 3.

Por lo tanto tenemos lo siguiente:



$$P_{\text{máx.}} = 115.6 \times 1.25 = 144.5 \text{ ton} = 318.62 \text{ KIPS}$$

$$a = 80 \text{ cm} = 31.50 \text{ in}$$

$$b = 60 \text{ cm.} = 23.62 \text{ in}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} = 13.78 \text{ in}$$

$$c = 25 \text{ cm} = 9.84 \text{ in}$$

- Estabilidad.

$$0.75 \leq \frac{b}{a} \leq 2.0 \quad \frac{b}{a} = \frac{60}{80} = 0.75 < 2.0 \text{ Se cumple la relación}$$

- Coeficiente de Pandeo

$$K' = 3.2 - 3.0 \frac{b}{a} + 1.1 \left(\frac{b}{a}\right)^2 = 3.2 - 3(0.75) + 1.1(0.75)^2 = 1.569$$

- Espesor crítico.

$$t_{cr} = 0.04 \sqrt[3]{\frac{Rb'}{K_i}} = 0.04 \sqrt[3]{\frac{318.62(23.62)}{1.569}}$$

$$t_{cr} = 0.68 \text{ in}$$

- Espesor Mínimo Requerido

$$y = \frac{R}{0.6 F_y b z}$$

$$z = 1.39 - 2.2 \frac{b}{a} + 1.27 \left(\frac{b}{a}\right)^2 - 0.25 \left(\frac{b}{a}\right)^3 = 1.39 - 2.2(0.75) + 1.27(0.75)^2 - 0.25(0.75)^3$$

$$z = 0.11$$

$$y = \frac{318.62}{0.6(36)(23.62)(0.349)} = 1.8 \text{ in}$$

Como $t_y > t_{cr}$, utilizaré a t_y como el espesor adecuado. Para tener un espesor menor, se propondrá dos placas las cuales tendran un espesor igual a:

$$\frac{t_y}{2} = \frac{1.8}{2} = 0.9 \text{ in} \approx 1.0 \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

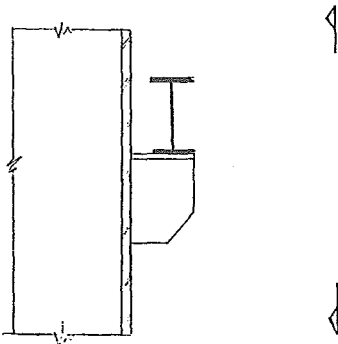
Espesor de la placa Vertical $t = 2.54 \text{ cm}$.

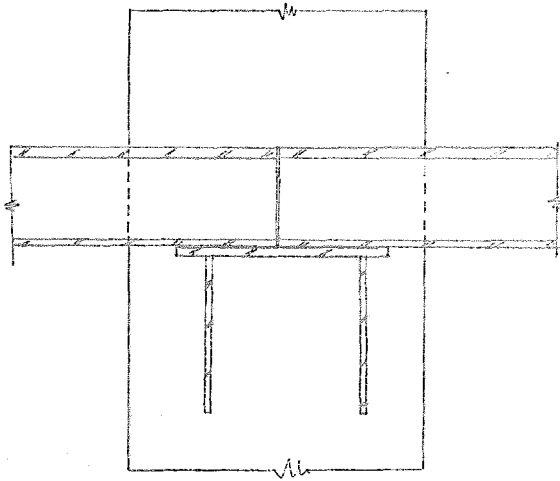
- Diseño de la Placa Horizontal

Para el diseño de la placa horizontal se utilizará la siguiente fórmula

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b b}}$$

donde el momento (M) se obrendra, al considerar la placa simplemente apoyada sujeta a una carga uniformemente distribuida ($w = \frac{P}{d}$), por lo que tenemos:



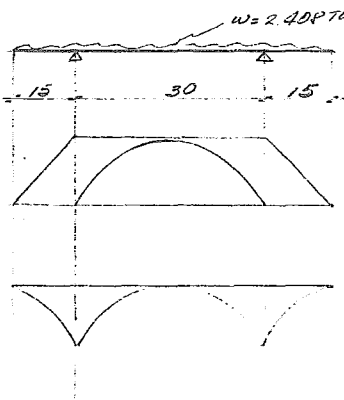


$P \text{ máx} = 144.5 \text{ ton.}$

$b = d = 60 \text{ cm.}$

$$w = \frac{P}{d} = \frac{144.5 \times 10^3}{60^2} = 2,408,33 \text{ kg/cm} = 2.408 \text{ Ton/cm}$$

Cálculo del momento flector máximo.



$$M_{AB} = \frac{wC^2}{8} = \frac{2.408 \times 30^2}{8} = 270.90 \text{ Ton-cm}$$

$$M_A = \frac{wC^2}{2} = \frac{2.408 \times 15^2}{2} = 270.90 \text{ Ton-cm}$$

$$M (+) 270.90 = 270.90 = 0$$

$$M_{c-} = 270.90 \text{ Ton-cm}$$

Diagrama Final de Momentos

Sustituyendo valores en la fórmula tenemos que:

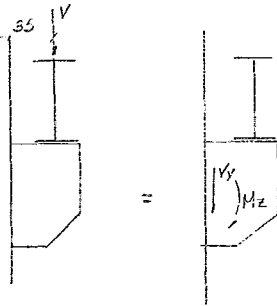
$$t = \frac{6(270.9 \times 10^3)}{0.7(2530)(60)} = 3.778 \text{ cm} = 1 \frac{1}{2} \text{ plg.}$$

- Cálculo de Soldadura.

Para el cálculo del espesor de soldadura se seguirá el método utilizado en la sección 7.4-7 de la Referencia 7.

Este método trata a la soldadura como una línea tal como se muestra a continuación:

- Cálculo de Elementos Mecánicos:-

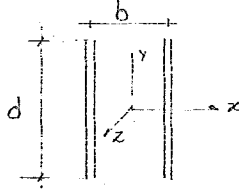


donde

$$V_y = 144.5 \text{ ton}$$

$$M_z = 144.5(0.35) = 50.58 \text{ Ton-M.}$$

- Sección de Soldadura



Propiedades de Sección *

$$I_z = \frac{4}{12} dtd^3 = \frac{d^3}{3}$$

$$S_z = \frac{I_x}{\frac{d}{2}} = \frac{\frac{d^3}{3}}{\frac{d}{2}} = \frac{2}{3} d^2$$

$$S_z = \frac{2}{3} d^2$$

donde

$$d = 80 - 3.8 = 76.2 \text{ cm.}$$

por lo que:

$$S_z = \frac{2}{3} (76.2)^2 = 3,870.96 \text{ cm}^2$$

$$L_w = 4d = 4 (76.2) = 304.80 \text{ cm}$$

- Esfuerzo Total en la Soldadura

$$f = \sqrt{\left(\frac{V_y}{L_w}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{S_z}\right)^2}$$

$$f = \sqrt{\left(\frac{144.5 \times 10^3}{304.8}\right)^2 + \left(\frac{50.58 \times 10^5}{3,870.96}\right)^2} = 1390 \text{ Kg/cm}$$

- Esfuerzo Permisible.

$$F_s = 0.3 S_s$$

$$F_s = 0.3(60) = 18 \text{w KIPS/in} \approx 8,163.27 \text{ w Kg/cm}$$

- Espesor de Soldadura Requerido

$$w = \frac{\text{fuerza actuante}}{\text{fuerza permisible}}$$

$$w = \frac{1390}{8163} = 0.17 \text{ cm.}$$

- Espesor Mínimo de Soldadura

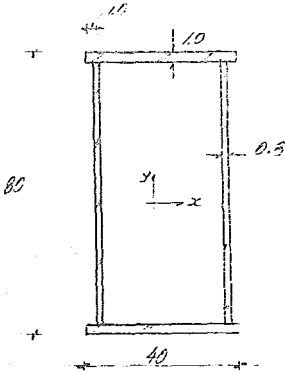
Para un espesor de 1" le corresponde un espesor mínimo de soldadura igual a 5/16"

Rige el espesor mínimo de soldadura por lo que se usará $t_w = 5/16 = 8\text{mm}$.

V.5.- PUNTAL

Este elemento se diseñará como una trabe columna, debido a que está trabajando a flexocompresión. Este diseño será semejante al de la columna.

PROPIEDADES DE SECCION



$$\text{Area} = 2(40)(1.0) + 2(78)(0.8) = 204.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2\left(\frac{1}{12}(0.8)(78)^3 + 40(39.5)^2\right) = 188,093.6 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2\left(\frac{1}{12}(1.0)(40)^3 + 78(0.8)(18.1)^2\right) = 52,005.4 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \left(\frac{52005.4}{204.8}\right)^{1/2} = 15.94 \text{ cm.}$$

$$S_x = \frac{188,093.6}{40} = 4702.3 \text{ cm}^3$$

$$K_x = K_y = 0.65$$

$$= 1000 \text{ cm.}$$

Elementos Mecánicos

$$P = 7.89 \text{ Ton}$$

$$M_x = 52.5 \text{ Ton-m}$$

$$M_{x2} = 46.0 \text{ Ton-m}$$

Revisión de la Relación Ancho-Espesor.

$$\frac{b}{t} \leq \frac{238}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{40}{1.0} = 40 \quad ; \quad \frac{d}{0.8} = \frac{78}{0.8} = 97.5 \quad \frac{238}{6} = 39.67.$$

Revisión del Patín

$$40 \leq 39.67 \quad \text{Se toma como bueno}$$

Revisión del Alma.

$$97.5 > 39.67$$

No se cumple la relación por lo que existe problema de pandeo local.

Aplicando el apéndice C-3 y siguiendo el procedimiento utilizado en el diseño de la columna tenemos que:

$$d_e = \frac{253(0.8)}{\sqrt{2.16}} \left[1 - \frac{44.3}{97.5 \sqrt{21.6}} \right] \leq d.$$

$$d_e = 39.29 < 78 \quad \text{Se cumple}$$

Cálculo de las propiedades de sección

$$\text{Area (efectiva)} = 204.8 - 2(39.29)(0.8) = 141.94 \text{ cm}^2$$

$$I_x(\text{efectivo}) = 188,093.6 - 2 \left(\frac{1}{12} \right) (0.8) (39.29)^3 = 180,006.65 \text{ cm}^4$$

$$I_y(\text{efectivo}) = 52,005.4 - 2(0.8) (39.29) (18.2)^2 = 31,182.33 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \left(\frac{180006.56}{141.94} \right)^{1/2} = 35.61 \text{ cm.}$$

$$r_y = \left(\frac{31182.33}{141.94} \right)^{1/2} = 14.82 \text{ cm.}$$

$$S_x = \frac{180006.65}{40} = 4500 \text{ cm}^3$$

Cálculo de Esfuerzos

Esfuerzo Permisible a Compresión

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(43.86)^2}{2(126.1)^2} \right]^{36}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{43.86}{126.1} - \frac{(43.86)^3}{8(126.1)^3}} = 18.88 \text{ K} \cdot 1 = 1,326.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 (1000)}{14.82} = 43.86$$

- Esfuerzo Permisible a Flexión

$$F_b = 0.6 F_y = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de Esfuerzos Actuantes.

$$F_a = \frac{7.89 \times 10^3}{141.94} = 55.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{b_x} = \frac{52.5 \times 10^5}{4 \times 500} = 1166.7 \text{ Kg/cm}^2$$

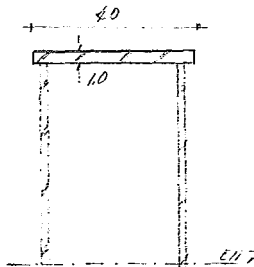
- Cálculo de Esfuerzos Combinados.

Como $\frac{f_a}{F_a} = \frac{55.59}{1326.9} = 0.04 < 0.15$ utilizaré la fórmula 1.6-2 de la Referencia 3.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.33$$

$\frac{55.59}{1316.9} + \frac{1166.7}{1518} = 0.04 + 0.77 = 0.81 < 1.33$ Se cumple la relación y por ende la sección es adecuada.

- Cálculo de Soldadura



- Esfuerzo en la soldadura

$$f = \frac{V a y}{I_n}$$

donde

$$V = 9.85 \text{ ton}$$

$$a = 40 \times 1.0 = 40 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 188,093.4 \text{ cm}^4$$

$$Y = 38 + 0.5 = 38.5 \text{ cm}$$

$$n = 2$$

$$f = \frac{9.85 \times 10^3 \times 40 \times 38.5}{188,093.4 \times 12} = 40.32 \text{ Kg/cm.}$$

- Esfuerzo Permisible en Soldadura

$$F_s = 8163.27w \text{ Kg/cm.}$$

- Espesor de Soldadura Requerido

$$w = \frac{40.32}{8163} = 0.005 \text{ cm.}$$

- Espesor Mínimo de Soldadura

Para un espesor de 3/8" le corresponde un espesor mínimo de soldadura igual a 3/16"

Rige el espesor mínimo de soldadura, por lo que se usará

$$t_w = 3/16 = 5\text{mm.}$$

V.6.- ARMADURA PRINCIPAL

Esta armadura es parte integral de un marco transversal y que estará sujeta a una serie de combinaciones de cargas, ya mencionadas anteriormente.

Los elementos mecánicos con los que, se diseñará esta estructura corresponden a la combinación de carga 19, es decir, corresponden a la combinación de carga viva + carga muerta + grua de 200 ton, con fuerza horizontal de - derecha - izquierda + grua de 100 ton, descargada. Esta estructura está formada por ángulos espalda con espalda y en sección cajón.

A continuación se indica el procedimiento que se deberá seguir en el diseño de los elementos que conforman esta armadura.

Consideraciones de Diseño

Estos elementos se diseñaran a compresión, ya que esta condición de carga es más crítica que la tensión, puesto que el esfuerzo permisible a tensión será igual a $F_t = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$, mientras que el esfuerzo permisible a compresión (F_a) "puede ser menor" que $0.6 F_y$, o sea $F_a < 1520 \text{ Kg/cm}^2$. Para el cálculo del esfuerzo permisible a compresión (F_a) se deberá cumplir satisfactoriamente las relaciones ancho-espesor y esbeltez.

Cuando los elementos estén formados por dos ángulos espalda con espalda -- (T) se dividirá la carga entre dos y se analizará un sólo ángulo (puesto que, cada ángulo absorbe el 50% de la carga total), finalmente se determinará el esfuerzo actuante (f_a) que deberá ser menor ó igual al esfuerzo permisible, es decir, $f_a < F_a$, si esto no se cumple se propondrá otra sección que cumpla con la relación de esfuerzos $f_a < F_a$.

- Cálculo del Esfuerzo Permisible

Como la relación de esbeltez (K/r) es menor que la relación de esbeltez al pandeo entre el rango elástico o noelástico (C_c), es decir,

$$\frac{KC}{r} < C_c ; \quad 50 < \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.1$$

Se utilizará la siguiente fórmula. (1.5-3) *

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{(KL/r)}{C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8 C_c^3}} = \frac{\left[1 - \frac{(50)^2}{2(126)^2} \right] 36}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{50}{126} - \frac{(50)^3}{8(126)^3}}$$

$$1.6 - \frac{L}{200r} \qquad \qquad \qquad 1.6 - \frac{150}{(200)(2.99)}$$

$$F_a = 13.59 \text{ KSI} = 95.5 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo del Esfuerzo Actante

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{25 \times 10^3}{37.10} = 674 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de Esfuerzos Combinados

$$f_a < F_a \quad 674 < 954$$

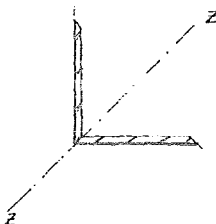
$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{674}{955} = 0.71 < 1.0$$

la sección es adecuada y se encuentra trabajando a 71% de su capacidad

DISEÑO DE ELEMENTO A COMPRESION

Propiedades de Diseño

Carga Axial	25 Ton.
Ancho	15.24 cm
Espesor	1.27 cm
Area	37.10 cm ²
r_z min	2.99 cm
Longitud	1.50 cm.



- Revisión de la Relación Ancho-Espesor*

Para ángulos no atiesados sujetos a carga axial de compresión la relación ancho-espesor, no deberá ser mayor que $76/\sqrt{F_y}$

$$\frac{b}{t_f} \leq \frac{76}{\sqrt{F_y}} ; \frac{b}{f} = \frac{15.24}{1.27} = 12.0 ; \frac{76}{\sqrt{36}} = 12.67.$$

$$12.0 < 12.67 \quad \text{Se cumple la relación.}$$

- Revisión por Estabilidad y Relación de Esbeltez

La máxima relación de esbeltez (KL/r) para miembros sujetos a compresión, no deberá exceder de 200

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

donde

$$K = 1.0$$

L = longitud libre de pandeo

r = radio de giro mínimo

$$\frac{150}{2.99} = 50.2 < 200 \quad \text{Se cumple la relación}$$

* Sección 1.9 Referencia 3

** Sección 1.8 Referencia 3

Diseño de un Elemento a Tensión

Carga Axial 51.7 ton

Area 91.74 cm²

- Esfuerzo Actuante

$$f_e = \frac{P}{A} = \frac{51.7 \times 10^3}{91.74} = 564 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo Permisible

$$F = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

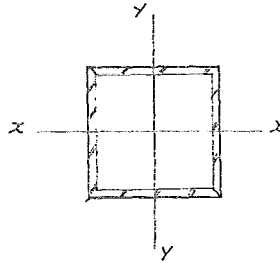
- Relación de Esfuerzos

$f_e < F_e$ Por lo que la sección es adecuada

DISEÑO DE UNA SECCION EN CAJON

Propiedades de Diseño

Carga Axial	=	15. ton
Ancho		12.7 cm
Espesor		1.6 cm
Area		75.62 cm ²
r min		4.65 cm
Longitud		211 cm



- Revisión de la relación Ancho-Espesor.

Para elementos no atezados sujetos a carga axial de compresión la relación ancho-espesor no deberá ser mayor que $\frac{95}{F_y}$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad ; \quad \frac{12.7}{1.6} = 7.94 \quad ; \quad \frac{95}{\sqrt{36}} = 15.83$$

7.94 < 15.83 Se cumple la relación.

- Revisión por Estabilidad y Relación de Esbeltez

Para elementos a compresión la relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad \frac{211}{4.65} = 45.38 \quad \text{Se cumple la relación.}$$

- Cálculo del Esfuerzo Permisible

$$\text{Como } \frac{KL}{r} < C_c \quad 45.38 < 126$$

Se utilizará la fórmula 1.5 - 1 y 1.5. - 3 de la Referencia utilizada -- en el diseño anterior

$$F_a = 13.55 \text{ KSI} = 952.5 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de Esfuerzos Combinados.

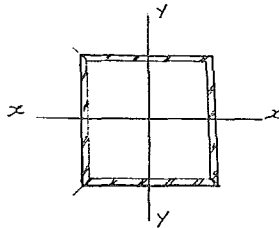
$$f_a < F_a \quad 198 < 952$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{198}{952} = 0.21 < 1.0$$

La sección es adecuada y se encuentra trabajando a 21% de su capacidad ; por lo que se propondrá una sección más esbelta.

Propiedades de Diseño.

Cargas Axial	15 ton
Ancho	10.20 cm
Espesor	0.80 cm
Area	30.96 cm ²
r min	3.87 cm
Longitud	21.1 cm



- Revisión Relación Ancho-Espesor

$$\frac{10.2}{0.8} = 12.75 < \frac{95}{\sqrt{36}} \quad \text{o.k}$$

- Revisión Relación de Esbeltez

$$\frac{211}{3.87} = 55 < 200 \quad \text{o.k}$$

- Cálculo del Esfuerzo Permisible

Como $\frac{K}{r} < C_c$ Se usarán las fórmulas

$$1.5 - 1 \text{ y } 1.5 - 3$$

$$F_a = 13.60 \text{ KSI} = 956 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo del Esfuerzo Acatuante

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{15 \times 10^3}{30.96} = 485 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de Esfuerzos Combinados

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{485}{956} = 0.51. \quad \text{oK.}$$

Con el procedimiento seguido hasta ahora se continúa el diseño de los elementos de la armadura.

V.7.- LARGUERO

Los largeros forman parte de la estructura principal, ya que su función primordial es la de transmitir a las traveses principales las cargas debido a peso propio de la lámina, las fuerzas de presión o de succión debidas al viento, o una combinación de ambas dependiendo cual de las condiciones sea la más crítica.

Los largeros se colocarán a cada 1.5 m y su sección transversal será en forma de canal, el claro libre entre apoyos será de -- 3.33 m. Para el diseño de este será necesario determinar las - sollicitaciones de cargas a las que estará sujeto, es decir, primero se revisará considerando únicamente las cargas por peso propio más carga viva, en seguida se revisará considerando únicamente la fuerza de succión o presión debido al viento. Por lo tanto tenemos que:

Cálculo de W (carga total)

Lámina Pintro	10	Kg/m ²
Carga Viva	60	Kg/m ²
	<hr/>	
	70	Kg/m ²

Carga sobre los Largeros:

$$\begin{aligned} 70 \text{ Kg/m}^2 \times 1.5\text{m} &= & 105 \text{ Kg/m.} \\ \text{Sección 6-2 1/2 Peso Propio} &= & \underline{8} \text{ Kg/m.} \\ & & 113 \text{ Kg/m.} \end{aligned}$$

$$W = 113 \text{ Kg/m.}$$

Cálculo de la fuerza de presión

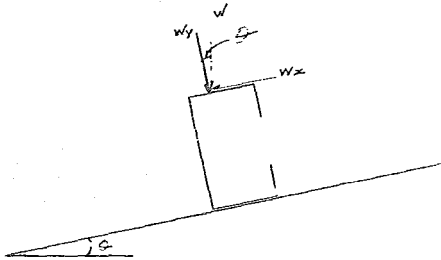
$$\text{Fuerza de Presión} \quad P = 34C \text{ Kg/m}^2$$

para $C = 1.75$, tenemos que:

$$F = 34 \times 1.75 \times 1.5 = 89.25 \text{ Kg/m.}$$

Por lo tanto rige la primera condición de carga por lo que en el diseño consideramos la carga de $w = 113 \text{ Kg/m}$.

Ahora bien tenemos que:



Donde;

w = carga uniformemente repartida, debido a las solicitaciones verticales (carga viva más carga muerta).

w_x = proyección de la carga sobre el eje x ($w \text{sen } \theta$)

w_y = proyección de la carga sobre el eje y ($w \text{cos } \theta$)

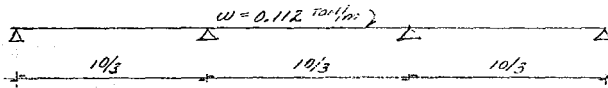
Ahora bien tenemos que para la flexión alrededor de eje x tendrá un claro libre de 3.33 m y para la flexión alrededor del eje y -

tendrá un claro de 5.0m, por lo que se calculará la carga uniformemente distribuida para cada una de las condiciones.

$$W_x = W \sin \theta = 0.113 \sin 6.46 = 0.013 \text{ Ton/m.}$$

$$W_y = W \cos \theta = 0.113 \cos 6.46 = 0.112 \text{ Ton/m.}$$

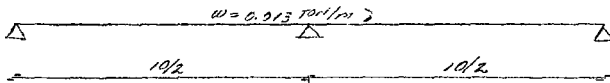
Flexión alrededor del Eje x



$$M_{\text{máx}} = 0.08 w l^2 \quad (\text{página 86 del Manual AHMSA})$$

$$M_{\text{ma}} = 0.008 \times 0.112 \times 3.33^2 = 0.10 \text{ Ton-m.}$$

Flexión alrededor del Eje y



$$M_{\text{máx}} = 0.07 w l^2 \quad (\text{página 86 del Manual AHMSA})$$

$$M_{\text{ma}} = 0.07 \times 0.013 \times 5^2 = 0.02 \text{ Ton-m.}$$

Revisión por flecha

$$\sigma_{\text{m}á\text{x}} = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI} \quad (\text{Página 69 del Manual AHMSA})$$

$$\sigma_{\text{m}á\text{x}} = \frac{5}{384} \frac{0.013(500)^4}{(2.1 \times 10^6)(48.45)} = 0.10 \text{ cm}$$

$$\text{permisible} = \frac{L}{200} + 0.5 = \frac{1000}{200} + 0.5 = 5.5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{\text{perm}} > \sigma_{\text{m}á\text{x}} \quad \text{ok.}$$

Cálculo de esfuerzos actuantes.

$$f_{bx} = \frac{M}{s}; \quad f_{bx} = \frac{2M}{s}$$

Esto es, debido a que la fuerza P_{∞} se encuentra actuando en la parte superior del perfil.

$$f_{bx} = \frac{0.1 \times 10^5}{45.86} \quad 218.05 \text{ Kg/cm}^2; \quad f_{by} = \frac{2 \times 0.02 \times 10^5}{11.05} = 361.99 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de esfuerzos permisibles

Es esfuerzo permisible a flexión es $F_b = 0.6 F$ y para secciones asimétricas. Donde el valor de $F_y = 2310 \text{ Kg/cm}^2$ -- por tratarse de un perfil tratado en frío (página 61 Manual AHMSA).

$$f_b = 0.6 \times 2310 = 1386 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión de los Esfuerzos Combinados

$$f_{bx} + f_{by} \leq F_b.$$

$$218.05 + 361.99 = 580 \text{ Kg/cm}^2 < 1386 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto esta acción es adecuada para soportar las sollicitaciones de carga a que esté expuesta.

V.8.- CONTRAVIENTO

Este elemento trabaja a tensión por lo que, en el análisis se realizaron dos corridas por computadora; la primera, para determinar que elementos en diagonal trabajan a compresión, para que, en la segunda su contribución en el análisis sea nula, y los restantes elementos en diagonal trabajen más esforzadamente.

La sección transversal de estos elementos será de dos ángulos de lados iguales en estrella, $\angle 2 \times 2 \times 3/8$.

Por lo tanto tenemos que;

- Cálculo de Esfuerzos Actuantes.

$$f = \frac{P}{A} = \frac{12 \times 10^3}{17.54} = 684.2 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de Esfuerzos Permisibles *

$$F = 0.6 F_y = 1518 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Comparación de Esfuerzos.

Se cumple la relación por lo que la sección propuesta es adecuada.

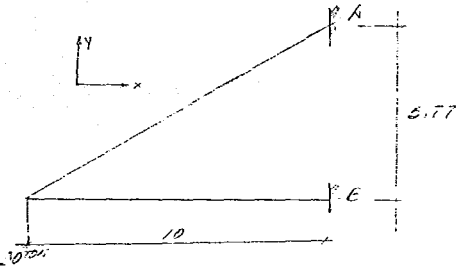
$$f_t < F_t$$

* Sección 1.5.1.4.5 Referencia 3.

V.9.- GRUA GIRATORIA

Los elementos mecánicos máximos que estarán actuando en esta estructura se calculan a continuación las conexiones entre la grua y la columna se hará por medio de tornillos A-307 alta resistencia, tal como se puede ver más adelante. Por lo tanto tenemos que:

- Determinación de los Elementos Mecánicos.



$$\begin{aligned} \text{tango} &= \frac{\text{Cat op}}{\text{Cat ad}} \\ \text{Cat op} &= \text{Cat ad} \text{ tango} \\ \text{Cat op} &= 10 \text{ tang } 30^\circ \\ \text{Cat op} &= 5.77\text{m.} \end{aligned}$$

- Cálculo de Reacciones

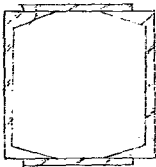
$$R_{ax} = R_{bx} = \frac{30(10)}{5.77} = 52 \text{ t n.}$$

$$R_{ay} = 30 \text{ ton.}$$

- Propiedades de Sección.

- Cuerda Inferior

2 Canales de 12"x44.64Kg/m+2Ps11.5"x1/4



$$\begin{aligned} \text{Area} &= 150.9 \text{ cm}^2 \\ \text{min} &= 12.7 \text{ cm.} \\ K &= 2.1 \\ e &= 1000 \text{ cm.} \end{aligned}$$

- Cálculo de Esfuerzo Actuante

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{52 \times 10^3}{150.9} = 344.9 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de Esfuerzo Permisible

$$\frac{k_e}{r} = \frac{2.1 \times 1000}{12.7} = 165.35 \quad ; \quad C_c = 126.1$$

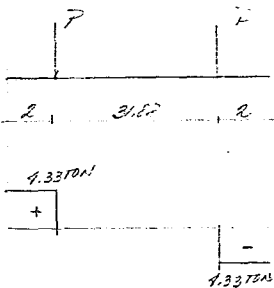
Como $\frac{k_e}{r} > C_c$ se usará la fórmula 1.5.2 de la Referencia 3.

$$F_a = \frac{12 I I^2 E}{23 (k_e/r)^2} = \frac{12 I I^2 E}{23 (165.35)^2} = 5.46 \text{ KSI} = 383.92 \text{ kg/cm}^2$$

- Comparación de Esfuerzos.

$$f_a = 345 \text{ kg/cm}^2 < F_a = 384 \text{ kg/cm}^2$$

Se cumple la relación y por ende la sección es adecuada.



$$P = \frac{52}{12} = 4.33 \text{ ton}$$

usando tornillos estandar A-307

$$F_v = 700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo Cortante Permisible)}$$

- Cálculo del Diámetro del Tornillo

tenemos que:

$$F_v = \frac{P}{A} = D \quad A = \frac{P}{f_r} = \frac{4.33 \times 10^3}{700}$$

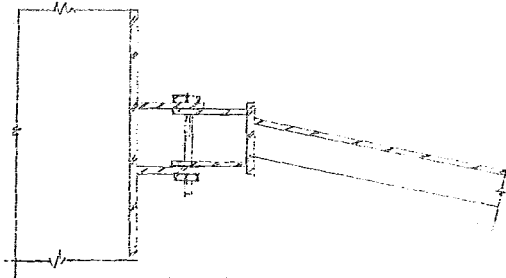
$$A = 6.19 \text{ cm}^2$$

Sabemos que:

$$D = \frac{4A}{F} = \frac{4(6.19)}{11} = 2.81 \text{ ,.}$$

Por lo tanto se usarán 6 tornillos A-307 con diámetro $\phi = 2.86 \text{ cm} = 1 \text{ 1/8 plg.}$

- Diseño de Tornillos de la Diagonal.



- Propiedades de Sección

- Diagonal



6 x 8 x 33.55 kg/m.

Area: 42.91 cm²

- Cálculo de Esfuerzo Actuante.

$$F_t = \frac{P}{A} = \frac{60 \times 10^3}{42.91} = 1398.28 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de Esfuerzo Permisible

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

- Comparación de Esfuerzos

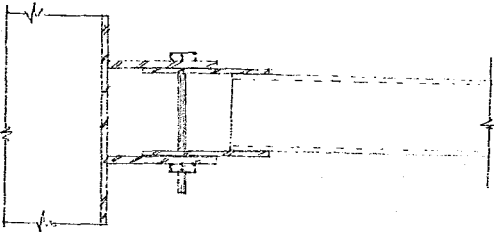
$$f_t = 1398 \text{ kg/cm}^2 \quad F_t = 1518$$

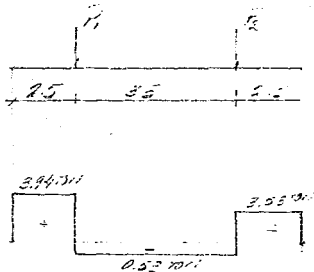
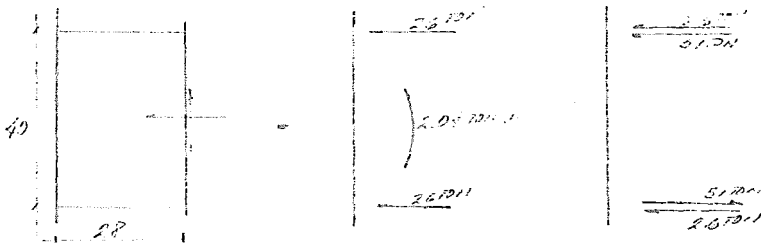
Se cumple la relación y por ende la sección es adecuada.

- Cálculo de Conexiones.

- Diseño de Tornillos de la Cuerda Inferior

Los tornillos estarán sujetos a esfuerzos cortantes por lo que.





$$P_1 = \frac{51 + 2.6}{12} = 4.47 \text{ ton}$$

$$P_2 = \frac{51 + 2.6}{12} = 4.06 \text{ ton}$$

usando tornillos estandar A-307

$$Fr = 700 \text{ kg/cm}^*$$

- Cálculo del Diámetro del tornillo

tenemos que:

$$A = \frac{P}{F_y} = \frac{3.94 \times 10^3}{700} = 5.63 \text{ cm}^2$$

donde:

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(5.63)}{\pi}} = 2.68 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se usarán 6 tornillos A-307 con diámetro $\phi = 2.68 = 1 \frac{3}{8}$ plg.

* Referencia

V.10.- COLUMNA DE FACHADA.

Para el diseño de esta columna se determinarán los elementos mecánicos generados por las presiones debidas al viento. Como se vio en el capítulo I (Solicitaciones de Carga), las presiones de viento varían con la altura, por lo que, se determinarán las fuerzas de presión a cada diez metros.

Las condiciones de apoyo de este elemento corresponden a un comportamiento en la placa base y a un apoyo libre en el extremo superior, el cual corresponde a la armadura secundaria. Por lo tanto tenemos que:

- Cálculo de Elementos Mecánicos.

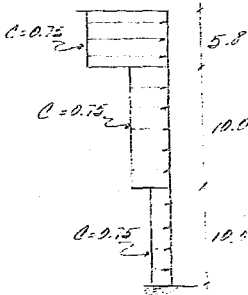
Presión de viento para una altura igual a:

$$10.0\text{m} = P=25.5 \text{ c Kg/cm}^2$$

$$20.0\text{m} = P=30.85 \text{ c Kg/cm}^2$$

$$25.8\text{m} = P=34.0 \text{ c Kg/cm}^2$$

- Coeficiente C de viento



Como tenemos un ancho tributario de 6.63 m por lo tanto tenemos que:

$$w_1 = 25.5(0.75)(6.63) = 127 \text{ Kg/m}$$

$$w_2 = 30.85(0.75)(6.63) = 153 \text{ Kg/m}$$

$$w_3 = 34.0(0.75)(6.63) = 169 \text{ Kg/m}$$

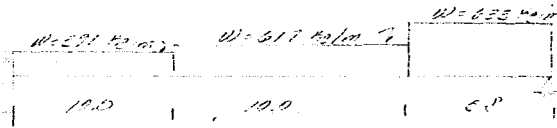
- Cálculo de Carga Muerta

Peso de Lámina 20

Estructura $\frac{50}{70} \text{ Kg/m}^2$

$$w = 70 (6.63) = 464 \text{ Kg/m.}$$

Por lo tanto sumando las fuerzas de presión más la carga muerta tenemos que:



La determinación de reacciones se hará por super posición de causas y efectos, con ayuda de las formulas del Manual AHMSA.

$$RA = 9,722.27 \text{ Kg}$$

$$RB = 6,029.13 \text{ Kg}$$

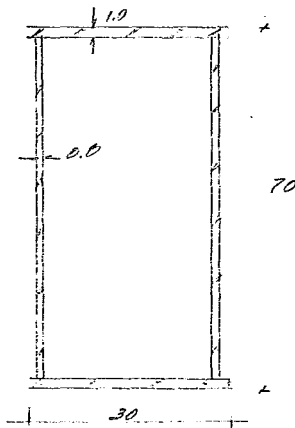
$$MA = - 50,623.70 \text{ Kg-m}$$

$$M(+)= 21,875.19 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momento máximo} = 50.62 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Constante máximo} = 6.03 \text{ ton}$$

Con los elementos mecánicos máximos y siguiendo el mismo procedimiento utilizado en el diseño de la columna principal, tendremos como resultado final la siguiente sección para la columna de fachada.



V.11.- ARMADURA SECUNDARIA

Esta armadura servirá de apoyo a las columnas de fachada, las cuales, soportaran las presiones de viento. Esta estructura estará formada -- por dos ángulos unidos formando una sección cajón, esto se debe, a -- que la relación esbeltez ($K l/r$) es mayor de 200 para secciones forma-- das por ángulos espalda con espalda. Para el análisis estructural se realizaron dos corridas por computadora. La primera nos sirvió para determinar qué elementos diagonales se encontraban trabajando a com-- presión, y conocidos estos, proponerles un área muy pequeña de tal -- menera que su contribución en el análisis sea nula, y por ende que -- los elementos restantes trabajen más esforzadamente.

A continuación se describe el procedimiento que se siguió para propo-- ner secciones cerradas (sección en cajón), en lugar de secciones de -- alma llena (sección T ángulos espalda con espalda); siendo este proce-- dimiento el mismo utilizado en el diseño de la Armadura Principal.

DISEÑO DE ELEMENTO EN DIAGONAL

El diseño de este elemento será a compresión ya que ésta condición es más crítica que la tensión, para esto la carga se dividirá entre dos, y se analizará un solo ángulo, ya que este presenta una rigidez menor, que en una sección compuesta, por lo que:

PROPIEDADES PARA DISEÑAR

Carga Axial 9.0 Ton.

Ancho = 7.62 cm.

Espesor = 0.80 cm.

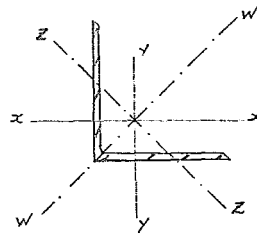
Area = 11.48 cm²

rx = ry = 2.34 cm.

rw = 2.92 cm.

rz = 1.49 cm.

Longitud = 300. cm.



Cálculo de $\frac{KL}{r}$ con K=1.0

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{300}{2.34} = 128$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_w = \frac{300}{2.92} = 103$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_z = \frac{300}{1.49} = 201 \quad \text{Rige}$$

$$\text{como } \frac{KL}{r} > C_c = 126.1$$

Se deberá utilizar la fórmula 1.5-3 de la Ref. 3

$$\text{Fas} = \frac{12 \sqrt{E}}{23 \left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{12 \sqrt{29 \times 10^6}}{23 (201)^2} = 6,38 \text{ KSI.}$$

$$\frac{1.6 - \frac{L}{200r}}$$

$$\text{Fas} = 448 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo del esfuerzo actuante

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{9000}{11.48} = 784 \text{ Kg / cm}^2$$

- Cálculo de esfuerzos combinados

$$f_a > F_a \quad 784 > 448$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{784}{448} = 1.75$$

Este elemento esta trabajando a un 75% más de su capacidad, por lo que se procede a realizar un cambio en su sección transversal, tal como se verá a continuación.

- Diseño de una Sección en Cajón.

El diseño de este elemento será a compresión, ya que esta condición de carga es más crítica que a tensión además se revisarán las relaciones - ancho - espesor y esbeltez, para que, cumpliendose estas se proceda - al cálculo del Esfuerzo Permisible a Comprensión.

Propiedades para Diseñar

Carga Axial = 18 Ton

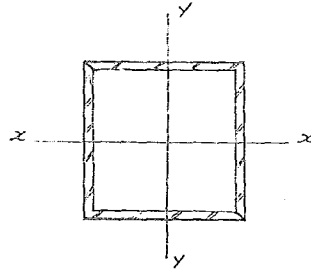
Ancho = 7.62 cm.

Espesor = 0.80 cm.

Area = 22.96 cm²

$r_x = r_y = 2.83$ cm.

Longitud = 300 cm.



Revisión de la Relación Ancho-Espesor *

Para elementos no atiesados sujetos a compresión, la relación ancho-espesor, no deberá ser mayor que: $\frac{95}{F_y}$

$$\frac{b}{t_f} \leq \frac{95}{F_y} \quad \frac{7.62}{0.8} = 9.53; \quad \frac{95}{36} = 15.83$$

9.53 < 15.83 Se cumple la relación

- Revisar por Estabilidad y Relación de Esbeltez **

La máxima relación de esbeltez $(\frac{Kl}{r})$ para miembros sujetos a compresión no deberá exceder de 200

$$\frac{Kl}{r} \leq 200$$

donde

$$K = 1.0$$

$$l = \text{longitud libre de Pandeo}$$

$$r = \text{radio de giro mínimo}$$

* Sección 1.9 Referencia 1.9

** Sección 1.8 Referencia 1.8

$$\frac{Kl}{r} = \frac{300}{2.83} = 106. < 200 \quad \text{Se cumple la relación}$$

- Cálculo del Esfuerzo Permisible *

Como la relación de esbeltez (Kl/r) es menor que la relación de esbeltez al pandeo entre el rango elástico e inelástico (Cc), es decir:

$$\frac{kl}{r} < Cc \quad 106 < \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = 126.1$$

Se deberá utilizar la siguiente fórmula:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}{2Cc^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)}{Cc} - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^3}{8 Cc^3}} = \frac{\left[1 - \frac{(106)^2}{2(126)^2} \right] 36}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{106}{126} - \frac{(106)^3}{8(126)^3}} = \frac{1.6 - \frac{1}{200r}}{1.6 - \frac{300}{(200)(2.83)}}$$

$$F_a = 11.4 \text{ KSI} = 801.36 \text{ Kg./cm}^2.$$

- Cálculo del Esfuerzo Actante

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{18000}{22.96} = 784 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Cálculo de Esfuerzos combinados.

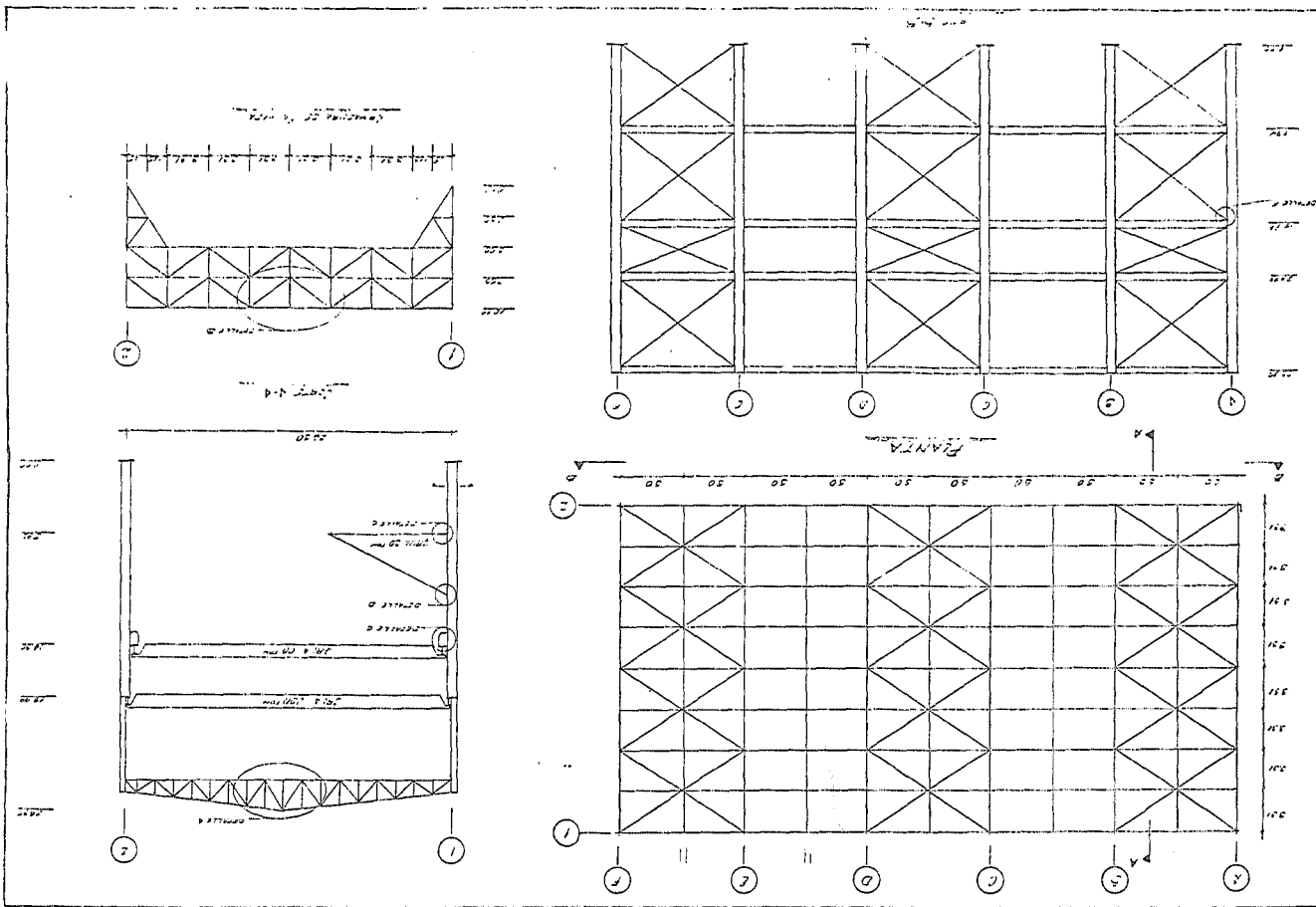
$$\frac{f_a}{F_a} \leq 1.0$$

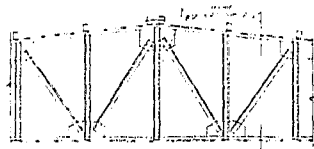
$$\frac{784}{801} = 0.98 \approx 1.0$$

La sección es adecuada y está trabajando a un 98% de su capacidad.

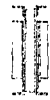
* Sección 1.5.1.3 Referencia

VI.- DIBUJOS Y PLANOS DE TALLER

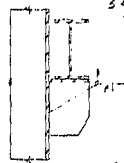




DETALLE A



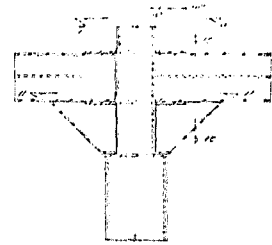
DETALLE H



DETALLE E



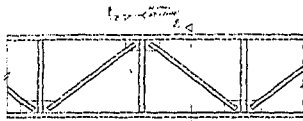
CROSS E-E



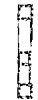
Continuation de l'Arche à l'Entrée



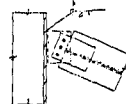
CROSS I-I



DETALLE B



CROSS D-D



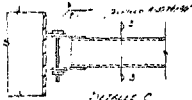
DETALLE F



L'ARCHE



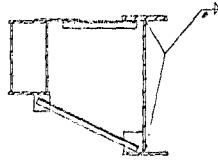
CROSS G-G



DETALLE C



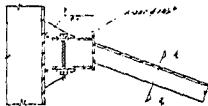
CROSS J-J



TRUSSE COUPE



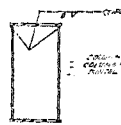
CROSS K-K



DETALLE D



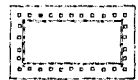
CROSS L-L



CROCHET DE LA TOITURE



CROSS M-M



CROSS N-N

VII.- CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

En este trabajo se ha mostrado la metodología a seguir en la determinación de las solicitaciones de carga, el análisis y diseño, que puede ser aplicado a cualquier tipo de estructura siempre y cuando se cumpla con los requisitos establecidos en los códigos y/o normas.

Como una observación de vital importancia, es el que se tenga mucho cuidado cuando se idealice la estructura, ya que esto trae como consecuencia el que las estructuras resulten robustas o esbeltas. En este caso, para analizar la nave industrial, se idealizaron dos marcos (uno transversal y un longitudinal) los cuales absorberían los esfuerzos generados por las cargas actuantes, esta idealización dió como resultado el que las secciones de los elementos que conforman los marcos resultaran robustas, por lo que, para poder hacer las secciones más esbeltas, se recomienda analizar la estructura tridimensionalmente, ya que, de esta manera, existe una distribución real de esfuerzos, es decir que, para soportar las cargas actuantes no solamente intervienen dos marcos, si no la estructura en su totalidad, y esto trae como consecuencia el que las secciones se reduzcan de un 30 a un 40%.

La experiencia del Ingeniero o el realizar algunos análisis previos permite obtener mejores resultados.

VIII.- REFERENCIAS

REFERENCIAS

- 1.- Reglamento del Distrito Federal
- 2.- Whiting Crane Handbook
- 3.- AISC (American Institute of Steel Construction)
- 4.- Manual de Obras de Diseño de Obras Civiles C.I.4. C.F.E.
- 5.- Manual de Obras de Diseño de Obras Civiles C.I.3. C.F.E.
- 6.- Estructuras de Acero Comportamiento y Diseño. Oscar de Buen
López de Heredia
- 7.- Design of Welded Structures Omer W. Blodgett
- 8.- Structural Design Lambert Tall
- 9.- Manual AHMSA Construcción de Acero

M-0028668