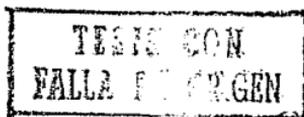


11
21
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**CALCULO Y DISEÑO DE LA CUBIERTA
DEL TEMPLO STO. SANTIAGO.**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

RAMON E. HERNANDEZ LECANDA

GUADALAJARA, JALISCO. 1990



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

Introducción	I.
.....	II.
1).- Antecedentes	1.
2).- Justificación de la Estructura	3.
3).- Análisis de Cargas	5.
4).- Analisis Estructural	10.
5).- Prediseno Estructural	24.
6).- Uniformización de Secciones	34.
7).- Arriostramiento de Cuerda Inferior	55.
8).- Conclusiones	58.
9).- Bibliografías	59.

INTRODUCCION

Una de las características fundamentales de una estructura metálica es principalmente, el ser de las estructuras más esbeltas, por ser de un material de alta resistencia, esto es, de un material de gran capacidad, tanto a la tensión como a la compresión, es decir, por unidad de peso de la misma estructura, esto nos significará que las cargas muertas serán menores, por otro lado es un material que no cambia con el tiempo, como sucede con otros materiales en la construcción.

También es un material que trabaja más cerca a la hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales empleados en la construcción, puesto que sigue ó se apega con gran exactitud a la Ley de Hooke, esto hasta en esfuerzos relativamente altos.

Bajo cargas normales, miembros estructurales, en una estructura, sufren concentraciones de esfuerzos, pero la ductilidad de dicho material, permite fluir localmente éstos esfuerzos en dichos puntos, y así prevenir fallas locales prematuras en la estructura.

Teniendo en cuenta estos principios y algunos otros que posteriormente se presentarán en el desarrollo de esta tesis, serán puntos fundamentales que se tomaron en cuenta para analizar esta estructura, y porque se propone como solución para este templo de Santo Santiago, una estructura metálica.

Por otro lado con el desarrollo paralelo, tanto de la Sociedad Eclesiástica, como de los conocimientos y técnicas de la ingeniería y fabricación de estructuras, dicho de otra manera, de la necesidad de templos, cada vez más grandes para albergar a un número creciente de fieles y por el otro de estructuras esbeltas y arquitectónicamente estéticas, que además sean capaces de salvar claros cada vez más grandes, hace que los conocimientos y técnicas en estructuras metálicas sean más exactas, así como la factibilidad de fabricación y más económicamente accesibles.

Por lo tanto el desarrollo de esta tesis, consiste en el Diseño y cálculo de dicha estructura metálica, así como podremos observar concentraciones de cargas bastante grandes y como son soportadas por elementos relativamente esbeltos.

Como se comentó con anterioridad del desarrollo de la Iglesia, esto es remontándonos, desde la venida de Jesucristo a nuestro mundo y de la propagación del Evangelio, el cual ha sido de una manera multitudinaria, lo que ha implicado una necesidad intrínseca de lugares de magnitud considerable, para albergar a los fieles durante el desarrollo de la misa, o sea, un lugar que ofrezca un espacio libre de obstáculos y que los aisle de el sol, lluvia y algunas otras inclemencias del medio.

En la época de Jesucristo pues por la falta de conocimientos en ingeniería, así como de materiales como el acero, fueron aspectos fundamentales de que las congregaciones que se formaban en torno a El, cuando propagaba el evangelio, era necesario que se realizaran en lugares a la intemperie y por ello junto al desarrollo de la Ingeniería, tanto en conocimientos, como en materiales nuevos, fueron haciendo posible la construcción de templos de una magnitud considerable y a la vez arquitectónicamente agradables.

En la actualidad la construcción de los templos son erigidos a una velocidad más lenta considerablemente que al tiempo que son requeridos, por las comunidades cristianas, en el caso específico de éste templo actualmente lo coloca como un centro eclesiástico, con suma urgencia para su construcción.

Por dichas causas en la colonia donde se llevará a cabo ésta construcción, impera por un lado como se nombró anteriormente la edificación de la misma y por otro la rapidez con que se eriga la misma.

1. ANTECEDENTES.-

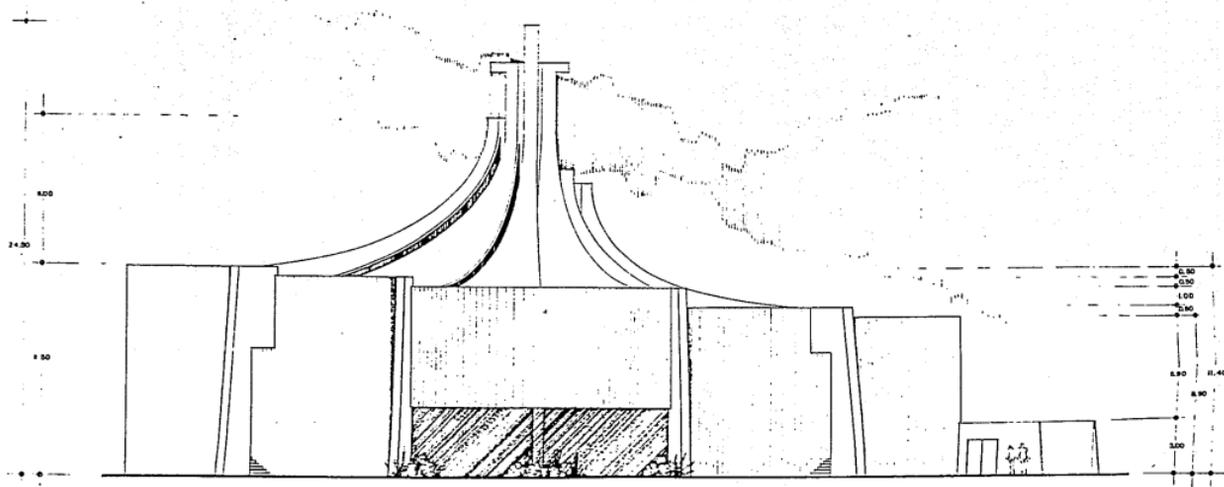
1.1.0 Proyecto Arquitectónico.

Este proyecto arquitectónico se ha ido realizando en diversas y muy espaciadas etapas, así también ha sufrido una serie de modificaciones, para cumplir con las exigencias de espacio y capacidad, además de cumplir con el estilo arquitectónico imperante.

Actualmente dicha obra se encuentra en obra negra, exepctuando en su totalidad el techado, puesto que hasta estas fechas se ha determinado el tipo de techado.

Este templo se encuentra ubicado en la calle de Tchaikovsky colonia Jardines de Guadalupe, en Guadaluajara, Jal.

A continuación se presenta el proyecto Arquitectónico en base a los siguientes planos.

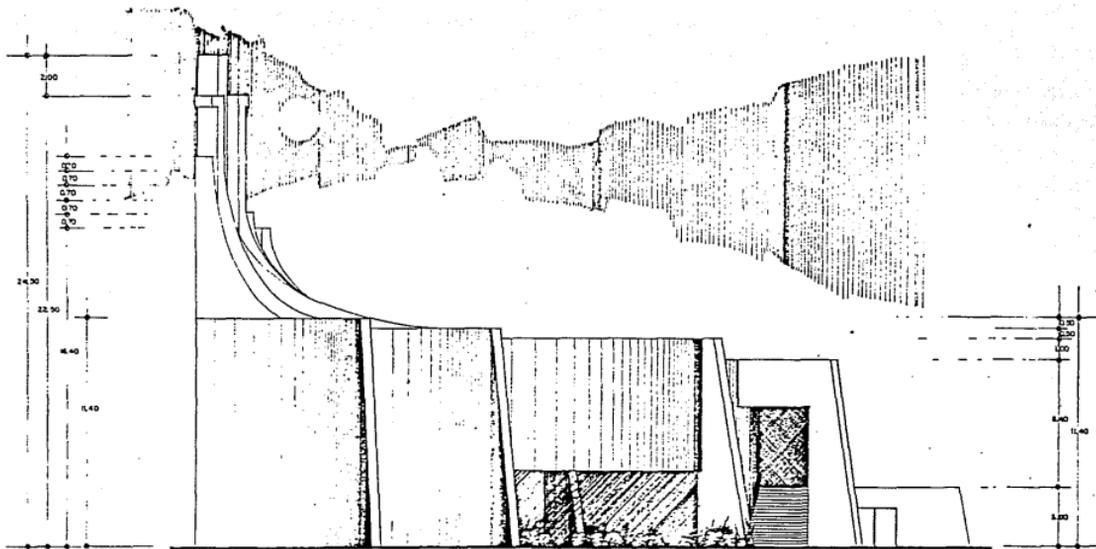


ALZADO POR INGRESO

Plano 1.

PARROQUIA STO SANTIAGO

PROYECTA: [illegible] DISEÑA: [illegible] DISEÑO: [illegible] DISEÑO: [illegible]	BUFETE DE DISEÑO [illegible] [illegible]
--	---



ALZADO POR CALLE

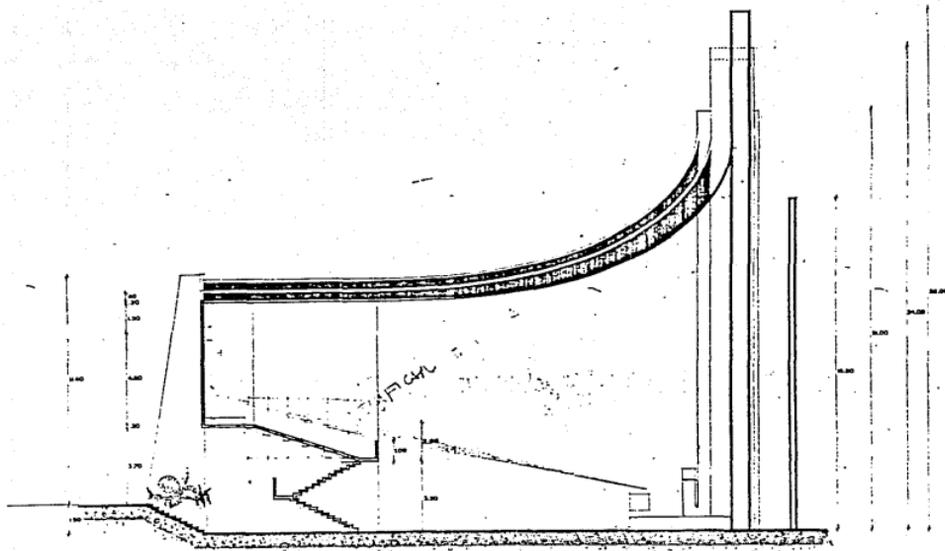
ESCALA 1:100

Plano 2

PARROQUIA STO. SANTIAGO

PROYECTO DE RECONSTRUCCION DE LA PARROQUIA

BUFFETE DE DISEÑO



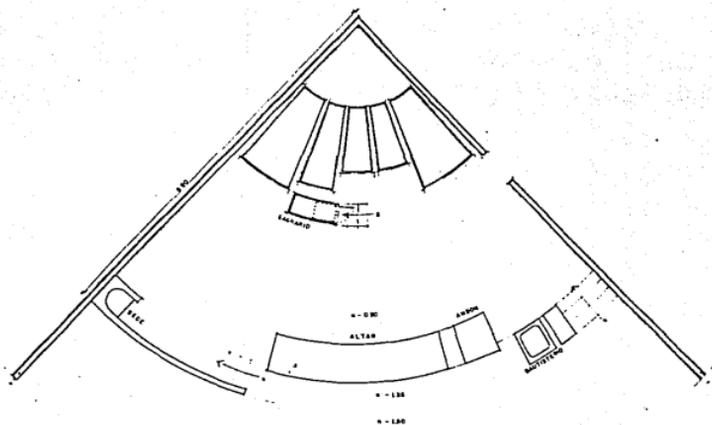
CORTE Z Z'
 ESCALA 1/100
 (corte de posición)

5

ENCUENTRO DE MURADO EN LOS MURADOS DEBIDO A LA DISTANCIA 130 CM

Plano 4

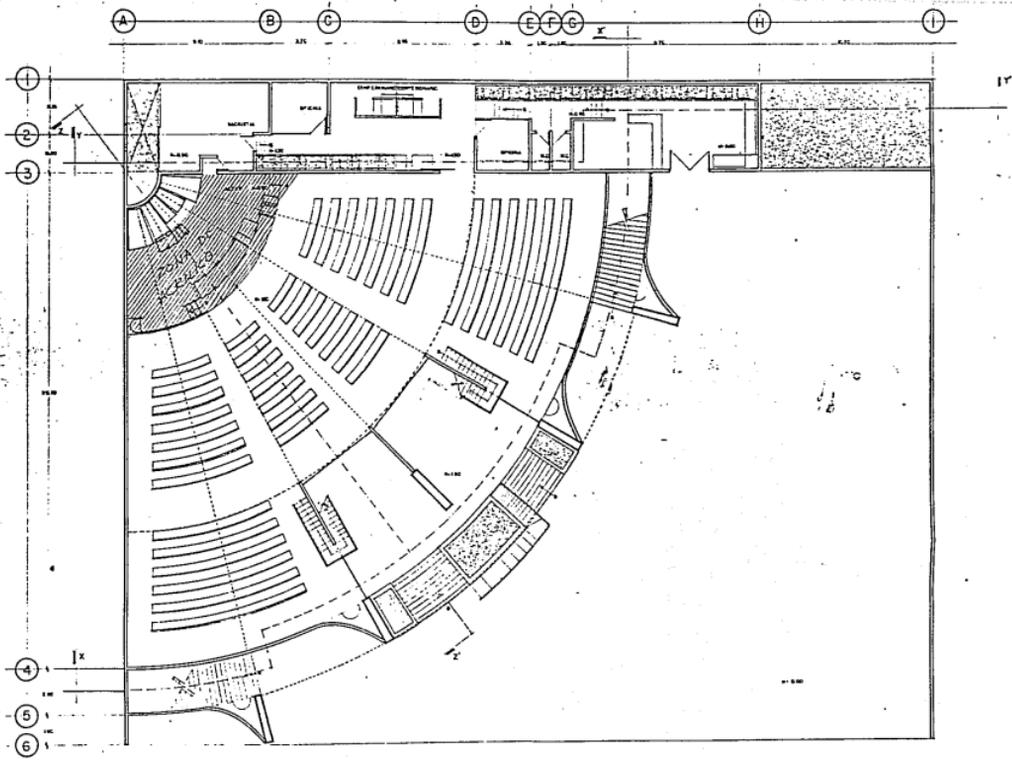
PARROQUIA STO. SANTIAGO	
<p>PROYECTO DE OBRAS DISEÑO: [] DISEÑO: [] DISEÑO: [] DISEÑO: [] DISEÑO: []</p>	<p>BUFFETE DE DINERO DISEÑO: [] DISEÑO: [] DISEÑO: [] DISEÑO: []</p>



PLANTA DEL ALTAR
 a a c: 1:50

Plano 5

PARROQUIA STO. SANTIAGO	
<p>PROYECTO: ...</p> <p>AREA: ...</p> <p>FECHA: ...</p> <p>APROBADO: ...</p>	<p style="text-align: center;">BUFETE DE DISEÑO.</p> <p>... ..</p> <p style="text-align: right;">... ..</p>

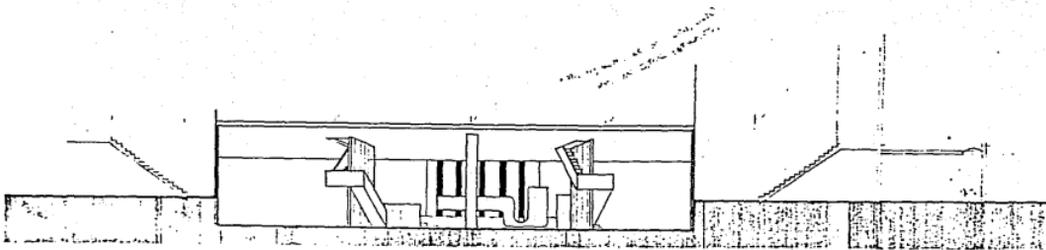


PLANTA BAJA
ESCALA 1:100

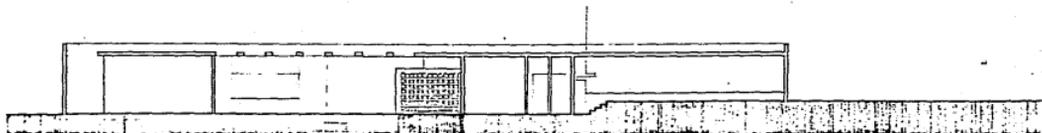
Plano 6

PARROQUIA STO. SANTIAGO

<p>PROYECTO</p> <p>PROYECTO DE RECONSTRUCCIÓN DE LA PARROQUIA STO. SANTIAGO</p>	<p>BUFETE DE DISEÑO</p> <p>INGENIEROS ARQUITECTOS</p> <p>INGENIEROS ARQUITECTOS</p> <p>INGENIEROS ARQUITECTOS</p> <p>INGENIEROS ARQUITECTOS</p>
--	--



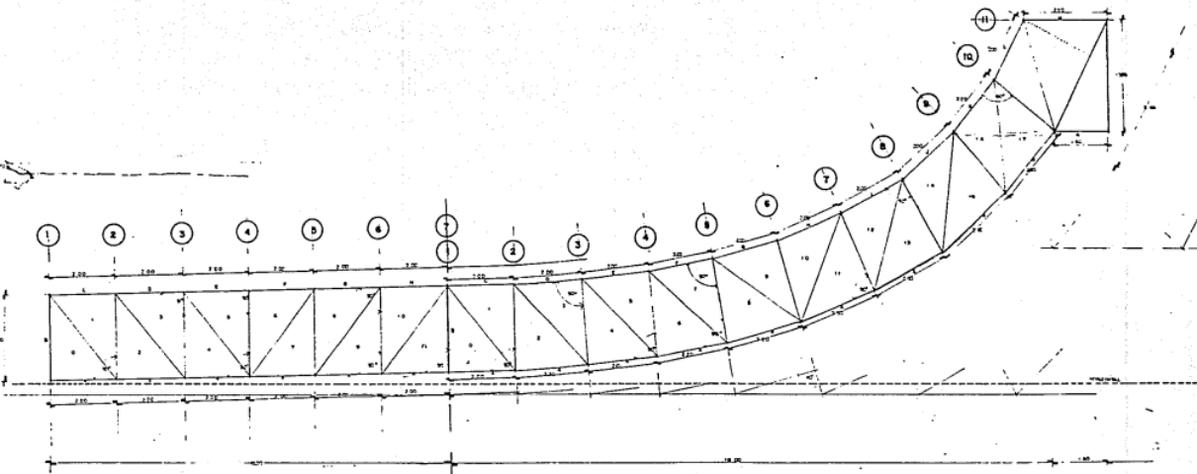
CORTE Z-Z



CORTE Y-Y

Plano 8

PARROQUIA STO. SANTIAGO	
<small>PROYECTO: ... FECHA: ... ESCALA: ...</small>	
<small>PROYECTADO POR: DISEÑADO POR: VERIFICADO POR:</small>	OFICINA DE DISEÑO <small>PROYECTADO POR: ... DISEÑADO POR: ... VERIFICADO POR: ...</small>



Plano 9

DISEÑO
CALECULO
T
DISEÑO
LOUPES OMALOS CAMERAS
LIB. E. MORENO REYES
ARMANDO LEON CENTENO

1.1.1 Descripción del Techado.

Dentro del proyecto arquitectónico, en el plano # 9, podemos observar el perfil del techo que se pretende seguir, el cual al parecer pretende ser parabólico, (lo cual posteriormente será necesario determinar matemáticamente).

Dicho techado se pretende hacer mediante losas prefabricadas de concreto ligero las cuales tienen las siguientes características y dimensiones: Ancho de 0.50 mts., Largo de 3.00 mts. con un espesor de 0.15 mts. con un armado diseñado para soportar cargas vivas señaladas por el reglamento de construcciones del estado de Jalisco para azoteas, (150 kg/m²); éstas losas son fabricadas con un concreto ligero elaborado a base de jal, cemento y un aditivo para incurrirle aire, lo cual provocará una disminución de importancia en el peso volumétrico del material, llevándolo hasta un peso real de 1720 kg/m³.

Se decidió emplear éstas losas por lo siguiente:

1).- Por el aspecto arquitectónico se excluye definitivamente el emplear definitivamente el uso de lámina de cualquier tipo, (Galvanizada, Zintro, Pintro, Multipanel, etc.). Por lo tanto, además de hacer un techado a base de bóveda de ladrillo encarecería de una manera considerable dicho proyecto.

2).- También representaba una problemática muy interesante, la forma del perfil parabólico a seguir, es mucho más factible el realizarlo de una manera más fácil y rápida mediante estas losas de concreto aligerado.

3).- En el plano # 4 se puede observar que se está solicitando una iluminación que irá a todo lo largo de las losas donde se encuentren los elementos de soporte, con una altura de 50 cms. aproximadamente esta iluminación.

4).- Además de la iluminación ya mencionada también se solicita en los planos arquitectónicos un área que será techada con acrílico translúcido, ésta zona se encuentra marcada de una manera achurada en el plano # 6.

2.- JUSTIFICACION DE LA ESTRUCTURA.-

Primeramente, aunque no se encuentra plasmado en el proyecto arquitectónico, el tipo de estructura para el techado del templo. El director del proyecto, solicita una estructura lo más esbelta posible y así cumpla con el aspecto arquitectónico. Por otro lado tenemos un aspecto muy importante el cual es el económico, el cual es altamente considerable en la actualidad, por la escasez del mismo recurso.

Teniendo en cuenta estos aspectos, para decidir el tipo de estructura se tiene 2 opciones, las cuales son:

- a).- Estructura de concreto.
- b).- Estructura de acero.

Para determinar por que con un criterio ingenieril, nos inclinamos por una estructura de acero, analizaremos los siguientes aspectos:

1).- Tenemos como primer aspecto arquitectónico el de una estructura lo más esbelta posible, lo que nos conduce a un material de muy alta resistencia, esto nos hace pensar en acero estructural pues esto nos dará elementos de lo más esbeltos posibles dentro de la construcción.

2).- Muy importante para seguir con el perfil deseado y sobre todo a esa altura, se puede obtener con una mayor facilidad esta forma, mediante una estructura metálica.

3).- La fabricación de una estructura metálica, nos ofrece una versatilidad muy grande comparada con el concreto, mientras que para la estructura de concreto, en esa altura será de alto costo directo a la estructura, la fabricación de la cimbra y la complicidad de su colado, así como la movilización de la cimbra para posteriores colados.

Ahora dentro de las probabilidades de una estructura metálica, podemos recurrir a dos posibles soluciones, las cuales pueden ser:

- 1).- Armaduras ó también llamada vigas de alma abierta, ó soldadas).
- 2).- Trabe de alma llena, (fabricada a base de placas

Para la opción #2, nos repercutiría a una solución a un costo de alta consideración, pues en base a la longitud del claro, esto apoyandonos en los conocimientos ingenieriles y en la experiencia, no es recomendable para este claro.

Dentro del tipo de armaduras, existen de varios tipos pero tenemos 2 factores de gran importancia y son:

1).- La forma o perfil que se pretende seguir (Parabólico).

2).- El peralte, el cual, no debe ser considerable para cumplir con el factor arquitectónico.

Esto nos conduce que dentro de todos los tipos de armaduras nos restringen las condiciones del proyecto, a tan sólo a dos tipos:

- Armadura tipo Vierendeel.
- Armadura de cuerdas paralelas.

1) Las armaduras del tipo Virendeel, tiene la característica de no poseer elementos diagonales entre sus cuerdas y esto nos crea momentos flexionantes en sus nudos, esto provocará en las cuerdas tanto inferior como superior, esfuerzos de consideración y por lo tanto elementos no muy esbeltos y resultándonos una armadura robusta, lo que nos dará una estructura poco económica.

2) Por otro lado tenemos a las armaduras de cuerdas paralelas, con montantes diagonales, además de los verticales, los cuales absorben los esfuerzos flexionantes en las cuerdas, a diferencia de las armaduras del tipo virendeel, creando en toda la armadura solamente esfuerzos axiales, (compresión-tensión) lo que nos dará que los elementos estructurales que conforman la armadura sean más esbeltos y por tanto más ligeros.

Estos aspectos es lo que nos lleva a tomar la decisión de llevar a cabo la estructura, de una armadura de cuerdas paralelas.

Es de mucha importancia ya a este nivel el determinar el peralte óptimo de dicha armadura, este peralte en base a la experiencia y al apoyo de literatura que se tiene en relación al peralte económico de una armadura se sabe que es 1/10 del claro a cubrir. El claro por cubrir en el templo es de 28 mts; por lo que nuestro peralte será de 2.80 mts.

Por otro lado tenemos la ubicación de los montantes verticales, los cuales serán de acuerdo para dar el apoyo a las losas y los montantes diagonales se orientarán en el sentido que trabajen a tensión; éstos elementos, bajo la acción de este esfuerzo serán sumamente más esbeltos que si trabajasen a un esfuerzo de compresión y nos haría tener elementos más pesados.

Para determinar el tipo de estructura secundaria, entendiéndose a esta la estructura que dará el apoyo directamente a las losas, se propone de vigas del tipo I.P.R. ò I.P.S. y así se obtendrán elementos muy esbeltos y económicos.

3.0.- ANALISIS DE CARGAS.

Para el análisis de cargas y teniendo en cuenta lo anteriormente descrito en el capítulo 1.2, el techado tendrá como única función el de ser un elemento aislante del medio ambiente, al cual solamente soportará su propio peso y tendrá en consideración una carga viva, la cual será la indicada por el reglamento de construcción del estado de Jalisco.

3.1).- CARGAS MUERTAS.

Se consideran cargas muertas aquellas cargas las cuales son originadas por el peso propio de los elementos que conforman la misma estructura y que gravitan sobre la misma todo el tiempo.

- Peso propio de est. metálica	= 40 kg/m ² .
- Losa de concreto alig. de 15cm. X 1720kg/m ³	=258 kg/m ² .
- Mortero pega ladrillo azotea 2.5cmX1600k/m ³	= 40 kg/m ² .
- Ladrillo de azotea 4cms. X 1950 kg/m ³	= 76 kg/m ² .
- Impermeabilizante 0.5 cms X 140 kg/m ³	= 7 kg/m ² .

 Peso total de cargas muertas =421 kg/m².

3.2).- CARGAS VIVAS.

A las cargas vivas les son llamadas a las cargas que son originadas por elementos ó accesorios que en algún momento se encuentran sobre la estructura, para el caso de este techado, éstas cargas serán las ocasionadas únicamente para soportar a personas sobre de ella para dar mantenimiento al techado en cuestión.

Para determinar la carga viva que habrá sobre el techado nos referiremos al reglamento de construcciones del estado de Jalisco el cual en el Artículo #199, la carga determinada es de:

- Carga viva máxima =150 kg/m².

- Por lo cual nos da como resultado entre cargas vivas y cargas muertas lo siguiente:

$$\text{PESO TOTAL} = \text{CARGAS VIVAS} + \text{CARGAS MUERTAS.}$$

$$\text{PESO TOTAL} = 150 \text{ kg/m}^2 + 421 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{PESO TOTAL} = 571 \text{ KG/M}^2.$$

3.3).- CARGAS ACCIDENTALES.

3.3.1).- CARGAS POR VIENTO.

Primeramente para el análisis del viento sobre la estructura, deberán analizarse los requisistos minimos los cuales son:

a).- Dirección de los vientos dominantes, así como la orientación a este respecto de la estructura, para analizar la influencia de este factor.

b).- Factores de carga los cuales se determinarán posteriormente, de acuerdo a las fórmulas y factores que determinan los reglamentos y normas tanto del reglamento de construcciones, como del manual de Comisión Federal de Electricidad.

c).- Seguridad contra el volteo; en este aspecto no muestra la estructura problema alguno, puesto que la forma de la misma, su centro de gravedad y el peso propio, de ella se hace casi del todo despreciable.

d).- Contra el deslizamiento; este factor queda también como el anterior eliminado por sí solo, puesto que la estructura quedará del todo anclada a las columnas, y esto determinará un deslizamiento mínimo, pero considerado esto dentro de la seguridad de la estructura.

e).- Presiones Interiores; este aspecto es muy importante para el caso de techados muy ligeros, pues al existir presiones interiores mayores a las exteriores, esto provoca en la estructura inversiones de esfuerzos lo que repercute en que los elementos trabajen de una manera inversa, esto es que en el caso de que un elemento que se diseño para que trabajase en tensión trabaje a la compresión y esto provoque una falla en dicho

elemento. Esto no es para el caso de la estructura en cuestión puesto que por las velocidades que se presentan en la zona de Guadalajara, provocarían presiones internas mucho menores que el peso propio de la estructura, pero lo que sí se lograría que las cargas exteriores disminuyeran por la presión interna.

f).- Seguridad durante la construcción: Deberán tomarse las provisiones necesarias durante la construcción (montaje), para garantizar su seguridad bajo la acción de un viento con velocidad igual al 60% de la de diseño.

Para el análisis de las cargas de viento se tiene que clasificar primeramente el tipo de estructura, así como las velocidades de diseño de viento:

1).- Estructura tipo A: O sea, que en caso de catástrofe, causaría pérdidas directas y excepcionalmente altas en comparación al costo de la obra.

2).- Clasificación de la estructura es TIPO 1: Esto quiere decir que son estructuras poco sencibles a las ráfagas y efectos dinámicos del viento, esto es que sean capaces de no variar su geometría.

3).- Velocidad de diseño: Los principales parámetros que determinan la velocidad del viento de diseño, son:

- Localización Geográfica.
- Probabilidad de excedencia.
- Topografía en la vecindad de la estructura.
- Características de la estructura.

Para el caso de la zona de Guadalajara, se toma como base de velocidad de diseño, una velocidad regional de 90 km/hr.

El siguiente paso es obtener la velocidad básica, la cual se obtiene de la siguiente fórmula

$$V_b = K * V_r.$$

Donde K = Factor de acuerdo a la topografía del terreno, el cual para este caso K = 0.80.

Por lo tanto:

$$V_b = 0.80 * 90 \text{ km/hr}$$

$$V_b = 72 \text{ km/hr.}$$

Posteriormente se calcula la velocidad de diseño. Factor de ráfaga. Para obtener ésta velocidad de diseño, se tomará en cuenta, el efecto de ráfagas en la estructura, multiplicando la velocidad de viento, V_z , obtenida de multiplicar la velocidad anterior por dicho factor de ráfaga; el cual tiene un valor $Fr=1.0$, por lo que:

$$V_d = Fr * V_b$$

$$V_d = 1.0 * 72 \text{ km/hr}$$

$$V_d = 72 \text{ km/hr.}$$

Calcularemos ahora la presión del viento por cuestión de la velocidad del mismo, la cual se calculará mediante la fórmula de Duchemin:

$$P = 0.0048 G * C * V_d^2$$

Donde:

P = Presión del Viento en Kg/m^2 .

G = Factor de reducción de acuerdo a la densidad del viento con respecto a la altura sobre el nivel del mar; el cual se calcula mediante:

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2 * h} \quad \text{donde: } h = \text{altura sobre el nivel del mar en km.}$$

C = Coeficiente de empuje sin dimensiones = 1.0.

V_d = Velocidad de diseño (calculada anteriormente).

El coeficiente de empuje, se tomará como positivo puesto que será así presión sobre el área expuesta, (la cual se considerará así por ser la más desfavorable).

Por lo tanto:

$$G = \frac{8 + 1.2}{8 + 2 * 1.2} = 0.8846$$

Y subsecuentemente:

$$P = 0.0048 * 0.8846 * 1.00 * (72 \text{ km/hr})^2$$

$$P = 22.0117 \text{ kg/m}^2.$$

Lo cual nos representa aproximadamente el 14.67% de la carga viva para azoteas, lo cual nos indica que de acuerdo a la presión que podría repercutir sobre la estructura, no representa esfuerzos a considerar en el diseño de la misma.

3.3.2).- CARGAS SISMICAS.

Para el análisis sísmico es necesario primero determinar algunos aspectos sobre la estructura para poder emplear los diferentes factores para el análisis.

- Estructura tipo A.
- Estructuración tipo I.
- Localización Sísmica B.
- Suelo tipo II.

Por ser estructura tipo A, se emplea un factor de magnitud sísmica, el cual $A = 1.30$.

$$\text{Por lo tanto } a = 0.0045 * 1.30 = 0.0585$$

La estructura tiene una cota en el apoyo más bajo de $h = 9.60 \text{ mts.}$

Por ser Estructuración tipo I, esto nos da un factor $C=2.0$ y de $C = 0.20$.

$$\text{Donde: } C = \begin{matrix} 0.20 \\ 2.00 \end{matrix} \quad 0.10 > a .$$

Por lo tanto el factor de incremento para cargas verticales por sismo se incrementarán en un 10% así como se tomará una fuerza en cada nudo, en dirección horizontal equivalente a un 10% de la carga que gravitará en el nudo.

De aquí obtenemos los valores de todas las literales y obtenemos los siguientes valores:

$$C = 3.365$$

$$D = -29.66$$

$$B = -45.59$$

Por lo que la ecuación es :

$$X^2 - 45.29 Y^2 + 3.365X - 29.699Y = 0.$$

Completando cuadrados tenemos:

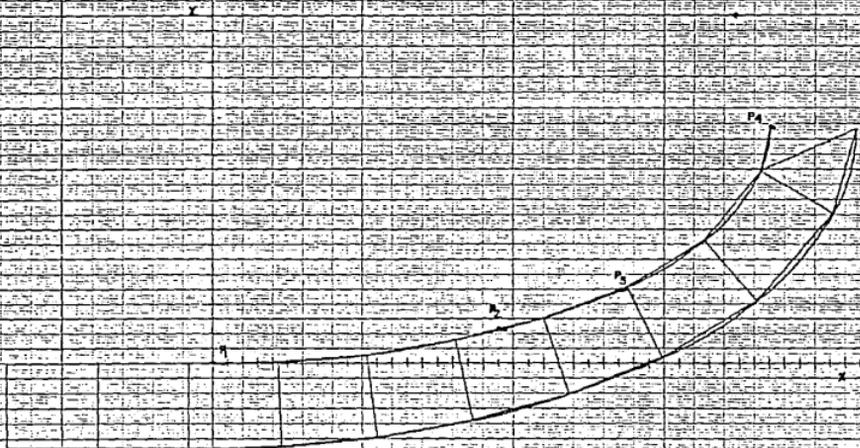
$$(X^2 + 3.365X + 2.83) - 45.29 (Y^2 - .6549 Y + .1072) = -2.02$$

$$(X + 1.68)^2 - 45.29 (Y - .3275)^2 = -2.02$$

$$\frac{(X + 1.68)^2}{00.425} + \frac{(Y - .3275)^2}{22.42} = 1$$

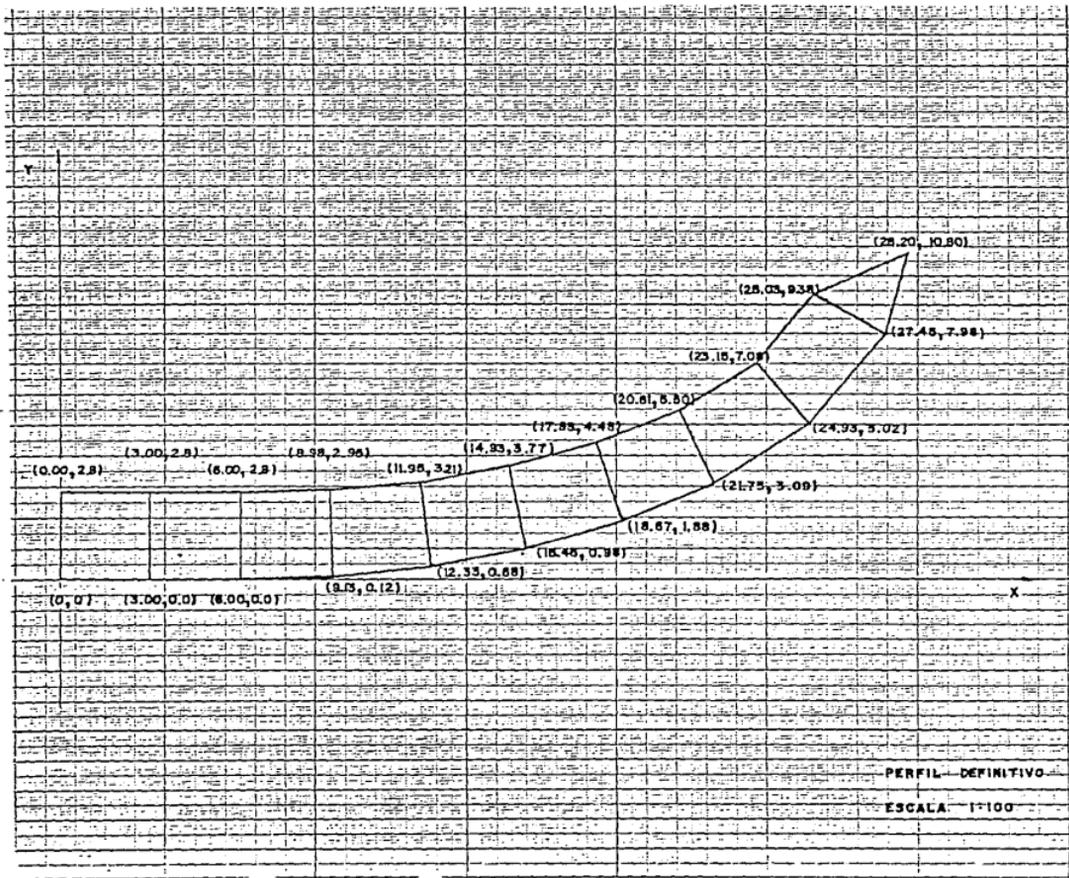
Zona Roca

Zona Eléfrica



28.20 m

ESCALA 1:100



4.1).- Calculo de Cargas por nudo.

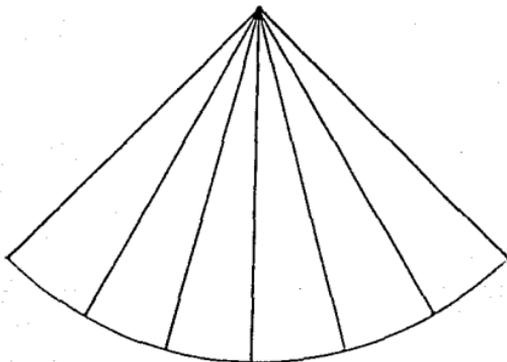
Primero es necesario determinar el área de influencia de cada uno de los nudos. Por lo tanto el tamaño de cada una de éstas áreas, las cuales serán determinadas por el radio donde se encuentran cada uno de los nudos.

El radio mayor obtenido en campo es el siguiente; 33.1 mts y cada uno de los siguientes nudos se determinaron analíticamente de acuerdo a la elipse que se calculó para determinar el perfil, ó más bien para determinar la cama para el trazo definitivo de dicha armadura.

Los radios obtenidos fueron los siguientes:

1o	33.10 mts.
2o	30.00 mts.
3o	27.00 mts.
4o	24.05 mts.
5o	21.07 mts.
6o	18.15 mts.
7o	15.26 mts.
8o	12.45 mts.
9o	9.84 mts.
10o	7.92 mts

Ahora teniendo en cuenta dichos radios es necesario determinar los segmentos de círculo para determinar las áreas de influencia de cada nudo ver figura siguiente plano de la hoja siguiente .



Vista superior de de segmentos
entre armaduras.

4.1.1).- Determinación de segmento de círculo por nudo de carga.

Tomaremos los nudos en orden de mayor a menor radio.

Perimetro = $2r * \pi$ para el círculo completo, pero para nuestro caso tendremos que trabajar con 1/4 de círculo que es el segmento de proyecto del Templo. Este cuarto de círculo se seccionará en 6 partes que es la fracción que queda al poner las 5 armaduras.

$$\text{Por lo tanto: } \frac{2r * \pi}{24} = \frac{\pi * r}{12}$$

De lo que obtenemos las longitudes de segmentos siguientes:

No. de Nudo.	Longitud.
1o	8.63 mts.
2o	7.85 "
3o	7.07 "
4o	6.28 "
5o	5.50 "
6o	4.71 "
7o	3.93 "
8o	3.26 "
9o	2.58 "
10o	2.07 "
11	0.85 "

4.1.2).- Determinación de las Áreas de influencia.

Se calcularán éstas áreas en base a los segmentos de círculo mayor y menor de cada uno de los nudos el cual nos dará en promedio de las dos la base de un trapecio, el cual se multiplicará por la distancia entre nudos, éste es constante y de 3.00 mts., puesto que es la longitud de las mismas losas prefabricadas.

Nudo 1 y 2.

$$A = 3 * \frac{8.63 + 7.85}{2} = 24.72 \text{ m } 2.$$

Nudo 3.

$$A = 3 * \frac{7.85 + 7.07}{2} = 22.36 \text{ m } 2.$$

Nudo 4.

$$A = 3 * \frac{7.07 + 6.28}{2} = 20.06 \text{ m } 2.$$

Nudo 5.

$$A = 3 * \frac{6.28 + 5.50}{2} = 17.83 \text{ m } 2.$$

Nudo 6.

$$A = 3 * \frac{5.50 + 4.71}{2} = 15.60 \text{ m } 2.$$

Nudo 7.

$$A = 3 * \frac{4.71 + 3.93}{2} = 13.45 \text{ m } 2.$$

Nudo 8.

$$A = 3 * \frac{3.93 + 3.26}{2} = 11.28 \text{ m } 2.$$

Nudo 9.

$$A = 3 * \frac{3.26 + 2.58}{2} = 9.15 \text{ m } 2.$$

Nudo 10.

$$A = 3 * \frac{2.58 + 2.07}{2} = 7.24 \text{ m } 2.$$

Nudo 11.

$$A = 3 * \frac{2.07 + 0.85}{2} = 4.68 \text{ m } 2.$$

4.1.3).- Determinación de las Cargas por nudo.

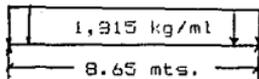
Se determinó la carga por cada nudo independientemente, tomando en cuenta el área de influencia en metros cuadrados por la carga por metro cuadrado, más un 10% de incremento por el concepto de cargas sísmicas.

P1 =	24.72M2*571KG/M2*1.1 =	15,550 KG.
P2 =	22.36M2*571KG/M2*1.1 =	14,050 KG.
P3 =	20.06M2*571KG/M2*1.1 =	12,600 KG.
P4 =	17.83M2*571KG/M2*1.1 =	11,200 KG.
P5 =	15.60M2*571KG/M2*1.1 =	9,800 KG.
P6 =	13.45M2*571KG/M2*1.1 =	8,450 KG.
P7 =	11.28M2*571KG/M2*1.1 =	7,100 KG.
P8 =	9.15M2*571KG/M2*1.1 =	5,750 KG.
P9 =	7.24M2*571KG/M2*1.1 =	4,550 KG.
P10 =	4.68M2*571KG/M2*1.1 =	2,940 KG.

4.2).- Cálculo de la vigería.

Como se había mencionado en el capítulo 1.3, se empleará para soporte de las losas de concreto aligerado vigería del tipo I.P.R. e I.P.S.

Viga 1.



$$M = \frac{18.15 \text{ kg cm} \cdot (865 \text{ cm})^2}{8} = 1,697,535 \text{ Kgcm.}$$

$$S = \frac{1,697,535 \text{ kgcm}}{1520 \text{ kg/cm}^2} = 1,116.7 \text{ cm}^3$$

$$\Delta_{perm} = \frac{865 \text{ cm}}{360} = 2.40 \text{ cms.}$$

Proponemos:

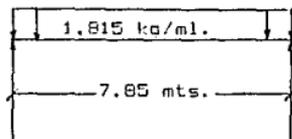
I.F.R. 16" x 7" x 74.50 kg/ml.

S_{prop.} = 1,275 cm³.

$$\Delta_{act.} = \frac{5 (18.15 \text{ kg/cm}) * (865) \Delta 4}{384 (2.039 * 10^6) * 27,280} = 2.37 \text{ cms.}$$

Por lo que la flecha es permisible entonces tomamos como válido este perfil.

Viga 2.



$$M = \frac{18.15 \text{ Kg/cm} \cdot (785) \Delta 2}{8} = 1'398,060 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{1'398,060 \text{ Kgcm}}{1,520 \text{ kg/cm}^2} = 920 \text{ cm}^3.$$

Proponemos I.F.R. 14" x 8" x 71.50 kg/ml.

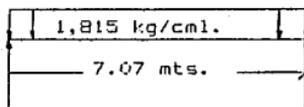
S_{prop.} = 1,150 cm³.

$$\Delta_{perm.} = \frac{785}{360} = 2.18 \text{ cm}$$

$$\Delta_{act.} = \frac{5 * 18.15 \text{ kg/cm} * (785 \text{ cm}) \Delta 4}{384 * (2.039 * 10^6) * 20,163 \text{ cm}^4} = 2.175 \text{ cms.}$$

Por lo tanto es aceptado el perfil mencionado.

Viga 3.



$$M = \frac{18.15 \text{ kg/cm} * 707 \text{ cm}^2}{8} = 1'134,033 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{1'134,033 \text{ kgcm}}{1,520 \text{ kg/cm}^2} = 746 \text{ cm}^3.$$

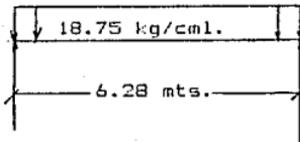
Proponemos I.P.R. 12" x 8" x 67.10 kg/mt.

$$\Delta_{\text{perm.}} = \frac{707 \text{ cm}}{360} = 1.96 \text{ cms.}$$

$$\Delta_{\text{act.}} = \frac{5 * 18.15 \text{ kg/cm} * (707 \text{ cm})^4}{384 * (2.039 \text{ E}6) * (14,600 \text{ cm}^4)} = 1.956 \text{ cms.}$$

Cumple con la flecha.

Viga 4.



$$M = \frac{18.15 \text{ kg/cm} * (628 \text{ cm})^2}{8} = 894,758 \text{ Kgcm.}$$

$$S = \frac{894,756 \text{ kgcm}}{1520 \text{ kgcm}^2} = 589 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{628 \text{ cm}}{360} = 1.74 \text{ cms.}$$

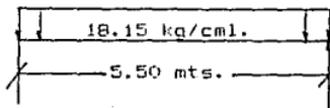
Proponemos viga I.P.R. 14" x 6 3/4" x 44.7 kg/ml.

$$S = 547 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{\text{act.}} = \frac{5 * (18.15 \text{ kg/cm}) * (628 \text{ cm})}{384 * (2.039 * 10^6) * (12,053 \text{ cm}^4)} = 1.49 \text{ cms.}$$

Por lo tanto aceptamos el perfil.

Viga 5.



$$M = \frac{18.15 \text{ kg/cm} * (550 \text{ cm})^2}{8} = 686,297 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{686,297 \text{ kgcm}}{1,520 \text{ kgcm}^2} = 451 \text{ cm}^3.$$

Proponemos I.P.R. 12" x 6 1/2" x 38.7 kg/ml.

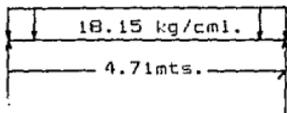
$$S = 350 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{550 \text{ cm}}{360} = 1.53 \text{ cms.}$$

$$\Delta_{\text{act.}} = \frac{5 * (18.15 \text{ kg/cm}) * (550 \text{ cm})^2}{384 * (2.039 * 10^6) * (8,491 \text{ cm}^4)} = 1.25 \text{ cms.}$$

Es aceptado este perfil.

Viga 6.



$$M = \frac{18.15 \text{ Kg/cm} \cdot (471 \text{ cm})^2}{8} = 503,302 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{503,302 \text{ kgcm}}{1520 \text{ kg/cm}^2} = 331 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{471 \text{ cms.}}{360} = 1.31 \text{ cms.}$$

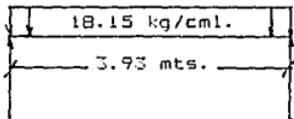
Proponemos I.P.R. 12" x 4" x 28.3 kgml.

$$S = 350 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{\text{act.}} = \frac{5 \cdot (18.15 \text{ kg/cm}) \cdot (471 \text{ cm})^4}{384 \cdot (2.039 \text{ E}6) \cdot (5,415 \text{ cm}^4)} = 1.05 \text{ cms.}$$

Aceptamos esta viga.

Viga 7.



$$M = \frac{18.15 \text{ kg/cm} \cdot (393 \text{ cm})^2}{8} = 350,407 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{350,407 \text{ kgcm}}{1520 \text{ kg/cm}^2} = 231 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{perm} = \frac{393 \text{ cm}}{360} = 1.09 \text{ cm.}$$

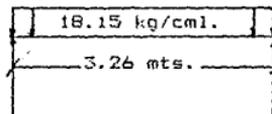
Proponemos viga I.P.R. 12"x4"x20.9 kg/ml.

$$S = 243 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{act} = \frac{5 * (18.15 \text{ kg/cm}) * (393 \text{ cm})^4}{384 * (2.039E6) * (3.671 \text{ cm}^4)} = 0.75 \text{ cms.}$$

Por lo tanto aceptada.

Viga B.



$$M = \frac{18.15 \text{ kg/cm} * (326 \text{ cms})^2}{8} = 241,114 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{241,114 \text{ kg/cm}}{1,520 \text{ kg/cm}^2} = 158 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{perm} = \frac{326 \text{ cms}}{360} = 0.91 \text{ cms.}$$

Proponiendo I.P.R. 10"x4"x17.9 kg/ml.

$$S = 172 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{act} = \frac{5 * (18.15 \text{ kg/cm}) * (326 \text{ cms})^4}{384 * (2.039E6) * (2,160 \text{ cm}^4)} = 0.58 \text{ cms.}$$

Tambi3n es aceptada.

Viga 9.

18.15 kg/cm.

2.58 mts.

$$M = \frac{18.15 \text{ kg/cm} * (258 \text{ cm})^2}{8} = 151,017 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{151,017 \text{ kgcm}}{1,520 \text{ kgcm}^2} = 99.3 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta \text{ perm} = \frac{258 \text{ cm}}{360} = 0.71 \text{ cms.}$$

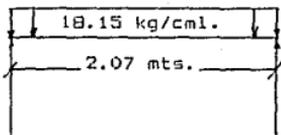
Proponiendo I.P.S. 6" x 18.62 kg/ml.

S = 119 cm³.

$$\Delta \text{ perm} = \frac{5 * (18.15 \text{ kg/cm}) * (258 \text{ cm})^4}{384 * (2.039 \text{ E}6) * (906 \text{ cm}^4)} = 0.517 \text{ cms.}$$

Aceptado el perfil.

Viga 10.



$$M = \frac{(18.15 \text{ kg/cm}) * (2.07 \text{ cm})^2}{8} = 97,214 \text{ kgcm.}$$

$$S = \frac{97,214 \text{ kgcm}}{1520 \text{ kgcm}^2} = 63.96 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta \text{ perm} = \frac{207 \text{ cms.}}{360} = 0.87 \text{ cms.}$$

Proponemos viga I.P.S. 5" x 14.88 kg/ml.

$$S = 79.30 \text{ cm}^3.$$

$$\Delta_{act.} = \frac{5 * (18.15 \text{ q/cm}) * (160 \text{ cm})}{384 * (2.039 * 503.3)} = 0.15 \text{ cms.}$$

Por lo tanto es también aceptada.

En el plano siguiente podemos observar la ubicación de la vigería.

4.5 .- CALCULO GRAFICO.-

Para llevara cabo el cálculo gráfico, es necesario primeramente determinar la magnitud de las reacciones en los apoyos.

- Obtención de las reacciones.-

a).- Armadura tipo 1.

$$Ma = Ra (0) + 15,500(0) + 14,050(3) + 12,600(6) + 11,200(8.98) + 8,450(14.93) + 7,100 (17.85) + 5,750 (20.61) + 4,550(23.15) + 2,940(25.03) - Rb(28.20) = 0.$$

De donde se obtiene que :

$$Rb = 31,410 \text{ kgs.}$$

$$Fy = -15,500 - 14,050 - 12,600 - 11,200 - 9,800, - 8450, -7,100 - 5,750 - 4,550 - 2,940 + 31,410 + Ra = 0.$$

Por lo tanto:

$$Ra = 60,530 \text{ kgs.}$$

b).- Armadura Tipo 2.

$$Ma = -15,500(6) - 14,050(3) + 12,600(0) + 11,200(2.98) + 9,800(5.95) + 8,450(8.93) + 7,100(11.85) + 5,750(14.61) + 4,550(17.15) + 2,940(19.03) - Rb(21.80) = 0.$$

Por lo tanto:

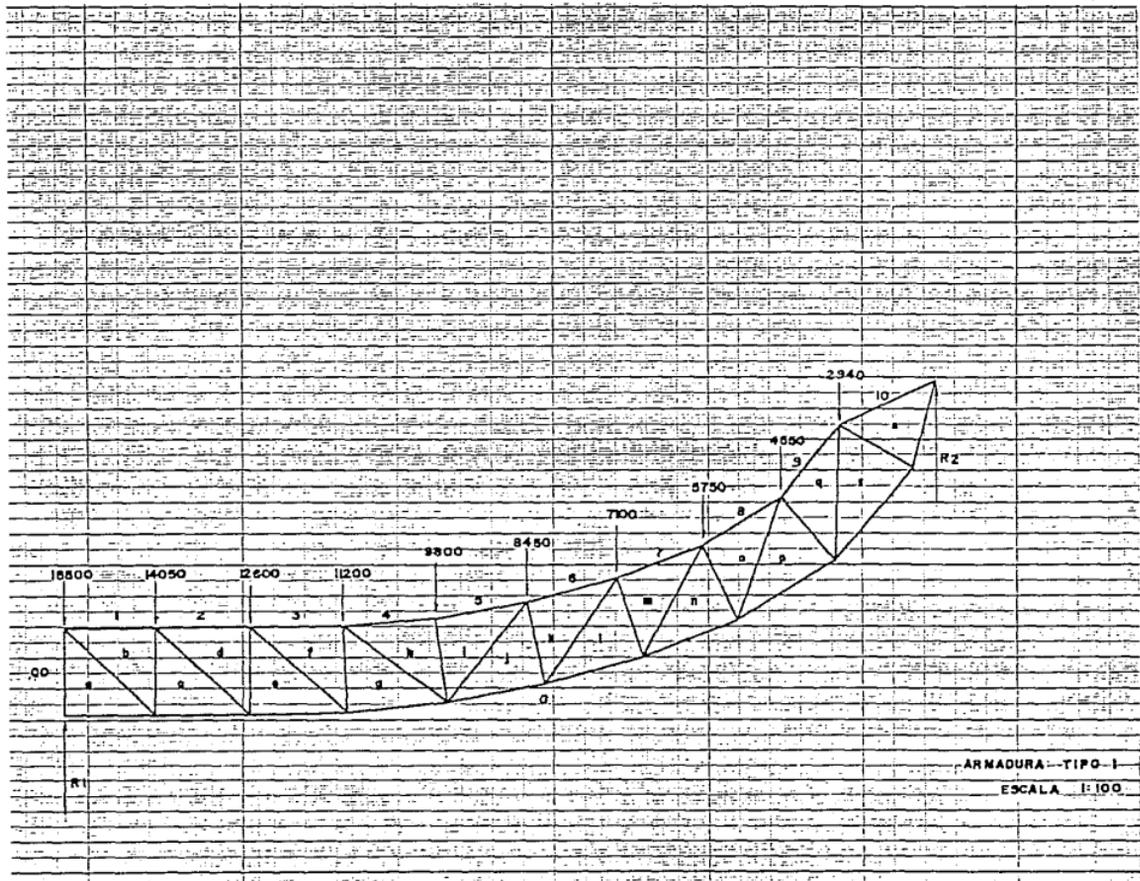
$$Rb = 13,393 \text{ kgs.}$$

Por diferencia de fuerzas en "y", tenemos que:

$$Ra = 78,547 \text{ kgs.}$$

4.5.1 PLANOS DE LOS CREMONAS.-

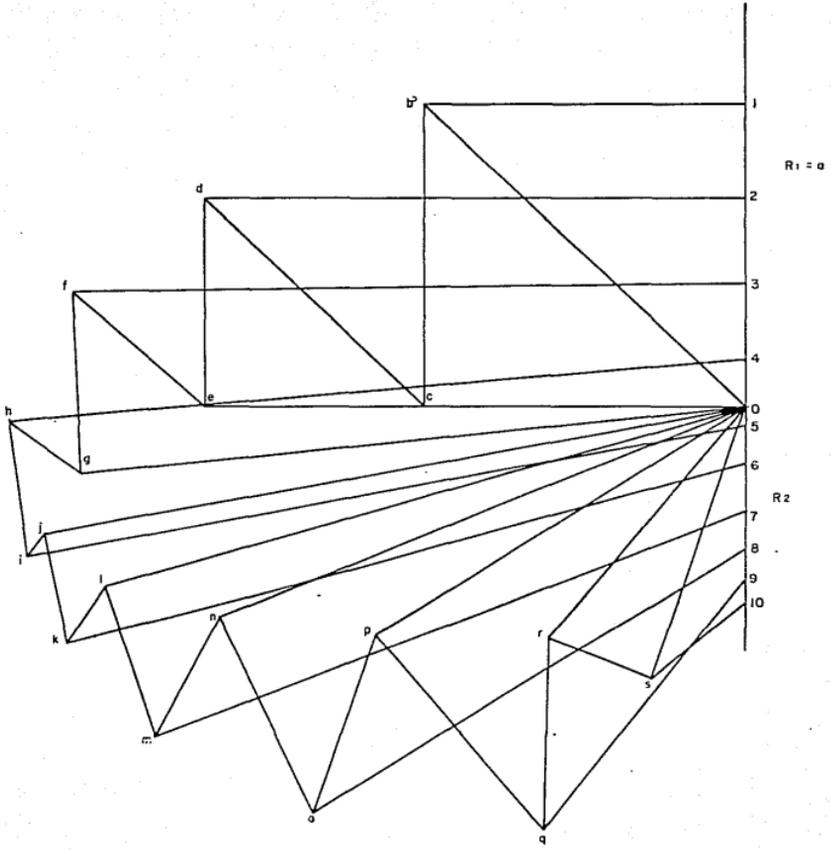
En la página siguiente se presentan los cremonas de cálculos de las armaduras, para los dos tipos considerados:



ARMADURA - TIPO - I
 ESCALA 1:100

CREMONA ARMADURA TIPO I.
ESCALA DE ESFUERZOS 1: 50


10,000 Kgs.

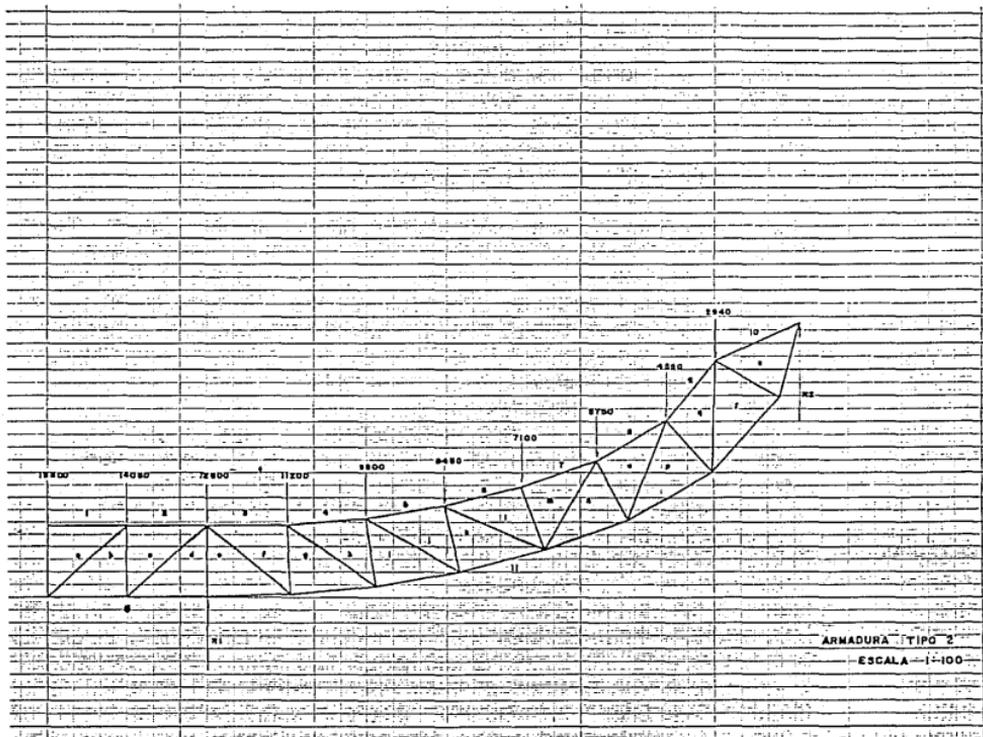


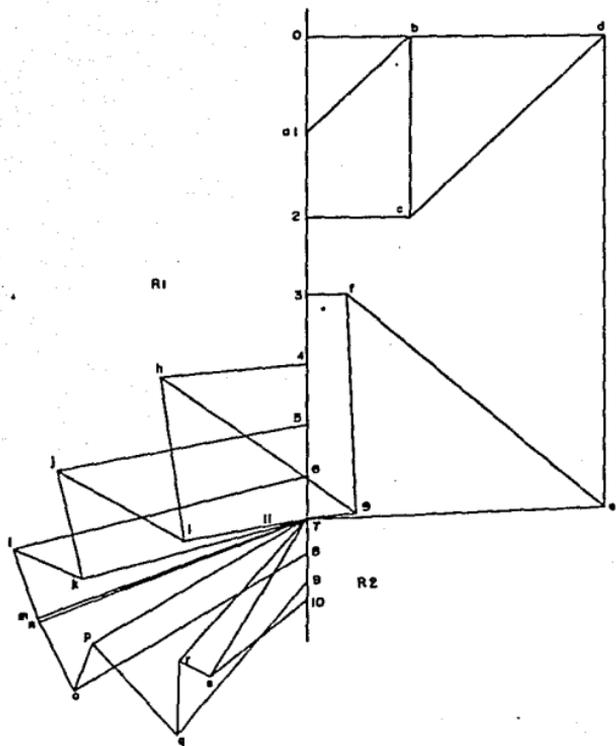
A R M A D U R A . T I P O 1

ELEMENTO	LONGITUD MIS.	E S F U E R Z O	
		TENSION (KGS)	COMPRESION (KGS)
CUERDA SUP.			
1 - b	3.00		48,400
2 - d	3.00		81,500
3 - f	3.00		101,000
4 - h	3.00		101,600
5 - i	3.00		109,800
6 - k	3.00		105,800
7 - m	3.00		95,200
8 - o	3.00		76,400
9 - q	3.00		48,600
10 - s	3.48		18,700
CUERDA INF.			
o - a	3.00	0	
o - c	3.00	48,700	
e - o	3.08	81,000	
g - o	3.19	100,650	
j - o	3.21	107,000	
l - o	3.32	99,800	
h - o	3.38	85,000	
p - o	3.72	65,200	
r - o	3.88	45,200	
s - o	2.92	43,300	
MONTHATES			
b - c	2.80		45,200
d - c	2.80		30,800
f - g	2.80		27,300
h - i	2.80		20,200
j - k	2.80		16,900
l - m	2.80		24,000
n - o	2.80		32,600
p - q	2.80		38,700
r - s	2.80		16,800
oo - 2	2.80		60,530

A R M A D U R A T I P O 1

ELEMENTO	LONGITUD MTS.	ESFUERZO	
		TENSION (KGS)	COMPRESION (KGS)
DIAGONALES			
a - b	4.12	65,400	
c - d	4.12	45,200	
e - f	4.16	21,100	
g - h	4.18	13,200	
i - j	4.14	4,400	
k - l	4.19	10,600	
m - n	4.15	20,700	
o - p	4.24	28,600	
q - r	4.38	29,200	





CREMONA ARMADURA TIPO 2

A
ESFUERZO:
ESCALA 1:80



10000 Kgs.

A R M A D U R A T I P O 2

ELEMENTO	LONGITUD MTS.	ESFUERZO	
		TENSION (-)	COMPRESION (+)
CUERDA SUP.			
1 - a	3.00	0	0
2 - c	3.00	16,800	
3 - f	3.00	7,700	
4 - h	3.00		23,300
5 - j	3.00		40,000
6 - l	3.00		47,400
7 - m	3.00		45,300
8 - o	3.00		43,100
9 - q	3.00		32,500
10 - s	3.48		20,100
CUERDA INF.			
0 - b	3.00		15,600
0 - d	3.00		47,700
11 - e	3.08		47,850
11 - g	3.19		8,200
11 - i	3.21	20,100	
11 - k	3.32	31,800	
11 - n	3.38	45,300	
11 - p	3.72	39,600	
11 - r	3.88	31,100	
11 - s	2.92	29,800	
MONTANTES			
o - a	2.80		15,500
b - c	2.80		29,400
d - e	2.80		72,250
f - g	2.80		31,000
h - i	2.80		27,300
j - k	2.80		18,200
l - m	2.80		12,000
n - o	2.80		13,000
p - q	2.80		20,000

A R M A D U R A T I P O 2

ELEMENTO	LONGITUD	E S F U E R Z O	
		TENSION (-)	COMPRESION (+)
r - s	2.80		5,500
DIAGONALES			
a - b	4.12	23,000	
c - d	4.12	43,200	
e - f	4.16	54,300	
g - h	4.18	38,400	
i - j	4.10	23,100	
k - l	4.20	11,800	
m - n	4.15	600	
o - p	4.24	8,300	
q - r	4.38	12,400	

5.0 PREDISEÑO ESTRUCTURAL.-

Para el criterio del diseño estructural de los elementos que conformaran las armaduras, así como para una mejor conectividad entre los elementos, se propone las siguiente propuesta:

a).- Los montantes verticales, se diseñarán a base de 2 ángulos, formando cajón, para dar un radio de giro lo más óptimo posible, así como el mismo radio de giro en ambos ejes, (X-X, Y-Y).

b).- Diagonales a base de también 2 ángulos pero estos separados de acuerdo al ancho de los montantes verticales, para estos no es tan importante que se empleen en cajón, puesto que se orientaran para que ellos trabajen tan solo a tensión, y esto no nos repercute en importancia con el radio de giro de la sección.

c).- Para el caso de las Cuerdas tanto Inferior como Superior, se diseñarán a base dos ángulos espalda con espalda pero separados ambos, para poder alojar entre ellos a los montantes verticales, esto quiere decir que tendran una separación en función de los elementos verticales prediseñados.

Para el diseño de todos los elementos de diseño se empleara el Acero del tipo A - 36, el cual tiene las siguientes características:

Propiedades Físicas.

Limite elástico	36,000 psi.	1,520 kg/cm 2.
Limite a la rup.	60,000 psi.	2,530 kg/cm 2.

Propiedades Químicas:

% Carbon max.	28.00%
% Manganeso max.	1.10%
% Azufre max.	0.25%

Para el diseño basicamente tendremos tan solo esfurezos de tensión; y esfuerzos de compresión, apoyándonos para este tipo se esfuerzos en la teoria de Euler, además de para los esfuerzos admisibles de trabajo en la tabla No.5 del Manual de Monterrey, la cual se encuentra en la pagina 69 del mismo.

5.1.0 DISEÑO DE MONTANTES VERTICALES.-

a).- ELEMENTO ARMADURA.

b - c	AR - 1
p - q	AR - 1

Datos:

$$\text{Carga} = 45,200 \text{ kgs.}$$

$$\text{Longitud} = 280 \text{ cms.}$$

$$K = 1.0$$

Se proponen 2 ángulos de 4" x 3/8".



- Calculo de la inercia.

$$I = (A * d^2 + I \text{ prop.}) * 2 \text{ pzas.}$$

$$I = (18.45 \text{ cm}^2 * (10.16 \text{ cm} / 2 - 2.01 \text{ cm})^2 + 181.5 \text{ cm}^4) * 2$$

$$I = 799.24 \text{ cm}^4.$$

- Radio de Giro.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{799.24}{36.9}}$$

$$r = 4.65 \text{ cms.}$$

- Relacion de esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 280 \text{ cms}}{4.65 \text{ cms}} = 60.01$$

- De la tabla V.

$$F_a = 1,226 \text{ kg/cm}^2.$$

- Carga admisible.

$$P_{adm.} = F_a * \text{Area} = 1,226 \text{ kg/cm}^2 * 36.9 \text{ cm}^2$$

$$P_{adm.} = 45,239 \text{ kgs.}$$

- Checamos porcentaje de trabajo.

$$\text{fact} = P_{act} / A_{real} = 45,200 \text{ kgs} / 36.9 \text{ cm}^2 = 1,224.9 \text{ kg/cm}^2$$

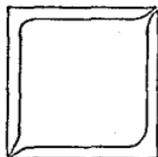
$$\text{fact} / F_{adm} = 1,224.9 / 1,226 = .999 \text{ optimo.}$$

b).- ELEMENTO	ARMADURA
d - e	AR - 1
n - o	AR - 1
b - c	AR - 2
f - g	AR - 2

Datos:

Carga = 32,600 kgs.
 Longitud = 280 cms.
 K = 1.0

Se propone la siguiente sección: 2 ángulos en cajón de 4"x5/16".



- Cálculo de la inercia.

$$I = (15.43 \text{ cm}^2(10.16/2 \text{ cm} - 2.84 \text{ cm})^2 + 154.4 \text{ cm}^4) * 2$$

$$I = 464 \text{ cm}^4$$

- Radio de Giro.

$$r = \sqrt{\frac{464}{30.86}} = 3.87 \text{ cm.}$$

- Esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 280 \text{ cms}}{3.87 \text{ cm}} = 72.2$$

- Del manual.

$$F_{adm} = 1,140 \text{ kg/cm}^2$$

$$fact = 32,600 \text{ kgs} / 30.86 \text{ cm}^2 = 1,057 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentaje de trabajo.

$$fact / F_{adm} = 1,057 / 1,140 = .93 \text{ admitido.}$$

c).- ELEMENTO ARMADURA

f - g AR - 1
h - i AR - 2

- Datos:

Carga = 27,300 kgs.
Longitud = 280 cms.
K = 1.0

- Inercia:

$$I = (12.52 \text{ cm}^2 * (10.12/2 \text{ cms} - 2.77\text{cm})^2 + 124.9) * 2$$

$$I = 381 \text{ cm}^4.$$

-Radio de Giro

$$r = \sqrt{\frac{381 \text{ cm}^4}{25.04 \text{ cm}^2}} = 3.90 \text{ cm}$$

- Esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 280 \text{ cms}}{3.90 \text{ cm}} = 71.79 = 72$$

- Esfuerzo Permisible.

$$F_{adm} = 1,140 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo Actante.

$$fact = 27,300 \text{ kgs} / 25.04 \text{ cm}^2 = 1,090 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación de trabajo.

$$fact / F_{adm} = 1,090 / 1,140 = 0.96 \text{ ok.}$$

d).- ELEMENTO ARMADURA

l - m AR - 1

Datos:

Carga = 24,000 kgs.
Longitud = 280 cms.
K = 1.0

Proponemos 2 Ángulos de 3"x3/8" en cajón.

- Cálculo de Inercia.

$$I = (13.61\text{cm}^2 * (7.6\text{cm}/2 - 2.26 \text{ cm})^2 + 73 \text{ cm}^4) * 2$$

$$I = 210.5 \text{ cm}^4$$

- Radio de Giro.

$$r = \sqrt{\frac{210.5\text{cm}^4}{27.22\text{cm}^2}} = 2.78 \text{ cm}$$

- Relación de esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 280 \text{ cms}}{2.78 \text{ cms}} = 100.72 = 101$$

- Esf. admisible.

$$F_{adm} = 913 \text{ kg/cm}^2.$$

- Esf. real.

$$fact = 24,000 \text{ kg} / 27.22 \text{ cm}^2 = 882 \text{ kg/cm}^2$$

- Porcentaje de trabajo.

$$fact/F_{adm} = 882 / 913 = 0.97 \text{ ok.}$$

e).- ELEMENTO ARMADURA

h - i	AR - 1
j - k	AR - 2
p - q	AR - 2

Datos:

Carga = 20,200kgs.

Longitud = 280 cms.

K = 1.0

Se propone la siguiente sección, 3" x 5/16".

- Cálculo de la inercia.

$$I = (11.48 \text{ cm}^2 * (7.62\text{cm}/2 - 2.21\text{cm})^2 + 62.9 \text{ cm}^4) * 2$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{184.6 \text{ cm}^4}{22.96 \text{ cm}}} = 2.83 \text{ cm}$$

- Relación de esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 280 \text{ cm}}{2.83 \text{ cm}} = 98.84 = 99.$$

- Esfuerzo admisible.

$$F_a = 921 \text{ kg/cm}^2.$$

- Esfuerzo actuante.

$$\text{fact} = 20,200 \text{ kgs} / 22.96 \text{ cm}^2 = 880 \text{ kg/cm}^2.$$

- Trabajo realizado en la sección.

$$\text{fact} / F_{adm} = 880 / 921 = 0.9566 \text{ ok.}$$

F).- ELEMENTO ARMADURA

r - s	AR - 1
j - k	AR - 1
0 - a	AR - 2

Datos:

$$\text{Carga} = 16,900 \text{ kgs.}$$

$$\text{Longitud} = 280 \text{ cms.}$$

$$K = 1.0$$

Se propone 2 ángulos de 3" x 1/4".

- Inercia.

$$I = (9.29 \text{ cm}^2 * (7.62 \text{ cm} / 2 - 2.13 \text{ cm})^2 + 51.6 \text{ cm}^4) * 2$$

$$I = 155.64 \text{ cm}^4.$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{155.64 \text{ cm}^4}{18.58 \text{ cm}^2}} = 2.89 \text{ cm}$$

- Relación de esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 280 \text{ cm}}{18.58 \text{ cm}^2} = 96.89$$

- Esf. admisible.

$$F_{adm} = 939 \text{ kg/cm}^2.$$

- Esf. actuante.

$$f_{act} = 16,900 \text{ kgs} / 18.58 \text{ cm}^2 = 909.6 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación de trabajo.

$$f_{act} / F_{adm} = 910 / 939 = 0.97 \text{ ok.}$$

g).- ELEMENTO ARMADURA

l - m	AR - 2
o - n	AR - 2
r - s	AR - 2

Datos:

$$\text{Carga.} = 13,000 \text{ kgs.}$$

$$\text{Longitud} = 280 \text{ cms.}$$

$$K = 1.0$$

Se propone 2 ángulos de 2 1/2" x 1/4".

- Cálculo de la Inercia.

$$I = (7.68 \text{ cm}^2 + (1.35 \text{ cm})^2 * 29.14 \text{ cm}^4) * 2$$

$$I = 86.27 \text{ cm}^4$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{86.27 \text{ cm}^4}{15.36 \text{ cm}^2}} = 2.37 \text{ cm}$$

- Esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 280 \text{ cms}}{2.32 \text{ cms}} = 118 \text{ cms.}$$

Este perfil por encontrarse su esbeltez tan proximo a 120, se deja propuesto el perfil anterior, por lo tanto es :

2 ángulos de 3" x 1/4".

5.1.2 DISEÑO DE DIAGONALES.-

Estos elementos trabajan a tensión por lo que su diseño será de acuerdo a este criterio exclusivamente.

a).- ELEMENTO ARMADURA

a - b AR - 1

- Datos:

Carga = 65,400kgs.

- Area requerida.

Areaq = Carga/ Esf.perm = 65,400 kgs/1,520 kg/cm².

Areaq = 43 cm².

- Se propone: 2 ángulos de 5" x 3/8"

-Esf. actuante.

fact = Carga/Area real = 65,400kgs / 46.58cm²

fact = 1,404 kg/cm².

-Relación de trabajo:

fact/Fadm = 1,404 kg/cm² / 1,520 kg/cm² = 0.93 ok

b).- ELEMENTO ARMADURA

c - d AR - 1
c - d AR - 2

Datos:

Carga = 45,200 kgs.

- Area Requerida.

Areaq = 45,200kgs/ 1,520 kg/cm² = 29.73 cm²

- Se propone: 2 ángulos de 4" x 5/16"

- Esf. actuante.

fact = 45,200 kgs/30.96 cm² = 1,460 kg/cm².

- % de trabajo

$$\text{fact./F perm} = 1,460 / 1,520 = 0.96 \text{ ok.}$$

c) .- ELEMENTO ARMADURA

e - f	AR - 1
m - n	AR - 1

-Datos:

Carga = 21,100 kgs.

- Area requerida.

$$\text{Areq} = 21,100 \text{ kgs} / 1,520 \text{ kg/cm}^2 = 13.88 \text{ cm}^2.$$

Por lo tanto 2 AFS de 2" x 5/16"

- Esf.act.

$$\text{fact} = 21,100 \text{ kgs} / 18.96 \text{ cm}^2 = 1,113 \text{ kg/cm}^2.$$

- % trabajo.

$$\text{fact./Esf.adm} = 1,113 / 1,520 = 0.73.$$

d) .- ELEMENTO ARMADURA

g - h	AR - 1
q - r	AR - 2
o - p	AR - 2
k - l	AR - 2

Datos:

Carga 13,200 kgs.

- Area req.

$$\text{Areq} = 13,200 \text{ kgs} / 1,520 \text{ kg/cm}^2 = 8.68 \text{ cm}^2$$

- 2 AFS 2" x 3/16"

-Esf.real

$$\text{fact} = 13,200 \text{ kgs} / 9.22 \text{ cm}^2 = 1,431 \text{ kg/cm}^2$$

- % de trabajo

$$\text{fact} / \text{Fadm} = 1,431 / 1,520 = 0.9414$$

e).- ELEMENTO ARMADURA

i - j AR - 1

Datos:

Carga = 4,400 kgs.

- Area req

$$\text{Areq} = 4,400\text{kg} / 1,520 \text{ kg/cm}^2 = 2.89 \text{ cm}^2$$

- 2 APS de 1" x 1/8"

- Esf. real

$$\text{fact} = 4,400 \text{ kgs} / 3.04\text{cm}^2 = 1,447 \text{ kg/cm}^2$$

- % Trabajo

$$\text{fact}/\text{Fadm} = 1,447/1,520 = 0.95$$

f).- ELEMENTO ARMADURA

k - l AR - 1

Datos:

Carga = 10,600 kgs.

- Area req.

$$\text{Areq} = 10,600\text{kg} / 1,520 \text{ kg/cm}^2 = 6.97 \text{ cm}^2$$

- 2 APS de 1 1/2" x 1/4"

- Esf. real

$$\text{fact} = 10,600 \text{ kg} / 8.40 \text{ kg/cm}^2 = 1,204 \text{ kg/cm}^2$$

- % trabajo

$$\text{fact}/\text{Fadm} = 1,204/1,520 = 0.79$$

g).- ELEMENTO ARMADURA

o - p AR - 1

Datos:

Carga = 28,600 kgs.

- Area req.

Areaq = 28,600kgs/ 1,520kg/cm² = 18.82 cm²

-2 APS 2 1/2" :: 5/16"

- Esf. actuante.

fact = 28,600 kgs/ 18.96 cm² = 1,508 kg/cm²

- % trabajo

fact/ Fadm = 1,508/ 1,520 = 0.99%

h).- ELEMENTO ARMADURA

q - r AR - 1

Datos:

Carga = 29,200 kgs

- Area req.

Areaq = 29,200kg/ 1,520 kg/cm² = 19.21 cm²

- 2 APS de 2 1/2" x 3/8".

- Esf. real

fact = 29,200kgs/ 22.32cm² = 1,308 kg/cm²

- % trabajo.

fact/Fadm = 1,308/1,520 = 0.86

i).- ELEMENTO ARMADURA

i - j AR - 2

a - b AR - 2

Datos:

Carga = 23,100 kgs.

-Area req.

Areaq = 23,100 kgs/ 1,520 kg/cm² = 15.20 cm²

- 2 APS de 2 1/2" X 1/4"

-Esf actuante

fact = 23,100 kg/ 15.36 cm² = 1,504 kg/cm²

- % trabajo

fact / Fadm = 1,504/1,520 = 0.99

j).- ELEMENTO ARMADURA

e - f AR - 2

Datos:

Carga = 54,300 kgs.

-Area req

Areaq = 54,300kgs/ 1,520 kg/cm² = 35.73 cm²

- 2 APS de 4" X 1/4"

-Esf real.

fact = 54,300 kgs/ 36.90 cm² = 1,472 kg/cm²

- % trabajo

fact/ Fadm = 1,472/1,520 = 0.97

k).- ELEMENTO ARMADURA

g - h AR - 2

- Datos:

Carga = 38,400 kgs.

-Área req.

Areq = 38,400 kgs/ 1,520 kg/cm² = 25.26 cm²

- 2 APS de 3" x 3/8"

- Esf real.

fact = 38,400 kgs/ 27.22 cm² = 1,410 kg/cm²

- % trabajo

fact/Fadm = 1,410/1,520 = 0.93

l).- ELEMENTO ARMADURA

m -n AR - 2

Datos:

Carga = 600 kgs.

-Área requerida.

Areq = 600 kgs/ 1,520 kg/cm² = 0.39 cm²

Por seguir con el concepto de ángulos dobles se proponen dos ángulos de 1" x 1/8".

- Esf act.

fact = 600kgs/ 3.04 cm² = 198 kg/cm²

- % de trabajo

fact/Fadm = 198/ 1,520 = 0.13

5.1.3 DISEÑO DE CUERDAS INFERIORES (tensión).-

a).- ELEMENTO ARMADURA

j - 0	AR - 1
g - 0	AR - 1

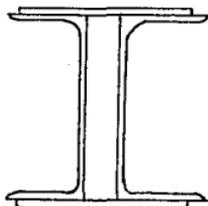
Datos:

Carga = 107,000 kgs.

- Area Req.

Areaq = 107,000kgs/ 1,520 kg/cm² = 70.39 cm²

- Proponemos 2 CPS 8" x 17.11 kg/ml y 2 placas de 8" de ancho por 5/16" de espesor.



Sección tipo.

- Esf. act.

fact = 107,000 kgs/ 75.43 cm² = 1,417 kg/cm²

- % trabajo.

fact/ Fadm = 1,417 / 1,520 = 0.93.

b).- ELEMENTO ARMADURA

0 - 1	AR - 1
-------	--------

Datos:

Carga = 99,800 kgs.

- Area req.

Areaq = 99,800 kgs/ 1,520 kg/cm² = 65.66 cm²

- Proponemos 2 CPS 8" x 17.11 kg/ml y 2 placas de 8" de ancho y 1/4" de espesor.

- Esf. real

fact = 99,800 kg/69.02 cm² = 1,446 kg/cm²

- % trabajo.

fact/ Fadm = 1,446/ 1,520 = 0.95.

c).- ELEMENTO ARMADURA

n - 0	AR - 1
e - 0	AR - 1

Datos:

Carga = 85,000 kgs.

- A. req.

Areaq = 85,000kgs/ 1,520 kg/cm² = 56 cm²

- 2 CPS de 8" x 17.11 kg/ml y 2 pl. de 8" x 3/16".

-Esf. real.

fact = 85,000kgs/ 62.58 cm². = 1,358 kg/cm².

- % trabajo.

fact/Fadm = 1,358/1,520 = 0.89 kg/cm².

d).- ELEMENTO ARMADURA

p - 0	AR - 1
-------	--------

Datos:

Carga = 65,200 kgs.

- A req.

Areaq = 65,200kgs/ 1,520 kg/cm². = 42.89 kg/cm²

- 2 CPS de 8" x 17.11 kg/ml sin placas.

- Esf. real

fact = 65,200 kgs/ 43.22 cm² = 1,509 cm²

- % trabajo.

fact/Fadm = 1,509/ 1,520 = 0.99

e).- ELEMENTO ARMADURA

0 - c AR - 1

Datos:

Carga = 48,700 kgs.

- A. req.

Areaq = 48,700kgs/ 1,520 kg/cm² = 32.04 cm²

- 2 CPS de 8" x 17.11 kg/ml sin refuerzo.

- Esf.actuante.

fact = 48,700 kg/ 43.22 cm² = 1,126 kg/cm².

- % trabajo.

fact/ Fadm = 1,126/1,520 = 0.74

f).- ELEMENTO ARMADURA

11 - n AR - 2

0 - r AR - 1

0 - s AR - 1

- Datos:

Carga = 45,300 kgs

- Area req.

Areaq = 45,300 kgs/ 1,520 kg/cm² = 29.80 cm²

- 2 APS de 6" x 12.2 kg/ml sin refuerzo de placas.

-Esf. real.

$$\text{fact} = 45,300 \text{ kgs}/30.70 \text{ cm}^2 = 1,476 \text{ kg/cm}^2$$

- % trabajo

$$\text{fact}/\text{Fadm} = 1,476/1,520 = 0.97$$

g).- ELEMENTO ARMADURA

11 - p AR - 2

Datos:

Carga = 39,600 kgs.

-Area req.

$$\text{Arca} = 39,600 \text{ kgs}/ 1,520 \text{ kg/cm}^2 = 1,290 \text{ kg/cm}^2.$$

- 2 CPS de 6" x 12.2 kg/ml.

- Esf. actuante.

$$\text{fact} = 39,600 \text{ kgs}/ 30.70 \text{ cm}^2 = 1,290 \text{ kg/cm}^2$$

- % trabajo.

$$\text{fact}/ \text{Fadm} = 1,290/ 1,520 = 0.85$$

h).- ELEMENTO ARMADURA

11 - r AR - 2

11 - s AR - 2

11 - k AR - 2

Datos:

Carga = 31,800 kgs.

- Area req.

$$\text{Arca} = 31,800 \text{ kgs}/ 1,520 \text{ kg/cm}^2 = 20.92 \text{ kg/cm}^2$$

- 2 CPS de 4" x 8.04 kg/ml

- Esf. actuante.

$$\text{fact} = 31,800\text{kgs}/ 20 \text{ cm}^2 = 1,582 \text{ kg/cm}^2$$

- % trabajo.

$$\text{fact}/\text{Fadm} = 1,582 / 1,520 = 1.04$$

i).- ELEMENTO ARMADURA

11 - i AR - 2

Datos:

Carga = 20,100 kgs.

- Area req.

$$\text{Areq} = 20,100 \text{ kgs} / 1,520 \text{ kg/cm}^2 = 13.22 \text{ cm}^2$$

- 2 CPS de 3" x 6.10 kg/ml.

- Esf. actuante.

$$\text{fact} = 20,100\text{kgs} / 15.36 \text{ cm}^2 = 1,309 \text{ kg/cm}^2.$$

- % trabajo.

$$\text{fact}/\text{Fadm} = 1,309 / 1,520 = 0.86$$

Para los siguientes elementos se propone la anterior sección puesto que los esfuerzos son casi despreciables para la sección que se pretende dejar, puesto que ésto se hace para seguir el mismo concepto y para no complicar las conexiones.

ELEMENTO ARMADURA

1 - a AR - 2

2 - c AR - 2

3 - f AR - 2.

5.1.4 DISEÑO DE CUERDAS SUPERIORES Y ELEMENTOS DE CUERDAS INFERIORES SUJETOS SOLO A COMPRESIÓN.

a).- ELEMENTO ARMADURA

5 - i AR - 1

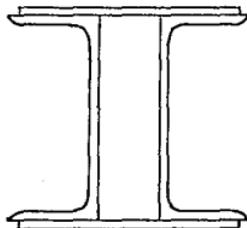
- Datos:

Carga = 109,800kgs.

Long. = 300cms.

k = 1.0

- Proponemos 2 CFS de 8" x 17.11 kg/ml con 2 pls. de 8" x 1/2".



Perfil tipo de cuerdas a compresión.

- Inercia. (menor).

$$I = (55.4 \text{ cm}^4 + (21.61 \text{ cm}^2 * (6.55 \text{ cm})^2) + 888 \text{ cm}^4) * 2$$

$$I = 3,741 \text{ cm}^4$$

- Rado de giro.

$$r = \sqrt{\frac{3,741 \text{ cm}^4}{94.84 \text{ cm}^2}} = 6.28 \text{ cms}$$

- Relación de esbeltez.

$$\frac{k * L}{r} = \frac{1.0 * 300 \text{ cms}}{6.28 \text{ cms}} = 47.77 = 48.$$

- Esf adm. tabla V manual Monterrey.

$$F_a = 1,303 \text{ kg/cm}^2.$$

- Carga adm = $1,303 \text{ kgs/cm}^2 / 94.84 \text{ cm}^2 = 123,576 \text{ kgs.}$

- % trabajo

$$\text{Carga real/Carga adm} = 109,800/123,576 = 0.89$$

d).- ELEMENTO ARMADURA

6 - k	AR - 1
4 - h	AR - 1
3 - f	AR - 1

- Datos:

Carga = 105,800 kgs.

Long. = 300 cms.

K = 1.0

- 2 CPS de 8" x 17.11 kg/ml con 2 pls. de 8" x 3/8".

- Inercia menor.

$$I = (55.40 \text{ cm}^4 + (21.61 \text{ cm}^2 * (6.55 \text{ cm})^2) + 666.3 \text{ cm}^4) * 2$$

$$I = 3,298 \text{ cm}^4.$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{3,298 \text{ cm}^4}{81.92 \text{ cm}^2}} = 6.34 \text{ cm}$$

- Esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 300 \text{ cms}}{6.34 \text{ cms}} = 47.31 = 48$$

- Esf. adm.

$$F_{adm} = 1,303 \text{ kg/cm}^2.$$

- Carga adm.

$$C_{adm} = 1,303 \text{ kg/cm}^2 * 81.92 \text{ cm}^2 = 106,741 \text{ kgs.}$$

- % Trabajo.

$$Cact/Cadm = 105,800 / 106,741 = 0.99$$

c).- ELEMENTO ARMADURA

7 - m AR - 1

Datos:

Carga = 95,200 kgs.

Long. = 300 cms.

K = 1.0

- 2 CPS de 8" x 17.11 kg/ml 2 placas de 8" x 5/16".

- Inercia.

$$I = (55.4 \text{ cm}^4 + (21.61 \text{ cm}^2 * (6.55 \text{ cm})^2 + 526.66 \text{ cm}^4) * 2$$

$$I = 3,018 \text{ cm}^4.$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{3,018 \text{ cm}^4}{75.48 \text{ cm}^2}} = 6.32 \text{ cms}$$

- Esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.00 * 300 \text{ cms}}{6.32 \text{ cms}} = 47.76 = 48$$

- Esf. adm.

$$Fadm = 1,303 \text{ kg/cm}^2$$

- Carga adm.

$$Cadm = 1,303 \text{ kg/cm}^2 / 75.48 \text{ cm}^2 = 98,350 \text{ kgs.}$$

- % trabajo

$$Creal/Cadm = 95,200 / 98,350 = 0.97$$

d).- ELEMENTO ARMADURA

2 - d AR - 1

8 - 0 AR - 1

Datos:

Carga = 81,500 kgs

Long. = 300 cms.

K = 1.0

- 2 CPS 8" x 17.11 con 2 placas de 8" x 3/16".

- Inercia (menor).

$$I = (55.4 \text{ cm}^4 + (21.61 \text{ cm}^2 * (6.55 \text{ cm})^2 + 338.6 \text{ cm}^4) * 2$$

$$I = 2,642 \text{ cm}^4$$

- Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{2,642 \text{ cm}^4}{62.78 \text{ cm}^2}} = 6.48 \text{ cms.}$$

- Esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 300 \text{ cms}}{6.48 \text{ cms}} = 46.24 = 47$$

- Esf. adm.

$$F_{adm} = 1,315 \text{ kg/cm}^2$$

- C.adm.

$$C_{adm} = 1,315 \text{ kg/cm}^2 * 62.78 \text{ cm}^2 = 82,555 \text{ kgs.}$$

- % trabajo

$$C_{rea} / C_{adm} = 81,500 / 82,555 = 0.99$$

e).- ELEMENTO ARMADURA

q - g	AR - 1
l - b	AR - 1
o - d	AR - 2
11 - e	AR - 2
6 - l	AR - 2
7 - m	AR - 2
8 - o	AR - 2
5 - j	AR - 2

- Datos:

Carga = 48,600 kgs.

Long. = 300 cms.

K = 1.0

- 2 CPS de 8" x 17.11 kg/ml sin placas de refuerzo.

- Inercia menor.

$$I = (55.4 \text{ cm}^4 + (21.61 \text{ cm}^2 * (6.55 \text{ cm})^2)) * 2$$

$$I = 1,965 \text{ cm}^4.$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{1,965 \text{ cm}^4}{43.22 \text{ cm}^2}} = 6.75 \text{ cms.}$$

- Esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 300 \text{ cms}}{6.75 \text{ cms}} = 44.4 = 45$$

- Esf. adm.

$$F_{adm} = 1,320 \text{ kg/cm}^2.$$

- Carga adm.

$$C_{adm} = 1,320 \text{ kg/cm}^2 * 43.22 \text{ cm}^2 = 57,050 \text{ kgs.}$$

- % trabajo.

$$C_{act}/C_{adm} = 48,600/57,050 = 0.85 \text{ ok.}$$

f).- ELEMENTO ARMADURA

9 - q	AR - 2
4 - n	AR - 2

- Datos:

Carga = 32,500 kgs.

Long. = 300 cms.

K = 1.0

- 2 CPS de 6" x 12.20 kg/ml sin placas.

- Inercia menor.

$$I = 541 \text{ cm}^4 * 2 = 1,082 \text{ cm}^4.$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{1,082 \text{ cm}^4}{30.7 \text{ cm}^2}} = 5.94 \text{ cms}$$

- Esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 300 \text{ cms}}{5.94 \text{ cms}} = 50.53 = 51$$

- Esf. adm.

$$F_{adm} = 1,284 \text{ kg/cm}^2.$$

- Carga admisible.

$$C_{adm} = 1,284 \text{ kg/cm}^2 * 30.70 \text{ cm}^2 = 39,419 \text{ kgs.}$$

- % trabajo.

$$C_{real}/C_{adm} = 32,500/39,419 = 0.82 \text{ ok.}$$

g).- ELEMENTO ARMADURA

10 - s	AR - 1
10 - s	AR - 2

- Datos:

Carga = 20,100 kgs.

Long. = 300 cms.

k = 1.0.

- 2 CPS de 4" x 8.02 kg/ml sin placas.

- Inercia menor.

$$I = 157.9 \text{ cm}^4 * 2 = 315.8 \text{ cm}^4.$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{315.8 \text{ cm}^4}{20 \text{ cm}^2}} = 3.97 \text{ cms.}$$

- Relación de esbeltez.

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{1.0 \cdot 300 \text{ cms.}}{3.97 \text{ cms.}} = 75.56 = 76$$

- Esf. adm.

$$F_{adm} = 1,110 \text{ kg/cm}^2$$

- Carga admisible.

$$C_{adm} = 1,110 \text{ kg/cm}^2 \cdot 20 \text{ cm}^2 = 22,200 \text{ kgs.}$$

- % trabajo.

$$C_{real}/C_{adm} = 20,100 \text{ kgs}/ 22,200 \text{ kgs.} = 0.91 \text{ ok.}$$

h).- ELEMENTO ARMADURA

0 - b	AR - 2
11 - g	AR - 2

Como son cargas muy pequeñas en comparación al anterior y longitudes iguales, se propone seguir con el concepto de 2 canales en las cuerdas por lo tanto serán el perfil igual que el anterior; 2 CPS 4" x 8.04 kg/ml.

5.1.5 DISEÑO DE APOYOS DE AR - 1 y DE AR -2.

a).- Apoyo de Armadura Tipo 1.

Datos:

Carga = 60,530 kgs.
 Long. = 280 cms.
 k = 1.0

La fuerza sísmica será la fuerza que gravita sobre este elemento, más una fuerza horizontal equivalente a es fuerza vertical por el coeficiente sísmico correspondiente.

La fuerza horizontal se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$F = C * W$$

Donde :

F = Fuerza horizontal.

C = Coeficiente sísmico (varia de acuerdo a la zona y al subsuelo existente en el lugar del desplante) este factor se obtendrá del manual de obras civiles de la comisión federal de electricidad.

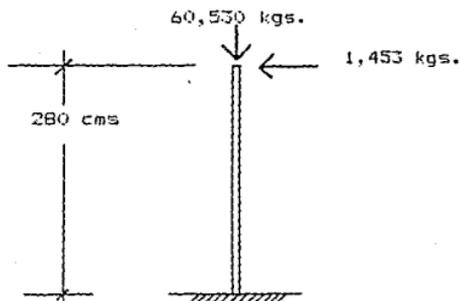
W = Carga vertical.

Por lo tanto :

$$F = 0.024 * 60,530 \text{ kgs.}$$

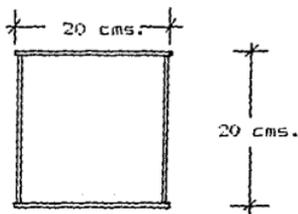
$$F = 1,453 \text{ kgs.}$$

Así obtendremos las cargas aplicadas en el elemento.



- Cálculo del elemento.

Se propone una columna de 4 placas soldadas con un espesor de 1/2" y estas de 20cms de ancho, formando cajón.



- Inercia en ambos sentidos es igual, por lo tanto.

$$I = 2 * ((25.81 \text{ cm}^2 * (10.63 \text{ cm})^2) + 888 \text{ cm}^4)$$

$$I = 7,609 \text{ cm}^4.$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{7,609 \text{ cm}^4}{103.4 \text{ cm}^2}} = 8.58 \text{ cm}$$

- Esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 280 \text{ cms}}{8.58 \text{ cms}} = 33$$

- Esf. adm. tabla v manual de monterrey.

$$F_{adm} = 1,387 \text{ kg/cm}^2.$$

- Esfuerzo actuante.

$$f_{act} = 60,530 \text{ kgs} / 103.24 \text{ cm}^2 = 586 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación de esfuerzos.

$$f_{act} / F_{adm} = 586 \text{ kg/cm}^2 / 1,387 \text{ kg/cm}^2 = 0.43$$

Por lo tanto se empleara la 7a del manual de monterrey para esfuerzos combinados.

- Tomaremos $C_m = 1.00$

- Calcularemos el esfuerzo actuante por flexión:

$$f_b = \frac{M * c}{I}$$

- Donde:

$$M = 1,453 \text{ kg} * 280 \text{ cm} = 406,840 \text{ kgcm.}$$

$$c = 10 \text{ cms.}$$

$$I = 7,609 \text{ cm}^4.$$

Por lo tanto:

$$f_b = \frac{486,840 \text{ kgcm} * 10 \text{ cms}}{7,609 \text{ cm}^4} = 534.7 \text{ kg/cm}^2$$

- De la tabla VI del manual tomaremos F'_e .

$$\text{Para una esbeltez de } 33 = F'_e = 9,268 \text{ kg/cm}^2$$

- Sustituyendo en la fórmula 7a:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m + f_b}{(1 - f_a) F_b} < 1$$

$F'e$

Donde $F_b = 1,520 \text{ kg/cm}^2$.

Y sustituyendo:

$$\frac{586 \text{ kg/cm}^2}{1,387 \text{ kg/cm}^2} + \frac{1.0 + 586 \text{ kg/cm}^2}{(1 - 586 \text{ kg/cm}^2) + 1,520 \text{ kg/cm}^2} < 1$$

$9,628 \text{ kg/cm}^2$

$$0.43 + 0.38 = 0.81 \text{ ok.}$$

Aceptado el diseño.

b).- Apoyo Armadura Tipo 2.

- Datos:

Carga = 78,547 kgs.

Long. = 280 cms.

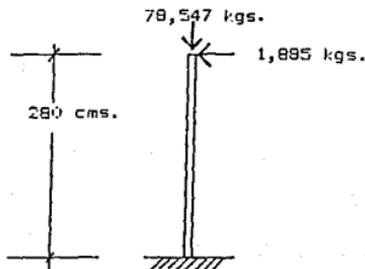
K = 1.0

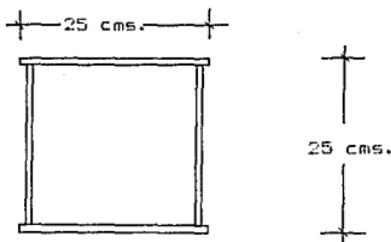
Para la carga horizontal de la fuerza sísmica seguiremos el criterio anterior.

$$F = 0.024 * 78,547 \text{ kgs}$$

$$F = 1,885 \text{ kg/cm}^2.$$

- Se propone una sección del tipo de la anterior pero con dimensiones de 25 cm por 25 cms. y también placa de 1/2 " de espesor.





Vista superior de la sección.

- Cálculo de Inercia.

$$I = 2 * (32.26 \text{ cm}^2 * (10.64 \text{ cm})^2 + 1,734 \text{ cm}^4) = 10,772 \text{ cm}^4$$

- Radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{10,772 \text{ cm}^4}{129.01 \text{ cm}^2}} = 9.13 \text{ cms.}$$

- Relación de esbeltez.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 280 \text{ cms.}}{9.13 \text{ cms.}} = 30.66 = 31$$

- Tabla V, esfuerzo permisible a compresión.

$$F_a = 1,397 \text{ kg/cm}^2.$$

- Esfuerzo real.

$$\text{fact} = 78,547 \text{ kg} / 129 \text{ cm}^2 = 608.7 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación de esfuerzos.

$$\text{fact} / F_{adm} = 608 / 1,397 = 0.43$$

- Momento debido al sismo.

$$M = F * d = 1,885 \text{ kgs} * 280 \text{ cm} = 527,800 \text{ kgcm.}$$

- Esfuerzo actuante debido al momento sísmico.

$$f_b = \frac{527,800 \text{ kgcm} * 12.5 \text{ cm}}{10,772 \text{ cm}^4} = 612 \text{ kg/cm}^2$$

- De la tabla VI tomaremos el valor de $F'e$ para la relación de esbeltez de 31.

$$F'e = 10,910 \text{ kg/cm}^2.$$

- Por lo tanto aplicando la fórmula 7a.

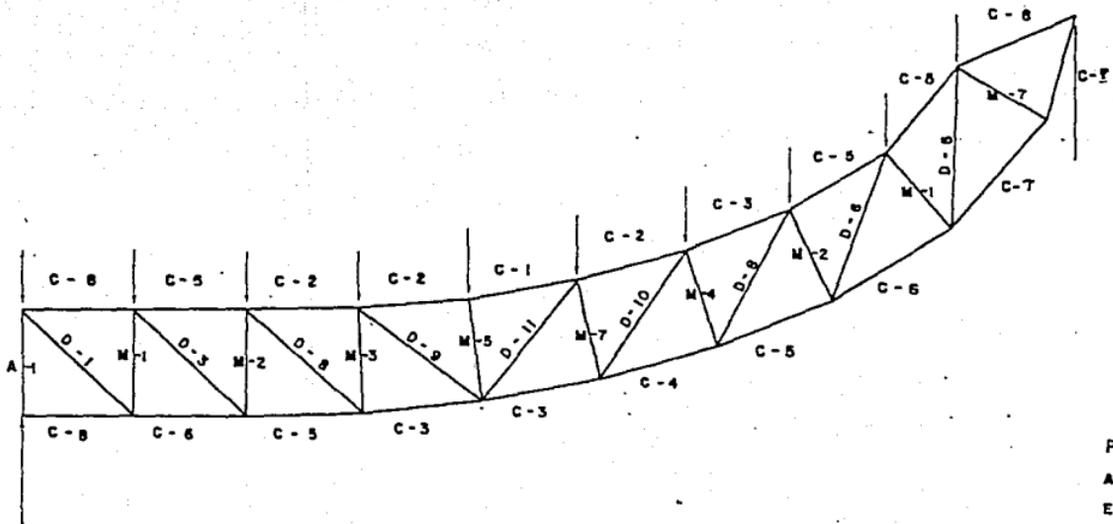
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m F_b}{(1 - \frac{F_a}{F'e}) F_b} < 1$$

- Sustituyendo.

$$\frac{608 \text{ kg/cm}^2}{1,397 \text{ kg/cm}^2} + \frac{1.0 * 612 \text{ kg/cm}^2}{(1 - \frac{608 \text{ kg/cm}^2}{10,910 \text{ kg/cm}^2}) * 1,520 \text{ kg/cm}^2} < 1$$

- De donde.

$$0.44 + 0.43 = 0.87 \text{ ok.}$$



PREDISEÑO

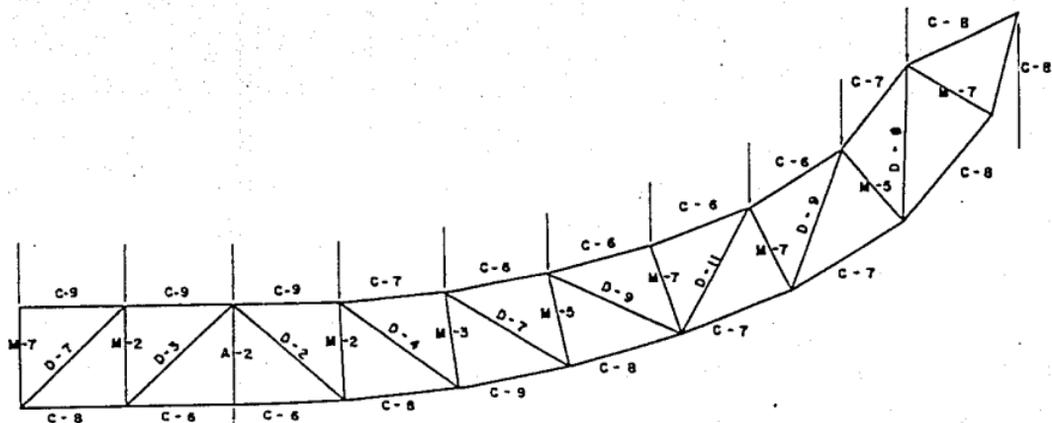
ARMADURA TIPO I

ESCALA 1: 100

PREDISEÑO

TABLA DE ELEMENTOS AR - 1

ELEMENTO	ESFUERZO T(-) C(+)	LONGITUD	PERFIL	MARCA
C. Superior				
1 - b	+ 48,400	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
2 - d	+ 81,500	3.00	8"X17.11PL 3/16"	C-5
3 - f	+101,000	3.00	8"X17.11PL 3/8"	C-2
4 - h	+101,600	3.00	8"X17.11PL 3/8"	C-2
5 - i	+109,800	3.00	8"X17.11PL 1/2"	C-1
6 - k	+105,800	3.00	8"X17.11PL 3/8"	C-2
7 - m	+ 95,200	3.00	8"X17.11PL 5/16"	C-3
8 - o	+ 76,400	3.00	8"X17.11PL 3/16"	C-5
9 - q	+ 48,600	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
10 - s	+ 18,700	3.48	4"X B.04 S/PL	C-8
C. Inferior				
o - a	0	3.00	4"X B.04 S/PL	C-8
o - c	- 48,700	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
e - o	- 81,800	3.08	8"X17.11PL 3/16"	C-5
g - o	-100,650	3.19	8"X17.11PL 5/16"	C-3
j - o	-107,000	3.21	8"X17.11PL 5/16"	C-3
l - o	- 99,800	3.32	8"X17.11PL 1/4"	C-4
h - o	- 85,000	3.38	8"X17.11PL 3/16"	C-5
p - o	- 65,200	3.72	8"X17.11 S/PL	C-6
r - o	- 45,200	3.88	6"X12.20 S/PL	C-7
s - o	- 43,300	2.92	6"X12.20 S/PL	C-7
Montantes				
b - c	+ 45,200	2.80	4" X 4" X 3/8"	M-1
d - e	+ 30,800	2.80	4" X 4" X 5/16"	M-2
f - g	+ 27,300	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3
h - i	+ 20,200	2.80	3" X 3" X 5/16"	M-5
j - k	+ 16,900	2.80	3" X 3" X 1/4"	M-7
c - m	+ 24,000	2.80	3" X 3" X 3/8"	M-4
n - o	+ 32,600	2.80	4" X 4" X 5/16"	M-2
p - q	+ 38,700	2.80	4" X 4" X 3/8"	M-1
r - s	+ 16,800	2.80	3" X 3" X 1/4"	M-7
oo - a	+ 60,530	2.80	4PL 20cmX20cmX1/2"	A-1
Diagonales				
a - 5	- 65,400	4.12	5" X 5" X 3/8"	D-1
c - d	- 45,200	4.12	4" X 4" X 5/16"	D-3
e - f	- 21,100	4.16	2" X 2" X 5/16"	D-8
g - h	- 13,200	4.18	2" X 2" X 3/16"	D-9
i - j	- 4,400	4.14	1" X 1" X 1/8"	D-11
k - l	- 10,600	4.19	1/2X 1/2X 1/4"	D-10
m - n	- 20,700	4.15	2" X 2" X 5/16"	D-8
o - r	- 28,600	4.24	2/2X 2/2X 5/16"	D-6
q - r	- 29,200	4.38	2/2X 2/2X 3/8"	D-5



PREDISEÑO
 ARMADURA TIPO 2
 ESCALA 1:100

PREDISEÑO

TABLA DE ELEMENTOS AR-2

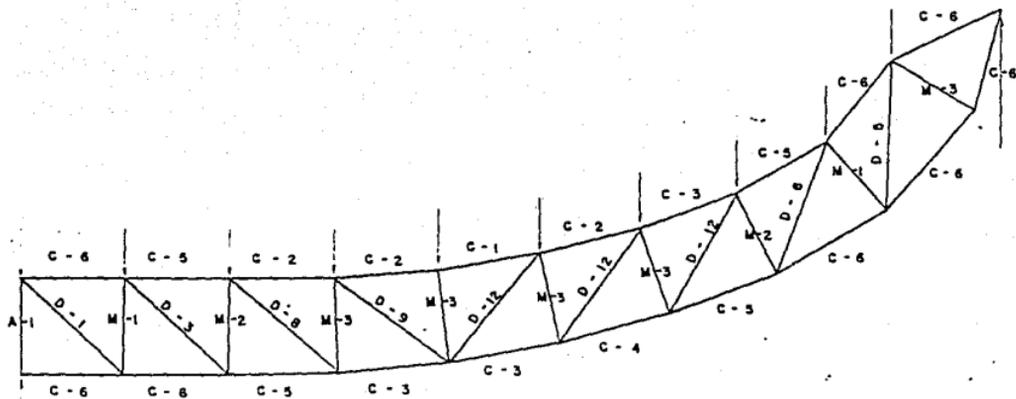
ELEMENTO	ESFUERZO T(-) C(+)	LONGITUD	PERFIL	MARCA
1 - a	0	3.00	3"X 6.10 S/PL	C-9
2 - c	- 16,800	3.00	3"X 6.10 S/PL	C-9
3 - f	- 7,700	3.00	3"X 6.10 S/PL	C-9
4 - h	+ 23,300	3.00	6"X12.20 S/PL	C-7
5 - j	+ 40,000	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
6 - l	+ 47,400	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
7 - m	+ 45,300	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
8 - o	+ 43,100	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
9 - q	+ 32,500	3.00	6"X12.20 S/PL	C-7
10 - 5	+ 20,100	3.48	4"X 8.04 S/PL	C-8
o - b	+ 15,600	3.00	4"X 8.04	C-8
o - d	+ 47,700	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
11 - e	+ 47,850	3.08	8"X17.11 S/PL	C-6
11 - g	+ 8,200	3.19	4"X 8.04	C-8
11 - i	- 20,100	3.21	3"X 6.10 S/PL	C-9
11 - k	- 31,800	3.32	4"X 8.04 S/PL	C-8
11 - n	- 45,300	3.38	6"X12.20 S/PL	C-7
11 - p	- 39,600	3.72	6"X12.20 S/PL	C-7
11 - r	- 31,100	3.88	4"X 8.04 S/PL	C-8
11 - s	- 29,800	2.92	4"X 8.04 S/PL	C-8
o - a	+ 15,500	2.80	3"X 3" X 1/4"	M-7
b - c	+ 29,400	2.80	4"X 4" X 5/16"	M-2
d - e	+ 72,250	2.80	4PL 25cmX25cmX/2	A-2
f - g	+ 31,000	2.80	4"X 4" X 5/16"	M-2
h - i	+ 27,300	2.80	4"X 4" X 1/4"	M-3
j - k	+ 18,200	2.80	3"X 3" X 5/16"	M-5
l - m	+ 12,000	2.80	3"X 3" X 1/4"	M-7
n - o	+ 13,000	2.80	3"X 3" X 1/4"	M-7
p - q	+ 20,000	2.80	3"X 3" X 5/16"	M-5
r - s	+ 5,500	2.80	3"X 3" X 1/4"	M-7
a - b	- 23,000	4.12	2Y2X 2Y2X 1/4"	D-7
c - d	- 43,200	4.12	4" X 4" X 5/16"	D-3
e - f	- 54,300	4.16	4" X 4" X 3/8"	D-2
g - h	- 38,400	4.18	3" X 3" X 3/8"	D-4
i - j	- 23,100	4.10	2Y2X 2Y2X 1/4"	D-7
k - l	- 11,800	4.20	2" X 2" X 3/16"	D-9
m - n	- 600	4.15	1" X 1" X 1/8"	D-11
o - p	- 8,300	4.24	2" X 2" X 3/16"	D-9
q - r	- 12,400	4.38	2" X 2" X 3/16"	D-9

6.0 UNIFORMIZACION DE SECCIONES.-

Cuando se lleva a cabo el diseño de Armaduras, siempre después de hacer un cálculo muy minucioso, sucede que quedan o se emplean elementos que de manera mecánica, trabajan óptimamente, pero representan un problema de que dichos elementos estructurales, son económicos siguiendo tan solo el concepto de un trabajo óptimo, sin considerar sus futuras conexiones; como lo es para el caso que se presenta aquí, pues se consideró a las cuerdas, tanto superior como inferior, con una separación entre canales, suficiente para alojar al montante vertical entre ambos canales y dar una buena conexión, pero existe el problema de la diversidad de dimensiones de montantes para lo cual es necesario uniformizar los elementos; para este caso específico, se emplearan todos los montantes verticales, con dimensiones de 4" de ala y solamente variaremos los elementos por medio del espesor de los ángulos.

Por otro lado también será necesario uniformizar las cuerdas superiores e inferiores, para darle continuidad a los esfuerzos; para lo cual dejaremos las cuerdas mediante Canales de 8"x17.11 kg.ml, y tan solo variaremos de acuerdo a las necesidades de la sección, mediante refuerzos de placas donde sean necesarios.

Para mostrar los cambios y sus uniformizaciones de elementos, tenemos a continuación dos tablas donde vienen las secciones ya definitivas de las armaduras.



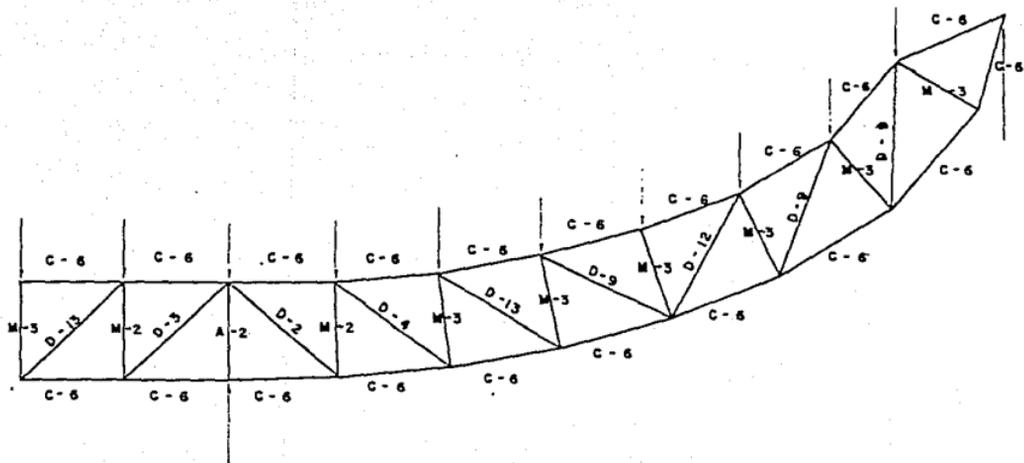
DISEÑO DEFINITIVO.
 ARMADURA TIPO 1
 ESCALA 1:100

DISEÑO DEFINITIVO

TABLA DE ELEMENTOS AR-1

ELEMENTO	ESFUERZO T(-) C(+)	LONGITUD	PERFIL	MARCA
1 - b	+ 48,400	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
2 - d	+ 81,500	3.00	8"X17.11PL 3/16"	C-5
3 - f	+101,000	3.00	8"X17.11PL 3/8"	C-2
4 - h	+101,600	3.00	8"X17.11PL 3/8"	C-2
5 - i	+109,800	3.00	8"X17.11PL 1/2"	C-1
6 - k	+105,800	3.00	8"X17.11PL 3/8"	C-2
7 - m	+ 95,200	3.00	8"X17.11PL 5/16"	C-3
8 - o	+ 76,400	3.00	8"X17.11PL 3/16"	C-5
9 - q	+ 48,600	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
10 - s	+ 18,700	3.48	8"X17.11 S/PL	C-6 *
o - a	0	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6 *
o - c	- 48,700	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
e - o	- 81,800	3.08	8"X17.11PL 3/16"	C-5
g - o	-100,650	3.19	8"X17.11PL 5/16"	C-3
j - o	-107,000	3.21	8"X17.11PL 5/16"	C-3
l - o	- 99,800	3.32	8"X17.11PL 1/4"	C-4
n - o	- 85,000	3.38	8"X17.11PL 3/16"	C-5
p - o	- 65,200	3.72	8"X17.11 S/PL	C-6
r - o	- 45,200	3.88	8"X17.11 S/PL	C-6 *
s - o	- 43,300	2.92	8"X17.11 S/PL	C-6 *
b - c	+ 45,200	2.80	4" X 4" X 3/8"	M-1
d - e	+ 30,800	2.80	4" X 4" X 5/16"	M-2
f - g	+ 27,300	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3
h - i	+ 20,200	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
j - k	+ 16,900	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
l - m	+ 24,000	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
n - o	+ 32,600	2.80	4" X 4" X 5/16"	M-2
p - q	+ 38,700	2.80	4" X 4" X 3/8"	M-1 *
r - s	+ 16,800	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
oo - a	+ 60,530	2.80	4PL 20cmX20cmX1/2	A-1
a - b	- 65,400	4.12	5" X 5" X 3/8"	D-1
c - d	- 45,200	4.12	4" X 4" X 5/16"	D-3
e - f	- 21,100	4.16	2" X 2" X 5/16"	D-8
g - h	- 13,200	4.18	2" X 2" X 3/16	D-9
i - j	- 4,400	4.14	2" X 2" X 1/8"	D-12 *
k - l	- 10,600	4.19	2" X 2" X 1/8"	D-12 *
m - n	- 20,700	4.15	2" X 2" X 5/16"	D-12 *
o - r	- 28,600	4.24	2V2X 2V2X 5/16"	D-6
q - r	- 29,200	4.38	2V2X 2V2X 3/8"	D-5

*Elementos Substituidos



DISEÑO DEFINITIVO
 ARMADURA TIPO 4
 ESCALA 1:100

DISEÑO DEFINITIVO

TABLA DE ELEMENTOS AR-2

ELEMENTO	ESFUERZO T(-) C(+)	LONGITUD	PERFIL	MARCA
1 - a	0	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6 *
2 - c	- 16,800	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6 *
3 - f	- 7,700	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6 *
4 - h	+ 23,300	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6 *
5 - j	+ 40,000	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
6 - l	+ 47,400	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
7 - m	+ 45,300	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
8 - o	+ 43,100	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
9 - q	+ 32,500	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6 *
10 - 5	+ 20,100	3.48	8"X17.11 S/PL	C-6 *
o - b	+ 15,600	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6 *
o - d	+ 47,700	3.00	8"X17.11 S/PL	C-6
11 - e	+ 47,850	3.08	8"X17.11 S/PL	C-6
11 - g	+ 8,200	3.19	8"X17.11 S/PL	C-6 *
11 - i	- 20,100	3.21	8"X17.11 S/PL	C-6 *
11 - k	- 31,800	3.32	8"X17.11 S/PL	C-6 *
11 - n	- 45,300	3.38	8"X17.11 S/PL	C-6 *
11 - p	- 39,600	3.72	8"X17.11 S/PL	C-6 *
11 - r	- 31,100	3.88	8"X17.11 S/PL	C-6 *
11 - s	- 29,800	2.92	8"X17.11 S/PL	C-6 *
o - a	+ 15,500	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
b - c	+ 29,400	2.80	4" X 4" X 5/16"	M-2
d - e	+ 72,250	2.80	4PL 25cmX25cm PL 1/2	A-2
f - g	+ 31,000	2.80	4" X 4" X 5/16"	M-2
h - i	+ 27,300	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3
j - k	+ 18,200	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
l - m	+ 12,000	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
n - o	+ 13,000	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
p - q	+ 20,000	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
r - s	+ 5,500	2.80	4" X 4" X 1/4"	M-3 *
a - b	- 23,000	4.12	3" X 3" X 1/4"	D-13*
c - d	- 43,200	4.12	4" X 4" X 5/16"	D-3
e - f	- 54,300	4.16	4" X 4" X 3/8"	D-2
g - h	- 38,400	4.18	3" X 3" X 3/8"	D-4
i - j	- 23,100	4.10	3" X 3" X 1/4"	D-13*
k - l	- 11,800	4.20	2" X 2" X 3/16"	D-9
m - n	- 600	4.15	2" X 2" X 1/8"	D-12*
o - p	- 8,300	4.24	2" X 2" X 3/16"	D-9
q - r	- 12,400	4.38	2" X 2" X 3/16"	D-9

* Elementos substituidos

7.0.- ARRIOSTRAMIENTO DE LA CUERDA INFERIOR.-

El criterio a seguir para el arriostramiento de la cuerda inferior, nos referimos al inciso "d", de la Sección 8 de la Parte 1 del Manual de Monterrey, el cual nos indica lo siguiente:

Para miembros sujetos a tensión, excepto redondos, no deberá exceder de 240 su relación de esbeltez.

Por lo tanto para nuestra cuerda inferior, tomaremos el radio de giro menor; como se hará el diseño definitivo mediante canal de 8" x 17.11 kg/ml tomaremos el radio de giro donde este no tenga placas de refuerzo.

Ahora calcularemos el espaciamiento de las riostras.

Tenemos que:

$$\frac{K \times L}{r} = 240$$

Donde:

$$K = 1.0$$

$$L = ?$$

$$r = 6.75 \text{ cms}$$

Por lo tanto despejando L.

$$L = \frac{240 \times 6.75 \text{ cms}}{1.0} = 1,620 \text{ cms}$$

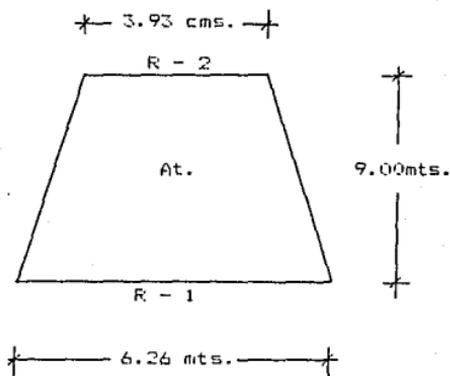
Por lo que nos daría una sola riostra a lo largo de toda la armadura, pero se proponen 2 riostras a lo largo de ellas, o sea que quedarán a los tercios del claro total de la misma.

Las riostras serán diseñadas para absorber la fuerza horizontal en el nudo, soportando dicha fuerza, siendo esta una parte proporcional de la misma vertical, la magnitud de la misma es en relación al área tributaria correspondiente a la riostra en cuestión.

Paso No. 1. Separación de las riostras.

28.20 mts / 3 espacios = 9.40 mts, sea esta ajustada a 9.00 mts. para que coincida con un montante vertical.

Paso No. 2. Determinar el area tributaria.



Sección vista superior entre armaduras.

$$At = (3.93 \text{ mts.} + 6.76 \text{ mts.} / 2) * 9.00 = 48.10 \text{ mts.}$$

Para la fuerza horizontal se considerara la misma que gravita verticalmente en el nudo.

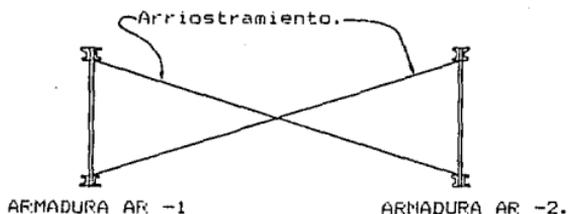
Carga en el Nudo.

$$W = At * w$$

$$W = 48 \text{ m}^2 * 571 \text{ Kg/m}^2 = 27,408 \text{ kgs.}$$

Por lo tanto:

Se propone arriostrar por medio de ángulos, de manera que la fuerza horizontal actuante lo absorba la riostra y lo transmita a la cuerda superior de la armadura adyacente.



Las riostras estarán trabajando solo a tensión.

Por lo tanto:

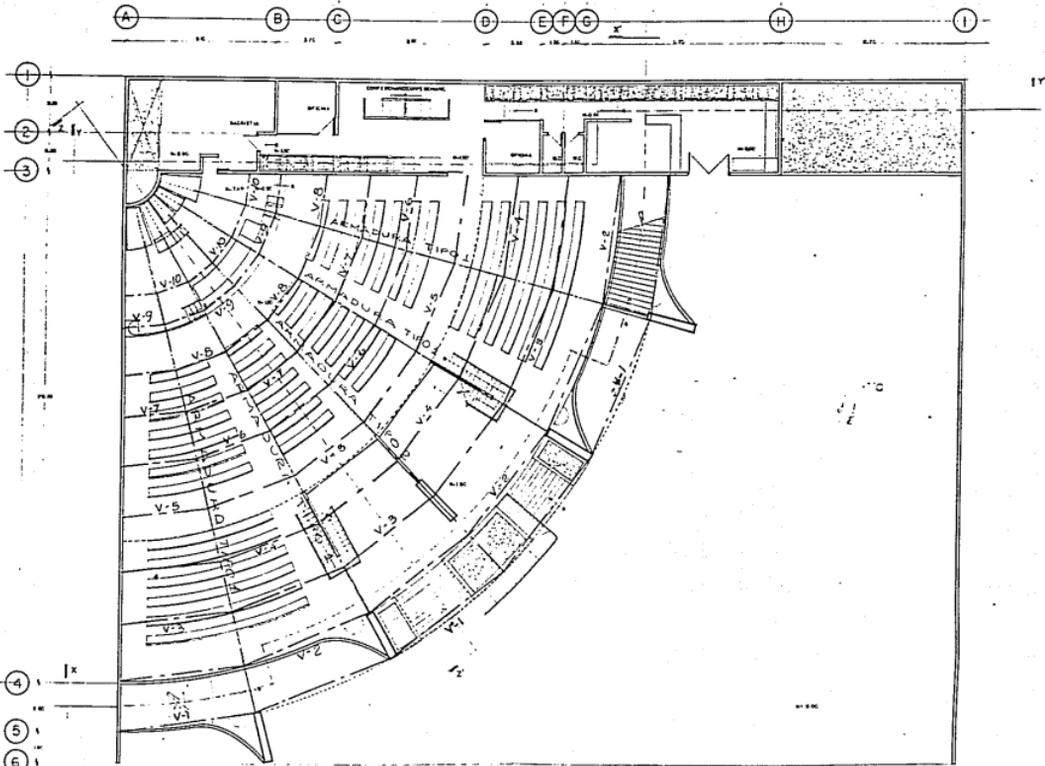
$$\begin{aligned}
 F &= 27,048 \text{ kgs.} \\
 F_{adm} &= 1,520 \text{ kg/cm}^2 \\
 A_{req.} &= ?
 \end{aligned}$$

Area requerida.

$$A_{req} = 27,408 \text{ kgs} / 1,520 \text{ kg/cm}^2 = 18.03 \text{ cm}^2$$

- Proponemos 1 ángulo de 6" x 1/2".

Para el caso de la otra riostra la dejaremos igual, de hecho no existe problema puesto que el área tributaria será menor y por lo tanto, menor carga existente.



PLANTA BAJA

Plano 10.
PARROQUIA STO SANTIAGO

TITULO DE OBRA PARROQUIA STO SANTIAGO		BUFETE DE DISEÑO DISEÑADO POR DISEÑADO POR DISEÑADO POR
AUTORIZADO POR AUTORIZADO POR	AUTORIZADO POR AUTORIZADO POR	

B.O .- CONCLUSIONES.-

Podemos concluir posteriormente que se ha hecho el análisis estructural, que definitivamente las estructuras como en este caso son realmente esbeltas para el claro y la magnitud de las cargas aplicadas a la misma.

Por otro lado en la actualidad apoyados mediante equipos electrónicos (computadoras), que nos dan un cálculo con una altísima exactitud, pero invariablemente, este método (Gráfico) o de Cremonas, no deja de ser lo suficientemente exacto para el diseño de los elementos, además nos ofrece un panorama más genérico de como trabaja la estructura y esto es una ventaja que los computadores nos dan de una manera mucho más abstracta, esto no desvirtúa a ninguno de los 2 métodos, pero esto a diferencia de la evolución de los métodos de análisis estructural es muy importante tener en cuenta que los métodos más antiguos nos permiten un conocimiento más básico de como trabajan las estructuras.

9.0 .- BIBLIOGRAFÍAS.-

Manual para Constructores de Monterrey
 Autores Varios.
 Servicios y Sistemas Técnicos; 1965.
 6 ta. Edición.
 Monterrey, N.L.

Manual de Diseño de Obras Civiles.
 -Diseño por Viento
 -Diseño por Sismo
 Centro Editorial de la C.F.E.; 1981.
 4 ta Edición.
 México D.F.

Manual para Constructores de C.S.G.
 Autores varios.
 Diseño Visual S.A. de C.V.; 1987
 Guad. Jal.

Manual de Construcción de Acero de I.N.C.A.
 Autores Varios
 Editorial Limusa; 1987
 México, D.F.

Edificación, diseño y construcción sismo resistente.
 Green Norman B.
 Gustavo Gili, S.A. 1980.
 Barcelona, España

Diseño de Estructuras Metálicas
 Mc. Cormac Jack. C.
 Representaciones y servicios de Ingeniería, S.A. de C.V.
 México D.F.

Diseño Simplificado de Armaduras de Techo
 Parker Harry.
 Limusa, S.A. ; 1986.
 México, D.F.

Diseño básico de Estructuras de Acero.
 Johnston Bruce G. . Lin F.J. , Galambos T.V.
 Prentice Hall; 1988.
 México, D.F.

Diseño de Estructuras Metélicas
Williams & Harris.
C.E.C.S.A.; 1981.
México, D.F.

Diseño Básico de Estructuras de Acero.
Scalzi, Lin, Bresler.
LIMUSA; 1987.
México, D.F.

Diseño Simplificado de Edificios para cargas de sismo y viento.
Vergin Dmitry, Ambrose James.
LIMUSA; 1986.
México, D.F.

S.A. de C.V.

TESIS PROFESIONALES

TESINAS • MEMORIAS • INFORMES

8 DE JULIO No. 13

(ENTRE P. MORENO Y MORELOS)

TELS. 14 - 01 - 22 y 13 - 61 - 42

GUADALAJARA, JAL.

PASAMOS SU TESIS
EN MADURIA IBM



USAMOS EQUIPOS XEROX Y OFFSET

- TRANSCRIPCION
- PREPARACION DE NINCE
- IMPRESION PROFESIONAL
- REDUCCION DE FOLIOS
- EXPEDIENTES

HELIOGRAFICAS

- COPIAS BOND
- PAPELERIA PARA SU EMPRESA
- REDUCCIONES
- AMPLIFICACIONES