

881215

1  
2ej



**UNIVERSIDAD ANAHUAC**  
VINCE IN BONO MALUM

**UNIVERSIDAD ANAHUAC**

**ESCUELA DE INGENIERIA**

Con Estudios Incorporados a la

Universidad Nacional Autónoma de México

**"SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS  
PARA EDIFICIOS ALTOS"**

**T E S I S**

Que para optar por el Título de  
**INGENIERO CIVIL**

presentan

**JOSE LUIS ABIENZO MONTES  
JOSE OCTAVIO RIVERO LOPERENA**

México, D. F., Octubre 1986.

**FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **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

	PAG.
+ INTRODUCCION.	1
+ CAPITULO I. DESCRIPCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.	3
1.- Descripción del sistema.	
2.- Sistemas de piso.	
3.- Ventajas sobre otros sistemas convencionales.	
4.- Rapidez constructiva.	
5.- Protección contra fuego.	
6.- Reserva de resistencia a cargas accidentales.	
+ CAPITULO II. CRITERIOS DE DISEÑO.	21
+ CAPITULO III. DETERMINACION DE LAS CARGAS VERTICALES EN LA ARMADURA.	32
1.- Descripción del problema.	
2.- Obtención de las cargas.	
3.- Obtención de los esfuerzos.	
+ CAPITULO IV. DISEÑO PRELIMINAR DE LA ARMADURA.	47
1.- Cuerdas.	
2.- Diagonales.	
3.- Montantes.	
+ CAPITULO V. DETERMINACION DE LAS CARGAS HORIZONTALES SOBRE LA ARMADURA.	61
1.- Obtención de las cargas y esfuerzos por efecto del sismo.	
2.- Obtención de las cargas y esfuerzos por efecto del viento.	

	PAG.
+ CAPITULO VI. DISEÑO DEFINITIVO DE LA ARMADURA	91
1.- Diseño definitivo de elementos.	
2.- Deflexión de la armadura.	
3.- Análisis por computadora.	
4.- Conexiones	
+ CAPITULO VII. ANALISIS APROXIMADO DE UN MARCO.	115
1.- Descripción del método.	
2.- Diseño preliminar de columnas.	
+ ANEXO I. INCLINACION OPTIMA DE LAS DIAGONALES.	150
+ ANEXO II. ANALISIS Y DISEÑO CON CALCULADORA.	157
1.- Programa para fuerzas verticales sobre una armadura simétrica.	
2.- Programa para fuerzas horizontales sobre una armadura simétrica.	
3.- Programa para calcular los momentos en los extremos de las columnas provocados por cargas verticales.	
4.- Diseño de miembros sometidos a flexocompresión biaxial. (IPR)	
+ ANEXO III. JOIST O VIGAS DE ALMA ABIERTA, LOSACERO Y CONECTORES.	185
+ ANEXO IV. ANALISIS DE UN MARCO SOMETIDO A CARGA HORIZONTAL.	199
+ ANEXO V. EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL.	205
+ CONCLUSIONES.	208
+ BIBLIOGRAFIA.	211

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

El sistema estructural de Armaduras Alternadas, fué desarrollado conjuntamente por los departamentos de Arquitectura e Ingeniería Civil del Tecnológico de Massachusetts (MIT) y bajo el patrocinio de la empresa United Steel Corporation.

El resultado del estudio fué un sistema para estructuras de edificios altos que permite lograr un uso eficiente y económico del acero estructural, combinado con una flexibilidad en la disponibilidad de los módulos adicionales de entresijos tales como: departamentos, habitaciones de hotel, cuartos de hospital, etc., que por requerimientos arquitectónicos ofrecen una repetitividad interesante.

En la Unión Americana este sistema ha sido empleado con éxito en varios proyectos, habiéndose puesto de manifiesto sus características especiales de economía y rapidez de construcción.

En nuestro país lamentablemente este sistema no ha tenido aplicación a pesar de las múltiples ventajas que ofrece su gran capacidad para resistir las cargas laterales.

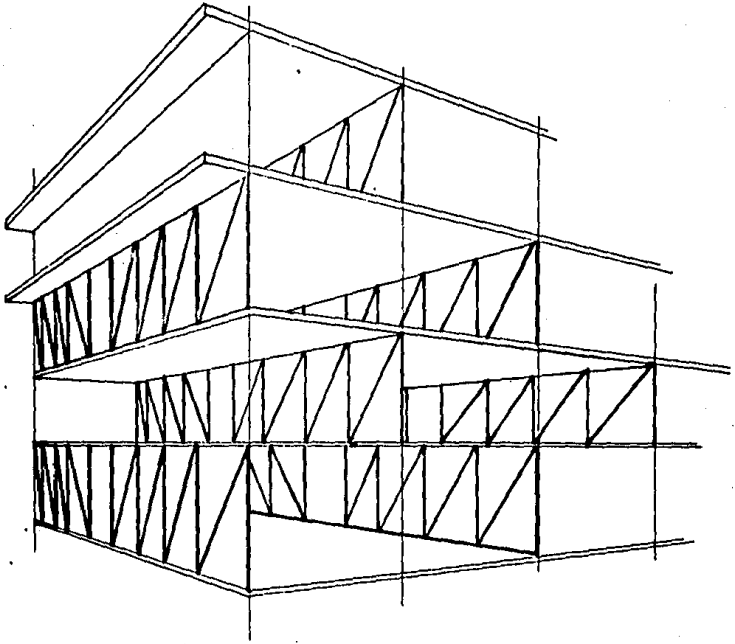
Con la finalidad de promover la utilización del sistema se ha elaborado esta tesis, mostrando su eficiencia, economía y ventajas,

A lo largo de la misma, se describe el sistema estructural de Armaduras Alternadas para edificios altos, estableciendo sus ventajas sobre otros sistemas estructurales convencionales.

Se analizan las cargas muertas, vivas, de viento y sismo que se presentan en los edificios, y la forma en que se aplica el Reglamento para las construcciones en el D.F.

Se hacen análisis preliminares y definitivos del sistema estructural, ejemplificando un caso particular de un edificio.

Se realiza el diseño definitivo de la estructura de acuerdo a las especificaciones AISC 1978.



## CAPITULO I DESCRIPCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

### 1.- DESCRIPCION DEL SISTEMA.

El sistema de armaduras alternadas consiste en transmitir las cargas verticales y horizontales a través de armaduras de piso a techo a las columnas y de estas a la cimentación.

Las columnas están situadas en el exterior del cuerpo del edificio y a lo largo del mismo. La disposición de las armaduras se hace en forma alternada como se muestra en la figura 1.

Las armaduras de un piso de altura reciben a los sistemas de entrepiso que se apoyan de la cuerda superior de una armadura a la cuerda inferior de la armadura contigua y de la cuerda inferior de esta armadura a la superior de la siguiente y sucesivamente. Con esto, las armaduras delimitan espacios libres de columnas del ancho del edificio y del doble del espaciamiento entre armadura superior e inferior. (figura 2)

En cuanto al sistema de piso, actúa como un diafragma horizontal el cual transmite las cargas laterales en la dirección corta del edificio a las armaduras, quienes a su vez la transmiten por sus cuerdas y diagonales a las columnas exteriores en forma de carga directa disminuyendo a un mínimo los momentos flexionantes en las columnas en la dirección transversal. Como ello, las columnas pueden ser orientadas con su eje de menor resistencia en el sentido de las armaduras, para poder de esta manera resistir las cargas laterales longitudinales del edificio que son mayores con su eje de mayor resistencia. (figura 3)

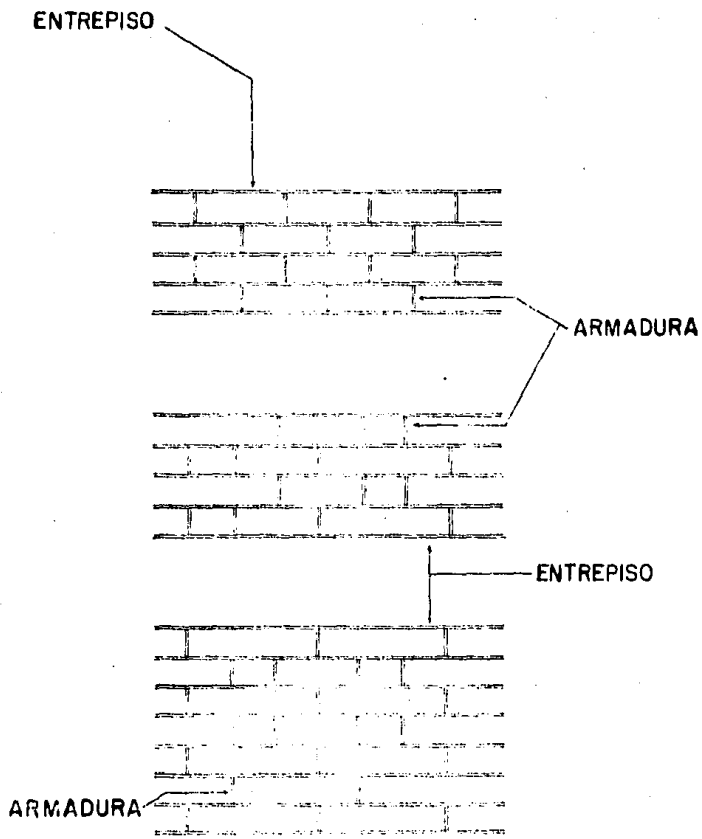


Fig.1  
DIFERENTES DISTRIBUCIONES DE ARMADURAS



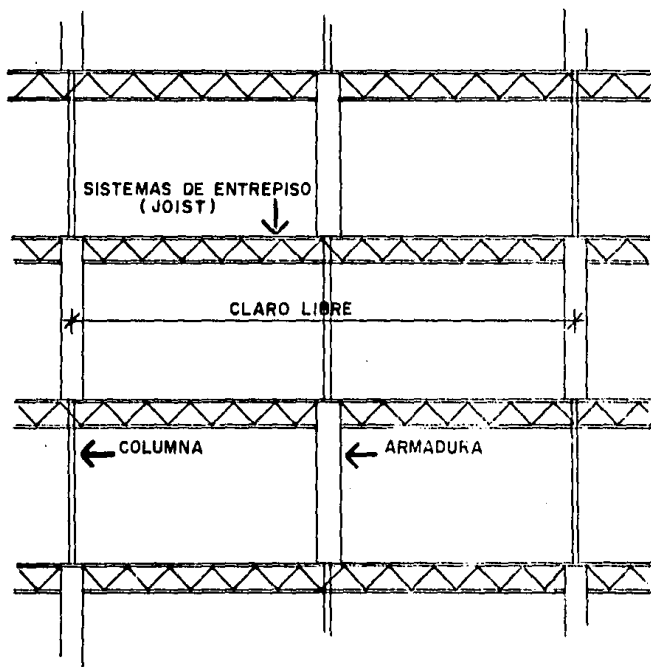


Fig. 2

Las cargas laterales longitudinales del edificio son resistidas por un marco contínuo formado por las columnas exteriores orientadas en su sentido de mayor resistencia, y traveses de borde conectadas rigidamente a las columnas.

Debido a la disposición de las armaduras la comunicación longitudinal del edificio se ve impedida por los elementos diagonales de estas, encargadas de resistir la fuerza cortante. Dicha fuerza es prácticamente nula en el centro por lo cual se puede eliminar la diagonal, dando así acceso longitudinal entre las áreas libres del edificio sin afectar el adecuado desempeño de la armadura.

En caso de que el proyecto lo requiera se puede eliminar alguna otra diagonal considerándose esto en el cálculo. (figura 4)

## 2.- SISTEMAS DE PISO.

En el sistema de armaduras alternadas la interacción entre piso y armaduras es necesaria para la integridad estructural del edificio.

El sistema de piso corre desde la cuerda inferior de una armadura a la cuerda superior de la armadura adyacente y debe comportarse como un diafragma horizontal que transmita las cargas laterales de una armadura a otra a todo lo largo de la estructura.

El sistema de piso debe permitir flexibilidad en el tamaño y localización de los huecos, y debe proveer también resistencia al fuego.

Los sistemas de piso más utilizados son:

- Losa convencional de concreto común apoyada sobre largueros y actuando en construcción compuesta con los mismos, trabajando como losa contínua.

- Placas de concreto precolado con un recubrimiento de concreto ligero de 5 centímetros de espesor. Para claros entre 7,5 y 9 metros se requiere un peralte de 20 cm. en las placas. Para claros menores de 7,5 metros - con placas de 15 cm. de ancho es suficiente. La transferencia del esfuerzo

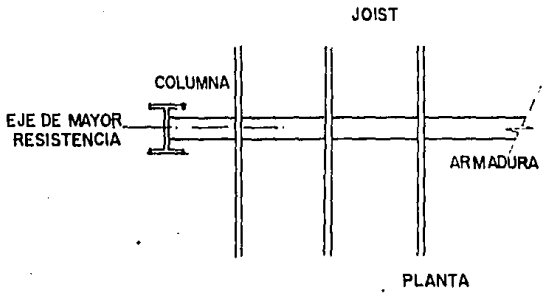


Fig. 3

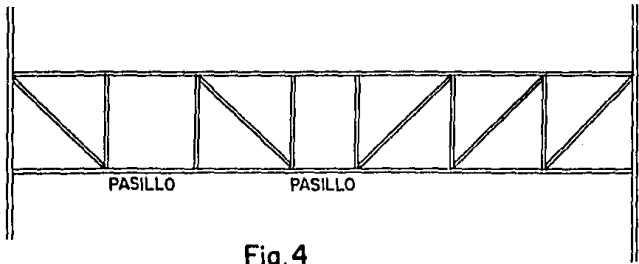


Fig. 4

cortante a las armaduras puede lograrse utilizando láminas soldadas en las placas de concreto o por medio de conectores de cortante en las cuerdas de las armaduras.

-Losacero que consiste en una lámina metálica que aporta resistencia a la losa y actúa además como cimbra, sobre la cual se cuela una capa de concreto que al fraguar se integra estructuralmente a los elementos que la soportan, como Joist y vigas de borde. La interacción entre losa y armadura el uso de conectores de cortante tipo Nelso. (figura 5) (ver anexo 3)

### 3.-VENTAJAS SOBRE OTROS SISTEMAS CONVENCIONALES.

-Versatilidad y flexibilidad arquitectónica. Desde el punto de vista arquitectónico el sistema es aplicable en proyectos en los que la repetitividad sea factor importante como es el caso de departamentos, habitaciones de hotel, cuartos de hospital, oficinas, etcétera. (figura 6)

Se observa pues, la posibilidad de lograr distintos arreglos arquitectónicos de los módulos de las habitaciones, suites, salas de reunión, etcétera, en el interior del edificio. La adaptación de este sistema a cualquier tipo de arreglo es amplia y favorece con ventaja al mismo, sobre otros semejantes.

Como ya se ha mencionado, las comunicaciones que se requieren para los pasillos, puertas, y ductos, se ven facilitados con el sistema, ya que, siempre es posible eliminar una diagonal de una armadura donde se requiere un paso sin afectar considerablemente la resistencia del conjunto aunque la economía del sistema se vea reducida.

En cuanto a las comunicaciones verticales que se requieren para ductos de instalaciones, cubos de escalera y ascensores, la mayoría de las veces no es siquiera necesario reforzar los bordes de las losas para permitir el paso de los ductos.

En ductos verticales grandes, son recomendables refuerzos por medio

LOSACERO

JOIST

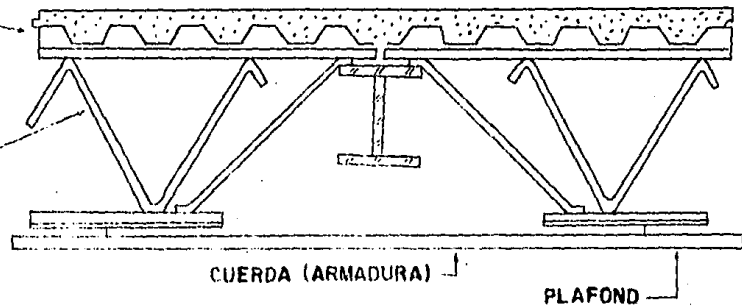


Fig. 5

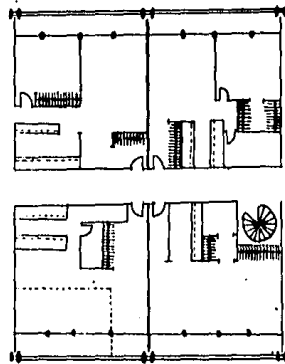
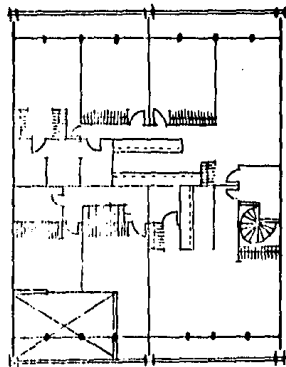
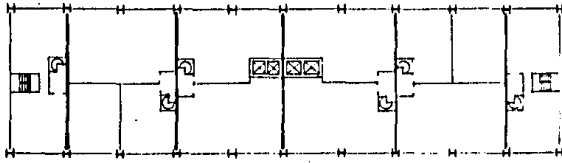
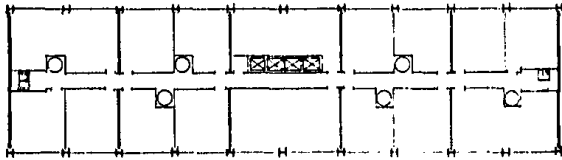


Fig. 6  
PLANTA ARQUITECTONICA



NIVEL PAR



NIVEL NON

**Fig. 7**  
PLANTA ARQUITECTONICĂ

de vigas que vayan de armadura a armadura, ya que aunque para cargas verticales la transmisión de esfuerzos es de las armaduras a las columnas y el piso no actúa, para cargas horizontales si hay un desarrollo de un trabajo en el piso'

Tanto las instalaciones eléctricas como de servicio que corren horizontalmente pueden quedar ocultas utilizando como acabado de techo un - - plafón. Mientras que las instalaciones verticales se colocan dentro de - los ductos.

El sistema de armaduras alternadas no solamente se limita a plantas rectangulares sino también a plantas curvilíneas o una combinación de plantas rectangulares sobre puestas. (figura 8)

La disposición vertical de armaduras tiene también gran flexibilidad ya que se encuentra una gran variedad de posibles distribuciones. La extensión de esta flexibilidad indica la posibilidad de acomodar una gran variedad de usos dentro de una simple estructura. Los apartamentos pueden estar dispuestos con diferentes requerimientos de espacio, como escuelas, zonas comerciales, áreas recreativas, etcétera.

#### 4.- RAPIDEZ CONSTRUCTIVA.

En cuanto a la rapidez constructiva, se puede hacer notar que los elementos en su mayoría son fabricados en taller, como pueden ser las armaduras las vigas de alma abierta o Joist, las columnas, las losas prefabricadas, etcétera montándose únicamente en la obra.

Con respecto a las armaduras, por ejemplo, estas son fabricadas en dos tramos para facilitar su transporte, ensamblándose en el lugar de la obra para así montarlas de una sola pieza sobre tramos de columnas que se fabrican en longitudes que cubran 2 ó 3 pisos consecutivos.

Debido a la igualdad de las armaduras en toda la estructura, se tiene mayor rapidez constructiva, ya que no es necesaria la espera de elementos especiales en un lugar determinado sino que se puede colocar cualquier ele-



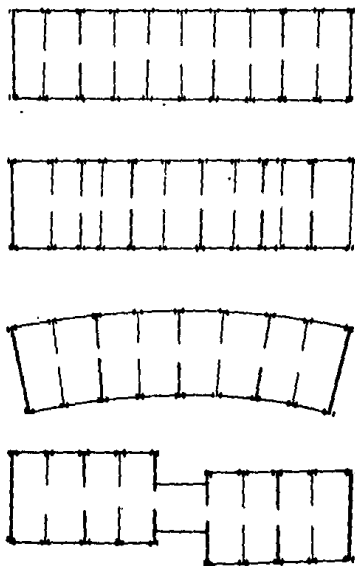


Fig. 8  
PLANTAS

mento en casi cualquier sitio. Sucede lo mismo con las vigas de entrepiso ó Joist. (figura 9)

Debido a que todas las conexiones de campo pueden ser atornilladas no se requiere de mano de obra especializada, lo que reduce el tiempo de montaje y el costo del mismo.

El ingeniero debe reducir al mínimo la cantidad de trabajo requerido para fabricar la estructura y debe balancear los costos obtenido al disminuir el peso del acero empleado con el aumento ocasionado por un proceso de fabricación mas complicado.

#### 5.- PROTECCION CONTRA EL FUEGO.

Normalmente las estructuras de edificios son especialmente vulnerables a la acción del fuego originado en incendios ya que cuando la intensidad de este es considerable logra afectar la resistencia de los materiales disminuyéndola considerablemente hasta producirle deformaciones importantes que pueden afectar seriamente a las estructuras, este problema se acentúa en las estructuras de acero. Generalmente este tipo de siniestros de magnitud importante solo se presenta en los edificios que contienen materiales altamente combustibles como en el caso de almacenes o determinadas industrias de transformación, mas no en hoteles ni edificios de departamentos.

Las estructuras de acero se clasifican como incombustibles y proporcionan una seguridad razonable en ciertos tipos de edificios, aún así las especificaciones establecen un número de horas de protección al fuego que se requieren para las diferentes partes de la estructura, tales como pisos, trabes, columnas, etcétera. Esto es debido a que el módulo de elasticidad del acero estructural disminuye conforme aumenta la temperatura; hasta una temperatura de 485° C., dicha reducción es aproximadamente lineal e igual a 45 700 kg/cm<sup>2</sup> por cada 40° C., mientras que arriba de los 485°C., disminuye en una relación mucho mayor. (ver gráfica 1)

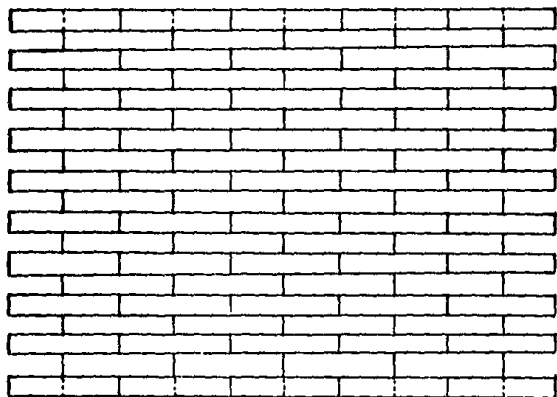
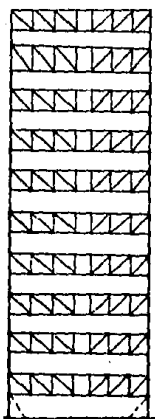
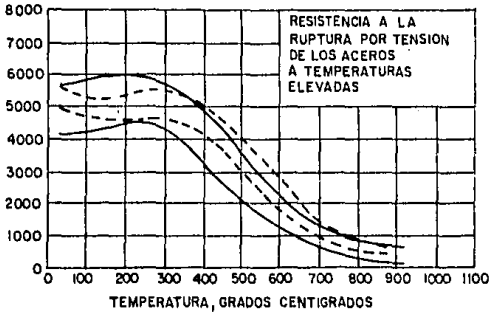
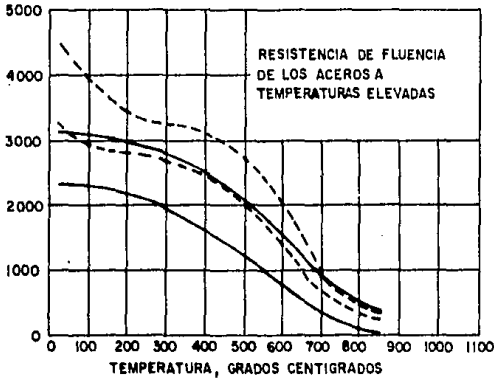


Fig. 9  
CORTE

RESISTENCIA A LA RUPTURA POR TENSION, Kg/cm<sup>2</sup>



RESISTENCIA DE FLUENCIA, Kg/cm<sup>2</sup>



ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36 —————  
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-441 - - - - -

GRAF. I

La resistencia del acero al fuego puede aumentarse mediante la aplicación de revestimientos protectores como concreto, yeso, vermiculita, perlita expandida, rociaduras de asbesto y pinturas especiales, las cuales aumentan el número de horas de protección al fuego.

En el sistema de armaduras alternadas, debido a sus características, el costo de la protección contra el fuego en relación a otros sistemas convencionales, se ve considerablemente reducido.

En primer término las armaduras de un piso de altura quedan debidamente protegidas contra el fuego por las paredes de tablarroca, que de cualquier manera se requiere colocar como muro divisorio entre los módulos de las habitaciones. (figura 10)

Por otra parte las vigas de entrepiso o Joist quedan adecuadamente protegidas contra el fuego por un plafón de yeso, formado por una malla metálica o bien de paneles de tablarroca de 2 cm. de espesor.

En el sistema de piso de concreto puede proveer una resistencia al fuego durante 2 horas con una capa de 8,5 cm.\*

Por último las columnas de acero quedan adecuadamente protegidas en las tres caras interiores del edificio mediante la colocación de paneles de tablarroca doble capa, o combinando con un panel de tablarroca un acabado entortado de yeso, o bien por un simple entortado de yeso sobre metal desplegado, adicionando a la mezcla de yeso agregados sintéticos porosos, como vermiculita o la perlita expandida. La cuarta cara de la columna que da al exterior permite de cualquier manera una fácil y rápida conducción del calor hacia el exterior del edificio, lo cual es altamente benéfico para evitar la pérdida de resistencia del acero. (figura 11)

#### 6.- RESERVA DE RESISTENCIA A CARGAS ACCIDENTALES.

Se considera que la resistencia a este tipo de cargas la toman los ele-

\* Diseño de estructuras de acero, capítulo II, Bresler, Lin y Scajzi,

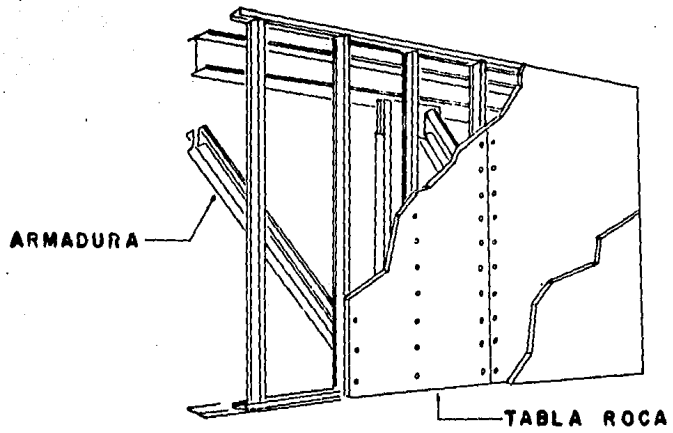


Fig. 10

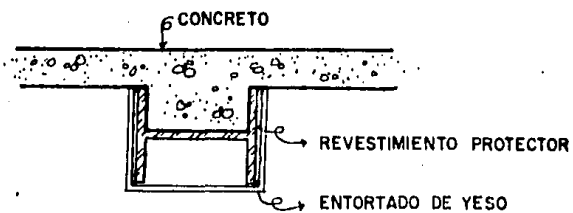
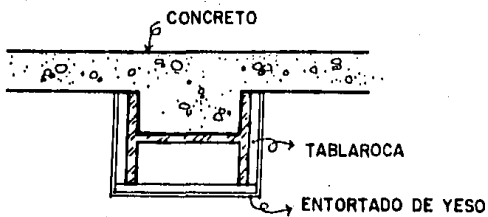
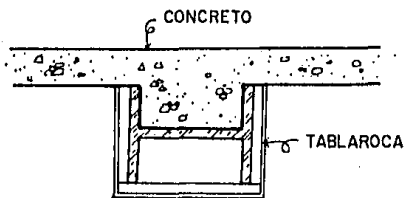


Fig. II

mentos expuestos anteriormente; pero existe una reserva importante de resistencia si consideramos la interacción de los elementos de fachada con las columnas exteriores del edificio.

Lo anterior es perfectamente posible de aprovechar mediante el uso de conectores adecuadamente dosificados entre las columnas y los elementos de concreto que forman la fachada.

A este nivel no es posible todavía cuantificar este importante factor, por lo que se limita solamente a señalarlo como un elemento de seguridad adicional y una reserva importante de resistencia a la acción de fuerzas accidentales como sismo, o viento.



## CAPITULO II CRITERIOS DE DISEÑO

El diseño de las Armaduras Alternadas es totalmente convencional, las condiciones de carga y los métodos de diseño en principio son similares a otros sistemas de marcos, aunque, debe hacerse notar, que los claros del sistema de piso desde la cuerda inferior de una armadura a la cuerda superior de la siguiente, y el resultado de la gran área de piso soportada por cada armadura, permite la máxima reducción de las cargas vivas.

Para considerar las cargas de gravedad (muertas), se toma en cuenta la acción doble de la armadura, ya que soporta parte del piso superior y parte del piso inferior en que se encuentre. Las cargas muertas y vivas, se pueden transmitir directamente a los nudos de la armadura mediante Joist o vigas de alma abierta, actuando como carga directa sobre la armadura.

El cálculo de las cargas muertas se hace en forma convencional, considerando los pesos de las losas, muros, acabados y peso propio de la estructura.

En cuanto al cálculo de la carga viva, se toma en cuenta el área de -- ambos pisos (superior e inferior), teniendo así una reducción de esta, debido al gran área que la armadura soporta; ya que, según el Reglamento del Departamento del Distrito Federal, el área es inversamente proporcional a la carga viva de diseño.

La carga viva para diseñar las columnas, sufre una reducción a medida que se disminuye de nivel, debido a que aumenta el área superior y por lo tanto la carga viva disminuye, aunque no en forma proporcional. Esta reducción se hace con el propósito de tomar en cuenta la probabilidad de que todos los pisos estén cargados a la vez.

En la dirección transversal, las cargas laterales son transmitidas por el piso en una acción de diafragma a la cuerda superior de la armadura, y bajan a través de las diagonales a la cuerda inferior de la misma. El siste-

ma de piso abajo, transmite totalmente la carga lateral de la cuerda inferior de la armadura a la cuerda superior de la armadura adyacente por una acción de viga continua. Así toda la carga lateral es transmitida hacia abajo a través de la estructura, y los miembros de la armadura están siempre sujetos a un esfuerzo directo. En las aberturas de las armaduras, se debe considerar que el cortante vertical que proviene de las cargas laterales produce flexión en las cuerdas.

Longitudinalmente, las cargas laterales pueden ser resistidas por -- marcos rígidos, marcos arriostrados convencionales o contraventeos internos, los cuales cuentan con las armaduras transversales para resistir la componente vertical del contraventeo diagonal.

El cálculo para viento y sismo se hace tomando en cuenta las cargas muertas más las cargas vivas reducidas según el Reglamento del D.D.F., en donde la carga viva de diseño para viento y sismo es igual.

Debido a que el sistema de armaduras alternadas resiste la mayor parte de las cargas de gravedad y laterales en esfuerzo directo, el edificio es muy rígido. Esto es importante tomarlo en cuenta en el diseño por sismo, ya que el factor de ductilidad que afecta la fórmula de cortante, debe ser pequeño en relación con otro tipo de estructuras.

La razón de esta consideración, es debido a que al trabajar gran parte de sus miembros a esfuerzo directo (carga axial), no hay redistribución de esfuerzos como pasaría con un miembro sujeto a flexión; entonces al llegar al punto de fluencia, sufre lo que se llama una falla frágil en la que el material se sigue deformando sin aumentar la carga. El factor de ductilidad toma en cuenta esta redistribución de esfuerzos en los materiales durante la acción del sismo, por lo que en este sistema un factor de reducción por ductilidad de dos es apropiado. (Figura 1)

También debido a esta redistribución de esfuerzos, pueden llegar a -- formarse articulaciones plásticas; en este caso debemos tener en cuenta la siguiente consideración: para que la armadura alcance la condición de falla

DISTRIBUCION DE  
DEFORMACIONES UNITARIAS

DISTRIBUCION  
DE ESFUERZOS

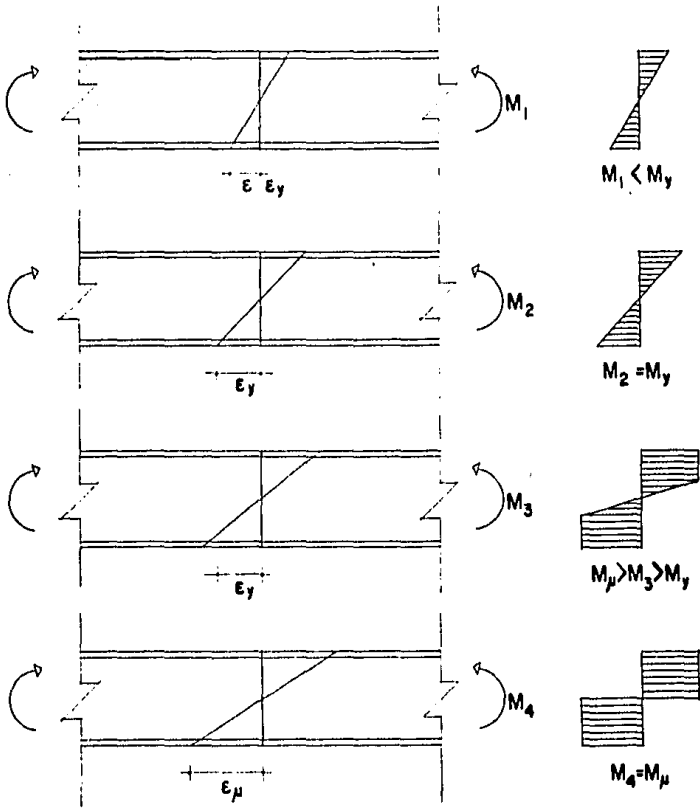


Fig. 1 REDISTRIBUCION DE ESFUERZOS DE UN ELEMENTO  
A FLEXION

descrita antes, es necesario que los miembros del alma mantengan su fuerza y rigidez hasta este punto, por lo que, la capacidad de pandeo o deformación de los miembros del alma debe ser mayor que las fuerzas máximas que las piezas deben soportar.

Así, se logra que cuando las cuerdas fallen por inelasticidad, el resto de la armadura permanezca en rango elástico. Esta consideración servirá mas adelante para calcular la armadura equivalente en el anexo IV.(Figura 2)

El diseño de los elementos se basa en el procedimiento de diseño de esfuerzos admisibles, de acuerdo con las especificaciones vigentes del -- Instituto Americano de la Construcción de Acero (A.I.S.C.); por lo cual se utiliza un factor de carga igual a uno, como indica el reglamento del D.D. F.

Para el diseño de las armaduras se consideran articulaciones en todos sus miembros, incluso en las columnas donde los momentos flexionantes debidos a fuerza lateral son muy pequeños. Se considera también, que todas las armaduras (centrales) trabajan igual, por lo que el diseño de una de ellas se aplica a todas las demás. En edificios altos puede resultar mas económico diseñar dos armaduras distintas, por ejemplo, una para la parte alta del edificio y otra para la parte baja, considerando para ello la facilidad de construcción.

Con respecto a las cuerdas, se considera que además de trabajar como elementos de la armadura a carga axial, trabajan como vigas continuas, -- por lo que tienen momentos. Estos momentos se pueden encontrar mediante el método de Cross.

Ya que la flexión secundaria en las cuerdas debido a las cargas de piso es un gran porcentaje del esfuerzo total, se recomienda usar perfiles IPR.

En los páneces se recomienda que las diagonales se coloquen con ángulos de 45° para proporcionar la solución más económica, como se muestra

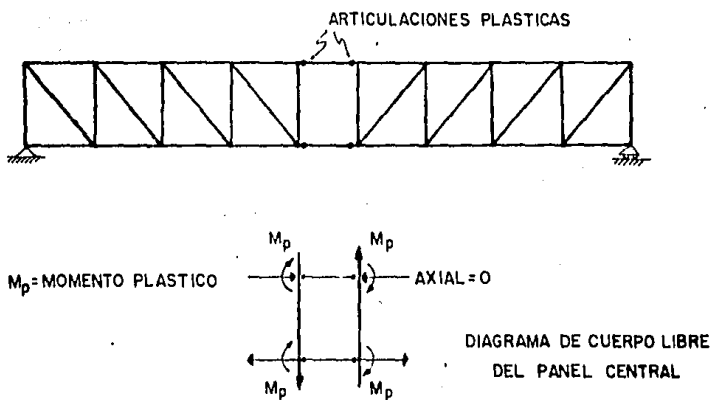


Fig. 2

en el anexo I. Es recomendable que cada uno de los miembros del alma --- (diagonales y montantes) sean diseñados, ya que la repetitividad de las - armaduras dará una economía apreciable; en las cuerdas esto no es posible debido a que son elementos continuos.

La eliminación de las diagonales (excepto las de corredores) se deben evitar, ya que afecta la economía del sistema. Debido a que el corredor - público se encuentra en el centro, el cortante es muy próximo a cero y -- por lo tanto no afecta considerablemente.

La deflexión de la armadura se puede obtener mediante un método --- aproximado que se muestra en el capítulo VI. En caso de que la deflexión sea grande, se puede utilizar una contraflecha en las cuerdas de tal manera que al ser cargadas, queden totalmente horizontales.

El análisis de las cuerdas para el pánel de Vierendeel debido a cargas laterales (viento y sismo), es conveniente ejecutarlo en dos pasos:

1. El cortante vertical se determina y distribuye en las cuerdas tomando en cuenta sus rigideces; suponiendo que el punto de inflexión está a la mitad del claro, se pueden encontrar las reacciones y momentos en - las cuerdas y en los miembros del alma.

2. Las reacciones anteriores por superposición, se agregan a los -- claros del pánel para obtener las fuerzas axiales en los miembros de la armadura.

El esfuerzo cortante de diseño lateral, se supone que está distri- - buido uniformemente a lo largo de las cuerdas superior e inferior de la - armadura, debido a la longitud de pánels mas o menos iguales y a la suposición de diafragmas rígidos de piso, que transfieren el esfuerzo cortante de una armadura a las armaduras adyacentes. El procedimiento de -- calculo se muestra en el capítulo V.

Para el caso de las armaduras asimétricas, se pueden analizar utilizando el mismo método, debido a que la flexión en las cuerdas en el o los tableros no uniformes no afectan significativamente su valor; se re-

comienda un análisis por computadora, pero como sea, el método sirve bien para un análisis preliminar.

Los miembros del alma (diagonales y montantes), pueden diseñarse -- utilizando canales colocados como se muestra en la figura 3.

Las armaduras deben soportar según el reglamento cargas de gravedad mas sismo y cargas de gravedad mas viento. Como ya se mencionó, para obtener las cargas de gravedad en sismo o viento, se utiliza la carga viva reducida como lo indica el reglamento.

Es necesario hacer un diseño preliminar por cargas de gravedad únicamente ,para después diseñar por cargas accidentales y contar ya con las rigideces de las cuerdas, pudiendose así distribuir el cortante. En base a los análisis posteriores, se revisa que las cargas en los miembros --- sean menores que las ya consideradas y en caso contrario, se rediseña dicho miembro.

Es también importante observar, que si se presenta una reversión de esfuerzos en algún miembro, se verifique si éste resistirá dicha rever--sión provocada por la carga accidental; en caso de no resistir, también se tendrá que rediseñar.

Con respecto a las columnas, tanto las diagonales de las armaduras como la acción del diafragma de piso resisten las cargas laterales en la dirección transversal, por lo que, las columnas pueden diseñarse como -- miembros arriostrados, con el eje de menor resistencia orientado hacia - el lado transversal del edificio. En la dirección longitudinal las columnas quedan orientadas con su eje de mayor resistencia para soportar las cargas horizontales longitudinales que son mayores.

Las columnas se consideran empotradas en la base, además de que en el nivel inferior las cargas laterales pueden ser transferidas a la cimentación por contraventeos diagonales.

El diseño de los componentes de piso para cargas de gravedad, es idéntico al convencional en edificios; para lograr la continuidad en las



Fig. 3



conexiones de soporte de las cuerdas de las armaduras, se utilizan conectores de cortante tipo Nelson. (figura 4)

Ya que el sistema de Armaduras Alternadas depende de la acción de diafragma de todo el piso para transferir cargas laterales de una armadura a otra, se considera que el piso tiene conexiones de momento en las cuerdas de la armadura, que toma momentos y contantes en el plano.

La flexión puede ser tomada por el piso o por las paredes exteriores que trabajan como patfn.

El sistema de piso en dos planos adyacentes se considera como una viga continua que trabaja con las fuerzas en el plano. En tonces, el máximo momento se puede valuar como:

$$M = PL / 8$$

en la conexión de la armadura, donde "P" es la carga lateral total en una armadura y "L" la longitud entre dos claros de columna.

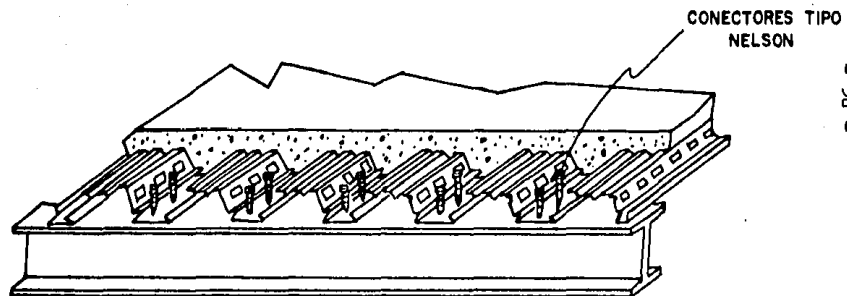
En el ejemplo de diseño es mas conveniente considerar que los extremos del piso resistan la flexión en el plano como cargas en el patfn y se determine como sigue:

$$F = M / D = ( PL / 8 ) / D$$

donde "D" es la distancia transversal del piso.

Las fuerzas cortantes en el plano no están distribuidas uniformemente en la dirección transversal, pero son aproximadamente para bólicas con la máxima ordenada igual a 1.5 veces el valor promedio del cortante.

Las conexiones del piso a la cuerda de la armadura se hacen usando un espaciamiento uniforme de los conectores de cortante, considerando el mismo comportamiento que en vigas compuestas.



- 30 -

Fig. 4

Es importante hacer la aclaración de que debido a que el prototipo de estructura estudiado en este trabajo justifica la maquila de coladas de acero de alta resistencia ASTM - 572 - 50 (para volúmenes mayores a 500 -- ton.), se decidió utilizar este acero, aunque se tiene conciencia que no es de producción de línea.

Sin embargo para el caso de que el tamaño de proyecto no justifique dicha orden especial (menos de 500 ton.), se deberá emplear acero estructural de resistencia normal ASTM A - 36.

Se podría estimar en forma rápida que los pesos que resultarían de las estructuras, guardarían en forma aproximada la relación de  $50/36 = 1.39$ . Es decir, que los pesos que se obtendrían con el acero ASTM A - 36 serían 39% más altos que los que se obtienen con el acero ASTM A-572-50.

Lo anterior sería cavalmemente cierto si no existiera la limitante de la estabilidad, tanto local como total, situación que se presenta en la mayor parte de las columnas y elementos a compresión del sistema, por lo que el diseño de los mismos en ocasiones está regido por esbeltez más que por esfuerzo.

Esta situación trae como consecuencia esperar que los pesos de los elementos en compresión de acero ASTM A - 36 tuvieran un exceso considerablemente menor que el 39% que se apuntó con anterioridad.

Otros estudios\* han indicado que el incremento total de peso trabajando con acero ASTM A - 36 no excede el 25% del peso que se obtiene utilizando acero de alta resistencia ASTM A-572-50.

Por otra parte, dado que la diferencia de precios unitarios en estos casos es del orden del 21% para tonelajes mayores de 500 toneladas, se concluye una vez más que se justifica la utilización de acero de alta resistencia en este tipo de edificaciones.

\* Ing. Enrique Martínez Romero: Hotel Fiesta Americana, Oficinas en Puerto Ordaz Venezuela.

### CAPITULO III

#### DETERMINACION DE LAS CARGAS VERTICALES EN LA ARMADURA

##### 1.- DESCRIPCION DEL SISTEMA.

Para mostrar el desarrollo del método se propone elaborar un ejemplo simplificado de una estructura. Se tomará un edificio clasificado dentro de las construcciones según su uso en el grupo A; la estructura resiste las cargas por medio de marcos continuos, por tanto, se puede considerar del tipo 1. Referente a la zona por considerar, se tomará la más desfavorable, es decir, la zona 3.

El desarrollo está basado en un edificio de 10 niveles, con 10 claros entre columnas separadas a cada 8 mts., formando un largo total del edificio de 80 mts. (Figura 1)

Entre columnas y en sentido transversal hay 20 mts., que es el largo de cada armadura. A su vez, hay 6 armaduras tipo en los niveles nones y 5 en los niveles pares, como se aprecia en las secciones 1 y 2 de la figura 1.

Las columnas se colocan con el alma en la dirección longitudinal del edificio, para reducir la carga excentrica de las armaduras y proveer mayor resistencia a la flexión contra las fuerzas longitudinales de sismo y viento.

La disposición de los apartamentos y la localización de las escaleras y elevadores entre armaduras es flexible, como se vió anteriormente.

##### 2.- OBTENCION DE LAS CARGAS.

Las especificaciones de diseño se basan en el reglamento del D.D.F. y

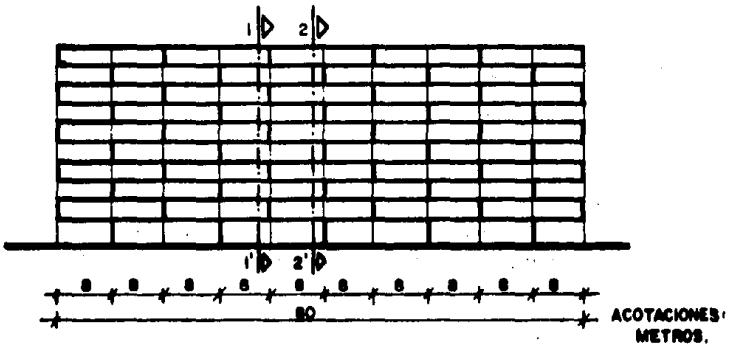
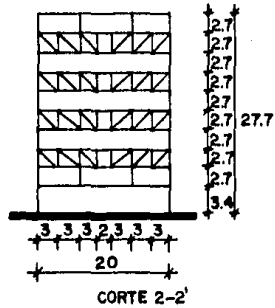
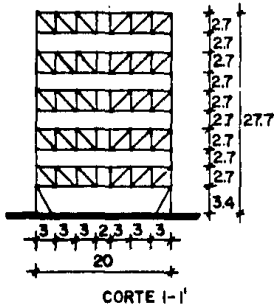


Fig. 1

en el manual A.I.S.C. como ya se mencionó.

En la figura 2 se muestran las áreas tributarias de las armaduras, para obtener así las cargas que estas soportan.

- Cargas Vivas:

1) Armaduras centrales.

a) Habitaciones. Según el reglamento del D.D.F.

$$W_{cv} = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}} *$$

$$A_{tributaria} = (1/2 \text{ claro entre armaduras})(\text{claro entre columnas})(2\text{pisos})$$

$$A_{tributaria} = (8)(20)(2) = 320 \text{ mts}^2$$

$$A_{trib. hab.} = A_{trib} - (\text{longitud tributaria armadura})(\text{ancho pasillo})(2)$$

$$A_{trib. hab.} = 320 - (8)(2)(2) = 288 \text{ mts}^2$$

$$W_{cv hab} = 120 + \frac{420}{\sqrt{288}} = 144.75 \text{ kg/m}^2$$

La carga lineal de habitaciones aplicada en cada cuerda de la armadura será:

$$W_{cv lin hab} = W_{cv hab} (\text{longitud tributaria de la armadura})$$

$$W_{cv lin hab} = (144.75 \text{ kg/m}^2)(8 \text{ m}) = \underline{1158 \text{ kg/m}}$$

Las cargas P que se estarán aplicando en cada nudo de la armadura serán:

$$P = (W_{cv lin hab})(\text{separación entre montantes})$$

$$P = (1158 \text{ kg/m})(3 \text{ m}) = \underline{3474 \text{ kg}}$$

\* Artículo 227 reglamento D.D.F.

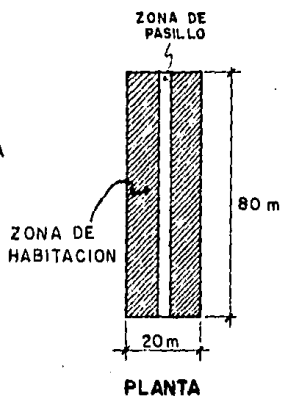
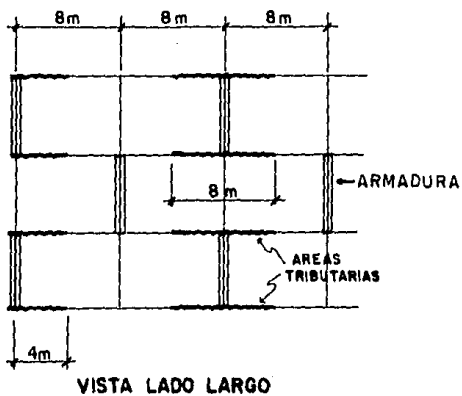
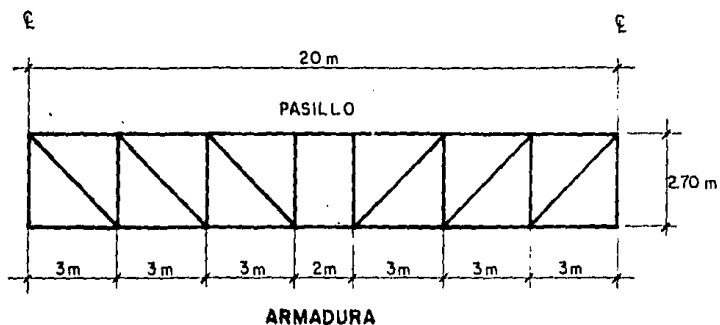


Fig. 2

$$\frac{P}{2} = \underline{1737 \text{ kg}}$$

b) Pasillos. Para la carga viva de pasillos, se toma en cuenta el área a la que dan servicio y no el área de ellos.

$$A' = A_T \text{ edif} - A_T \text{ pas}$$

$$A' = (80)(20) - (80)(2) = 1440 \text{ m}^2 > 400 \text{ m}^2$$

$$W_{cv \text{ pas}} = 150 + \frac{600}{\sqrt{A'}} *$$

$$W_{cv \text{ pas}} = 150 + \frac{600}{\sqrt{1440}} = 166 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{cv \text{ lin pas}} = (W_{cv \text{ pas}})(\text{longitud tributaria armadura})$$

$$W_{cv \text{ lin pas}} = (166 \text{ kg/m}^2)(8 \text{ m}) = \underline{1328 \text{ kg/m}}$$

La carga  $P'$  de pasillo aplicada en los nudos de la armadura será:

$$P' = (W_{cv \text{ lin pas}})(\text{ancho de pasillo})$$

$$P' = (1328 \text{ kg/m})(2 \text{ m}) = \underline{2656 \text{ kg}}$$

$$\frac{P'}{2} = \underline{1328 \text{ kg}}$$

ver figura 3.

2) Armaduras de orilla. Siguiendo la misma secuencia:

$$A_{\text{trib}} = (4)(20)(2) = 160 \text{ m}^2$$

\* Artículo 227 reglamento D.D.F.



$$A_{\text{trib hab}} = 160 - (2)(4)(2) = 144 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{cv hab}} = 120 + \frac{420}{\sqrt{144}} = 155 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cv lin hab}} = (155 \text{ kg/m}^2)(4 \text{ m}) = 620 \text{ kg/m}$$

La carga P aplicada en los nudos de la armadura será:

$$P = (620)(3) = 1860 \text{ kg}$$

$$\frac{P}{2} = 930 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cv pas}} = 150 + \frac{600}{\sqrt{144}} = 166 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cv lin pas}} = (166 \text{ kg/m}^2)(4 \text{ m}) = 664 \text{ kg/m}$$

La carga P' de pasillos aplicada en los nudos de la armadura será:

$$P' = (664 \text{ kg/m})(2 \text{ m}) = 1328 \text{ kg}$$

$$\frac{P'}{2} = 664 \text{ kg}$$

Como se puede observar, las cargas mas desfavorables se encuentran en las armaduras centrales, por lo que, el diseño será regido estas, por ser las de carga mas desfavorable; en las cargas muertas sucede lo mismo. En un caso práctico debe tomarse en cuenta la repetitividad y diseñar los tipos de armadura que sean necesarios.

- Cargas Muertas:

a) Habitaciones.

Pisos - losacero con A = 5 cm *	
$w = 194.9 \text{ kg/m}^2$	195 $\text{kg/m}^2$
Fino - 5 cm; conc = 2200 $\text{kg/m}^3$	
$(2200)(.05) = 110 \text{ kg/m}^2$	110 $\text{kg/m}^2$
Tablarroca - 40 $\text{kg/m}^2$	40 $\text{kg/m}^2$
Falso plafond - 60 $\text{kg/m}^2$	60 $\text{kg/m}^2$
Alfombra o loseta - 10 $\text{kg/m}^2$	10 $\text{kg/m}^2$
Peso propio estructura - 59 $\text{kg/m}^2$	59 $\text{kg/m}^2$
	<hr/>
	474 $\text{kg/m}^2$

$$W_{\text{cm lin hab}} = (474 \text{ kg/m}^2)(8 \text{ m}) = \underline{3792 \text{ kg/m}}$$

Esta es la carga muerta aplicada en cada cuerda de la armadura en las habitaciones.

La carga P de habitaciones aplicada en los nudos de la armadura será:

$$P = (3792 \text{ kg/m})(3 \text{ m}) = \underline{11376 \text{ kg}}$$

$$\frac{P}{2} = \underline{5688 \text{ kg}} \quad (\text{Ver figura 3})$$

b) Pasillos. En los pasillos no hay cargas muertas por muros, por lo que:

$$W_{\text{cm pas}} = 474 \text{ kg/m}^2 - 40 \text{ kg/m}^2 = 434 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cm lin pas}} = (434 \text{ kg/m}^2)(8 \text{ m}) = \underline{3472 \text{ kg/m}}$$

Que será la carga muerta lineal aplicada en cada cuerda de la armadura para pasillos.

\* Ver anexo III.

El valor de la carga  $P'$  para pasillos aplicada en los nudos de la armadura será:

$$P' = (3472 \text{ kg/m})(2 \text{ m}) = \underline{6944 \text{ kg}}$$

$$\frac{P}{2} = \underline{3472 \text{ kg}}$$

(Ver figura 3)

En la tabla 3.1 se muestran los resultados obtenidos anteriormente.

Es importante hacer notar que debido a que se diseña revisando los estados límites de servicio, el factor de carga que se aplica es igual a la unidad.\*

### 3.- OBTENCION DE LOS ESFUERZOS.

Ya conocidas las cargas a las que se somete la armadura, se pueden calcular los esfuerzos a los que se verán sometidos los elementos. En la figura 4 se muestra un cálculo manual de los esfuerzos, y en la figura 5 se muestra la forma en que estos trabajan (tensión o compresión).

Los mismos esfuerzos se obtienen (aunque más aproximados) utilizando un programa de la calculadora HP 41 - CV \*\*, cuyos resultados se muestran a --- continuación:

$$B_1 = 0$$

$$D_1 = 125.31 \text{ ton}$$

( + ) tensión

$$T_1 = - 93.13 \text{ ton}$$

( - ) compresión

$$V_1 = - 69.0 \text{ ton}$$

$$B_2 = 93.13 \text{ ton}$$

$$D_2 = 80.93 \text{ ton}$$

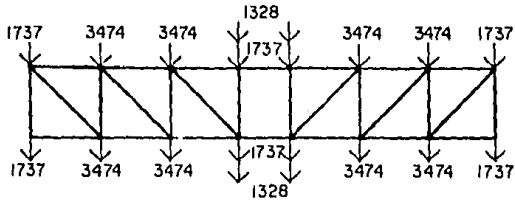
\* Artículo 220 fracción IV del reglamento de construcciones del D.D.F.

\*\* Ver anexo II.

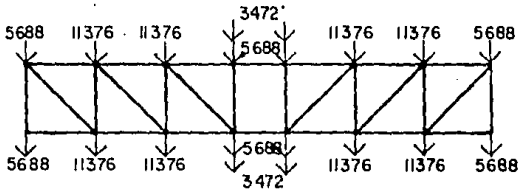
	$W_{linCM}$ Kg/m	$W_{linCV}$ Kg/m	$W_{linCM+CV}$ Kg/m	$P_{CM}$ Kg	$P_{CV}$ Kg	$P_{CM+CV}$ Kg	$\frac{P_{CM}}{2}$ Kg	$\frac{P_{CV}}{2}$ Kg	$\frac{P}{2}_{CM+CV}$ Kg
PASILLOS	3 472	1 328	4 800	6 944	2 656	9 600	3 472	1 328	4 800
HABITACIONES	3 792	1 158	4 950	11 376	3 474	14 850	5 688	1 737	7 425

TABLA 3.1

**ARMADURA PARA CARGAS VIVAS**



**ARMADURA PARA CARGAS MUERTAS**



**ARMADURA PARA CARGA VIVA + CARGA MUERTA**

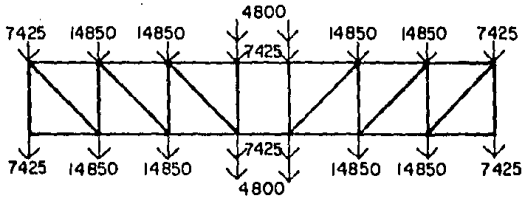


Fig. 3

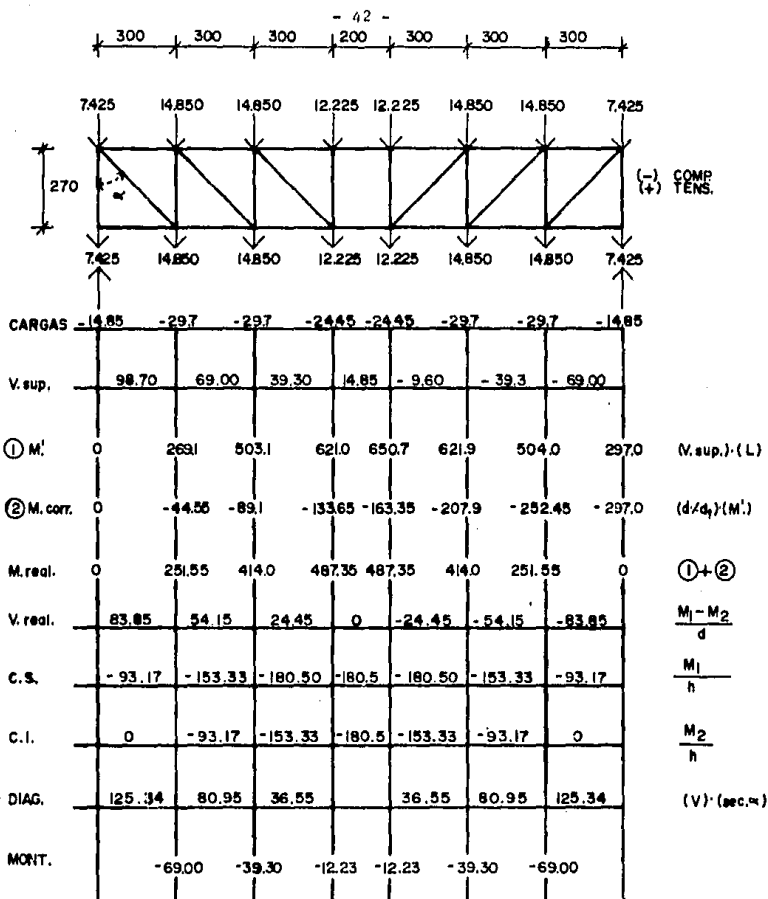


Fig. 4

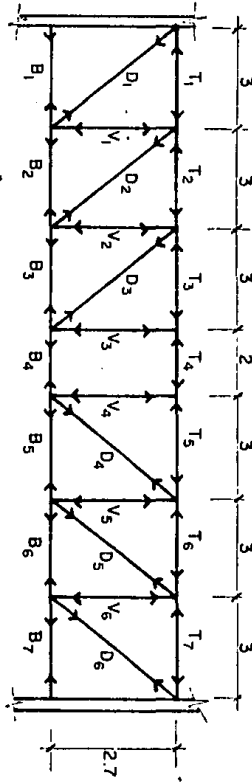


Fig. 5

$$T_2 = - 153.27 \text{ ton}$$

$$V_2 = - 39.3 \text{ ton}$$

$$B_3 = 153.27 \text{ ton}$$

$$D_3 = 36.54 \text{ ton}$$

$$T_3 = - 180.42 \text{ ton}$$

$$V_3 = - 12.23 \text{ ton}$$

$$B_4 = 180.42 \text{ ton}$$

$$T_4 = -180.42 \text{ ton}$$

Considerando cada una de las cuerdas como vigas continuas, se obtendrán los momentos y diagramas de ellos mediante el método de Cross para obtener los elementos mecánicos. (Figura 6)

La misma viga resuelta por un programa en la calculadora HP 41 - CV, -- proporciona resultados con mayor aproximación, por lo que se tomarán estos -- para el diseño.\* (Figura 7)

\* Ver anexo II.



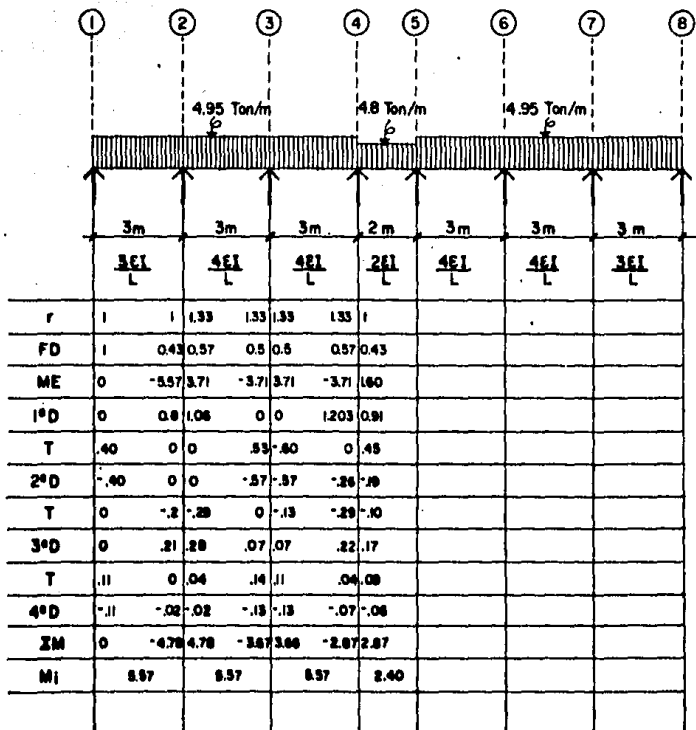


Fig. 6

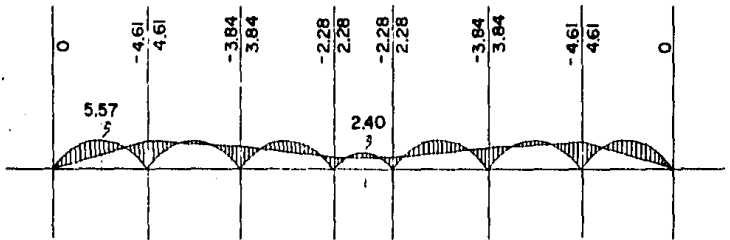


Fig. 7

CAPITULO IV  
DISEÑO PRELIMINAR DE LA ARMADURA

1.- CUERDAS.

A) Cuerda superior.

Para diseñar la cuerda superior, se tomará el elemento que esté sometido a mayor esfuerzo, con sus momentos respectivos. El elemento a considerar es  $T_3$ .

Debido a que esta cuerda trabaja a compresión, pero que a su vez sufre flexión, se diseñará a flexocompresión.

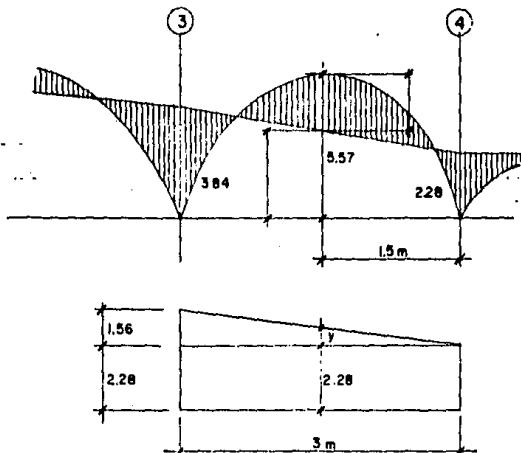
La fuerza axial a que está sometida es:

$$T_3 = P = 180.42 \text{ ton} = 397.4 \text{ kips}$$

El momento negativo es el mayor de los obtenidos en el desarrollo de la viga por el método de Cross, es decir:

$$-M = 3.84 \text{ ton-m} = 333 \text{ kips-in}$$

El momento positivo se obtiene del diagrama de momentos:



Por triángulos semejantes se obtiene la distancia 'y':

$$\frac{1.56}{3} = \frac{y}{1.5} \Rightarrow y = 0.78$$

$$h = 0.78 + 2.28 = 3.06$$

$$+ M = M_{\text{ISDS}} - 3.06 = 5.57 - 3.06$$

El momento positivo será :

$$+ M = 2.51 \text{ ton-m} = 217.67 \text{ kips-in}$$

El diseño se comenzará proponiendo una sección W 10 X 68.

$$A = 20 \text{ in}^2$$

$$S_x = 75.7 \text{ in}^3$$

$$r_x = 4.44 \text{ in}$$

$$l = 118.11 \text{ in}$$

$$d/A_f = 1.33$$

$$t_f = 0.77 \text{ in}$$

$$b_f/2t_f = 6.6$$

$$b_f = 10.13 \text{ in}$$

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$\text{El esfuerzo actuante } f_a = \frac{P}{A} = \frac{397.4}{20} = 19.87 \text{ ksi}$$

$$\text{Los esfuerzos } -f_b = \frac{-M}{S_x} = \frac{333}{75.7} = 4.4 \text{ ksi}$$

$$+f_b = \frac{+M}{S_x} = \frac{217.67}{75.7} = 2.88 \text{ ksi}$$

Por medio de la relación de esbeltez se obtiene el esfuerzo permisible  $F_a$ .

$$\frac{k \cdot l}{r_x} = \frac{(1)(118.11)}{4.44} = 26.6 \Rightarrow F_a = 27.56 \text{ ksi} *$$

Para obtener  $F_b$  se verifica si es compacta\*\*:

$$L_b \leq \frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} \quad 118.11 \leq 108.88$$

∴ No compacta

Al no ser compacta se obtiene el esfuerzo permisible para secciones no compactas como sigue:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{0.6F_y}{\sqrt{F_y}} \quad 6.6 \leq 13.44 \quad \checkmark \text{ ok}$$

¿Cargada en el plano del eje menor? : Si

$$F_B' = \frac{12 \times 10^3 C_b}{L_b \cdot d/A_f} = \frac{12 \times 10^3 (1.02)}{118.11 (1.33)} = 77.92$$

$$C_b = 1.02$$

$$F_{Bx} = 0.6 F_y = 30 \text{ ksi}$$

\* Tabla 3.50 manual del A.I.S.C.

\*\* Sección 1.5.1.4. del Manual del A.I.S.C.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right) F_{Bx}} < 1.0 \quad \text{----- (1)}$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} < 1.0 \quad \text{----- (2)}$$

$$C_{mx} = 0.85$$

En el extremo del pánel ( $-f_b$ )

$$\text{En (1)} \quad 0.85 < 1.0$$

$$\text{En (2)} \quad 0.81 < 1.0$$

$\therefore$  / ok

A la mitad del pánel ( $+f_b$ )

$$\text{En (1)} \quad 0.81 < 1.0$$

$$\text{En (2)} \quad 0.76 < 1.0$$

$\therefore$  / ok

$\therefore$  Se usará W 10 X 68

B) C rda Inferior.

Al igual que para la cuerda superior, el diseño de la cuerda inferior se realizará con la fuerza axial mas desfavorable y con los momentos respectivos del elemento a considerar. Dicho elemento es  $B_4$ .

La cuerda inferior trabaja a tensión y a su vez está sometida a flecci n, por lo que, se diseñará a flexotensi n.

La fuerza axial a la que est  sometida el elemento  $B_4$  es :

$$B_4 = P = 180.42 \text{ ton} = 397.4 \text{ kips}$$

El momento negativo obtenido del desarrollo de la viga por Cross será:

$$- M = 2.28 \text{ ton-m} = 197.72 \text{ kips-in}$$

Para el diseño se propone un perfil W 10 X 60.

$$A = 17.6 \text{ in}^2$$

$$l = 78.74 \text{ in}$$

$$r_x = 4.39 \text{ in}$$

$$S_x = 66.7 \text{ in}^3$$

$$\text{El esfuerzo} \quad f_a = \frac{P}{A} = \frac{397.4}{17.6} = 22.58 \text{ ksi}$$

$$\text{El esfuerzo} \quad -f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{197.72}{66.7} = 2.96 \text{ ksi}$$

Con la relación de esbeltez se obtiene el esfuerzo permisible  $F_a$ .\*\*

$$\frac{k l}{r_x} = \frac{(1)(78.74)}{4.39} = 17.94 \Rightarrow F_a = 28.52 \text{ ksi}$$

Para obtener el esfuerzo  $F_{Bx}$  no se anotará todo el desarrollo, ya que se obtuvo por medio de un programa en la calculadora Hewlett-Packard --- 41-CV\*, por lo que, únicamente se mencionarán las características de la pieza (compacta, no compacta, etc.). En el diseño realizado previamente para la cuerda superior se anotó el desarrollo, con el fin de que se aprecien los pasos de diseño.

\* Ver apéndice II

\*\* Tabla 3-50 Manual del A.I.S.C.

$F_B$  ----- SECCION COMPACTA

$$F_{Bx} = 33 \text{ Ksi}$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_b}{F_{Bx}} \leq 1.0$$

$$\frac{22.58}{30} + \frac{2.96}{33} < 1.0$$

$$0.84 < 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

$\therefore$  Se usará W 10 x 60

## 2.- DIAGONALES.

Todas las diagonales trabajan a tensión. para el diseño se utilizará también  $F_y = 50 \text{ Ksi}$ , por lo que:

$$F_a = 0.6 F_y = 30 \text{ Ksi}$$

Se proponen como perfiles dos canales dispuestos como se muestra en la figura 1.

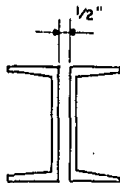


Fig. 1



Con objeto de agilizar la obtención de los canales de diseño, se obtendrá un área aproximada primero, para de ese modo conocer las dimensiones aproximadas de los perfiles; se presenta a continuación la forma de hacerlo.

Para diseñar a tensión:

$$A F_a \geq P \quad A = 2 A' \quad (A' - \text{área de un canal})$$

$$\Rightarrow A' = \frac{P}{2 F_a} = \frac{P}{2(30)} = \frac{P}{60}$$

$$- D_1 = 125.31 \text{ Ton} = 276.01 \text{ Kips}$$

$$A' = \frac{276.01}{60} = 4.60 \text{ in}^2$$

Se proponen 2C 8 x 18.75

$$A' = 5.51 \text{ in}^2/\text{canal}$$

$$A F_a = 2 A' F_a = 2 (5.51)(30)$$

$$A F_a = 330.60 \text{ Kips} > 276.01 \text{ Kips} \quad \therefore \text{OK} \checkmark$$

Se usarán 2C 8 x 18.75

$$- D_2 = 80.93 \text{ Ton} = 178.26 \text{ Kips}$$

$$A = \frac{178.26}{60} = 2.97 \text{ in}^2$$

Se proponen 2C 6 x 10.5

$$A' = 3.09 \text{ in}^2/\text{canal}$$

$$A F_a = 2 A' F_a = 2(3.09)(30)$$

$$A F_a = 185.40 \text{ Kips} > 178.26 \text{ Kips} \therefore \text{OK} \checkmark$$

Se usaran 2C 6 x 10.5

$$- D_3 = 36.54 \text{ Ton} = 80.48 \text{ Kips}$$

$$A = \frac{80.48}{60} = 1.34 \text{ in}^2$$

Se proponen 2C 3 x 5

$$A' = 1.47 \text{ in}^2/\text{canal}$$

$$A F_a = 2 A' F_a = 2(1.47)(30)$$

$$A F_a = 88.20 \text{ Kips} > 80.48 \text{ Kips} \therefore \text{OK} \checkmark$$

Se usarán 2C 3 x 5

### 3.- MONTANTES.

Los montantes de la armadura se encuentran trabajando a compresión.

Se proponen como perfiles dos canales dispuestos como se muestra en la figura 2.

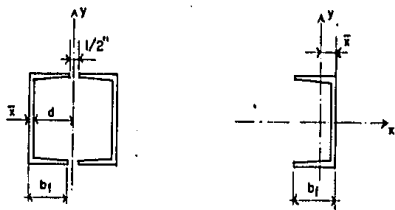


Fig. 2

Para el diseño a compresión se requiere obtener el esfuerzo permisible  $F_a$  por medio de la relación de esbeltez\*, por lo que se requiere calcular el radio de giro de los canales, para ello:

Se obtiene el momento de inercia centroidal de las dos piezas ( C J ).

$$I_C = 2(I_o + A d^2)$$

donde:

$I_C$  - momento centroidal

$I_o$  - momento centroidal de cada canal

$A$  - área de cada canal

$d$  - distancia del eje centroidal de un canal al eje centroidal de las dos piezas.

$$d = b_f + \frac{\frac{1''}{2}}{2} - \bar{x}$$

Para obtener el radio de giro:

$$r_c = \sqrt{\frac{I_C}{A}}$$

donde:

$I_C$  - momento de inercia centroidal de las dos piezas.

$A$  - área de los dos canales ( $A = 2A'$ )

$$r_c = \sqrt{\frac{2(I_o + A'd^2)}{2A'}} = \sqrt{\frac{I_o + A'd^2}{A'}}$$

Diseñando:

$$- V_1 = 69 \text{ Ton} = 151.98 \text{ Kíps}$$

\* Tabla 3-50 manual del A.I.S.C.

Se proponen 2C 6 x 13

$$A' = 3.83 \text{ in}^2/\text{canal}$$

$$I_o = 1.05 \text{ in}^4$$

$$b_f = 2.157 \text{ in}$$

$$\bar{x} = 0.514 \text{ in}$$

$$l = 106.3 \text{ in}$$

$$d = 2.157 + 0.25 - 0.514 = 1.89 \text{ in}$$

$$r_c = \sqrt{\frac{1.05 + (3.83)(1.89)^2}{3.83}}$$

$$r_c = 1.96 \text{ in} < r_x = 2.13 \text{ in}$$

La relación de esbeltez para obtener el esfuerzo permisible  $F_a$  es:

$$\frac{K l}{r_c} = \frac{1(106.3)}{1.96} = 54.12$$

$$F_a = 23.70 \text{ Ksi}$$

$$A F_a = 2 A' F_a = 2(3.83)(23.70)$$

$$A F_a = 181.54 \text{ Kips} > 151.98 \text{ Kips} \therefore \text{OK} \checkmark$$

Es necesario revisar el pandeo general\*:

\* Sección 1.9.2.2 manual de A.I.S.C.

$$\frac{b_f}{t_f} < \frac{238}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{2.157}{0.343} < \frac{238}{\sqrt{50}}$$

$$6.29 < 33.66 \quad \therefore \text{ok}$$

$\therefore$  Se usarán 2 C 6 X 13

$$\rightarrow V_2 = 39.3 \text{ Ton} = 86.56 \text{ Kips}$$

Se proponen 2 C 5 X 9

$$A' = 2.64 \text{ in}^2 / \text{canal}$$

$$b_f = 1.885 \text{ in}$$

$$\bar{x} = 0.478 \text{ in}$$

$$I_o = 0.632 \text{ in}^4$$

$$I = 106.3 \text{ in}^4$$

$$d = 1.885 + 0.25 - 0.478 = 1.66 \text{ in}$$

$$r_c = \sqrt{\frac{0.632 + \frac{(2.64)(1.66)^2}{2.64}}{2.64}}$$

$$r_c = 1.73 \text{ in} < r_x = 1.95 \text{ in}$$

Para obtener  $F_a$  :

$$\frac{k \cdot l}{r_c} = \frac{(1)(106.3)}{1.73} = 61.53$$

$$F_a = 22.43 \text{ Ksf}$$

$$A F_a = 2 A' F_a = (2)(2.64)(22.43)$$

$$A F_a = 118.43 \text{ Kips} > 86.56 \text{ Kips} \quad \therefore \checkmark \text{ ok}$$

Revisando el pandeo general.

$$\frac{b_f}{t_f} < \sqrt{\frac{238}{F_y}}$$

$$\frac{1.885}{0.32} < \sqrt{\frac{238}{50}}$$

$$5.89 < 33.66 \quad \therefore \checkmark \text{ ok}$$

$\therefore$  Se usarán 2 C 5 X 6.7

$$- V_3 = 12.23 \text{ Ton} = 26.94 \text{ Kips}$$

Se proponen 2 C 3 X 4.1

$$A' = 1.21 \text{ in}^2/\text{canal}$$

$$b_f = 1.41 \text{ in}$$

$$\bar{x} = 0.436 \text{ in}$$

$$I_o = 0.197 \text{ in}^4$$

$$I = 106.8 \text{ in}$$

$$d = 1.41 + 0.25 - 0.436 = 1.22 \text{ in}$$

$$r_c = \sqrt{\frac{0.197 + (1.21)(1.22)^2}{1.21}}$$

$$r_c = 1.29 \text{ in} > r_x = 1.17 \text{ in.}$$

$$\frac{k l}{r_x} = \frac{(1)(106.8)}{1.17} = 91.28$$

$$F_a = 16.66 \text{ Ksi}$$

$$A F_a = 2 A' F_a = (2)(1.21)(16.66)$$

$$A F_a = 40.32 \text{ Kips} > 26.94 \text{ Kips} \quad \therefore \checkmark \text{ ok}$$

Revisando el pandeo general:

$$\frac{b_f}{t_f} < \frac{238}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{1.41}{0.273} = 5.16 < \frac{238}{\sqrt{50}} = 33.66 \quad \therefore \checkmark \text{ ok}$$

Debido a que las secciones de los montantes, las forman dos canales (formando una sección rectangular), es necesario revisarlas por pandeo local.

Con objeto de asegurar que la pieza falle antes por pandeo general que por pandeo local, se colocarán atiesadores a lo largo del elemento.

$$- V_1 \quad 2 \text{ C } 6 \times 13$$

$$\frac{r_c}{r_y} = \frac{1.96}{0.525} = 3.73$$

Se usarán tres atiesadores a cada :  $\frac{106.8}{4 \text{ esp.}} = 26.7 \text{ in}$   
Comprobación:

$$\frac{k l'}{r_y} = \frac{1(26.7)}{0.525} = 50.86 < \frac{k l}{r_c} = 54.12 \quad \therefore \checkmark \text{ ok}$$

$$- V_2 \quad 2 \quad C \quad 5 \quad X \quad 6.7$$

$$\frac{r_c}{r_y} = \frac{1.73}{0.489} = 3.54$$

Se usarán tres atiesadores a cada :  $\frac{106.8}{4 \text{ esp.}} = 26.7 \text{ in}$

Comprobación:

$$\frac{k l'}{r_y} = \frac{1(26.7)}{0.489} = 54.6 < \frac{k l}{r_c} = 61.53 \quad \therefore \checkmark \text{ ok}$$

$$- V_3 \quad 2 \quad C \quad 3 \quad X \quad 4.1$$

$$\frac{r_x}{r_y} = \frac{1.17}{0.404} = 2.9$$

Se usarán dos atiesadores a cada :  $\frac{106.8}{3 \text{ esp.}} = 35.6$

Comprobación:

$$\frac{k l'}{r_y} = \frac{1(35.6)}{0.404} = 88.12 < \frac{k l}{r_x} = 91.28 \quad \therefore \checkmark \text{ ok}$$



CAPITULO V  
DETERMINACION DE LAS CARGAS HORIZONTALES SOBRE LA ARMADURA

1.- OBTENCION DE LAS CARGAS Y ESFUERZOS POR EFECTO DEL SISMO.

Para el análisis de la estructura por cargas laterales se utilizarán las consideraciones hechas en el capítulo III referentes al grupo, tipo y zona a la que pertenece la estructura en cuestión.

Para efectuar el análisis por sismo, se procederá de la siguiente forma:

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, por un coeficiente proporcional a la altura total. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación  $V/W$  en la base sea igual a  $C/Q$ , pero no menor que  $a_0$ .

$$\frac{V_t}{W_t} = \frac{c}{Q}$$

Donde:

$V_t$  = fuerza cortante

$W_t$  = peso total de la estructura

$c$  = coeficiente sísmico

$Q$  = coeficiente de ductilidad

El cortante será entonces:

$$V_t = \frac{c \cdot W_t}{Q}$$

$c = 0.31$  para la zona 3

$Q = 2.0$  para el tipo de estructuración 1

$W_t = 8912.0$  T peso total del edificio

$$V_t = \frac{(0.31)(8912)}{2} = 1381.36 \text{ Ton}$$

La altura total del edificio es de:

$$h_t = 27.70 \text{ m}$$

De la figura 1, por medio de triángulos semejantes se pueden obtener todos los coeficientes proporcionales en función de  $\alpha_0$  :

$$\frac{\alpha_0}{27.7} = \frac{\alpha_1}{25}$$

$$\alpha_1 = 0.9 \alpha_0$$

$$\frac{\alpha_0}{27.7} = \frac{\alpha_2}{22.3}$$

$$\alpha_2 = 0.81 \alpha_0$$

$$\frac{\alpha_0}{27.7} = \frac{\alpha_3}{19.6}$$

$$\alpha_3 = 0.71 \alpha_0$$

$$\frac{\alpha_0}{27.7} = \frac{\alpha_4}{16.9}$$

$$\alpha_4 = 0.61 \alpha_0$$

$$\frac{\alpha_0}{27.7} = \frac{\alpha_5}{14.2}$$

$$\alpha_5 = 0.51 \alpha_0$$

$$\frac{\alpha_0}{27.7} = \frac{\alpha_6}{11.5}$$

$$\alpha_6 = 0.42 \alpha_0$$

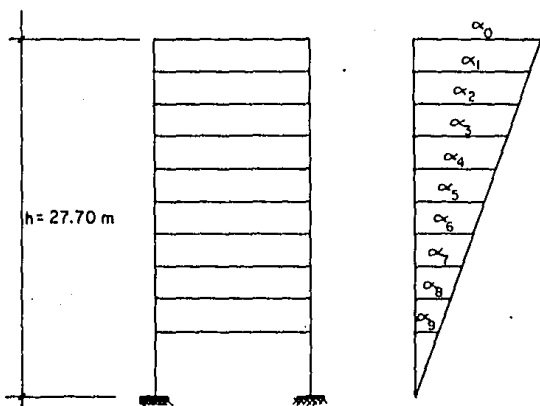


Fig. 1

$$\frac{\alpha_0}{27.7} = \frac{\alpha_7}{8.8}$$

$$\alpha_7 = 0.32 \alpha_0$$

$$\frac{\alpha_0}{27.7} = \frac{\alpha_8}{6.10}$$

$$\alpha_8 = 0.22 \alpha_0$$

$$\frac{\alpha_0}{27.7} = \frac{\alpha_9}{3.4}$$

$$\alpha_9 = 0.12 \alpha_0$$

Los pesos de los pisos serán la suma de las cargas muertas mas las cargas vivas reducidas. Estas cargas vivas reducidas por sismo son:

$$C_v = 90 \text{ kg/m}^2 *$$

La carga provocada por la carga viva reducida en cada nivel será:

$$W_{cv} = (90 \text{ kg/m}^2)(1600 \text{ m}^2) = 144 \text{ Ton}$$

El peso total de la planta de azotea será:

$$W_{cm \text{ azotea}} = (440 \text{ kg/m}^2)(1600 \text{ m}^2) = 704 \text{ Ton}$$

$$W_{cv \text{ azotea}} = \frac{144 \text{ Ton}}{W_{cm} + cv \text{ azotea} \quad 848 \text{ Ton}}$$

El peso total de cada una de las plantas tipo será:

$$W_{cm \text{ p. tipo}} = (474)(80)(18) + (434)(80)(2) = 752 \text{ Ton}$$

$$W_{cv \text{ p. tipo}} = \frac{144 \text{ Ton}}{W_{cm} + cv \text{ p. tipo} \quad 896 \text{ Ton}}$$

El cortante será, como ya se dijo, la suma de los pesos por los coeficientes proporcionales, es decir:

+ Artículo 227 Reglamento del Construcciones del D.D.F.

$$V_t = [ 848 \alpha_o + 1040(0.9 \alpha_o) + 1040(0.81 \alpha_o) + 1040(0.71 \alpha_o) + 1040(0.61 \alpha_o) + 1040(0.51 \alpha_o) + 1040(0.42 \alpha_o) + 1040(0.32 \alpha_o) + 1040(0.22 \alpha_o) + 1040(0.12 \alpha_o) ]$$

Sustituyendo en la ecuación anterior el valor obtenido del cortante total, se obtendrá el valor de :

$$V_t = 1381.36 \text{ Ton}$$

$$1381.36 = 4987.52 \alpha_o$$

$$\alpha_o = \frac{1381.36}{4987.52} = 0.28$$

Con este valor de  $\alpha_o$  se pueden obtener los demás valores de los -- coeficientes proporcionales, ya que se encuentran en función de este:

$$\alpha_1 = 0.9 \alpha_o = 0.9(0.28) = 0.25$$

$$\alpha_2 = 0.81 \alpha_o = 0.23$$

$$\alpha_3 = 0.71 \alpha_o = 0.20$$

$$\alpha_4 = 0.61 \alpha_o = 0.17$$

$$\alpha_5 = 0.51 \alpha_o = 0.14$$

$$\alpha_6 = 0.42 \alpha_o = 0.12$$

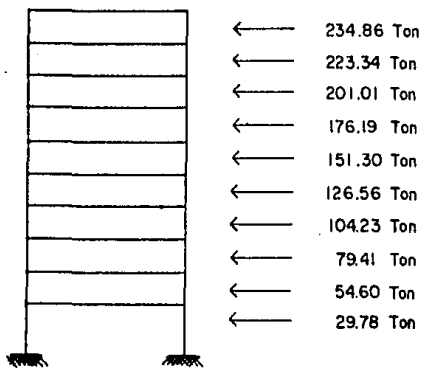
$$\alpha_7 = 0.32 \alpha_o = 0.09$$

$$\alpha_8 = 0.22 \alpha_o = 0.06$$

$$\alpha_9 = 0.12 \alpha_o = 0.03$$

Las fuerzas laterales que actuarán sobre cada nivel se obtienen -- multiplicando el peso por piso, por el factor proporcional correspondiente de cada nivel. (Figura 2)

Los cortantes que actuarán sobre el edificio serán la suma de las fuer-



**Fig 2**

zas anteriormente obtenidas, acumuladas hasta el nivel inferior.

El cortante total que se obtuvo con el coeficiente sísmico y el coeficiente de ductilidad, deberá ser igual al cortante que se obtenga de acumular todas las fuerzas (cortante inferior). (Figura 3)

Para obtener el esfuerzo cortante provocado por sismo, que actuará en cada armadura, se tomará el cortante mas desfavorable. Se divide entonces este cortante entre el número de armaduras por piso. Carga por armadura:

$$\frac{V_{\max}}{\# \text{ arm.}} = \frac{1381.36}{6} = 230.23 \text{ Ton}$$

Con objeto de facilitar el cálculo de las fuerzas axiales provocadas por sismo a que se someterán los miembros de las armaduras, se supondrá una carga unitaria (1 Ton/m) actuando en la cuerda superior e inferior de las mismas.

En la figura 4 se muestra la forma en que queda cargada la armadura, siendo estas cargas las obtenidas con la carga unitaria; pero para poder obtener las reales provocadas por el sismo, se procederá obteniendo un factor de transformación, que al multiplicarlo por las fuerzas a que tengan que trabajar los miembros de la armadura con la carga unitaria, resulten las fuerzas reales que obrarán sobre la misma. Dicho factor de transformación será la carga por armadura entre la carga unitaria empleada:

$$F_t = \frac{230.23 \text{ Ton}}{20 \text{ Ton}} = 11.51$$

#### - ANALISIS DE LA ARMADURA PARA CARGAS LATERALES:

El análisis de la armadura se basa en la hipótesis de que los miembros del alma (diagonales y montantes) solo pueden transmitir cargas axiales (los extremos son articulados), y las cuerdas se comportan como vigas continuas apoyadas en los nudos. La armadura se supone estar simplemente apoyada en --

CORTANTES

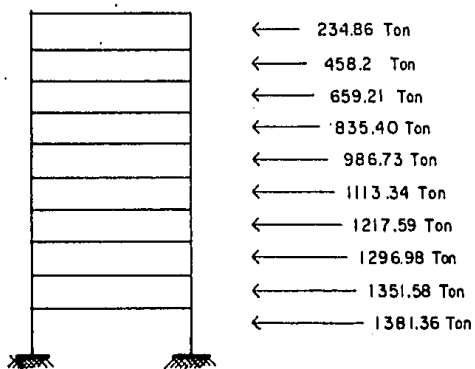


Fig. 3



las columnas extremas.

El análisis por cargas horizontales se hará como se menciona en el capítulo II.

Primero se obtiene el valor de las resultantes, tomando momentos con respecto al punto x. (Figura 4)

$$\sum M_x = R(20 \text{ m}) + (20 \text{ Ton})(2.70 \text{ m}) = 0$$

$$R = \frac{(20 \text{ Ton})(2.70 \text{ m})}{20 \text{ m}} = 2.70 \text{ Ton}$$

La armadura es simétrica, por lo que únicamente se analizará la mitad de ella.

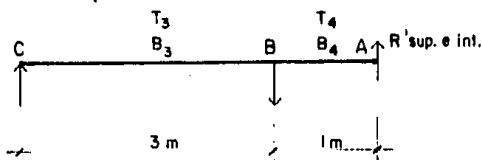
Haciendo un corte en el centro de la armadura y tomando momentos con respecto al punto A. (Figura 5)

$$\sum M_A = -2.70(10 \text{ m}) + (10)(2.70 \text{ m}) + T_4(2.70 \text{ m}) = 0$$

$$T_4 = 0$$

$$B_4 = 0$$

Tomando una sección que abarque los puntos A, B y C, tanto para la cuerda inferior como para la superior (A', B' y C')



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.  
DIRECCION GENERAL DE INCORPORACION Y REVALIDACION DE ESTUDIOS"

- FAVOR DE LLENAR A MAQUINA.
- ENTREGAR DOS EJEMPLARES DE LA TESIS EN LA BIBLIOTECA CENTRAL DE LA U.N.A.M.
- EXIGIR ACUSE DE RECIBO EN LAS DOS COPIAS.

<b>JOSE LUIS ABIENZO MONTES</b>	<b>127131</b>
NOMBRE DEL ALUMNO	No. CTA. DE LA U.N.A.M.
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNAS PARA EDIFICIOS</b>	<b>ENTREGO ALTOS</b>
NOMBRE DE LA TESIS O SEMINARIO	<b>DOS EJEMPLARES</b>
<b>U. ANAHUAC</b>	<b>INSTRUMENTAL</b>
UNIVERSIDAD	<b>BIBLIOTECA</b>
	<b>CENTRAL</b>

7-octubre-1986  
DIA. MES. AÑO.

SELLO Y FIRMA DE LA BIBLIOTECA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.  
DIRECCION GENERAL DE INCORPORACION Y REVALIDACION DE ESTUDIOS"

- FAVOR DE LLENAR A MAQUINA.
- ENTREGAR DOS EJEMPLARES DE LA TESIS EN LA BIBLIOTECA CENTRAL DE LA U.N.A.M.
- EXIGIR ACUSE DE RECIBO EN LAS DOS COPIAS.

<b>RIVERO LOPERENA JOSE OCTAVIO</b>	<b>127192</b>
NOMBRE DEL ALUMNO	No. CTA. DE LA U.N.A.M.
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS</b>	<b>ALTA</b>
NOMBRE DE LA TESIS O SEMINARIO	<b>DOS EJEMPLARES</b>
<b>U. ANAHUAC</b>	<b>DE TESIS EN</b>
UNIVERSIDAD	<b>INGENIERO CIVIL</b>
	<b>BIBLIOTECA</b>
	<b>CENTRAL</b>
<b>7-octubre-1986</b>	
DIA. MES. AÑO.	SELLO Y FIRMA DE LA BIBLIOTECA

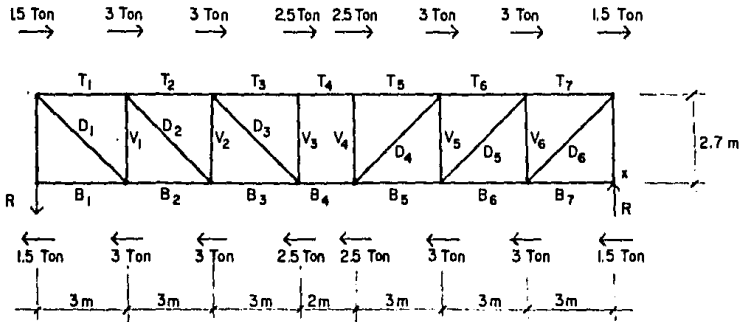


Fig. 4

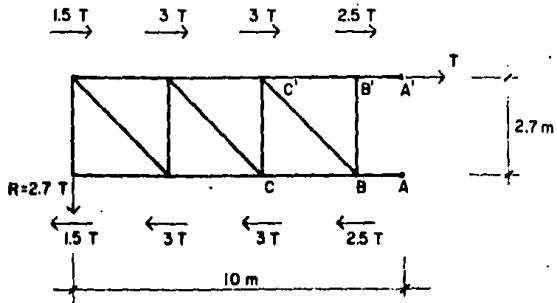


Fig. 5

Donde R es la reacción debida al corte para mantener el equilibrio. Esta reacción varía para la cuerda superior y para la cuerda inferior, debido a que las secciones de estas cuerdas son diferentes.

Con una relación de momentos de inercia obtenemos la distribución de dicha reacción de la siguiente forma:

$$\text{Cuerda superior } \frac{I_x \text{ sup}}{I_x \text{ sup} + I_x \text{ inf}} = \frac{341}{341 + 303} = 0.53$$

$$\text{Cuerda inferior } \frac{I_x \text{ inf}}{I_x \text{ inf} + I_x \text{ sup}} = \frac{303}{303 + 341} = 0.47$$

Por tanto el valor de la reacción R' en los puntos A y A' será:

$$\text{Cuerda superior } R' = (2.70)(0.53) = 1.43 \text{ Ton}$$

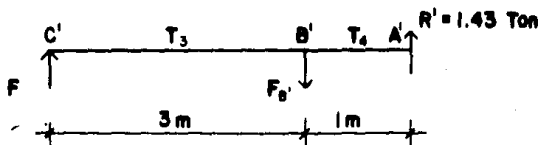
$$\text{Cuerda inferior } R' = (2.70)(0.47) = \underline{1.27 \text{ Ton}}$$

$$2.70 \text{ Ton} = R$$

Como se puede observar la reacción R' para cada cuerda es una parte de la reacción R, en función de las dimensiones de los perfiles de las cuerdas, o lo que es igual, en función de las rigideces. La suma de las reacciones R' deberá ser igual al valor de R.

Tomando suma de momentos se obtienen los valores de las demás fuerzas:

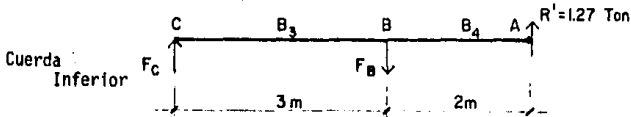
Cuerda superior:



$$\sum M_{B'} = (-1.43)(1) + F_{C'}(3) = 0$$

$$F_{C'} = \frac{(1.43)(1)}{3} = 0.48 \text{ Ton}$$

$$\sum M_{C'} = (-1.43)(4) + F_{B'}(3) = 0$$



$$F_{B'} = \frac{(1.43)(4)}{3} = 1.91 \text{ Ton}$$

$$\sum M_B = (-1.27)(1) + F_C(3) = 0$$

$$F_C = \frac{(1.27)(1)}{3} = 0.42 \text{ Ton}$$

$$\sum M_C = (-1.27)(4) + F_B(3) = 0$$

$$F_B = \frac{(1.27)(4)}{3} = 1.69 \text{ Ton}$$

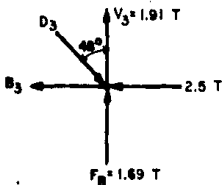
Resolviendo la armadura por medio de nodos:



$$F_B = 1.91 \text{ T} = V_3$$

$$T_3 = 2.5 \text{ Ton (tens)}$$

$$V_3 = 1.91 \text{ Ton (tens)}$$

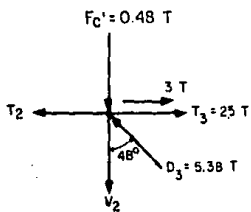


$$\sum F_y = 1.91 + 1.69 - D_3(\cos 48^\circ) = 0$$

$$D_3 = \frac{1.91 + 1.69}{\cos 48^\circ} = 5.38 \text{ ton (comp)}$$

$$\sum F_x = -2.5 - B_3 + 5.38(\sin 48^\circ) = 0$$

$$B_3 = 1.50 \text{ Ton (tens)}$$



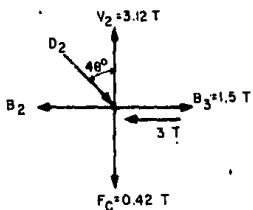
- 73 -

$$\Sigma F_x = -T_2 + 2.5 + 3 - 5.38(\text{sen } 48^\circ) = 0$$

$$T_2 = 1.5 \text{ Ton (tens)}$$

$$\Sigma F_y = -0.48 - V_2 + 5.38(\cos 48^\circ) = 0$$

$$V_2 = 3.12 \text{ Ton (tens)}$$

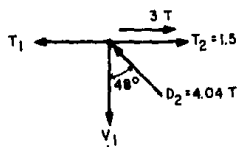


$$\Sigma F_y = 3.12 - 0.42 - D_2(\cos 48^\circ) = 0$$

$$D_2 = \frac{3.12 - 0.42}{\cos 48^\circ} = 4.04 \text{ Ton (comp)}$$

$$\Sigma F_x = 1.5 - 3 - B_2 + 4.04(\text{sen } 48^\circ) = 0$$

$$B_2 = 1.5 \text{ Ton (tens)}$$

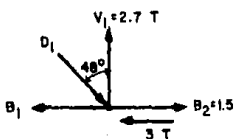


$$\Sigma F_y = -V_1 + 4.04(\cos 48^\circ) = 0$$

$$V_1 = 2.70 \text{ Ton (tens)}$$

$$\Sigma F_x = 3 + 1.5 - T_1 - 4.04(\text{sen } 48^\circ) = 0$$

$$T_1 = 1.5 \text{ Ton (tens)}$$



$$\Sigma F_y = 2.7 - D_1(\cos 48^\circ) = 0$$

$$D_1 = 4.04 \text{ Ton (comp)}$$

$$\Sigma F_x = 1.5 - 3 - B_1 + 4.04(\text{sen } 48^\circ) = 0$$

$$B_1 = 1.5 \text{ Ton (tens)}$$

Ahora se obtendrán los valores reales de las fuerzas axiales que actúan en los miembros de la armadura (ya que los obtenidos así, son para la carga unitaria) utilizando el factor de transformación  $F_c = 11.51$ .

$$B_1 = 1.5 (11.51) = 17.27 \text{ Ton} \quad (\text{tens})$$

$$B_2 = 17.27 \text{ Ton} \quad (\text{tens})$$

$$B_3 = 17.27 \text{ Ton} \quad (\text{tens})$$

$$B_4 = 0$$

$$B_5 = -17.27 \text{ Ton} \quad (\text{comp})$$

$$B_6 = -17.27 \text{ Ton} \quad (\text{comp})$$

$$B_7 = -17.27 \text{ Ton} \quad (\text{comp})$$

$$D_1 = -46.50 \text{ Ton} \quad (\text{comp})$$

$$D_2 = -46.50 \text{ Ton} \quad (\text{comp})$$

$$D_3 = -61.93 \text{ Ton} \quad (\text{comp})$$

$$D_4 = 61.93 \text{ Ton} \quad (\text{tens})$$

$$D_5 = 46.50 \text{ Ton} \quad (\text{tens})$$

$$D_6 = 46.50 \text{ Ton} \quad (\text{tens})$$

$$T_1 = 17.27 \text{ Ton} \quad (\text{tens})$$

$$T_2 = 17.27 \text{ Ton} \quad (\text{tens})$$

$$T_3 = 28.78 \text{ Ton} \quad (\text{tens})$$

$$T_4 = 0$$

$$T_5 = -28.78 \text{ Ton} \quad (\text{comp})$$

$$T_6 = -17.27 \text{ Ton} \quad (\text{comp})$$

$$T_7 = -17.27 \text{ Ton} \quad (\text{comp})$$



$V_1 = 31.08$ Ton	(tens)
$V_2 = 35.91$ Ton	(tens)
$V_3 = 21.99$ Ton	(tens)
$V_4 = -21.99$ Ton	(comp)
$V_5 = -35.91$ Ton	(comp)
$V_6 = -31.08$ Ton	(comp)

El cálculo de la armadura para cargas provocadas por sismo, se desarrolló con objeto de que se logre apreciar la mecánica. En el anexo 2 se presenta un programa que con la calculadora Hewlett Packard 41-CV se obtiene el mismo cálculo anterior.

## 2.- OBTENCION DE LAS CARGAS Y ESFUERZOS POR EFECTO DEL VIENTO.

La clasificación de estas estructuras puede entrar en los grupos I y II, dependiendo de la geometría del edificio, según el reglamento de las construcciones del D.D.F.. En este caso particular se tomará del tipo I, ya que la estructura tiene una altura menor a los 60 Mts. y es poco sensible a los efectos dinámicos del viento. Por lo cual, bastará tener en cuenta los empujes estáticos del viento\*.

Las presiones debidas al viento se supondrán perpendiculares a la superficie sobre la cual actúan\*\*.

Su intensidad se calculará con la expresión:\*\*\*

$$p = 0.0055 c V^2$$

donde:

p - presión del viento ( $\text{kg/m}^2$ )

c - factor de empuje

V - velocidad de diseño (Km/hr)

\* Artículo 251 del reglamento de construcciones del D.D.F.

\*\* Artículo 252 del reglamento de construcciones del D.D.F.

\*\*\* Esta expresión solo es válida para construcciones localizadas en el D.F.

La excentricidad se supone en dirección horizontal, siendo según el Reglamento de :

$$\text{para } \frac{L}{H} = \frac{80}{27.7} = 2.89 > 2$$

$$\therefore e = \pm \frac{L}{8} = \frac{80}{8} = \pm 10 \text{ Mts.}$$

Para obtener las velocidades de diseño se considerará la estructura dentro del grupo A como ya se mencionó en el diseño anterior, siendo para estas estructuras la velocidad a una altura de 10 Mts. de:

$$V_{10} = (80 \text{ km/hr})(1.15) = 92 \text{ Km/hr}$$

y la velocidad de diseño:

$$V_D = \frac{V_{10}}{(10)^{1/3}} z^{1/3} = 0.4642 V_{10} z^{1/3}$$

$$V_D = 42.703 z^{1/3}$$

Sustituyendo esta velocidad en la ecuación de la presión por viento quedará:

$$p = 0.0055 c (42.703 z^{1/3})^2$$

$$p = 10.0295 c z^{2/3} \quad (\text{Kg/Mt}^2)$$

En la figura 6 se muestra la distribución de la presión del viento respecto a la altura.

Para encontrar la presión del viento se necesitan obtener las áreas de presión, que serán:

$$A_1 = \int_{H_1}^H p \, dz = \int_{H_1}^H 10.0295 c z^{2/3} \, dz = 10.0295 c \int_{H_1}^H z^{2/3} \, dz$$

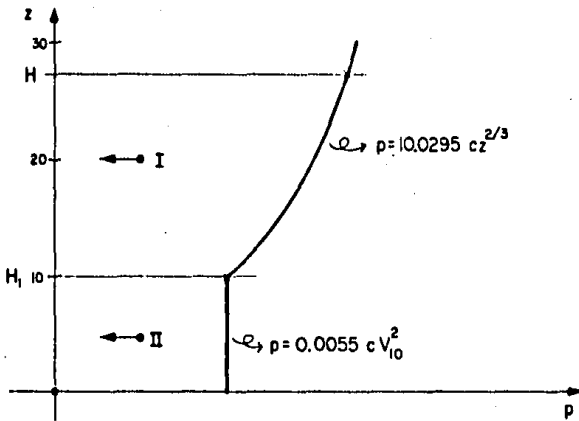


Fig. 6

$$A_I = c(10.0295) \left( \frac{3}{5} \right) \left[ z^{5/3} \right]_{H_1}^H =$$

$$A_I = 6.0177 c (27.7^{5/3} - 10^{5/3}) =$$

$$A_I = 1246.715 c \text{ (Kg/Mt)}$$

El punto de aplicación se considerará actuando en el centroide del área, por tanto:

$$z_I = \frac{\int_{H_1}^H z p dz}{\int_{H_1}^H p dz} = \frac{1}{A_I} \int_{H_1}^H z p dz = \frac{10.0295 c}{A_I} \frac{3}{8} \left[ z^{8/3} \right]_{H_1}^H =$$

$$z_I = \frac{10.0295 c}{1246.715} \frac{3}{8} \left[ 27.7^{8/3} - 10^{8/3} \right] = 18.99 \text{ Mts.}$$

Para el área II la velocidad V es constante, entonces:

$$A_{II} = z p = z(0.0055 c v_{10}^2) = 10(0.0055 c (92)^2)$$

$$A_{II} = 465.52 c \text{ (Kg/Mt)}$$

y el centroide se encontrará a la mitad de la altura del área;

$$z = \frac{H_1}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ Mts.}$$

Para el cálculo de las fuerzas se multiplicará el área obtenida por el ancho correspondiente, para las caras perpendiculares al flujo del viento.

$$F_I = A_I L = (1246.715 c)(80 \text{ Mts.}) = 99737.2 c \text{ (Kgs)}$$

$$F_{II} = A_{II} L = (465.52 c)(80 \text{ Mts.}) = 37241.6 c \text{ (Kgs)}$$

La suma de las fuerzas, dará la resultante total:

$$F_T = 136,978.8 \text{ c} \quad (\text{Kgs})$$

$$\text{Barlovento} \text{ ----}(136,978.8)(0.75) = 102,734.1 \text{ Kgs}$$

$$\text{Sotavento} \text{ ----}(136,978.8)(-0.68) = -93,145.6 \text{ Kgs}$$

y el punto de aplicación se obtiene tomando suma de momentos con respecto a la base:

$$Z = \frac{Z_1 F_I + Z_2 F_{II}}{F_T} = \frac{(18.99)(99,737.2 \text{ c}) + (5)(37,241.6 \text{ c})}{136,978.8 \text{ c}}$$

$$Z = 15.19 \text{ Mts.}$$

$$y = 40 \text{ Mts.}$$

$$e = \pm 10 \text{ Mts.}$$

Las fuerzas obtenidas servirán para el análisis del marco en el que se verificará si existe volteo; en este momento lo que se necesita es la fuerza que toma cada armadura debido a la acción del viento.

En la figura 7 se presenta una representación de las cargas que provoca el viento en cada nivel para poder obtener así, la carga en las armaduras.

$$W_{\text{lineal}} = A_N = \int_{H_1}^{H_2} p \, dz = 6.0177 \text{ c}(z^{5/3}) \Big|_{H_1}^{H_2} =$$

$$W_{\text{lineal}} = 6.0177 \text{ c}( H_2^{5/3} - H_1^{5/3} )$$

para  $H_1 \geq 10$

$$W_{\text{lineal}} = A_{N'} = p[z]_{H_1}^{H_2} = p(H_2 - H_1) =$$

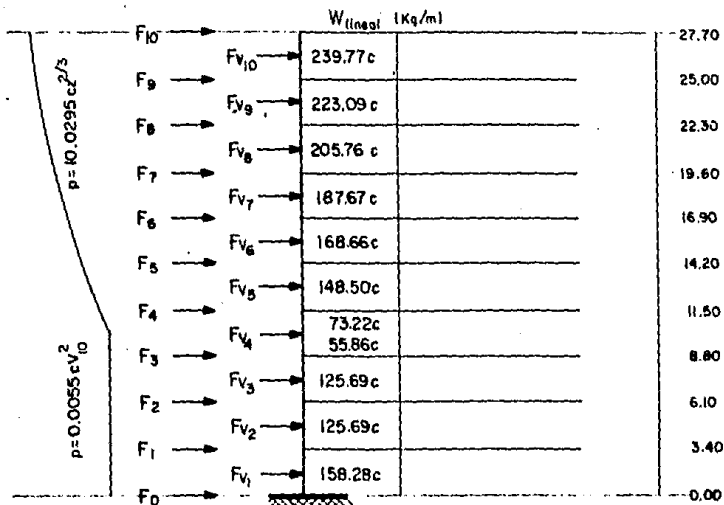


Fig. 7

$$= 0.0055 c(92)^2 (H_2 - H_1)$$

para  $H_2 \leq 10$

$W_{lineal}$  representa el área bajo la curva de presión de viento; para distribuir la fuerza sobre cada armadura se hará de la siguiente manera:

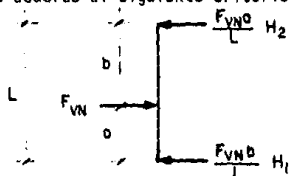
$$F = A_N A_{tributaria} = A_N (8)$$

Para obtener la distancia a la que actúa, se tomará el centroide del área:

$$z_N = \frac{1}{A_N} \int_{H_1}^{H_2} p z dz = \frac{1}{A_N} \int_{H_1}^{H_2} z (10.0295 c z^{2/3}) dz$$

$$z_N = \frac{10.0925 c}{A_N} \left( \frac{3}{8} H_2^{8/3} - H_1^{8/3} \right)$$

y se aplicará de acuerdo al siguiente criterio:



Nivel 10:

La fuerza del viento es:

$$F_{V10} = (239.77 c) (8 m) = 1,918.16 c \text{ (kgs)}$$

y el punto de aplicación:

$$\bar{z} = \frac{10.0925 \text{ c}}{239.77 \text{ c}} \left(\frac{3}{8}\right) (27.7^{8/3} - 25^{8/3}) = 26.53 \text{ mts.}$$

Con respecto a la base para encontrar la  $\bar{z}'$  en el nivel deseado:

$$\bar{z}' = \bar{z} - h_N = 26.53 - 25 = 1.53 \text{ m.}$$

La fuerza en el nivel 10 será:

$$F_{10} = \frac{F_{V10} \bar{z}'}{L} = \frac{1918.16 \text{ c} (1.53)}{2.7}$$

$$F_{10} = 1086.96 \text{ c} \quad (\text{kgs})$$

Nivel 9:

$$F_9 = F_9' + F_9''$$

Arriba será:

$$F_9' = \frac{F_{V10} (L - \bar{z}')}{L} = \frac{1918.16 \text{ c} (2.7 - 1.53)}{2.7}$$

$$F_9' = 831.2 \text{ c} \quad (\text{kgs})$$

y abajo:

$$\bar{z} = \frac{10.0925 \text{ c}}{223.09 \text{ c}} \left(\frac{3}{8}\right) (25^{8/3} - 22.3^{8/3}) = 23.82 \text{ mts.}$$

$$\bar{z}' = 23.82 - 22.3 = 1.52 \text{ mts.}$$

$$F_{V9} = (223.09 \text{ c}) (8) = 1784.72 \text{ c} \quad (\text{kgs})$$

$$F_9'' = \frac{F_{V9} \bar{z}'}{L} = \frac{(1784.72 \text{ c}) (1.52)}{2.7}$$

$$F_9'' = 1001.87 \text{ c} \quad (\text{kgs})$$



$$F_9 = 831.2 \text{ c} + 1001.87 \text{ c} = 1833.07 \text{ c} \quad (\text{kgs})$$

Nivel 8:

$$F_8 = F_8' + F_8''$$

$$F_8' = \frac{(1784.72) \text{ c} (2.7 - 1.52)}{2.7} = 782.85 \text{ c} \quad (\text{kgs})$$

$$\bar{z} = \frac{10.0925 \text{ c}}{205.76 \text{ c}} \left(\frac{3}{8}\right) (22.3^{8/3} - 19.6^{8/3}) = 21.1 \text{ mts.}$$

$$\bar{z}' = 21.1 - 19.6 = 1.5 \text{ mts.}$$

$$F_{V8} = (205.76 \text{ c})(8) = 1646.08 \text{ c} \quad (\text{kgs})$$

$$F_8'' = \frac{(1646.08 \text{ c})(1.5)}{2.7} = 915.27 \text{ c} \quad (\text{kgs})$$

$$F_8 = 782.85 \text{ c} + 915.27 \text{ c} = 1698.12 \quad (\text{kgs})$$

El procedimiento es repetitivo hasta  $F_4$ , en la cual hay el cambio en la curva de presión, por lo cual solo se muestran los resultados de las siguientes fuerzas hasta llegar al cálculo de  $F_4$ .

$$F_7 = F_7' + F_7'' = 730.81 \text{ c} + 826.89 \text{ c} = 1557.7 \text{ c} \quad \text{kgs}$$

$$F_{V7} = 1501.36 \text{ c} \quad \text{kgs}$$

$$F_6 = F_6' + F_6'' = 674.47 \text{ c} + 736.49 \text{ c} = 1410.96 \text{ c} \quad \text{kgs}$$

$$F_{V6} = 1349.28 \text{ c} \quad \text{kgs.}$$

$$F_5 = F_5' + F_5'' = 612.79 \text{ c} + 643.58 \text{ c} = 1256.37 \text{ c} \quad \text{kgs}$$

$$F_{V5} = 1188 \text{ c} \quad \text{kgs}$$

Para  $F_4$  se procederá :

$$F_4 = F_4' + F_4'' + F_4'''$$

Arriba:

$$F_4' = \frac{F_{V5} (L - \bar{z})}{L} = \frac{(1188 \text{ c}) (2.7 - 1.46)}{2.7} = 544.42 \text{ c}$$

Abajo:

$$\bar{z} = \frac{10.0925 \text{ c}}{A_N} \left(\frac{3}{8}\right) (H_2^{8/3} - H_1^{8/3})$$

$$\bar{z} = \frac{10.0925 \text{ c}}{73.27 \text{ c}} \left(\frac{3}{8}\right) (11.5^{8/3} - 10^{8/3}) = 10.83 \text{ mts.}$$

$$\bar{z}' = 10.83 - 8.8 = 2.03 \text{ mts.}$$

$$F_4'' = \frac{(586.16)(2.03)\text{c}}{2.7} = 440.71 \text{ c (kgs)}$$

$$\bar{z}'' = \frac{10 - 8.8}{2} = 0.6 \text{ mts.}$$

$$F_4''' = \frac{A_N' A_{trib} \bar{z}''}{L} = \frac{(55.86)(8)(0.6)\text{c}}{2.7} = 99.31 \text{ c (kgs)}$$

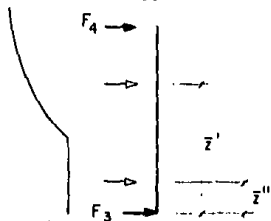
$$F_4 = 544.42 \text{ c} + 440.71 \text{ c} + 99.31 \text{ c} = 1084.22 \text{ c (kgs)}$$

Nivel 3:

$$F_3 = F_3' + F_3'' + F_3'''$$

$$F_3' = \frac{(586.16 \text{ c})(2.7 - 2.03)}{2.7} = 145.45 \text{ c (kgs)}$$

$$F_3'' = \frac{A_N' A_{trib} \bar{z}''}{L}$$



$$F_3'' = \frac{(55.86)(8)(2.7 - 0.6)c}{2.7} = 345.57 \text{ c (kgs)}$$

$$F_3''' = \frac{(125.69 \text{ c})(8)(2.7/2)}{2.7} = 502.76 \text{ c (kgs)}$$

$$F_3 = 145.45 \text{ c} + 345.57 \text{ c} + 502.76 \text{ c} = 993.78 \text{ c (kgs)}$$

Nivel 2:

$$F_2 = F_2' + F_2''$$

pero  $F_2' = F_2'' \quad F_2 = 2 F_2'$

$$F_2' = \frac{(125.69 \text{ c})(8)(2.7/2)}{2.7} = 502.76 \text{ c (kgs)}$$

$$F_2 = 1005.52 \text{ c (kgs)}$$

Nivel 1 ;

$$F_1 = F_1' + F_1''$$

$$F_1' = \frac{(125.69 \text{ c})(8)(2.7/2)}{2.7} = 502.76 \text{ c (kgs)}$$

$$F_1'' = \frac{(158.28 \text{ c})(8)(3.4/2)}{3.4} = 633.12 \text{ c (kgs)}$$

$$F_1 = 502.76 \text{ c} + 633.12 \text{ c} = 1135.88 \text{ c (kgs)}$$

Nivel 0 :

$$F_0 = \frac{(158.28 \text{ c})(8)(3.4/2)}{3.4} = 633.12 \text{ c (kgs)}$$

Se presenta a continuación una tabla con el resumen de resultados, considerando ya el barlovento, y el sotavento y los efectos finales o suma de efectos (Figura 8 y 9).

Para obtener la fuerza real en los miembros se debe obtener un factor de transformación, esto es, transformar la carga unitaria supuesta sobre la estructura en la parte de sismo, a real, procediendo de la misma forma pero ahora para viento.

La carga total de viento en el segundo nivel es de:

17055.18 kgs. en 10 claros ( se tomará el segundo nivel por ser el más desfavorable).

$$17055.18 \times 10 = 170551.80 \text{ kgs}$$

La carga por armadura será:

$$\frac{170551.8}{6} = 28425.3 \text{ kgs}$$

Para encontrar las fuerzas reales en los miembros se multiplicará por un factor igual a:

$$F_T = \frac{\text{carga por armadura}}{\text{carga unitaria aplicada}} = \frac{28425.3 \text{ kgs}}{20000.0 \text{ kgs}} = 1.42$$

La carga unitaria aplicada es: (1 T/m) (20 mts.) = 20 Ton

	$F_N$ (Kg )	$\Sigma F_N$ (Kg ) V	(Kg ) (PRESION) BARLOVENTO 0.75	(Kg ) (SUCCION) SOTAVENTO -0.68	(Kg ) SUMA DE EFECTOS ↓	
$F_{10}$	1,086.96 c	—				$N_{10}$
	1,833.07	1,086.96 c	815.22	-739.13	1,554.35	
$F_9$	1,698.12 c	2,920.03 c	2,190.02	-1,985.62	4,175.64	$N_9$
	1,557.70 c	4,618.15 c	3,463.61	-3,140.34	6,603.95	$N_8$
$F_7$	1,410.96 c	6,175.85 c	4,631.89	-4,199.58	8,831.47	$N_7$
	1,256.37 c	7,586.81 c	5,690.11	-5,159.03	10,849.14	$N_6$
$F_5$	1,084.22 c	8,843.18 c	6,632.39	-6,013.36	12,645.75	$N_5$
	993.78 c	9,927.40 c	7,445.55	-6,750.63	14,196.18	$N_4$
$F_3$	1,005.52	10,921.18	8,190.89	-7,426.40	15,617.29	$N_3$
	1,135.88 c	11,926.70 c	8,945.03	-8,110.16	17,055.18	$N_2$
$F_1$	633.12 c	13,062.58 c	9,796.94	-8,882.55	18,679.49	$N_1$
$F_0$						$N_0$

Fig. 8

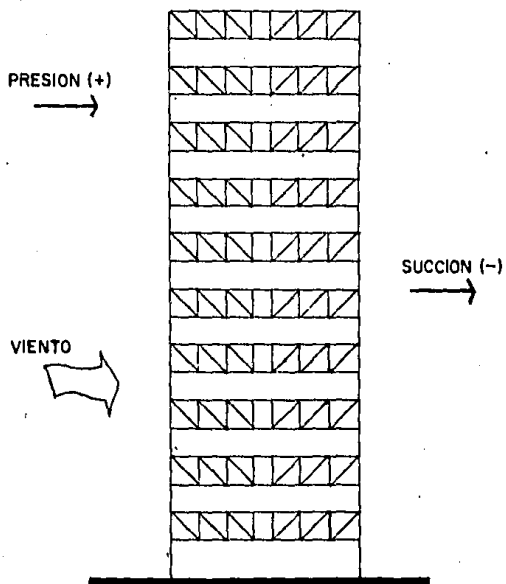
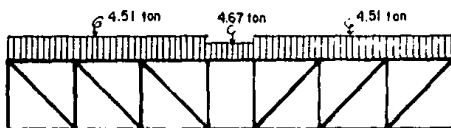


Fig. 9

- ESFUERZOS PARA CARGA MUERTA Y CARGA VIVA REDUCIDA.

El trabajo de los miembros para carga muerta mas carga viva reducida será:



a) Habitación:

$$W_{cv} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga lineal hab.} = (90 \text{ kg/m}^2)(8 \text{ mts}) = 720 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 474 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga lineal hab.} = (474 \text{ kg/m}^2)(8 \text{ m}) = \frac{3792 \text{ kg/m}}{}$$

$$W_T \text{ hab} = 4512 \text{ kg/m}$$

b) Corredores:

$$W_{cv} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga lineal corr.} = (150 \text{ kg/m}^2)(8 \text{ mts}) = 1200 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 434 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga lineal corr.} = (434 \text{ kg/m}^2)(8 \text{ mts}) = \frac{3472 \text{ kg/m}}{}$$

$$W_T \text{ corr} = 4672 \text{ kg/m}$$

Por medio del programa para obtener los esfuerzos en la calculadora Hewlett Packard 41-CV \*, se obtiene:

$$B_1 = 0$$

$$B_2 = 85.51 \text{ Ton}$$

$$B_3 = 140.96 \text{ Ton}$$

$$B_4 = 166.36 \text{ Ton}$$

$$D_1 = 115.06 \text{ Ton}$$

(+) Tensión

$$D_2 = 74.62 \text{ Ton}$$

(-) Compresión

$$D_3 = 34.18 \text{ Ton}$$

$$T_1 = -85.51 \text{ Ton}$$

$$T_2 = -140.96 \text{ Ton}$$

$$T_3 = -166.36 \text{ Ton}$$

$$T_4 = -166.36 \text{ Ton}$$

$$V_1 = -63.46 \text{ Ton}$$

$$V_2 = -36.4 \text{ Ton}$$

$$V_3 = -11.44 \text{ Ton}$$

\* Ver apéndice II



CAPITULO VI  
DISEÑO DEFINITIVO DE LA ARMADURA

1.- DISEÑO DEFINITIVO DE ELEMENTOS.

Una vez que se han obtenido las fuerzas axiales que deben soportar los elementos para las diferentes cargas posibles (gravedad, sismo y viento), es necesario comparar las cargas, para obtener así las mas desfavorables a que pueden someterse las armaduras. Para ello se presenta una tabla con estas consideraciones. (ver tabla VI. 1)

Comparando en la tabla los esfuerzos a que se someten los elementos para cargas de gravedad ( $C_m + C_v$ ), cargas de sismo (sismo +  $C_m + C_v$  Red) y cargas de viento (Viento +  $C_m + C_v$  Red), se observa que únicamente los elementos  $D_3$ ,  $D_4$ ,  $D_5$ ,  $V_3$ ,  $V_4$ ,  $V_5$  necesitan ser rediseñados.

Además se puede ver que para este caso particular, las cargas de sismo son las que van a regir. Se hará además una revisión para las cuerdas, por el momento que provocan las cargas laterales.

-DISEÑO DIAGONALES:

Elementos  $D_3$  y  $D_4$

Por simetría los elementos  $D_3$  y  $D_4$  son iguales, y deben soportar una carga de -20.81 Ton a compresión y de 72.08 Ton a tensión.

Se proponen 2 C 9 X 15

Para el diseño a tensión:

$$\begin{aligned} F &= 72.08 \text{ Ton} = 158.77 \text{ kips} \\ F_a &= 0.6 F_y = 0.6 \times 50 = 30 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

FUERZAS AXIALES EN LOS MIEMBROS DE LA ARMADURA (TON)							
MIEM-	$C_M + C_V$ GRAVEDAD	SISMO	VIENTO	$C_M + C_V$ RED	0.75(SISMO) $+C_M + C_V$ RED	0.75(VIENTO) $+C_M + C_V$ RED	CARGA DE DISEÑO
D <sub>1</sub>	125.31	-46.50	-5.74	115.06	51.42	81.99	125.31
D <sub>2</sub>	80.93	-46.50	-5.74	74.62	21.09	51.66	90.84
D <sub>3</sub>	36.54	-61.93	-7.64	34.18	-20.81	19.91	72.08
D <sub>4</sub>	36.54	61.93	7.64	34.18	72.08	31.37	72.08
D <sub>5</sub>	80.93	46.50	5.74	74.62	90.84	60.27	90.84
D <sub>6</sub>	125.31	46.50	5.74	115.06	121.17	90.60	125.31
V <sub>1</sub>	-69.00	31.08	3.83	-63.46	-24.29	-44.72	-70.91
V <sub>2</sub>	-39.30	35.91	4.43	-36.40	-0.37	-23.98	-54.23
V <sub>3</sub>	-12.23	21.39	2.71	-11.44	7.91	-6.55	-25.07
V <sub>4</sub>	-12.23	-21.99	-2.71	-11.44	-25.07	-10.61	-25.07
V <sub>5</sub>	-39.30	-35.91	-4.43	-36.40	-54.23	-30.62	-54.23
V <sub>6</sub>	-69.00	-31.00	-3.83	-63.46	-70.91	-50.47	-70.91
T <sub>1</sub>	-93.13	17.27	2.13	-85.51	-51.18	-62.54	-93.13
T <sub>2</sub>	-153.27	17.27	2.13	-140.96	-92.77	-104.12	-153.27
T <sub>3</sub>	-180.42	28.78	3.55	-166.36	-103.19	-122.11	-180.42
T <sub>4</sub>	-180.42	0	0	-166.36	-124.77	-124.77	-180.42
T <sub>5</sub>	-180.42	-28.78	-3.55	-166.36	-146.36	-127.43	-180.42
T <sub>6</sub>	-153.27	-17.27	-2.13	-140.96	-118.67	-107.32	-153.27
T <sub>7</sub>	-93.13	-17.27	-2.13	-85.51	-77.09	-65.73	-93.13
B <sub>1</sub>	0	17.27	2.13	0	12.05	1.60	±12.95
B <sub>2</sub>	93.13	17.27	2.13	85.51	77.09	65.73	93.13
B <sub>3</sub>	153.27	17.27	2.13	140.96	118.67	107.32	153.27
B <sub>4</sub>	180.42	0	0	166.36	124.77	124.77	180.42
B <sub>5</sub>	153.27	-17.27	-2.13	140.96	92.77	104.12	153.27
B <sub>6</sub>	93.13	-17.27	-2.13	85.51	51.18	62.54	93.13
B <sub>7</sub>	0	-17.27	-2.13	0	-12.95	-1.60	±12.95

$$A' = 4.41 \text{ in}^2/\text{canal}$$

$$A = 2 A'$$

$$A Fa = 2 A' Fa = 2 (4.41) (30)$$

$$A Fa = 264.60 \text{ kips} > 158.77 \text{ kips} \quad \therefore \text{ / ok}$$

Para el diseño a compresión:

Es necesario revisar la posible reversión de esfuerzos. La posición mas desfavorable se presenta cuando sólo exista carga muerta, por lo cual es necesario calcular la carga tributaria:

$$W_{CM} \text{ hab lineal} = (474 \text{ kg/m}^2) (8 \text{ m}) = 3792 \text{ kg/m}$$

$$P = 3792 \text{ kg/m} \times 3 = 11,376 \text{ kg}; \frac{P}{2} = 5688 \text{ kg}$$

$$W_{CM} \text{ pas lineal} = 434 \text{ kg/m}^2 \times 8 \text{ m} = 3472 \text{ kg/m}$$

$$P' = (3472 \text{ kg/m}) (2 \text{ m}) = 6944 \text{ kg}; \frac{P'}{2} = 3472 \text{ kg}$$

$$D_3 = 18.32 \text{ T} + \frac{1}{\cos 48.01} = 27.38 < 61.93 \text{ Ton}$$

Como el sismo produce una carga mayor a compresión, que la máxima tensión que puede tener la diagonal, entonces la reversión de esfuerzos es posible.

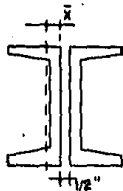
La carga que necesita soportar es:

$$0.75(\text{sismo} + \text{carga muerta}) = (-61.93 + 27.38) 0.75 = -25.51 \text{ Ton}$$

que es la carga a compresión que deberá soportar la diagonal.

Diseñando se tendrá:

$$F = 25.51 \text{ Ton} = 56.19 \text{ Kips}$$



$$I_c = 2(I_o + A' d^2)$$

$$d = \bar{x} + \frac{1}{2}$$

$$r_c = (I_c/A)^{1/2}$$

$$\bar{x} = 0.586 \text{ in}$$

$$A' = 4.41 \text{ in}^2$$

$$I_o = 1.93 \text{ in}^4$$

$$d = \bar{x} + 0.25 = 0.586 + 0.25$$

$$d = 0.84 \text{ in}$$

$$I_c = 2(I_o + A' d^2) = 2(1.93 + (4.41)(0.84)^2) = 10.08 \text{ in}^4$$

$$r_c = \sqrt{\frac{1.93}{2(4.41)}} = 1.07 \text{ in} < r_x = 3.4 \text{ in}$$

$$\frac{K L}{r_c} = \frac{1 (158.9)}{1.07} = 148.61$$

$$F_a = 6.73 \text{ Ksi}$$

$$A F_a = 2 A' F_a = 2(4.41)(6.73) =$$

$$A F_a = 60.15 \text{ Kips} > 56.19 \text{ Kips} \therefore \checkmark \text{ OK}$$

Para los atiesadores:

$$\frac{r_c}{r_y} = \frac{1.07}{0.661} = 1.62$$

Se usará un atiesador a la mitad del claro.

Elemento  $D_5$

La diagonal  $D_5$  es simétrica a  $D_2$ ; se requiere unicamente diseñar a un esfuerzo de 90.84 Ton a tensión.

$$F = 90.84 \text{ Ton} = 200.1 \text{ Kips}$$

Se proponen 2C 7 x 12.25

$$F_a = 0.6 F_y = 30 \text{ Ksi}$$

$$A' = 3.60 \text{ in}^2$$

$$A = 2 A'$$

$$A F_a = 2 A' F_a = 2(3.60)(30)$$

$$A F_a = 216 \text{ Kips} > 200.1 \text{ Kips} \therefore \checkmark \text{ OK}$$

Diseño montantes

Las cargas axiales a que trabajan  $V_3$  y  $V_4$  son (-25.07 Ton) a compresión y (7.91 Ton) a tensión. En la reversión de esfuerzos se tiene una carga a compresión (considerando unicamente carga muerta) de (-9.16 Ton) y una carga a tensión de (21.99 Ton) siendo la resultante de (9.62 Ton) a tensión.

$$F = 9.62 \text{ Ton} = 21.19 \text{ Kips}$$

Se verificará si el perfil propuesto en el diseño preliminar soporta esta carga.

Para 2C 4 x 5.4

$$F_a = 0.6 F_y = 30 \text{ Ksi}$$

$$A' = 1.59 \text{ in}^2 / \text{canal}$$

$$A = 2A'$$

$$A F_a = 2A' F_a = 2(1.59)(30)$$

$$A F_a = 95.40 \text{ Kips} > 21.19 \text{ Kips} \therefore \checkmark \text{ OK}$$

Diseño a compresión:

$$F = 25.07 \text{ Ton} = 55.22 \text{ Kips}$$

Se proponen 2C 4 x 5.4

$$A' = 1.59 \text{ in}^2$$

$$I_o = 0.319 \text{ in}^4$$

$$b_f = 1.584 \text{ in}$$

$$\bar{x} = 0.457 \text{ in}$$

$$l = 106.3 \text{ in}$$

$$d = b_f + \frac{1}{2} - \bar{x} = 1.584 + 0.25 - 0.457$$

$$d = 1.38 \text{ in}$$

$$r_c = \sqrt{\frac{I_o + A' d^2}{A'}} = \sqrt{\frac{0.319 + (1.59)(1.38)^2}{1.59}}$$

$$r_c = 1.45 \text{ in} < r_x = 1.56 \text{ in}$$

$$\frac{K l}{r_c} = \frac{1(106.3)}{1.45} = 73.31$$

$$F_a = 20.32 \text{ Ksi}$$

$$A F_a = 2 A' F_a = 2(1.59)(20.32)$$

$$A F_a = 64.62 \text{ Kips} > 55.22 \text{ Kips} \therefore \checkmark \text{ OK}$$

Revisando el pandeo general:

$$\frac{b_f}{t_f} < \frac{238}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{1.584}{0.296} < \frac{238}{\sqrt{50}}$$

$$5.35 < 33.66 \therefore \checkmark \text{ OK}$$

Revisión cuerda superior:

La sección a revisar será W 10 x 68; la carga que deberá soportar con la acción de las cargas accidentales será:

$$F = 146.36 \text{ Ton} = 322.38 \text{ Kips (comp)}$$

el momento será:

$$M = 0.75(M_{\text{sismo}} + M_{\text{gravedad}})$$

$$M_{\text{gravedad}} = 2.28 \text{ Ton-Mt} = 197.72 \text{ Kips - in}$$

$$M_{\text{sismo}} = 1.43 \text{ Ton (1 Mt)} = 1.43 \text{ Ton - Mt} = 124 \text{ Kips - in}$$

$$M = 0.75(124 + 197.72) = 241.29 \text{ Kips - in}$$

$$f_a = \frac{F}{A} = \frac{322.38}{20} = 16.1 \text{ Ksi} ; F_a = 27.56 \text{ Ksi}$$

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{241.29}{75.7} = 3.19 \text{ Ksi}$$

Utilizando el programa del anexo II con la calculadora HP - 41CV se obtiene:

\* Ver análisis preliminar de la armadura para cargas accidentales.

$$F_{Bx} = 30 \text{ Ksi}$$

y aplicando las ecuaciones de interacción:

$$(1) \text{ ----- } 0.68 < 1 \quad (1.6-1a)$$

OK

$$(2) \text{ ----- } .63 < 1 \quad (1.6-1b)$$

Revisión cuerda inferior.

La sección a revisar será W 10 x 60; La carga que deberá soportar con las cargas accidentales será:

$$F = 124.77 \text{ Ton} = 274.8 \text{ Kips}$$

e) momento será:

$$M = 0.75(M_{\text{sismo}} + M_{\text{gravedad}})$$

$$M_{\text{gravedad}} = 2.28 \text{ Ton} - \text{Mt} = 197.72 \text{ Kips} - \text{in}$$

$$M_{\text{sismo}} = R' d \text{ ----- } *$$

$$M_{\text{sismo}} = (1.27 \text{ Ton} (1 \text{ Mt})) = 1.27 \text{ Ton} - \text{Mt} = 110.1 \text{ Kips} - \text{in}$$

$$M = 0.75(110.1 + 197.72) = 230.87 \text{ Kips} - \text{in}$$

$$f_a = \frac{F}{A} = \frac{274.80}{17.6} = 15.6 \text{ Ksi} \quad ; \quad F_a = 0.6 F_y = 30 \text{ Ksi} :$$

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{230.87}{66.7} = 3.46 \text{ Ksi}$$

Utilizando el programa para la calculadora HP 41 CV del anexo II se obtiene:

$$F_B = 33 \text{ Ksi} \text{ ----- sección compacta}$$

$$(1) \text{ ---- } 0.62 < 1 \quad (1.6-1b) \quad \text{OK}$$

\* Ver análisis preliminar de la armadura para cargas accidentales.



## 2.- DEFLEXION DE LA ARMADURA.

La deflexión vertical para una armadura bajo cargas verticales puede obtenerse por un método aproximado que proporciona el Instituto Tecnológico de Massachusetts. En él se considera a la armadura como una viga -- simplemente apoyada que soporta una carga uniformemente distribuida a todo lo largo, la deflexión en el centro del claro se multiplica por un factor K que está en función de la relación claro/peralte de la armadura.

Para calcular el momento de inercia aproximado de la armadura se considera que las cuerdas actúan como patines de una viga de gran peralte con respecto al eje centroidal de la sección:

$$I_{\text{viga}} = A_{\text{superior}}(H - \bar{x})^2 + A_{\text{inferior}} \bar{x}^2$$

donde " $\bar{x}$ " es la distancia de la cuerda inferior al eje neutro.

Con este momento de inercia se determina la deflexión máxima de la viga simplemente apoyada:

$$\Delta_{\text{viga}} = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{E I_{\text{viga}}}$$

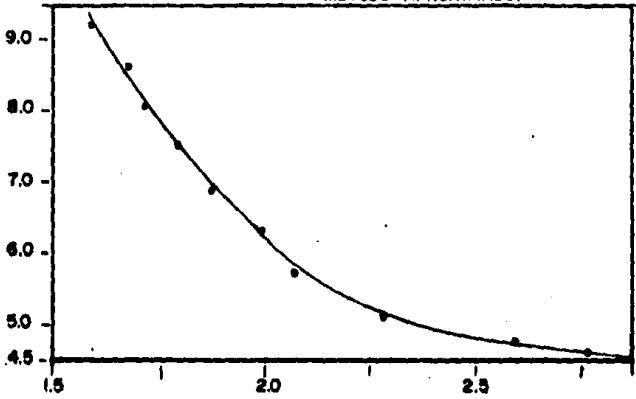
esta deflexión se multiplica por el factor K de la gráfica VI.1; esta gráfica se obtuvo con un análisis de computadora para varias relaciones claro/peralte.

$$\Delta_{\text{viga}} K = \Delta_{\text{armadura}}$$

Con esta deflexión podemos determinar si cumplimos con los requerimientos de servicio de la estructura; también podemos aplicar una contraflecha para cumplir estas condiciones.

RELACION CLARO / PERALTE DE LA ARMADURA.

METODO APROXIMADO.



FACTOR DE DEFLEXION(R).

Obtención de la deflexión:

$$A_s = 129.03 \text{ cm}^2$$

$$A_i = 113.55 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = 112.62 \text{ cm}$$

$$H = 270.00 \text{ cm}$$

$$L = 2000.0 \text{ cm}$$

$$w = 49.5 \text{ Kg/cm}$$

$$I_{\text{viga}} = 129.03(270 - 112.62)^2 + 113.55(112.62)^2$$

$$I_{\text{viga}} = 4,636,060 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{\text{viga}} = \frac{5}{384} \frac{(2)49.5(2000)^4}{2.1 \times 10^5 (4,636,060)}$$

$$\Delta_{\text{viga}} = 2.12 \text{ cms}$$

$$\frac{\text{claro}}{\text{peralte}} = \frac{2000}{270} = 7.41$$

de la gráfica ----- K = 1.81

$$\Delta_{\text{armadura}} = (2.12)(1.81) = 3.84 \text{ cms}$$

La deflexión obtenida con el análisis de computadora fué de 4.25 cms que demuestra ser bastante aproximada a la obtenida por el método --- aproximado.

### 3.- ANALISIS POR COMPUTADORA.

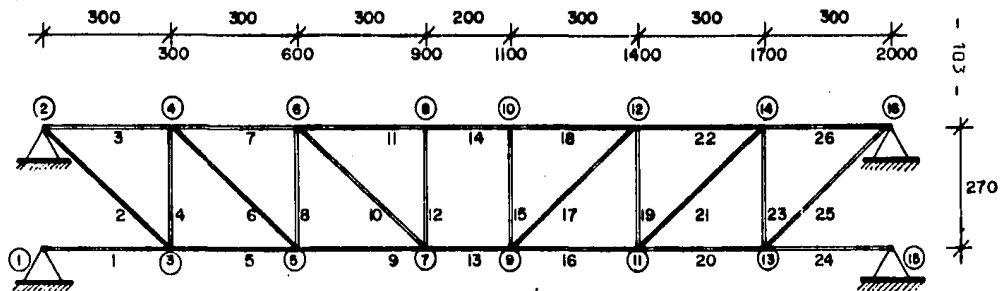
Se realizaron programas en computadora con objeto de hacer una comparación de resultados, además de verificar la validez de las recomendaciones de diseño expuestas.

A continuación se presenta una tabla con las desviaciones promedio obtenidas al comparar los resultados.

Tipo de carga aplicada	desviación aproximada
Cargas verticales ( $C_m + C_v$ )	3.6%
Cargas horizontales (sismo y viento)	7.8%

La desviación obtenida para las cargas horizontales es igual tanto para sismo como para viento debido a que se utilizó una carga unitaria (para obtener los esfuerzos axiales en una sola armadura), aplicando después su propio factor de transformación, para obtener así los esfuerzos correspondientes para sismo y viento; el programa que se corrió en computadora se hizo la misma consideración de carga unitaria.

Los resultados muestran que el procedimiento de diseño expuesto tiene buena aproximación al análisis de computadora que se hizo para este ejemplo.



CODIFICACION DE LA ARMADURA PARA CARGA VERTICAL Y HORIZONTAL.

ENGINEERING ANALYSIS SOFTWARE  
EAGLE Finite Element Program  
ARM, CARGA, VERT.

FILE CP001 ARMADI  
NODE COORDINATES:

NODE #	X COORD.	Y COORD.	Z COORD.
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
16	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

MATERIAL PROPERTIES:

MAT #	AREA	E	G	J	IV	II
1	1.29000E+02	2.10000E+09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.27700E+02
2	1.10000E+02	2.10000E+09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.82000E+02
3	7.11000E+01	2.10000E+09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.20000E+02
4	0.90000E+01	2.10000E+09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	1.09700E+01	2.10000E+09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	4.94000E+00	2.10000E+09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
7	3.40000E+00	2.10000E+09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	1.50100E+01	2.10000E+09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

PROBLEM GEOMETRY:

ELEMENT #	MAT #	NODE #1	NODE #2	NODE #3	NODE #4	ANGLE OF ROLL
1	2	1	2	3	0	0.00000E+00
2	3	1	2	3	0	0.00000E+00
3	1	2	3	4	0	0.00000E+00
4	0	0	0	0	0	0.00000E+00
5	2	3	5	0	0	0.00000E+00
6	4	4	5	0	0	0.00000E+00
7	7	4	5	0	0	0.00000E+00
8	7	7	5	0	0	0.00000E+00
9	2	5	7	0	0	0.00000E+00
10	3	6	7	0	0	0.00000E+00
11	5	6	0	0	0	0.00000E+00
12	8	7	0	0	0	0.00000E+00
13	2	7	9	0	0	0.00000E+00
14	1	3	10	0	0	0.00000E+00
15	0	3	13	0	0	0.00000E+00
16	2	9	11	0	0	0.00000E+00
17	3	9	12	0	0	0.00000E+00
18	1	10	12	0	0	0.00000E+00
19	7	11	12	0	0	0.00000E+00
20	1	11	13	0	0	0.00000E+00
21	4	11	14	0	0	0.00000E+00
22	1	12	14	0	0	0.00000E+00
23	6	13	14	0	0	0.00000E+00
24	2	13	15	0	0	0.00000E+00
25	3	13	16	0	0	0.00000E+00
26	1	14	16	0	0	0.00000E+00



NODE DISPLACEMENTS

NODE #	X	Y	Z	MX	MY	MZ
1	1.17840E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	2.05287E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	1.17840E+03	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	1.05400E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.14655E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
7	0.00000E+00	4.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	7.15110E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	7.04100E+01	4.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	0.13970E+01	4.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	0.10760E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	1.04750E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	0.00759E+01	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	1.00000E+00	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15	0.00759E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
16	1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

NODE REACTION

NODE #	X	Y	Z	MX	MY	MZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	-9.10100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
16	0.00000E+00	-7.17400E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00



ENGINEERING ANALYSIS SOFTWARE  
EAS1 Finite Element Program  
ARM. CARGA HOR.

FILE EPECI ARMAD1

NODE COORDINATES

NO	X	Y	Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	1.70000E+01	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	1.70000E+01	0.00000E+00
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.00000E+00	1.70000E+01	0.00000E+00
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	0.00000E+00	1.70000E+01	0.00000E+00
9	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	0.00000E+00	1.70000E+01	0.00000E+00
11	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	0.00000E+00	1.70000E+01	0.00000E+00
13	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	0.00000E+00	1.70000E+01	0.00000E+00
15	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
16	0.00000E+00	1.70000E+01	0.00000E+00

MATERIAL PROPERTIES

PA	AREA	E	NU	NU	NU	NU
1	1.29000E+02	2.10000E+08	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.57750E+03
2	1.10500E+01	2.10000E+08	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	7.11000E+01	2.10000E+08	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	3.68700E+01	2.10000E+08	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	1.89700E+01	2.10000E+08	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	4.94000E+01	2.10000E+08	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
7	0.40000E+01	2.10000E+08	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	1.56100E+01	2.10000E+08	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

5	2	3	5	0	0	0.00000E+00
6	4	4	6	0	0	0.00000E+00
7	1	5	6	0	0	0.00000E+00
8	7	5	7	0	0	0.00000E+00
9	2	5	7	0	0	0.00000E+00
10	5	6	7	0	0	0.00000E+00
11	1	6	8	0	0	0.00000E+00
12	8	7	8	0	0	0.00000E+00
13	1	7	9	0	0	0.00000E+00
14	1	7	10	0	0	0.00000E+00
15	3	7	10	0	0	0.00000E+00
16	2	9	11	0	0	0.00000E+00
17	5	9	12	0	0	0.00000E+00
18	7	11	12	0	0	0.00000E+00
19	1	11	12	0	0	0.00000E+00
20	2	11	13	0	0	0.00000E+00
21	4	11	14	0	0	0.00000E+00
22	1	12	14	0	0	0.00000E+00
23	6	13	14	0	0	0.00000E+00
24	2	13	15	0	0	0.00000E+00
25	3	13	16	0	0	0.00000E+00
26	1	14	16	0	0	0.00000E+00

ELEMENT LOADS:

ELEMENT #	LOAD	ANGLE
3	C.00000E+00	9.00000E+01
7	D.00000E+00	9.00000E+01
11	G.00000E+00	9.00000E+01
15	C.00000E+00	9.00000E+01
20	E.00000E+00	9.00000E+01
25	B.00000E+00	9.00000E+01
1	C.00000E+00	9.00000E+01
5	D.00000E+00	9.00000E+01
9	C.00000E+00	9.00000E+01
13	C.00000E+00	9.00000E+01
17	C.00000E+00	9.00000E+01
21	C.00000E+00	9.00000E+01
24	D.00000E+00	9.00000E+01
13	C.00000E+00	9.00000E+01
14	E.00000E+00	9.00000E+01

NODE LOADS:

NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	-1.50000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	1.50000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
7	-3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	-3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	-3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	-3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	3.00000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15	-1.50000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
16	1.50000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

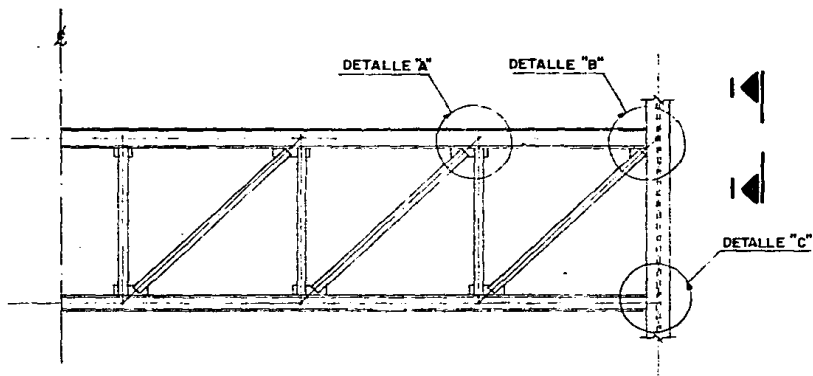
NODE RESTRAINTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ	VALUE
1	0	1	0	3	3	3	0.00000E+00
2	0	1	0	3	3	3	0.00000E+00
15	0	1	0	3	3	3	0.00000E+00
16	0	1	0	3	3	3	0.00000E+00

ELEMENT FORCES:

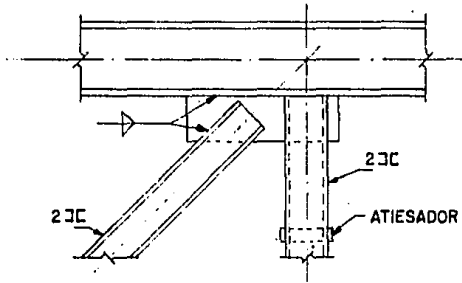
ELEM #	NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	-1.50000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.75000E+01
1	2	1.50000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.75000E+01
2	2	4.12575E+03	-3.17202E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.38000E+03
2	3	-4.12575E+03	3.17202E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-8.38000E+03
3	2	-1.36665E+03	2.79202E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.92335E+03
3	4	1.36665E+03	-2.79202E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.92335E+03
4	3	-2.61760E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	4	2.61760E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	3	-1.42335E+03	-1.12202E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.20500E+01
5	4	1.42335E+03	1.12202E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.20500E+01
6	4	3.70215E+03	-1.50000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	3	-3.70215E+03	1.50000E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00



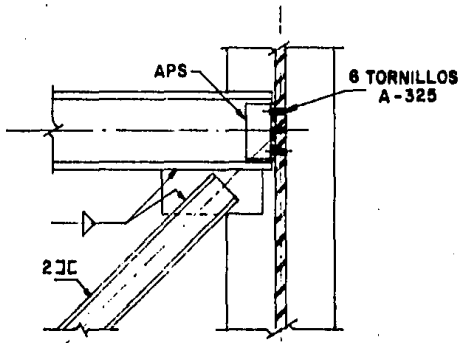


**ARMADURA TIPO**

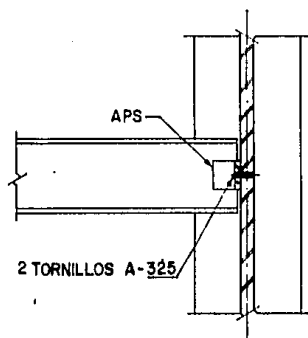
**CONEXIONES**



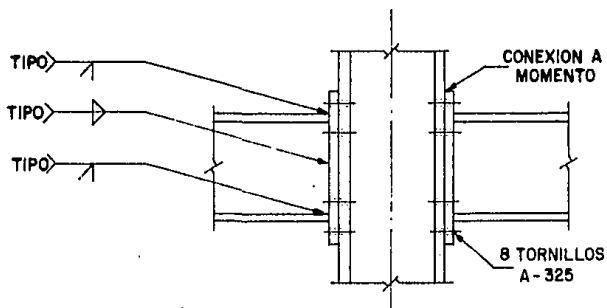
DETALLE "A"



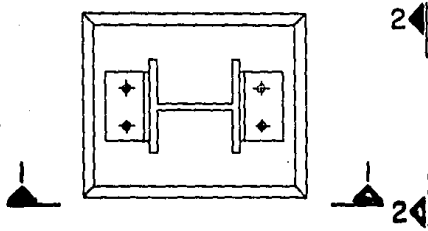
DETALLE "B"



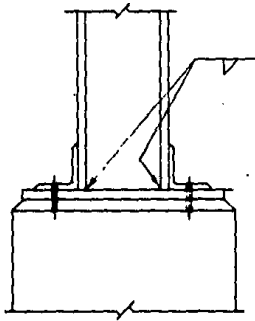
DETALLE "C"



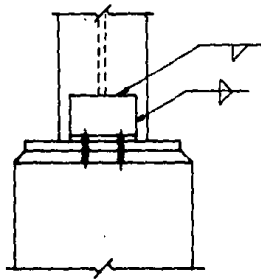
CORTE I-I



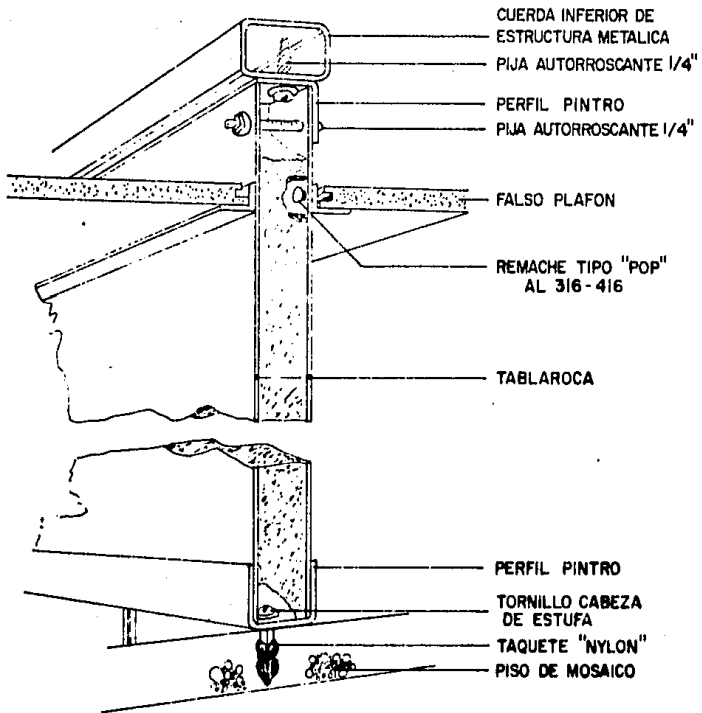
PLACA BASE (PLANTA)



VISTA 1-1



VISTA 2-2



COLOCACION DE TABLAROCA



CAPITULO VII  
ANALISIS APROXIMADO DE UN MARCO

1.- DESCRIPCION DEL METODO.

A continuación se presenta un método que puede ser utilizado para obtener los momentos aproximados en las columnas bajo cargas de gravedad, suponiéndose que la estructura inicialmente no se ha sometido a ningún esfuerzo (las columnas no tienen momento hasta que la carga muerta de la estructura es aplicada).

Primero se considerará la porción de la figura mostrada en la figura 1. El objetivo es el de encontrar los momentos en la parte superior e inferior de la columna entre las armaduras con un método simplificado; se considera que la estructura es simétrica, separada en el centro de simetría ( $\bar{x}$ ), por lo que las armaduras son idénticas y los cambios en las dimensiones de las columnas son graduales.

Una de las armaduras removida del marco se analizará por separado como se hizo anteriormente para las fuerzas en los miembros de las armaduras bajo cargas de gravedad. La elongación de las cuerdas superior e inferior se pueden encontrar sumando las elongaciones de cada segmento de cuerda hasta la longitud ( $l_c$ ) (ley de Hook).

$$\sum u_i = \sum P_i l_i / A_i E_i$$

Los desplazamientos de las cuerdas inferior y superior sin restricción de la columna se denominarán  $u_1$  y  $u_2$  respectivamente.

Estos desplazamientos son utilizados para determinar el eje neutro de la armadura:

Fig. 1a

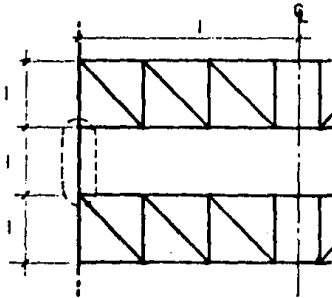


Fig. 1b

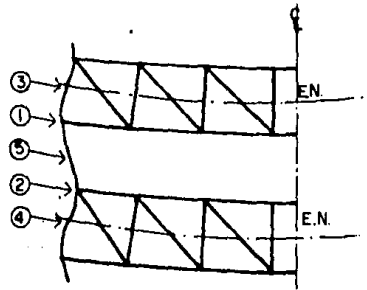
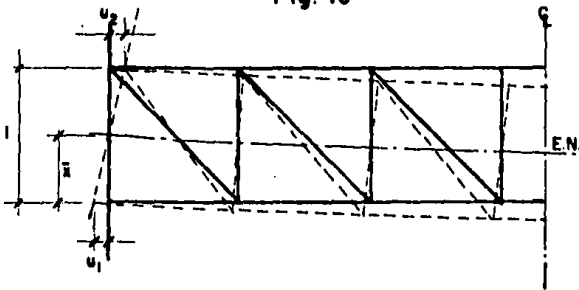


Fig. 1c



Por triángulos semejantes:

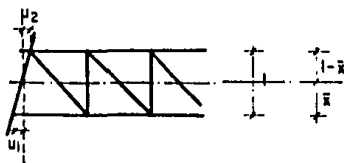
$$\frac{u_1}{\bar{x}} = \frac{u_2}{(1 - \bar{x})}$$

$$u_1(1 - \bar{x}) = u_2 \bar{x}$$

$$u_1 l - u_1 \bar{x} = u_2 \bar{x}$$

$$(u_1 + u_2) \bar{x} = u_1 l$$

$$\bar{x} = \frac{u_1}{u_1 + u_2} l$$



La siguiente restricción en los segmentos  $l_1$  y  $l_2$  de la columna es que los ángulos de rotación  $\phi_1$  y  $\phi_2$  en el punto 5 en los cuerpos deformados debe ser igual. (figura 2).

Se consideran apoyos simples en los puntos 1 y 3 para el segmento  $l_1$  y en los puntos 2 y 4 para el segmento  $l_2$ . El esfuerzo cortante de la columna se considera que actúa en cada segmento.

Mediante el método de las áreas obtenemos los ángulos de rotación  $\phi_1$  y  $\phi_2$ .

$$\phi_1 = \frac{V}{6EI} (l_1 - \bar{x})(3l_1 - \bar{x})$$

$$\phi_2 = \frac{V}{6EI} (l - l_1 + \bar{x})(5l - 3l_1 + \bar{x})$$

Con la formula anterior obtenemos la longitud  $l_1$  en terminos de  $\bar{x}$ , al igualar  $\phi_1$  y  $\phi_2$ :

$$l_1 = \frac{5}{8} l + \frac{3}{4} \bar{x}$$

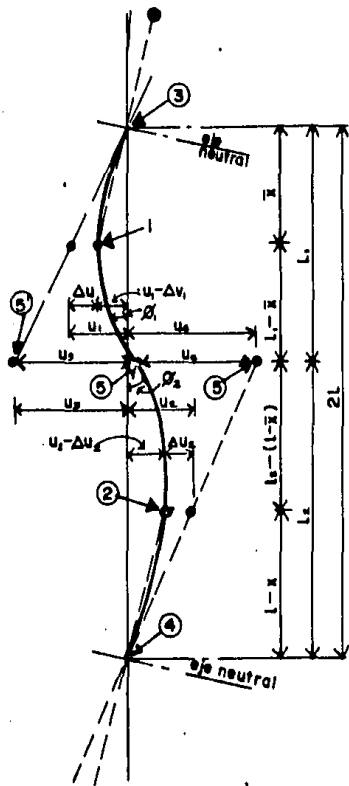
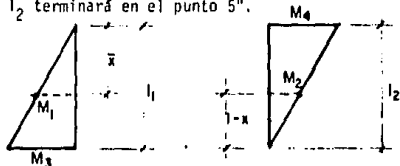


Fig. 2

Ahora se considerará que los segmentos  $l_1$  y  $l_2$  no están conectados en el punto 5. En esta configuración los segmentos de las columnas no están tan esforzados y por tanto el final del segmento  $l_1$  estará en el punto 5', y el segmento  $l_2$  terminará en el punto 5".



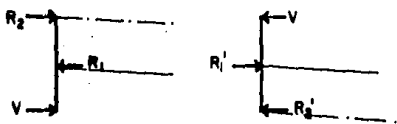
Por medio de triángulos semejantes obtenemos  $u_3$  y  $u_4$ :

$$u_3 = u_1 \frac{l_1}{\bar{x}} \quad ; \quad u_4 = u_2 \frac{l_2}{1 - \bar{x}}$$

Cuando las condiciones de compatibilidad son impuestas en los dos segmentos de la columna, el cortante causa cargas en las cuerdas de la armadura resultando así los desplazamientos  $\Delta u_1$  y  $\Delta u_2$ , donde las cuerdas actúan como soportes elásticos. Mediante la ley de Hook que dice :

$$\Delta = \frac{P l}{A E}$$

obtenemos estos desplazamientos:



$$\Delta u_1 = \frac{R_1 l_c}{A_1 E} = V \left( \frac{l_1}{\bar{x}} \right) \frac{l_c}{A_1 E}$$

$$\Delta u_2 = \frac{R_2' l_c}{A_2 E} = V \left( \frac{l_2}{1 - \bar{x}} \right) \frac{l_c}{A_2 E}$$

Donde  $A_1$  y  $A_2$  son las áreas de las cuerdas inferior y superior respectivamente.

Los desplazamientos totales  $u_5$  y  $u_6$  después de impuesta la compatibilidad son la suma de la flexión y la rotación del cuerpo rígido debido al acortamiento de la cuerda.

En (a) se representa a  $u_5$  como la suma de la flecha (flexión) mas la rotación debido al acortamiento de la cuerda.

En (b) por medio de triángulos semejantes obtenemos la rotación del cuerpo rígido por el acortamiento de la cuerda.

$$\text{flecha} = y = \frac{V(1 - \bar{x})^2}{3 E I} l_1 \quad (a)$$

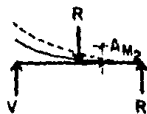
$$\text{rotación del cuerpo} = \Delta u_1 \frac{l_1}{\bar{x}} \quad (b)$$

$$u_5 = \frac{V(1 - \bar{x})^2}{3 E I} l_1 + \Delta u_1 \frac{l_1}{\bar{x}}$$



De forma similar se obtiene  $u_6$ :

$$u_6 = \frac{V(1 - l_1 + \bar{x})^2}{3 E I} 2(1 - l_1) + \Delta u_2 \left( \frac{2(1 - l_1)}{1 - \bar{x}} \right)$$



La compatibilidad necesaria en la columna puede ser expresada como:

$$u_3 + u_4 = u_5 + u_6$$

Con esta ecuación podemos obtener el cortante que actúa en la columna y una vez obtenido éste, podemos calcular los momentos que obrarán en los puntos 1 y 2 para cada nivel.

$$M_1 = V ( l_1 - \bar{x} )$$

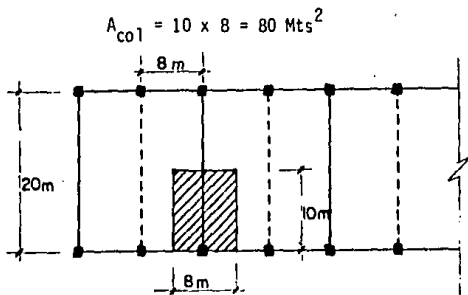
$$M_2 = V ( l_1 - l_1 + \bar{x} )$$

Debido a que para poder obtener estos momentos es necesario conocer los momentos de inercia de las columnas, se deben obtener secciones preliminares de ellas. Para calcular dichas secciones se hace un análisis únicamente considerando cargas de gravedad.

Se presenta a continuación el diseño preliminar de columnas cargadas axialmente (cargas verticales).

## 2.- DISEÑO PRELIMINAR DE COLUMNAS.

Para dicho diseño preliminar de columnas primeramente se obtienen las áreas tributarias de las mismas, con el objeto de poder conocer las cargas vivas:



Para obtener las cargas vivas se toman las áreas tributarias acumuladas por cada nivel, es decir, dependiendo el nivel que se considere se le aplican las áreas superiores correspondientes:

$$C_v = 120 + \frac{420}{(A)^{\frac{1}{2}}}$$

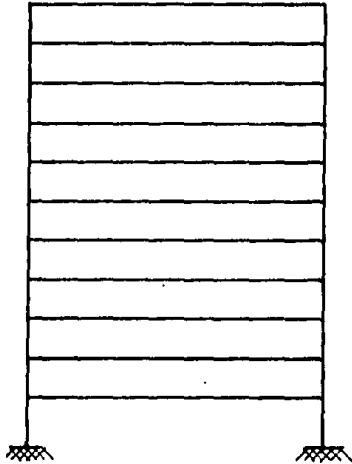
en donde A será dicha área acumulada.

Al aplicar esta fórmula con las áreas mencionadas se obtiene directamente la reducción de la carga viva, por considerar probabilísticamente el hecho de que el edificio tenga una carga viva grande.

Se presenta a continuación un marco con las cargas vivas que le corresponde a cada nivel.

#### CARGA VIVA

A = 80 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 166.96 Kg/m <sup>2</sup>
A = 160 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 153.20 Kg/m <sup>2</sup>
A = 240 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 147.11 Kg/m <sup>2</sup>
A = 320 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 143.48 Kg/m <sup>2</sup>
A = 400 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 141.00 Kg/m <sup>2</sup>
A = 480 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 139.17 Kg/m <sup>2</sup>
A = 560 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 137.75 Kg/m <sup>2</sup>
A = 640 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 136.60 Kg/m <sup>2</sup>
A = 720 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 135.65 Kg/m <sup>2</sup>
A = 800 m <sup>2</sup> ; C <sub>v</sub> = 134.85 Kg/m <sup>2</sup>





Para las cargas muertas, se tomarán las obtenidas cuando se diseñaron las cuerdas en el capítulo anterior.

Debe considerarse además la carga muerta producto de los muros laterales del edificio, cuyas cargas se transmiten directamente a las columnas.

Se considerará que el peso de dichos muros laterales transmitido a la columna será de:

$$W_{\text{muros por columna}} = 4.97 \text{ Ton/columna}$$

La carga muerta de los pisos es igual en todos ellos, ya que son plantas tipo, pero la planta de azotea tiene cargas diferentes, por lo que se presenta a continuación el desarrollo para obtener dichas cargas.

Carga muerta azotea:

losacero -----	194.9 Kg/Mt <sup>2</sup>
falso plafón-	60.0 "
joist -----	25.0 "
instalaciones-	40.0 "
rellenos -----	120.0 "
	<hr/>
	439.9 " = 440 Kg/Mt <sup>2</sup>

Carga muerta piso tipo:

$$\text{total ----- } 474 \text{ Kg/Mt}^2$$

Con estas cargas muertas multiplicadas por el área tributaria de cada columna se obtiene la carga que baja por cada columna.

Para la planta de azotea:

$$440 \text{ Kg/Mt}^2 \times 80 \text{ Mt}^2 = 35.2 \text{ Ton}$$

Para los pisos tipo:

$$474 \text{ Kg/Mt}^2 \times 80 \text{ Mt}^2 = 37.92 \text{ Ton}$$



Para el diseño de columnas, la longitud de las mismas será de 2 niveles, por lo que la carga para diseño será la del nivel inferior.

Se procederá ahora al diseño preliminar de columnas con dicha carga de diseño.

- Columna 1:

$$P = 107.57 \text{ Ton} = 236.94 \text{ Kips}$$

Se propone W 14 x 43

$$l = 106.3 \text{ in}$$

$$A = 12.6 \text{ in}^2$$

$$r_y = 1.89 \text{ in}$$

La relación de esbeltez será:

$$\frac{k l}{r_y} = \frac{1 (106.3)}{1.89} = 56.24$$

$$F_a = 23.35 \text{ Ksi} *$$

El elemento resistirá: \*

$$A F_a = 12.6 \times 23.35 = 294.2 \text{ Kips} > 236.94 \text{ Kips} \therefore \text{OK} \checkmark$$

- Columna 2

$$P = 214.75 \text{ Ton} = 473.02 \text{ Kips}$$

Se propone W 14 x 61

$$l = 106.3 \text{ in}$$

$$A = 17.9 \text{ in}^2$$

$$r_y = 2.45 \text{ in}$$

\* Tabla 3-50 del manual del A.I.S.C.

$$\frac{k l}{r_y} = \frac{1(106.3)}{2.45} = 43.39$$

$$F_a = 25.35 \text{ Ksi}$$

$$A F_a = 17.9(25.35) = 453 \text{ Kips} < 473.02 \text{ Kips} \therefore \text{NO } \times$$

Se propone W 14 x 68

$$A = 20.0 \text{ in}^2$$

$$r_y = 2.46 \text{ in}$$

$$\frac{k l}{r_y} = \frac{1(106.3)}{2.46} = 43.21$$

$$F_a = 25.37 \text{ Ksi}$$

$$A F_a = 20 \times 25.37 = 507.4 \text{ Kips} > 473.02 \therefore \text{OK } \checkmark$$

- Columna 3:

$$P = 321.42 \text{ Ton} = 707.97 \text{ Kips}$$

Se propone W 14 x 90

$$A = 26.5 \text{ in}^2$$

$$r_y = 3.7 \text{ in}$$

$$l = 106.3 \text{ in}$$

$$\frac{k l}{r_y} = \frac{1(106.3)}{3.7} = 28.73$$

$$F_a = 27.31 \text{ Ksi}$$

$$A F_a = 26.5 (27.31) = 723.72 > 707.97 \text{ Kips} \therefore \text{OK } \checkmark$$

- Columna 4:

$$P = 427.83 \text{ Ton} = 942.36 \text{ Kips}$$

Se propone W 14 x 120

$$l = 106.3 \text{ in}$$

$$A = 35.2 \text{ in}^2$$

$$r_y = 3.74 \text{ in}$$

$$\frac{k l}{r_y} = \frac{1 (106.3)}{3.74} = 28.48$$

$$F_a = 27.35 \text{ Ksi}$$

$$A F_a = 35.2 (27.35) = 965.44 \text{ Kips} > 942.36 \text{ Kips} \therefore \text{OK} \checkmark$$

- Columna 5:

$$P = 534.06 \text{ Ton} = 1176.34 \text{ Kips}$$

Se propone W 14 x 159

$$l = 118.11 \text{ in}$$

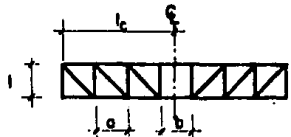
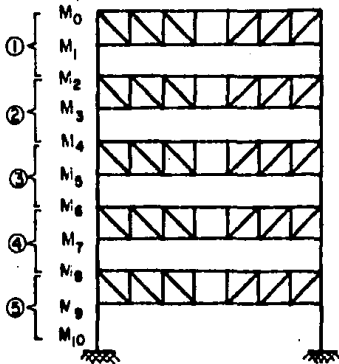
$$A = 46.70 \text{ in}^2$$

$$r_y = 4.00 \text{ in}$$

$$\frac{k l}{r_y} = \frac{1 (118.11)}{4} = 29.53$$

$$F_a = 27.21 \text{ Ksi}$$

$$A F_a = 46.7 \times 27.21 = 1270.76 \text{ Kips} > 1176.34 \text{ kips OK} \checkmark$$



Una vez obtenidas las secciones preliminares de columnas se pueden calcular ahora los momentos que actuarán sobre ellas.

Para obtener  $M_1$  y  $M_2$  :

w 14 x 43  
l = 106.3 in  
 $I_c = 393.7 \text{ in}^4$   
 $A_1 = 17.6 \text{ in}^2$  cuerda inferior  
 $A_2 = 20.0 \text{ in}^2$  cuerda superior  
 $I_c = 45.2 \text{ in}^4$   
 $T_4 = 349.41 \text{ Kips}$   
 $T_3 = 349.41 \text{ Kips}$   
 $T_2 = 297.09 \text{ Kips}$   
 $T_1 = 180.62 \text{ Kips}$   
 $B_4 = 349.41 \text{ Kips}$   
 $B_3 = 297.09 \text{ Kips}$   
 $B_2 = 180.62 \text{ Kips}$   
 $B_1 = 0$   
a = 118.11 in  
b = 78.74 in

$$u_i = \frac{\sum P_i l_i}{A_i E_i}$$

$$u_1 = \frac{(349.41) 78.74}{2} + 297.09(118.11) + 180.62(118.11)}{(17.6) 29 \times 10^3}$$

$$u_1 = 0.137 \text{ in}$$

$$u_2 = \frac{349.41 (39.37) + 349.41(118.11) + 297.09 (118.11) + 180.62(118.11)}{(20.0) 29 \times 10^3}$$

$$u_2 = 0.192 \text{ in}$$

$$\bar{x} = \frac{u_1}{u_1 + u_2} \quad 1 = \frac{0.137}{0.137 + 0.192} (106.3) = 44.27 \text{ in}$$

$$l_1 = \frac{5}{8} l + \frac{3}{4} \bar{x} = \frac{5}{8} (106.3) + \frac{3}{4} (43.8) = 99.64 \text{ in}$$

$$l_2 = 2l - l_1 = 2(106.3) - 99.64 = 112.96 \text{ in}$$

$$u_3 = u_1 \frac{l_1}{\bar{x}} = (0.137) \frac{106.3}{44.27} = 0.329 \text{ in}$$

$$u_4 = u_2 \frac{l_2}{l - \bar{x}} = 0.192 \frac{112.96}{106.3 - 44.27} = 0.350 \text{ in}$$

$$\Delta u_1 = \frac{V \left( \frac{l_1}{\bar{x}} \right) I_c}{A_1 E} = \frac{V \left( \frac{99.64}{44.27} \right) (393.7)}{17.6 (29000)} = 0.00174 \text{ V}$$

$$\Delta u_2 = \frac{V \left( \frac{l_2}{l - \bar{x}} \right) I_c}{A_2 E} = \frac{V \left( \frac{112.96}{106.3 - 44.27} \right) (393.7)}{20.0 (29000)} = 0.00124 \text{ V}$$

$$u_5 = \frac{V (l_1 - \bar{x})^2 I_1}{3 E I} + \Delta u_1 \frac{l_1}{\bar{x}}$$

$$u_5 = \frac{V(99.64 - 44.27)^2}{3(29000)(45.2)} 99.64 + 0.00174 \text{ V} \left( \frac{99.64}{44.27} \right)$$

$$u_5 = 0.0816 \text{ V}$$

$$u_6 = \frac{V(1 - l_1 + \bar{x})^2 (2l - l_1)}{3 E I} + \Delta u_2 \frac{2l - l_1}{1 - \bar{x}}$$

$$u_6 = \frac{V(106.3 - 99.64 + 44.27)^2 (2(106.3) - 99.64)}{3 (29000) (45.2)} + 0.00124V \left( \frac{2(106.3) - 99.64}{106.3 - 44.27} \right)$$

$$u_6 = 0.07677 V$$

$$u_3 + u_4 = u_5 + u_6$$

$$0.329 + 0.350 = 0.0816 V + 0.07677 V$$

$$0.679 = 0.15837 V$$

$$V_1 = 4.29 \text{ Kips}$$

$$M_1 = V_1 (l_1 - \bar{x}) = 4.29 (99.64 - 44.27)$$

$$M_1 = 237.54 \text{ Kips} - \text{in.}$$

$$M_2 = V_1 (1 - l_1 + \bar{x}) = 4.29(106.3 - 99.64 + 43.27)$$

$$M_2 = 220.03 \text{ Kips} - \text{in.}$$

Utilizando un programa en la calculadora Hewlett-Packard 41 C se puede agilizar el cálculo de los momentos restantes, que no es mas que seguir los mismos pasos realizados para momentos anteriores.

Para los momentos  $M_3$  y  $M_4$ ; W 14 x 68; con un momento de inercia  $I_c = 121 \text{ in}^2$  y con los demás datos iguales, se tendrán:



$$V_2 = 10.46 \text{ Kips}$$

$$M_3 = 579.19 \text{ Kips} \cdot \text{in.}$$

$$M_4 = 533.09 \text{ Kips} \cdot \text{in.}$$

Para los momentos  $M_5$  y  $M_6$ ; W 14 x 90; con  $I_c = 362 \text{ in}^4$ , se tendrá:

$$V_3 = 26.21 \text{ Kips}$$

$$M_5 = 1450.62 \text{ Kips} \cdot \text{in.}$$

$$M_6 = 1335.15 \text{ Kips} \cdot \text{in.}$$

Para los momentos  $M_7$  y  $M_8$ ; W 14 x 120, con  $I_c = 495 \text{ in}^4$ .

$$V_4 = 32.88 \text{ Kips.}$$

$$M_7 = 1820.02 \text{ Kips} \cdot \text{in.}$$

$$M_8 = 1675.15 \text{ Kips} \cdot \text{in.}$$

- Análisis por computadora.-

Se presenta a continuación una tabla de desviaciones entre los resultados obtenidos por el método aproximado desarrollado, y los obtenidos -- con el análisis por computadora.

	METODO APROXIMADO (Ton-mt)	ANALISIS COMPUTADORA (Ton-mt)	DESVIACION
$M_1$	2.74	2.48	9 %
$M_2$	2.53	3.99	58 %
$M_3$	6.67	7.25	9 %

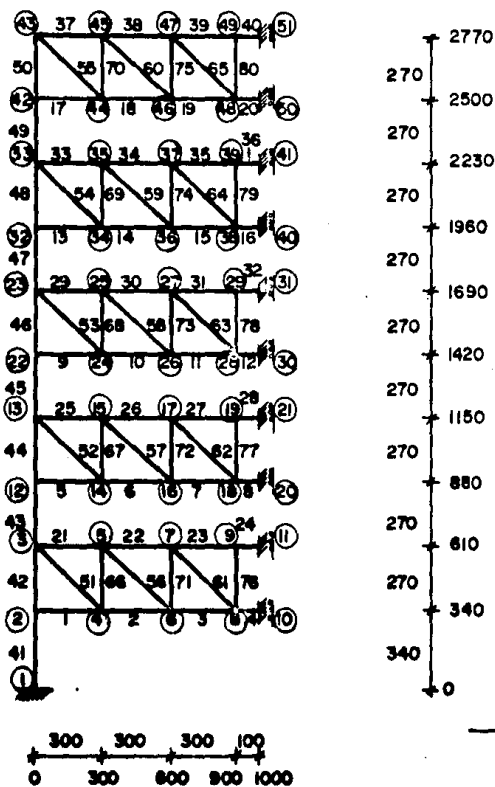
	METODO APROXIMADO (Ton- mt)	ANALISIS COMPUTADORA (Ton-mt)	DESVIACION
M <sub>4</sub>	6.14	10.17	66 %
M <sub>5</sub>	16.71	17.50	5 %
M <sub>6</sub>	15.38	20.64	34 %
M <sub>7</sub>	20.97	23.58	12 %
M <sub>8</sub>	19.30	25.76	33 %

Como se puede apreciar la desviación obtenida es en general aceptable, ya que existen unicamente dos momentos que se disparan.

Es importante hacer notar que el cambio de sección en las columnas a cada dos niveles, repercute en la obtención de los momentos pares - - (M<sub>2</sub>, M<sub>4</sub>, M<sub>6</sub>, M<sub>8</sub>) de las columnas; se puede apreciar que en estos momentos es donde hay mayor desviación.

En resumen, el método es adecuado como un análisis aproximado, con el que se pueden obtener secciones proximas a las definitivas, y que en un prediseño son aceptables.

Se presentan a continuación los resultados obtenidos con el análisis por computadora.



CODIFICACION DE UN MARCO TRANSVERSAL PARA CARGA VERTICAL.

RESTRINGIDO EN  
X Y EN M<sub>2</sub>.

ENGINEERING ANALYSIS SOFTWARE  
 EASI Finite Element Program  
 MARCO CARGA VERTICAL

FILE SPEC: MARCOVER

NODE COORDINATES:

NODE #	X COORD.	Y COORD.	Z COORD.
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	3.40000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	6.10000E+00	0.00000E+00
4	3.00000E+00	3.40000E+00	0.00000E+00
5	3.00000E+00	6.10000E+00	0.00000E+00
6	6.00000E+00	3.40000E+00	0.00000E+00
7	6.00000E+00	6.10000E+00	0.00000E+00
8	9.00000E+00	3.40000E+00	0.00000E+00
9	9.00000E+00	6.10000E+00	0.00000E+00
10	1.00000E+01	3.40000E+00	0.00000E+00
11	1.00000E+01	6.10000E+00	0.00000E+00
12	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	0.00000E+00	1.15000E+01	0.00000E+00
14	3.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15	3.00000E+00	1.15000E+01	0.00000E+00
16	6.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
17	6.00000E+00	1.15000E+01	0.00000E+00
18	9.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
19	9.00000E+00	1.15000E+01	0.00000E+00
20	1.00000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
21	1.00000E+01	1.15000E+01	0.00000E+00
22	0.00000E+00	1.42000E+01	0.00000E+00
23	0.00000E+00	1.69000E+01	0.00000E+00
24	3.00000E+00	1.42000E+01	0.00000E+00
25	3.00000E+00	1.69000E+01	0.00000E+00
26	6.00000E+00	1.42000E+01	0.00000E+00
27	6.00000E+00	1.69000E+01	0.00000E+00
28	9.00000E+00	1.42000E+01	0.00000E+00
29	9.00000E+00	1.69000E+01	0.00000E+00
30	1.00000E+01	1.42000E+01	0.00000E+00
31	1.00000E+01	1.69000E+01	0.00000E+00
32	0.00000E+00	1.96000E+01	0.00000E+00
33	0.00000E+00	2.23000E+01	0.00000E+00
34	3.00000E+00	1.96000E+01	0.00000E+00
35	3.00000E+00	2.23000E+01	0.00000E+00
36	6.00000E+00	1.96000E+01	0.00000E+00
37	6.00000E+00	2.23000E+01	0.00000E+00
38	9.00000E+00	1.96000E+01	0.00000E+00

ENGINEERING ANALYSIS SOFTWARE  
 EASI Finite Element Program  
 MARCO CARGA VERTICAL

FILE	SPECI	MARCOVER			
NODE	COORDINATES:		Y COORD.	Z COORD.	
NODE #	X COORD.				
1	0.00000E+00		0.00000E+00	0.00000E+00	
2	0.00000E+00		3.40000E+00	0.00000E+00	
3	0.00000E+00		6.10000E+00	0.00000E+00	
4	3.00000E+00		3.40000E+00	0.00000E+00	
5	3.00000E+00		6.10000E+00	0.00000E+00	
6	6.00000E+00		3.40000E+00	0.00000E+00	
7	6.00000E+00		6.10000E+00	0.00000E+00	
8	9.00000E+00		3.40000E+00	0.00000E+00	
9	9.00000E+00		6.10000E+00	0.00000E+00	
10	1.00000E+01		3.40000E+00	0.00000E+00	
11	1.00000E+01		6.10000E+00	0.00000E+00	
12	0.00000E+00		0.00000E+00	0.00000E+00	
13	0.00000E+00		1.15000E+01	0.00000E+00	
14	3.00000E+00		0.00000E+00	0.00000E+00	
15	3.00000E+00		1.15000E+01	0.00000E+00	
16	6.00000E+00		0.00000E+00	0.00000E+00	
17	6.00000E+00		1.15000E+01	0.00000E+00	
18	9.00000E+00		0.00000E+00	0.00000E+00	
19	9.00000E+00		1.15000E+01	0.00000E+00	
20	1.00000E+01		0.00000E+00	0.00000E+00	
21	1.00000E+01		1.15000E+01	0.00000E+00	
22	0.00000E+00		1.42000E+01	0.00000E+00	
23	0.00000E+00		1.69000E+01	0.00000E+00	
24	3.00000E+00		1.42000E+01	0.00000E+00	
25	3.00000E+00		1.69000E+01	0.00000E+00	
26	6.00000E+00		1.42000E+01	0.00000E+00	
27	6.00000E+00		1.69000E+01	0.00000E+00	
28	9.00000E+00		1.42000E+01	0.00000E+00	
29	9.00000E+00		1.69000E+01	0.00000E+00	
30	1.00000E+01		1.42000E+01	0.00000E+00	
31	1.00000E+01		1.69000E+01	0.00000E+00	
32	0.00000E+00		1.96000E+01	0.00000E+00	
33	0.00000E+00		2.23000E+01	0.00000E+00	
34	3.00000E+00		1.96000E+01	0.00000E+00	
35	3.00000E+00		2.23000E+01	0.00000E+00	
36	6.00000E+00		1.96000E+01	0.00000E+00	
37	6.00000E+00		2.23000E+01	0.00000E+00	
38	9.00000E+00		1.96000E+01	0.00000E+00	

39	9.00000E+00	2.23000E+01	0.00000E+00
40	1.00000E+01	1.90000E+01	0.00000E+00
41	1.00000E+01	2.23000E+01	0.00000E+00
42	0.00000E+00	2.50000E+01	0.00000E+00
43	0.00000E+00	2.77000E+01	0.00000E+00
44	3.00000E+00	2.50000E+01	0.00000E+00
45	3.00000E+00	2.77000E+01	0.00000E+00
46	6.00000E+00	2.50000E+01	0.00000E+00
47	6.00000E+00	2.77000E+01	0.00000E+00
48	9.00000E+00	2.50000E+01	0.00000E+00
49	9.00000E+00	2.77000E+01	0.00000E+00
50	1.00000E+01	2.50000E+01	0.00000E+00
51	1.00000E+01	2.77000E+01	0.00000E+00

MATERIAL PROPERTIES:

MAT #	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	1.13550E-02	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.03000E-03
2	1.29030E-02	2.40000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.50000E-03
3	8.12900E-03	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E-03
4	1.29030E-02	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.04000E-03
5	1.70970E-02	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.51000E-04
6	2.27100E-02	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.00000E-04
7	3.01290E-02	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.11000E-04
8	7.11000E-03	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	3.90700E-03	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	1.09700E-03	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	4.94200E-03	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	3.40600E-03	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	1.56100E-03	2.10000E+07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

PROBLEM GEOMETRY:

ELEMENT #	MAT #	NODE #1	NODE #2	NODE #3	NODE #4	ANGLE OF ROLL
1	1	-2	4	0	0	0.00000E+00
2	1	4	6	0	0	0.00000E+00
3	1	6	8	0	0	0.00000E+00
4	1	8	10	0	0	0.00000E+00
5	1	-12	14	0	0	0.00000E+00
6	1	14	16	0	0	0.00000E+00
7	1	16	18	0	0	0.00000E+00
8	1	18	20	0	0	0.00000E+00
9	1	-22	24	0	0	0.00000E+00
10	1	24	26	0	0	0.00000E+00
11	1	26	28	0	0	0.00000E+00
12	1	28	30	0	0	0.00000E+00
13	1	-32	34	0	0	0.00000E+00

14	1	34	36	0	0	0.00000E+00
15	1	36	38	0	0	0.00000E+00
16	1	38	40	0	0	0.00000E+00
17	1	-42	44	0	0	0.00000E+00
18	1	44	46	0	0	0.00000E+00
19	1	46	48	0	0	0.00000E+00
20	1	48	50	0	0	0.00000E+00
21	2	-3	5	0	0	0.00000E+00
22	2	5	7	0	0	0.00000E+00
23	2	7	9	0	0	0.00000E+00
24	2	9	11	0	0	0.00000E+00
25	2	-13	15	0	0	0.00000E+00
26	2	15	17	0	0	0.00000E+00
27	2	17	19	0	0	0.00000E+00
28	2	19	21	0	0	0.00000E+00
29	2	-23	25	0	0	0.00000E+00
30	2	25	27	0	0	0.00000E+00
31	2	27	29	0	0	0.00000E+00
32	2	29	31	0	0	0.00000E+00
33	2	-33	35	0	0	0.00000E+00
34	2	35	37	0	0	0.00000E+00
35	2	37	39	0	0	0.00000E+00
36	2	39	41	0	0	0.00000E+00
37	2	-43	45	0	0	0.00000E+00
38	2	45	47	0	0	0.00000E+00
39	2	47	49	0	0	0.00000E+00
40	2	49	51	0	0	0.00000E+00
41	7	1	2	0	0	0.00000E+00
42	7	2	3	0	0	0.00000E+00
43	6	3	12	0	0	0.00000E+00
44	6	12	13	0	0	0.00000E+00
45	5	13	22	0	0	0.00000E+00
46	5	22	23	0	0	0.00000E+00
47	4	23	32	0	0	0.00000E+00
48	4	32	33	0	0	0.00000E+00
49	3	33	42	0	0	0.00000E+00
50	3	42	43	0	0	0.00000E+00
51	8	3	4	0	0	0.00000E+00
52	8	13	14	0	0	0.00000E+00
53	8	23	24	0	0	0.00000E+00
54	8	33	34	0	0	0.00000E+00
55	8	43	44	0	0	0.00000E+00
56	9	5	6	0	0	0.00000E+00

57	9	15	16	0	0	0.00000E+00
58	9	25	26	0	0	0.00000E+00
59	9	35	36	0	0	0.00000E+00
60	9	45	46	0	0	0.00000E+00
61	10	7	8	0	0	0.00000E+00
62	10	17	18	0	0	0.00000E+00
63	10	27	28	0	0	0.00000E+00
64	10	37	38	0	0	0.00000E+00
65	10	47	48	0	0	0.00000E+00
66	11	4	5	0	0	0.00000E+00
67	11	14	15	0	0	0.00000E+00
68	11	24	25	0	0	0.00000E+00
69	11	34	35	0	0	0.00000E+00
70	11	44	45	0	0	0.00000E+00
71	12	6	7	0	0	0.00000E+00
72	12	16	17	0	0	0.00000E+00
73	12	26	27	0	0	0.00000E+00
74	12	36	37	0	0	0.00000E+00
75	12	46	47	0	0	0.00000E+00
76	13	8	9	0	0	0.00000E+00
77	13	18	19	0	0	0.00000E+00
78	13	28	29	0	0	0.00000E+00
79	13	38	39	0	0	0.00000E+00
80	13	48	49	0	0	0.00000E+00

ELEMENT LOADS  
ELEMENT #

ELEMENT #	LOAD	ANGLE
1	-4.95000E+00	9.00000E+01
2	-4.95000E+00	9.00000E+01
3	-4.95000E+00	9.00000E+01
4	-4.80000E+00	9.00000E+01
21	-4.95000E+00	9.00000E+01
22	-4.95000E+00	9.00000E+01
23	-4.95000E+00	9.00000E+01
24	-4.80000E+00	9.00000E+01
5	-4.95000E+00	9.00000E+01
6	-4.95000E+00	9.00000E+01
7	-4.95000E+00	9.00000E+01
8	-4.80000E+00	9.00000E+01
25	-4.95000E+00	9.00000E+01
26	-4.95000E+00	9.00000E+01
27	-4.95000E+00	9.00000E+01
28	-4.80000E+00	9.00000E+01
9	-4.95000E+00	9.00000E+01



10	-4.95000E+00	9.00000E+01
11	-4.95000E+00	9.00000E+01
12	-4.00000E+00	9.00000E+01
29	-4.95000E+00	9.00000E+01
30	-4.95000E+00	9.00000E+01
31	-4.95000E+00	9.00000E+01
32	-4.00000E+00	9.00000E+01
13	-4.95000E+00	9.00000E+01
14	-4.95000E+00	9.00000E+01
15	-4.95000E+00	9.00000E+01
16	-4.00000E+00	9.00000E+01
33	-4.95000E+00	9.00000E+01
34	-4.95000E+00	9.00000E+01
35	-4.95000E+00	9.00000E+01
36	-4.00000E+00	9.00000E+01
17	-4.95000E+00	9.00000E+01
18	-4.95000E+00	9.00000E+01
19	-4.95000E+00	9.00000E+01
20	-4.00000E+00	9.00000E+01
37	-4.95000E+00	9.00000E+01
38	-4.95000E+00	9.00000E+01
39	-4.95000E+00	9.00000E+01
40	-4.00000E+00	9.00000E+01

NODE RESTRAINTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ	VALUE
1	1	1	0	0	0	1	0.00000E+00
10	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00
11	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00
20	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00
21	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00
30	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00
31	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00
40	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00
41	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00
50	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00
51	1	0	0	0	0	1	0.00000E+00

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	2	2.77710E+01	5.93942E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
	4	-2.77709E+01	0.91058E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.45674E+00
2	4	-6.86816E+01	7.75451E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.45674E+00
	6	6.86816E+01	7.09550E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.46823E+00
3	6	-1.20097E+02	0.22204E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.46823E+00
	8	1.20097E+02	6.62717E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.07472E+00

4	8	-1.53474E+02	4.79999E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.07471E+00
10		1.53474E+02	6.19888E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.32530E+00
5	12	3.46552E+01	5.94318E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14		-3.46552E+01	8.90482E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.43947E+00
6	14	-6.17929E+01	7.74473E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.43947E+00
16		6.17929E+01	7.10527E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.48029E+00
7	16	-1.21221E+02	8.23040E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.48029E+00
18		1.21221E+02	6.61952E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.86384E+00
8	18	-1.46562E+02	4.79996E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.06382E+00
20		1.46562E+02	3.67165E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.33611E+00
9	22	-2.43725E+01	5.95879E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
24		2.43725E+01	8.89122E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.39844E+00
10	24	-7.20419E+01	7.74225E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.39844E+00
26		7.20420E+01	7.18775E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.44680E+00
11	26	-1.31477E+02	8.23195E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.44680E+00
28		1.31477E+02	6.61805E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.82684E+00
12	28	-1.56835E+02	4.80009E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.02607E+00
30		1.56835E+02	-6.53539E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.37399E+00
13	32	1.06134E+01	5.95734E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
34		-1.06134E+01	8.89266E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.40298E+00
14	34	-8.57829E+01	7.75934E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.40297E+00
36		8.57829E+01	7.89867E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.39997E+00
15	36	-1.45283E+02	6.22548E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.39996E+00
38		1.45283E+02	4.62445E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.98520E-01
16	38	-1.70549E+02	4.79990E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.98520E-01
40		1.70549E+02	9.77516E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.40137E+00
17	40	-3.31238E+00	5.93265E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
44		3.31228E+00	8.91874E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.45723E+00
18	44	-9.38937E+01	7.79819E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.45723E+00
46		9.38937E+01	7.85981E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.36165E+00
19	46	-1.52483E+02	8.21676E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.36165E+00
48		1.52483E+02	6.63324E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.86375E-01
20	48	-1.77859E+02	4.79996E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.86374E-01
50		1.77859E+02	3.67165E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.41363E+00
21	3	6.89458E+01	5.95296E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5		-6.89458E+01	8.89784E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.41612E+00
22	5	1.20361E+02	7.77184E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.41612E+00
7		-1.20361E+02	7.87896E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.37802E+00
23	7	1.45738E+02	6.23769E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.37801E+00
9		-1.45738E+02	4.61231E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.39938E-01
24	9	1.45738E+02	4.79996E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.39917E-01
11		-1.45738E+02	3.67165E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.46805E+00
25	13	6.59436E+01	5.95125E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15		-6.59436E+01	8.89875E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.42126E+00

26	15	1.25371E+02	7.77032E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.42126E+00
	17	-1.25371E+02	7.07968E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.38531E+00
27	17	1.50733E+02	6.24374E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.38531E+00
19	19	-1.50733E+02	6.60626E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.29071E-01
28	19	1.50733E+02	4.79996E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	9.29071E-01
	21	-1.50733E+02	3.67165E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.47088E+00
29	23	7.97162E+01	5.96026E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
	25	-7.97162E+01	6.88174E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.37023E+00
30	25	1.39151E+02	7.76589E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.37023E+00
	27	-1.39151E+02	7.08411E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.34757E+00
31	27	1.64509E+02	6.24578E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.34756E+00
	29	-1.64509E+02	6.60422E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-8.85238E-01
32	29	1.64509E+02	4.80002E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.85238E-01
	31	-1.64509E+02	-2.43187E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.51476E+00
33	33	8.98397E+01	5.98553E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
	35	-8.98397E+01	6.86447E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.31840E+00
34	35	1.49260E+02	7.76174E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.31839E+00
	37	-1.49260E+02	7.08826E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.30818E+00
35	37	1.74626E+02	6.24445E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.30817E+00
	39	-1.74626E+02	6.60555E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-8.49832E-01
36	39	1.74626E+02	4.79990E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.49799E-01
	41	-1.74626E+02	9.77316E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.55013E+00
37	43	9.54879E+01	5.99515E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
	45	-9.54879E+01	6.85405E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.28954E+00
38	45	1.54877E+02	7.75868E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.28955E+00
	47	-1.54877E+02	7.09112E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.28790E+00
39	47	1.80253E+02	6.24434E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.28790E+00
	49	-1.80253E+02	6.60566E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-8.29865E-01
40	49	1.80253E+02	4.80002E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.29840E-01
	51	-1.80253E+02	-2.43187E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.57018E+00
41	1	4.93498E+02	-1.05404E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.50756E+01
	2	-4.93498E+02	1.05404E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.50756E+01
42	2	4.87558E+02	1.72305E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.07617E+01
	3	-4.87558E+02	-1.72305E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.57607E+01
43	3	3.94798E+02	-1.82762E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.57607E+01
	12	-3.94798E+02	1.82762E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.50497E+01
44	12	3.88853E+02	1.63791E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.35849E+01
	13	-3.88853E+02	-1.63791E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.06386E+01
45	13	2.96099E+02	-1.41255E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.06386E+01
	22	-2.96099E+02	1.41255E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.75002E+01
46	22	2.90141E+02	1.02470E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.75002E+01
	23	-2.90141E+02	-1.02470E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.01667E+01
47	23	1.97399E+02	-6.45131E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.01667E+01

32	-1.97399E+02	6.45131E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-7.25180E+00
40	32	1.91442E+02	4.16211E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	7.25180E+00
33	-1.91442E+02	-4.16211E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.98590E+00
49	33	9.86999E+01	-2.39428E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.98590E+00
42	-9.86999E+01	2.39428E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.47865E+00
50	42	9.27686E+01	9.18017E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	2.47865E+00
43	-9.27686E+01	-9.18017E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
51	3	-1.29764E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	1.29764E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
52	13	-1.29758E+02	7.62939E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	1.29758E+02	-7.62939E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
53	23	-1.29712E+02	-7.62939E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
24	1.29712E+02	7.62939E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
54	33	-1.29680E+02	2.28882E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
34	1.29680E+02	-2.28882E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
55	43	-1.29701E+02	-2.28882E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
44	1.29701E+02	2.28882E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
56	5	-7.99356E+01	7.62939E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	7.99356E+01	-7.62939E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
57	15	-7.99316E+01	-1.14441E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
16	7.99316E+01	1.14441E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
58	25	-7.99621E+01	-3.81470E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
26	7.99621E+01	3.81470E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
59	35	-7.99415E+01	2.67029E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
36	7.99415E+01	-2.67029E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
60	45	-7.99004E+01	-1.90735E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
46	7.99004E+01	1.90735E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
61	7	-3.41413E+01	-9.53674E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	3.41413E+01	9.53674E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
62	17	-3.41209E+01	-5.72205E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	3.41209E+01	5.72205E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
63	27	-3.41158E+01	2.09808E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
28	3.41158E+01	-2.09808E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
64	37	-3.41268E+01	9.53674E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
38	3.41268E+01	-9.53674E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
65	47	-3.41402E+01	1.14441E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
48	3.41402E+01	-1.14441E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
66	4	7.01421E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-7.01421E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
67	14	7.01539E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15	-7.01539E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
68	24	7.01393E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
25	-7.01393E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
69	34	7.01042E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

35	-7.01042E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
70	44	-7.00642E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
45	-7.00642E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
71	6	3.81560E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
7	-3.81560E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
72	16	3.81490E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
17	-3.81490E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
73	26	3.81521E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
27	-3.81521E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
74	36	3.81622E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
37	-3.81622E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
75	46	3.81742E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
47	-3.81742E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
76	8	1.14122E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	-1.14122E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
77	18	1.14062E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
19	-1.14062E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
78	28	1.14042E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
29	-1.14042E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
79	38	1.14054E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
39	-1.14054E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
80	48	1.14055E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
49	-1.14055E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

NODE DISPLACEMENTS:

NODE #	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	-2.76991E-03	-2.65192E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.46009E-03
3	4.15878E-03	-4.73251E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.46764E-04
4	-3.11929E-03	-1.80628E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.04062E-03
5	3.40401E-03	-1.98876E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.06805E-03
6	-2.25521E-03	-3.20246E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.70001E-03
7	2.15142E-03	-3.34650E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.54058E-03
8	-6.43620E-04	-4.17413E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.17001E-04
9	5.37854E-04	-4.26812E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.63799E-04
10	0.00000E+00	-4.21974E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	0.00000E+00	-4.31336E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
12	-2.40121E-03	-6.96764E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.32230E-04
13	4.34331E-03	-9.16911E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.0717E-04
14	-2.91721E-03	-2.24796E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.05730E-03
15	3.61321E-03	-2.43047E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.06595E-03
16	-2.13979E-03	-3.64582E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.78066E-03
17	2.22514E-03	-3.78983E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.55439E-03
18	-6.14717E-04	-4.62213E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.20576E-04
19	5.56286E-04	-4.71606E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.72544E-04
20	0.00000E+00	-4.66028E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

21	0.00000E+00	-4.76178E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
22	-2.91156E-03	-1.13958E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.48888E-04
23	4.65173E-03	-1.35777E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.47322E-03
24	-3.21819E-03	-2.77857E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.30969E-03
25	3.96915E-03	-2.96105E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.32145E-03
26	-2.31183E-03	-4.23514E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.93157E-03
27	2.42852E-03	-4.37915E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.69624E-03
28	-6.57715E-04	-5.23875E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.65867E-04
29	6.07129E-04	-5.33269E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.09971E-04
30	0.00000E+00	-5.28677E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
31	0.00000E+00	-5.38025E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
32	-3.48781E-03	-1.35447E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.24481E-03
33	5.22508E-03	-1.74523E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.92007E-03
34	-3.62134E-03	-3.25221E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.50980E-03
35	4.23040E-03	-3.43459E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.56417E-03
36	-2.54218E-03	-4.76315E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.86571E-03
37	2.57786E-03	-4.90721E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.82220E-03
38	-7.15309E-04	-5.78997E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-3.92947E-04
39	6.44464E-04	-5.88391E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.40177E-04
40	0.00000E+00	-5.83933E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
41	0.00000E+00	-5.93298E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
42	-3.79381E-03	-1.98134E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.23312E-03
43	5.43288E-03	-2.84805E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.24250E-03
44	-3.83548E-03	-3.68197E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.57291E-03
45	4.37567E-03	-3.78425E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.69525E-03
46	-2.66427E-03	-5.14222E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.15539E-03
47	2.66093E-03	-5.20632E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.89079E-03
48	-7.45882E-04	-6.18191E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.84995E-04
49	6.65233E-04	-6.27985E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.57253E-04
50	0.00000E+00	-6.23188E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
51	0.00000E+00	-6.32578E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

NODE REACTIONS:

NODE #	X	Y	Z	MX	MY	MZ
1	1.05404E+01	4.93498E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.50756E+01
10	1.53474E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.32530E+00
11	-1.45738E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.46003E+00
20	1.46582E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.33611E+00
21	-1.50733E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.47080E+00
30	1.56835E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.37399E+00
31	-1.64589E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.51476E+00
40	1.78569E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.48139E+00
41	-1.74626E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.55013E+00
50	1.77859E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.41363E+00
51	-1.80253E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.57018E+00

Utilizando los resultados obtenidos con la computadora, se procederá al diseño definitivo de columnas.

Columna 1.

$$P = 107.57 \text{ Ton} = 236.94 \text{ Kips}$$

$$M_y = 3.9859 \text{ Ton-m} = 345.66 \text{ Kips-in.}$$

se propone W 14 x 61

$$A = 17.9 \text{ in}^2$$

$$S_y = 21.5 \text{ in}^3$$

$$r_y = 2.45 \text{ in}$$

$$d/A_f = 2.15$$

$$t_f = 0.645 \text{ in}$$

$$bf/2t_f = 7.70$$

$$b_f = 9.995 \text{ in}$$

$$F_y = 50 \text{ Ksi}$$

$$\text{el esfuerzo actuante } f_a = \frac{P}{A} = \frac{236.94}{17.9} = 13.24 \text{ Ksi}$$

$$\text{el esfuerzo } f_b = \frac{M}{S_y} = \frac{345.66}{21.5} = 16.07 \text{ ksi}$$

Por medio de la relación de esbeltez se obtiene el esfuerzo permisible  $F_a$ ;

$$\frac{kl}{r_y} = \frac{(1)(106.3)}{2.45} = 43.39 \implies F_a = 25.35 \text{ ksi}$$

obtención del esfuerzo permisible  $F_B$ :

$$l_b \leq \frac{76 \cdot bf}{\sqrt{F_y}} \quad 106.3 \leq 107.43 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

$$l_b \leq \frac{20,000}{d/A_f} F_y \quad 106.3 \leq 186.05 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad 7.70 < 13.44 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad 7.70 < 9.19 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

Sección compacta:

$$F_{B_y} = 0.66 F_y = 33 \text{ ksi}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{my} \cdot f_{b_y}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_{B_y}} \leq 1 \quad \text{----- (1)}$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{b_y}}{F_{B_y}} \leq 1 \quad \text{----- (2)}$$

$$F'_e = 79.33 \text{ ksi}$$

$$C_{my} = 0.85$$

$$\text{En (1)} \quad 1.02 \approx 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

$$\text{En (2)} \quad 0.93 < 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

Columna 2

$$P = 214.75 \text{ Ton} = 473.02 \text{ kips}$$

$$M = 10.1667 \text{ Ton-m} = 881.67 \text{ Kips-in}$$

se propone W 14 x 109



$$A = 32 \text{ in}^2$$

$$s_y = 61.2 \text{ in}^3$$

$$r_y = 3.73 \text{ in}$$

$$d = 14.32 \text{ in}$$

$$t_f = 0.86 \text{ in}$$

$$b_f = 14.605 \text{ in}$$

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$l = 106.3 \text{ in}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{473.02}{32} = 14.78 \text{ ksi}$$

$$\frac{k_1}{r_y} = \frac{(1)(106.3)}{3.73} = 28.5 \Rightarrow F_a = 27.34 \text{ ksi}$$

$$f_b = \frac{M}{s_y} = \frac{881.67}{61.2} = 14.41 \text{ ksi}$$

utilizando un programa con la HP-41CV se obtiene\*

$$F_{By} = 33 \text{ ksi} \quad \text{Sección compacta}$$

$$C_{my} = 0.85$$

$$\text{En (1)} \quad 0.94 < 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

$$\text{En (2)} \quad 0.90 < 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

\* Ver apéndice II

Columna 3

$$P = 321.42 \text{ Ton} = 707.97 \text{ Kips}$$

$$M = 20.6306 \text{ Ton-m} = 1,789.8 \text{ Kips-in}$$

se propone W 14 x 176

$$A = 51.8 \text{ in}^2$$

$$S_y = 107 \text{ in}^3$$

$$r_y = 4.02 \text{ in}$$

$$d = 15.22 \text{ in}$$

$$t_f = 1.31 \text{ in}$$

$$b_f = 15.65 \text{ in}$$

$$F_y = 50 \text{ Ksi}$$

$$l = 106.3 \text{ in}$$

$$f_a = \frac{707.97}{51.8} = 13.67 \text{ ksi}$$

$$\frac{kl}{r_y} = \frac{(1)(106.3)}{4.02} = 26.44 \Rightarrow F_a = 27.57 \text{ ksi}$$

$$f_b = \frac{1789.8}{107} = 16.73 \text{ ksi}$$

$$F_{By} = 33 \text{ ksi}$$

Sección compacta

$$C_{my} = 0.85$$

$$\text{En (1)} \quad 0.96 < 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

$$\text{En (2)} \quad 0.92 < 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

Columna 4

$$P = 427.83 \text{ Ton} = 942.36 \text{ Kips}$$

$$M = 25.7607 \text{ Ton-m} = 2234 \text{ Kips-in}$$

se propone W 14 x 233

$$A = 68.5 \text{ in}^2$$

$$s_y = 145 \text{ in}^3$$

$$r_y = 4.10 \text{ in}$$

$$d = 16.04 \text{ in}$$

$$t_f = 1.72 \text{ in}$$

$$b_f = 15.89 \text{ in}$$

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$l = 106.3 \text{ in}$$

$$f_a = \frac{942.36}{68.5} = 13.76 \text{ ksi}$$

$$\frac{kl}{r_y} = \frac{(1)(106.3)}{4.10} = 25.93 \implies f_a = 27.63 \text{ ksi}$$

$$f_b = \frac{2234}{145} = 15.41 \text{ ksi}$$

$$F_{By} = 33 \text{ ksi}$$

Sección compacta

$$C_{my} = 0.85$$

$$\text{En (1)} \quad 0.92 < 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

$$\text{En (2)} \quad 0.88 < 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

Columna 5

$$P = 534.06 \text{ Ton} = 1176.34 \text{ Kips}$$

$$M = 25.7607 \text{ Ton-m} = 2234 \text{ Kips-in}$$

se propone W 14 x 257

$$A = 75.6 \text{ in}^2$$

$$s_y = 161 \text{ in}^3$$

$$r_y = 4.13 \text{ in}$$

$$d = 16.38 \text{ in}$$

$$t_f = 1.89 \text{ in}$$

$$b_f = 15.995 \text{ in}$$

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$l = 118.11 \text{ in}$$

$$f_a = \frac{1176.34}{75.6} = 15.56 \text{ ksi}$$

$$\frac{k_1}{r_y} = \frac{(0.8)(118.11)}{4.13} = 22.88 \implies F_a = 28.00 \text{ ksi}$$

$$f_b = \frac{2234}{161} = 13.88 \text{ ksi}$$

$$F_{By} = 33 \text{ ksi}$$

Sección compacta

$$C_{my} = 0.98$$

$$\text{En (1)} \quad 0.99 < 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

$$\text{En (2)} \quad 0.95 < 1 \quad \therefore \text{ok } \checkmark$$

A N E X O I  
INCLINACION OPTIMA DE LAS DIAGONALES

Como se ha mencionado en el capítulo II, la inclinación de las diagonales se recomienda a  $45^\circ$ , ya que proporciona la solución mas económica en el diseño de la armadura, y debido a la repetitividad de éstas, se convierte en un ahorro apreciable. A continuación se hace un análisis con el fin de demostrar esta afirmación.

Los cálculos para obtener las fuerzas y los momentos en las barras, se hicieron a través de un programa en la calculadora Hewlett-Packard -- 41 CV (ver anexo II), al igual que el diseño con un programa de flexo - compresión; por lo que solo se manejarán los resultados obtenidos para poder hacer las comparaciones necesarias.

Los datos para todas las armaduras son:

$$W_{hab} = 5 \text{ Ton/mt}$$

$$W_{pas} = 4 \text{ Ton/mt}$$

$$h = 3 \text{ mts}$$

$$L = 20 \text{ mts}$$

La convención de signos será:

(+) tensión

(-) compresión

Debido a que lo que interesa demostrar es el ángulo óptimo, se toma-

rá como  $\alpha$  el ángulo que forma la diagonal con los montantes. (Figura I.1)

La distribución de los miembros en la armadura para los diferentes ángulos se muestran en la figura I.2

Las fuerzas y momentos en los miembros se muestran en las tablas I.1 y I.2 respectivamente.

En la figura I.3. se presenta la distribución de los momentos en las cuerdas para un número  $N$  de paneles.

De acuerdo a los datos anteriores, se diseña cada miembro de la armadura, dependiendo a que esfuerzos esté sujeto (tensión, compresión, flexo-compresión y flexo-tensión).

Hecho el diseño, los perfiles que cada miembro necesitará para soportar el esfuerzo a que está sometido se muestran en la tabla I.3.

Los miembros  $T_n$  y  $B_n$  son elementos continuos, por lo cual basta diseñar el tramo mas desfavorable para toda la cuerda.

Para diseñar se utilizaron las tablas del Manual A.I.S.C., dando una resistencia poco holgada a los perfiles.

Para poder hacer una comparación entre las diferentes armaduras y observar cual es la mas económica, se puede tomar el peso de cada armadura completa y con esto tener un buen índice de comparación económica (Tabla I.4)

Analizando los resultados, se observa que con  $\alpha = 45^\circ$  se logra la armadura mas ligera de todas; se observa que la de  $30^\circ$  es mas ligera que la de  $40^\circ$ , pero si se quisiera reducir mas el ángulo, el peso comenzaría nuevamente a incrementarse debido al aumento de montantes y diagonales, a pesar de la reducción de las cuerdas.

El problema para los ángulos mayores a  $45^\circ$ , es que los claros de pafillos son muy amplios provocando grandes momentos en las cuerdas, por lo que serían necesarios perfiles mayores, aumentando así el peso y el costo de la armadura.

Por lo tanto, como se puede observar, con la inclinación de las

Fig. I.1

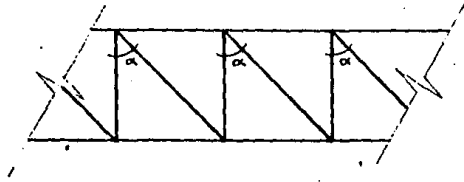
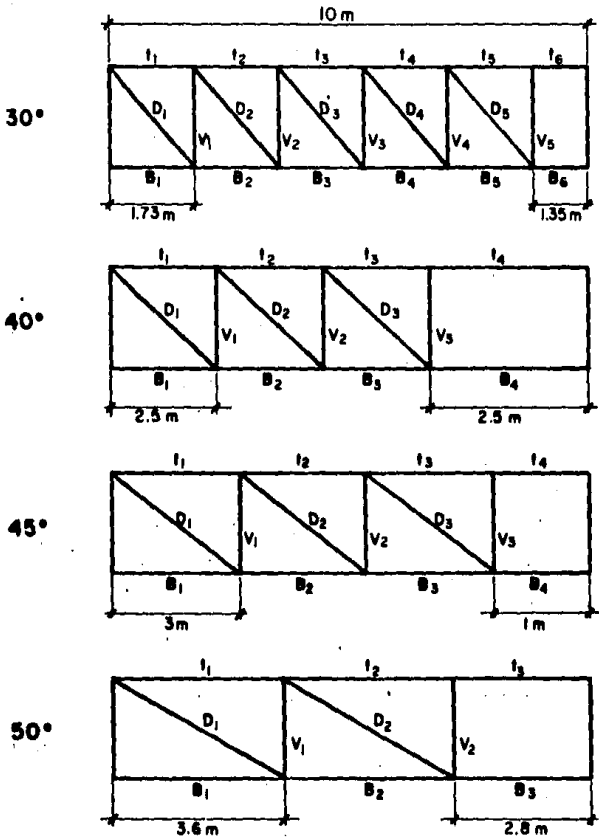
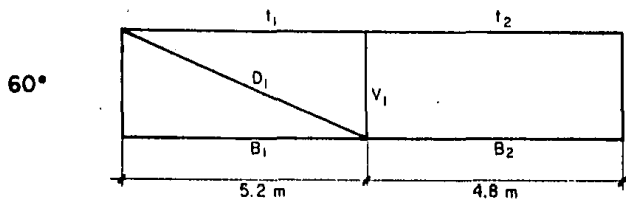


Fig. I.2 DISTRIBUCION DE LOS MIEMBROS EN LA ARMADURA





MIEMBRO	30°	40°	45°	50°	60°
	ton.	ton.	ton.	ton.	ton.
D <sub>1</sub>	102.4	107.7	117.4	118.9	128.8
D <sub>2</sub>	82.4	75.06	75.0	62.9	—
D <sub>3</sub>	62.4	42.4	33.5	—	—
D <sub>4</sub>	42.4	—	—	—	—
D <sub>5</sub>	22.5	—	—	—	—
V <sub>1</sub>	-80.0	-70.0	-68.0	-58.4	-32.2
V <sub>2</sub>	-62.7	-45.0	-38.0	-20.2	—
V <sub>3</sub>	-45.4	-16.3	-11.5	—	—
V <sub>4</sub>	-28.1	—	—	—	—
V <sub>5</sub>	-9.7	—	—	—	—
t <sub>1</sub>	-51.2	-69.2	-83.0	-91.1	-111.5
t <sub>2</sub>	-92.4	-117.5	-136.0	-139.2	-111.5
t <sub>3</sub>	-123.6	-144.7	-159.0	-139.2	—
t <sub>4</sub>	-144.8	-144.7	-159.0	—	—
t <sub>5</sub>	-156.0	—	—	—	—
t <sub>6</sub>	-156.0	—	—	—	—
B <sub>1</sub>	0	0	0	0	0
B <sub>2</sub>	51.2	69.2	83.0	91.1	111.5
B <sub>3</sub>	92.4	117.5	136.0	139.2	—
B <sub>4</sub>	123.6	144.7	159.0	—	—
B <sub>5</sub>	144.8	—	—	—	—
B <sub>6</sub>	156.0	—	—	—	—

**TABLA I.1 FUERZAS AXIALES EN LOS MIEMBROS**



	30°	40°	45°	50°	60°
<b>MOMENTOS NEGATIVOS</b>					
M <sub>1</sub>	0	0	0	0	0
M <sub>2</sub>	1.58	3.63	4.65	5.73	27.05
M <sub>3</sub>	1.14	1.09	3.93	9.53	---
M <sub>4</sub>	1.34	7.62	2.11	---	---
M <sub>5</sub>	0.98	---	---	---	---
M <sub>6</sub>	2.24	---	---	---	---
<b>MOMENTOS POSITIVOS</b>					
M <sub>1</sub>	1.08	2.09	3.30	5.24	3.37
M <sub>2</sub>	0.51	1.54	1.33	0.47	19.03
M <sub>3</sub>	0.63	NO HAY POS	2.60	6.15	---
M <sub>4</sub>	0.71	4.88	NO HAY POS	---	---
M <sub>5</sub>	0.26	---	---	---	---
M <sub>6</sub>	1.40	---	---	---	---

TABLA I.2 MOMENTOS EN LAS CUERDAS

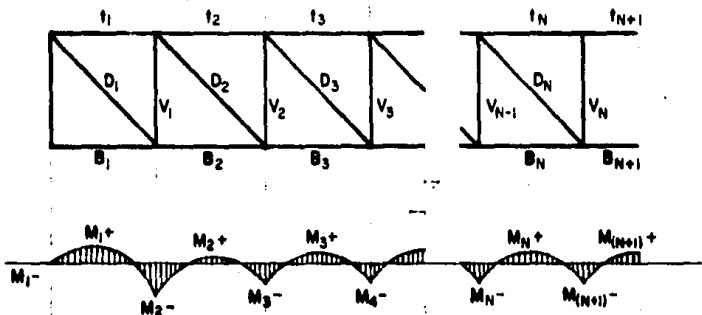


Fig. I.3 DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN LAS CUERDAS PARA UN NUMERO N DE PANELES

MIEMBRO	30°	40°	45°	50°	60°
D <sub>1</sub>	2C 6 x 13	2C 8 x 13.75	2C 7 x 14.75	2C 9 x 15	2C 8 x 18.75
D <sub>2</sub>	2C 6 x 10.5	2C 7 x 9.8	2C 7 x 9.8	2C 6 x 8.2	---
D <sub>3</sub>	2C 6 x 8.2	2C 4 x 5.4	2C 3 x 4.1	---	---
D <sub>4</sub>	2C 4 x 5.4	---	---	---	---
D <sub>5</sub>	2C 3 x 4.1	---	---	---	---
V <sub>1</sub>	2C 6 x 13	2C 6 x 13	2C 6 x 13	2C 6 x 10.5	2C 5 x 6.7
V <sub>2</sub>	2C 6 x 10.5	2C 6 x 8.2	2C 6 x 8.2	2C 3 x 5	---
V <sub>3</sub>	2C 6 x 8.2	2C 3 x 4.1	2C 3 x 4.1	---	---
V <sub>4</sub>	2C 4 x 7.25	---	---	---	---
V <sub>5</sub>	2C 3 x 4.1	---	---	---	---
I <sub>N</sub>	W 10 x 68	W 10 x 100	W 10 x 60	W 10 x 112	W 12 x 136
B <sub>N</sub>	W 10 x 60	W 10 x 88	W 10 x 54	W 10 x 100	W 12 x 120

TABLA I.3 PERFILES NECESARIOS PARA CADA MIEMBRO

diagonales a  $45^\circ$  se obtiene el menor peso y con ello el menor costo de la estructura.

Aún así, en ocasiones las restricciones arquitectónicas no permiten utilizar el ángulo óptimo, pero se debe tratar de ajustar lo más próximo a  $45^\circ$  para obtener el diseño más económico posible en cada caso.

Al análisis anterior se hizo en base a un diseño por cargas de gravedad únicamente, ya que este diseño nos ayuda a determinar los miembros en forma preliminar, pero en caso de hacer un análisis por cargas laterales, las diferencias entre los pesos de las armaduras se harían más notables, en especial aquellas para ángulos mayores de  $45^\circ$ , donde el momento en las cuerdas toma significativa importancia.

ARMADURA	$30^\circ$	$40^\circ$	$45^\circ$	$50^\circ$	$60^\circ$
PESO (Kgs)	3,432.4	6,726.1	4,292.8	7,240.3	8,416.8
% EN PESO	27	57	0	69	96

TABLA I.4

ANEXO II  
ANÁLISIS Y DISEÑO CON CALCULADORA

En este anexo se proporciona una serie de programas que ayudan a agilizar el análisis preliminar de una armadura, con el fin de comparar varias soluciones de diseño y encontrar la más económica en poco tiempo. Los programas resuelven los análisis en la misma forma que se detalla en los capítulos III, IV, V, VI y VII. Estos programas son aplicables en una calculadora Hewlett-Packard 41-CV.

1) Programa para fuerzas verticales sobre una armadura simétrica.

El programa está basado en el método de los nodos para encontrar las fuerzas axiales en los miembros de la armadura; en armaduras simétricas con "n" número de paneles.

Los datos para este programa son los siguientes:

- \* = ? Angulo que forman las diagonales con los montantes.
  - $W_p$  = ? Carga uniforme en las áreas de habitación que soporta -- una cuerda de la armadura (es la mitad de la carga total sobre la armadura).
  - A = ? Ancho de un panel.
  - $W_c$  = ? Carga uniforme en las áreas de corredor que soporta una cuerda de la armadura.
  - B = ? Ancho del corredor.
  - N = ? Número total de paneles de la armadura (siempre es par).
- Figura II.E.1.

Los resultados que proporciona el programa, son las fuerzas axiales en los miembros de la armadura, siendo positivo cuando se encuentran a tensión. La clasificación de los miembros se muestra en la figura II.2.

El programa se limita únicamente a dar los resultados de una mitad de

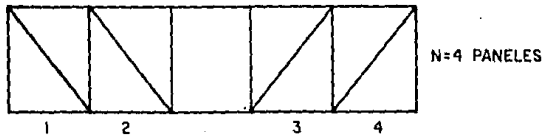


Fig. II.1

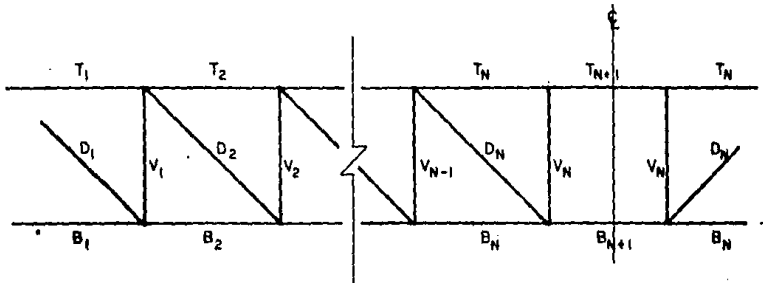


Fig. II.2

la armadura, ya que esta es simétrica y los miembros de la mitad opuesta -  
trabajan de la misma forma.

Los pasos del programa se presentan a continuación.

PROGRAMA QUE  
CALCULA LOS  
ESFUERZOS EN LAS  
BARRAS PARA  
CARGA VERTICAL

PRP \*068

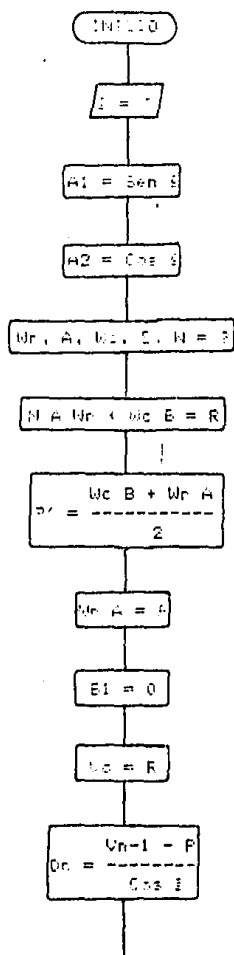
01*LBL *068*	34 RCL 06	66*LBL A	99 GTO 8
02 *L=?*	35 *	67 RCL 10	
03 PROMPT	36 RCL 03	68 1	100*LBL C
04 SIN	37 RCL 04	69 ST+ 10	101 RCL 00
05 STO 00	38 *	70 RCL 09	102 RCL 07
06 ASIN	39 +	71 RCL 03	103 *
07 COS	40 2	72 -	104 RCL 06
08 STO 01	41 /	73 RCL 01	105 +
09 *NR=?*	42 STO 05	74 /	106 STO 06
10 PROMPT	43 RCL 03	75 STO 07	107 FIX 0
11 STO 03	44 RCL 04	76 FIX 0	108 CF 29
12 *A=?*	45 *	77 CF 29	109 *B*
13 PROMPT	46 STO 03	78 *D*	110 RCL 10
14 STO 04	47 RCL 05	79 ARCL 10	111 1
15 *MC=?*	48 STO 04	80 *+=-*	112 +
16 PROMPT	49 RCL 07	81 FIX 3	113 ARCL X
17 STO 05	50 2	82 SF 29	114 *+=-*
18 *B=?*	51 /	83 ARCL 07	115 FIX 3
19 PROMPT	52 STO 05	84 PROMPT	116 SF 29
20 STO 06	53 STO 12	85 RCL 00	117 ARCL 06
21 *M=?*	54 STO 14	86 *	118 PROMPT
22 PROMPT	55 0	87 RCL 00	119 DSE 05
23 STO 07	56 STO 06	88 +	120 GTO A
24 RCL 04	57 *B1=-*	89 STO 09	121 RCL 01
25 *	58 ARCL X	90 FIX 0	122 RCL 07
26 RCL 03	59 PROMPT	91 CF 29	123 *
27 *	60 RCL 02	92 *T*	124 RCL 04
28 RCL 05	61 STO 09	93 ARCL 10	125 -
29 RCL 06	62 0	94 *+=-*	126 STO 09
30 *	63 STO 00	95 FIX 3	127 FIX 0
31 +	64 0	96 SF 29	128 CF 29
32 STO 02	65 STO 10	97 ARCL 08	129 *V*
33 RCL 05		98 PROMPT	130 ARCL 12

131 "I=+"  
132 FIX 3  
133 SF 29  
134 ARCL 09  
135 PROMPT  
136 FIX 0  
137 CF 29  
138 "I"  
139 RCL 10  
140 1  
141 +  
142 ARCL X  
143 "I=+"  
144 FIX 3  
145 SF 29  
146 ARCL 03  
147 PROMPT  
148 "ES TODO"  
149 PROMPT

150\*LBL 0  
151 DSE 14  
152 GTO D  
153 GTO C

154\*LBL D  
155 RCL 01  
156 RCL 07  
157 \*  
158 RCL 03  
159 -  
160 STO 09  
161 FIX 0  
162 CF 29  
163 "V"  
164 ARCL 10  
165 "I+"  
166 FIX 3  
167 SF 29  
168 ARCL 09  
169 PROMPT  
170 GTO C  
171 END

DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA "CBC"





- 167 -

$$T_n = T_{n-1} + \text{Sen } \xi D_n$$

$$V_n = \text{Cos } \xi D_n - P$$

$$B_{n+1} = \text{Sen } \xi D_n + B_n$$

$$D_{n+1} = \frac{V_n - P}{\text{Cos } \xi}$$

$$T_{n+1} = \text{Sen } \xi D_{n+1} + T_n$$

$$V_{n+1} = \text{Cos } \xi D_{n+1} - P$$

$$n1 = \frac{n}{2}$$

$$B_{n+2} = \text{Sen } \xi D_{n+1} + B_{n+1}$$

$$V'_{n+1} = \text{Cos } \xi D_{n+1} - P'$$

$$T_{n+2} = T_{n+1}$$

Fin

\* LOS SUBINDICES NO ESTAN RELACIONADOS CON LA FIG. 11.2

2) Programa para fuerzas horizontales sobre una armadura simétrica.

Este programa se basa en el método expuesto en el capítulo II para cargas laterales y desarrollado en forma ejemplificada en el capítulo V. La carga que se aplica a la armadura es uniformemente repartida (kips/pie, ton/mt, etc.), con lo que se obtienen las fuerzas unitarias en los miembros, para armaduras con un número "n" de paneles, con la restricción de que "n" debe ser mayor a 2.

Con estos resultados y como se muestra en el capítulo V, se encuentra el factor de conversión para obtener así, las fuerzas reales en los miembros.

Los datos para este programa son:

- $\alpha$  = ? Angulo que forman las diagonales con los montantes.
- A = ? Ancho de un panel.
- B = ? Ancho del corredor.
- N = ? Número de paneles total de la armadura.
- H = ? Altura de la armadura (del piso).
- $I_s$  = ? Momento de inercia con respecto a "x" de la cuerda superior.
- $I_i$  = ? Momento de inercia con respecto a "x" de la cuerda inferior.

Las fuerzas en los miembros las proporciona de la misma forma que en el programa anterior. (para carga vertical)

Al igual que en el programa anterior, este proporciona también los resultados correspondientes a media armadura por la simetría, pero en este caso los miembros de un lado trabajarán en sentido contrario a los del lado opuesto, es decir, que si un miembro trabaja a tensión, el opuesto trabajará a compresión y viceversa.

Los pasos del programa se presentan a continuación.

PROGRAMA QUE  
CALCULA LOS  
ESFUERZOS EN LAS  
BARRAS PARA  
CARGA HORIZONTAL

PRP \*CCC\*

01 *LBL *CCC*	30 2	59 SF 29
02 *A=?*	31 *	60 PROMPT
03 PROMPT	32 RCL 02	61 RCL 05
04 SIN	33 *	62 RCL 06
05 STO 00	34 RCL 03	63 +
06 ASIN	35 +	64 1/X
07 COS	36 STO 09	65 STO 10
08 STO 01	37 RCL 02	66 RCL 05
09 *A=?*	38 RCL 03	67 *
10 PROMPT	39 +	68 RCL 04
11 STO 02	40 2	69 *
12 *B=?*	41 /	70 STO 05
13 PROMPT	42 STO 08	71 RCL 10
14 STO 03	43 *B*	72 RCL 06
15 *M=?*	44 RCL 07	73 *
16 PROMPT	45 1	74 RCL 04
17 2	46 +	75 *
18 /	47 FIX 0	76 STO 06
19 STO 07	48 CF 29	77 RCL 03
20 *H=?*	49 ARCL X	78 2
21 PROMPT	50 *I=0.000*	79 /
22 STO 04	51 PROMPT	80 RCL 02
23 *IS=?*	52 *I*	81 +
24 PROMPT	53 RCL 07	82 RCL 02
25 STO 05	54 1	83 /
26 *II=?*	55 +	84 STO 11
27 PROMPT	56 ARCL X	85 RCL 05
28 STO 06	57 *I=0.000*	86 *
29 RCL 07	58 FIX 3	87 STO 10

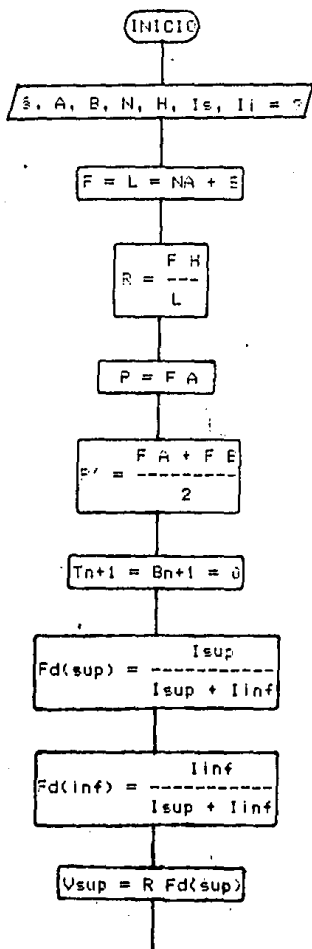
88 *"	131 STO 14	174 RCL 00
89 FIX 0	132 "D"	175 RCL 14
90 CF 29	133 FIX 0	176 *
91 ARCL 07	134 CF 29	177 CHS
92 "+="	135 ARCL 07	178 RCL 02
93 FIX 3	136 "+="	179 +
94 SF 29	137 FIX 3	180 RCL 08
95 ARCL 10	138 SF 29	181 +
96 PROMPT	139 ARCL 14	182 STO 16
97 RCL 11	140 PROMPT	183 "T"
98 RCL 06	141 RCL 00	184 FIX 0
99 *	142 RCL 14	185 CF 29
100 STO 11	143 *	186 RCL 07
101 RCL 03	144 RCL 08	187 I
102 2	145 -	188 -
103 /	146 STO 15	189 ARCL X
104 RCL 02	147 "B"	190 "+="
105 /	148 FIX 0	191 FIX 3
106 RCL 05	149 CF 29	192 SF 29
107 *	150 ARCL 07	193 ARCL 16
108 STO 12	151 "+="	194 PROMPT
109 RCL 03	152 FIX 3	195 RCL 10
110 2	153 SF 29	196 RCL 13
111 /	154 ARCL 15	197 -
112 RCL 02	155 PROMPT	198 RCL 01
113 /	156 RCL 01	199 /
114 RCL 06	157 RCL 14	200 STO 14
115 *	158 *	201 "D"
116 STO 13	159 RCL 12	202 FIX 0
117 "T"	160 -	203 CF 29
118 FIX 0	161 STO 10	204 RCL 07
119 CF 29	162 "W"	205 I
120 ARCL 07	163 FIX 0	206 -
121 "+="	164 CF 29	207 ARCL X
122 FIX 3	165 RCL 07	208 "+="
123 SF 29	166 I	209 FIX 3
124 ARCL 08	167 -	210 SF 29
125 PROMPT	168 ARCL X	211 ARCL 14
126 RCL 10	169 "+="	212 PROMPT
127 RCL 11	170 FIX 3	213 RCL 14
128 +	171 SF 29	214 RCL 08
129 RCL 01	172 ARCL 10	215 *
130 /	173 PROMPT	216 RCL 15

217 +  
218 RCL 02  
219 -  
220 STO 15  
221 "B"  
222 FIX 0  
223 CF 29  
224 RCL 07  
225 1  
226 -  
227 ARCL X  
228 "+="   
229 FIX 3  
230 SF 29  
231 ARCL 15  
232 PROMPT  
233 RCL 07  
234 1  
235 ST- 07  
  
236\*LBL 01  
237 BSE 07  
238 GTO 03  
239 GTO 02  
  
240\*LBL 03  
241 RCL 14  
242 RCL 01  
243 \*  
244 STO 10  
245 "V"  
246 FIX 0  
247 CF 29  
248 ARCL 07  
249 "+="   
250 FIX 3  
251 SF 29  
252 ARCL 10  
253 PROMPT  
254 RCL 14  
255 RCL 00  
256 \*  
257 CHS

258 RCL 16  
259 +  
260 RCL 02  
261 +  
262 STO 16  
263 "I"  
264 FIX 0  
265 CF 29  
266 ARCL 07  
267 "+="   
268 FIX 3  
269 SF 29  
270 ARCL 16  
271 PROMPT  
272 RCL 10  
273 RCL 01  
274 /  
275 STO 14  
276 "D"  
277 FIX 0  
278 CF 29  
279 ARCL 07  
280 "+="   
281 FIX 3  
282 SF 29  
283 ARCL 14  
284 PROMPT  
285 RCL 14  
286 RCL 00  
287 \*  
288 RCL 15  
289 +  
290 RCL 02  
291 -  
292 STO 15  
293 "B"  
294 FIX 0  
295 CF 29  
296 ARCL 07  
297 "+="   
298 FIX 3  
299 SF 29  
300 ARCL 15

301 PROMPT  
302 GTO 01  
  
303\*LBL 02  
304 "ES TODO"  
305 PROMPT  
306 END

DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA "CCC"



$$U_{inf} = F \cos \alpha \sin \beta$$

$$U_n = \frac{(A + B/2)U_n}{A}$$

$$U_{n1} = \frac{(A + B/2)U_1}{A}$$

$$U_{n-1} = \frac{B/2 U_n}{A}$$

$$U_{n-11} = \frac{B/2 U_1}{A}$$

$$T_n = F'$$

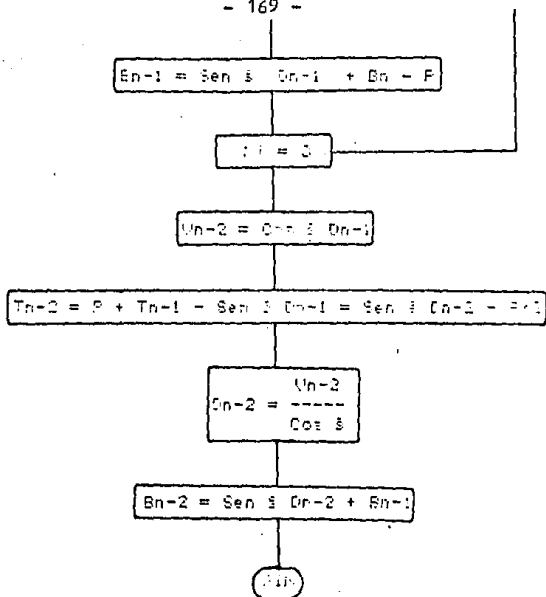
$$D_n = \frac{U_n + U_{n1}}{\cos \beta}$$

$$B_n = \sin \beta D_n - F'$$

$$U_{n-1} = \cos \beta D_n - U_{n-1}$$

$$T_{n-1} = T_n - \sin \beta D_n + F'$$

$$T_{n-1} = \frac{U_{n-1} - U_{n-11}}{\cos \beta}$$



\* LOS SUBINDICES NO ESTAN RELACIONADOS CON LA FIG. II.2



3) Programa para calcular los momentos en los extremos de las columnas provocadas por cargas verticales.

Como se ve en el capítulo VII las cargas verticales que actúan en las armaduras, provocan que las cuerdas trabajen a tensión (abajo) y compresión (arriba) y estos esfuerzos a su vez provocan momentos en las columnas en que están sometidas. En dicho capítulo se propone un método para el cálculo de estos momentos el cual se programó; los datos que requiere se enlistan a continuación:

- N = Número de paneles de la armadura entre 2, sin contar el corredor.
- H = Altura de la columna.
- Lc = Longitud de la armadura entre 2.
- a = Ancho del panel.
- b = Ancho del corredor.
- Ic = Momento de inercia de la columna.
- A<sub>T</sub> = Area de la cuerda inferior.
- A<sub>S</sub> = Area de la cuerda superior.
- T<sub>N</sub>\* = Esfuerzo axial en la barra de la cuerda superior.

\*Para los esfuerzos en la cuerda inferior, el programa hace una serie de relaciones como se indica a continuación:

$$\begin{aligned} B_1 &= 0 \\ B_2 &= T_1 \\ B_3 &= T_2 \\ B_4 &= T_3 = T_4 \end{aligned}$$

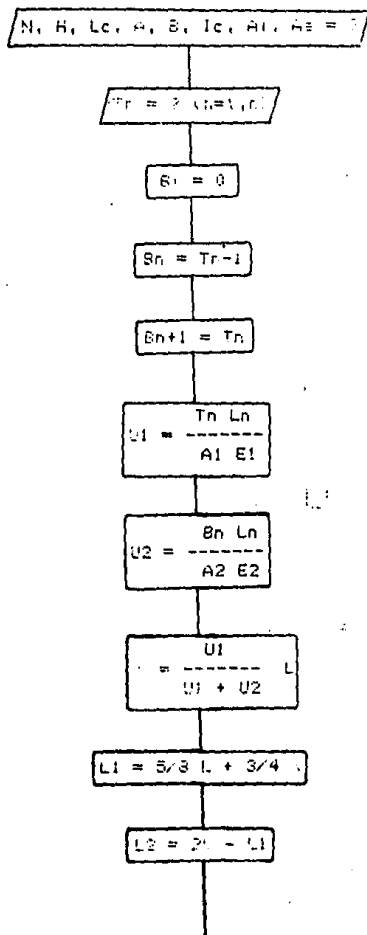
Los pasos del programa se presentan a continuación.

PROGRAMA QUE  
CALCULA LGS  
MOMENTOS QUE PROVOCA  
LA CARGA VERTICAL  
EN LAS COLUMNAS  
PRP \*MOM\*

01*LBL *MOM*	38 *T*	59 /
02 *N=?*	31 FIX 0	60 RCL 16
03 PROMPT	32 CF 29	61 /
04 STO 11	33 ARCL 18	62 STO 19
05 1	34 *t=?*	63 RCL 11
06 +	35 FIX 2	64 1
07 STO 18	36 SF 29	65 +
08 *H=?*	37 PROMPT	66 STO 18
09 PROMPT	38 STO IND 18	67 RCL 15
10 STO 12	39 DSE 18	68 2
11 *Lc=?*	40 GTO 58	69 /
12 PROMPT	41 RCL 11	70 RCL IND 18
13 STO 13	42 STO 18	71 *
14 *a=?*	43 RCL 15	72 STO 00
15 PROMPT	44 2	73 DSE 18
16 STO 14	45 /	74*LBL 52
17 *b=?*	46 RCL IND 16	75 RCL 14
18 PROMPT	47 *	76 RCL IND 18
19 STO 15	48 STO 00	77 *
20 *Ic=?*	49 DSE 18	78 ST+ 00
21 PROMPT	50*LBL 51	79 DSE 18
22 STO 20	51 RCL 14	80 GTO 52
23 *AI=?*	52 RCL IND 18	81 RCL 00
24 PROMPT	53 *	82 29000
25 STO 16	54 ST+ 00	83 /
26 *AS=?*	55 DSE 18	84 RCL 17
27 PROMPT	56 GTO 51	85 /
28 STO 17	57 RCL 00	86 STO 15
29*LBL 50	58 29000	87 RCL 19

88 RCL 15	132 RCL 02	176 *
89 +	133 +	177 3
90 1/X	134 RCL 15	178 /
91 RCL 15	135 *	179 RCL 20
92 *	136 RCL 12	180 /
93 RCL 12	137 2	181 ST+ 00
94 *	138 *	182 RCL 00
95 STO 14	139 RCL 01	183 1/X
96 .625	140 -	184 29000
97 RCL 12	141 *	185 *
98 *	142 STO 03	186 RCL 03
99 .75	143 RCL 14	187 RCL 04
100 RCL 14	144 X12	188 +
101 *	145 RCL 14	189 *
102 +	146 +	190 STO 05
103 STO 01	147 1/X	191 *V=-
104 CHS	148 RCL 01	192 ARCL 05
105 2	149 X12	193 PROMPT
106 RCL 12	150 *	194 RCL 01
107 *	151 RCL 13	195 RCL 14
108 +	152 *	196 -
109 STO 02	153 ST+ 00	197 RCL 05
110 RCL 01	154 RCL 01	198 *
111 RCL 14	155 RCL 14	199 *M1=-
112 /	156 -	200 ARCL X
113 RCL 19	157 X12	201 PROMPT
114 *	158 RCL 01	202 RCL 12
115 STO 03	159 *	203 RCL 01
116 RCL 12	160 3	204 -
117 RCL 14	161 /	205 RCL 14
118 -	162 RCL 20	206 +
119 1/X	163 /	207 RCL 05
120 RCL 02	164 ST+ 00	208 *
121 *	165 RCL 12	209 *M2=-
122 RCL 15	166 RCL 01	210 ARCL X
123 *	167 -	211 PROMPT
124 STO 04	168 RCL 14	212 END
125 RCL 12	169 +	
126 RCL 14	170 X12	
127 -	171 RCL 12	
128 X12	172 2	
129 RCL 17	173 +	
130 *	174 RCL 01	
131 1/X	175 -	

DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA "MON"



$$U3 = U1 \frac{L1}{y}$$

$$U4 = U2 \frac{L2}{1-x}$$

$$W = \frac{(L1-x)^2 L1}{2EI}$$

$$X = \frac{(L1/x)^2 Lc}{A1 E}$$

$$Y = \frac{(L-L1+x)^2 (L-L1)^2}{2EI}$$

$$Z = \frac{(L-x)(2L-L1)}{A2 E (L-x)}$$

$$V = \frac{U3 + U4}{W + X + Y + Z}$$

$$M1 = V(L1-x)$$

$$M2 = V(L-L1+x)$$

FIN

4) Programa para calcular miembros sometidos a flexo-compresión en 2 sentidos (Perfiles IPR o tres placas).

El objeto de este programa es simplificar el proceso de diseño de un miembro a flexo-compresión y agilizar el cálculo; con lo anterior se pueden probar los perfiles necesarios para llegar al óptimo en relativamente poco tiempo. Las consideraciones que se hicieron se tomaron del manual del Instituto Americano de la Construcción en -- Acero. ( A.I.S.C.)

El programa utiliza las ecuaciones de interacción, para verificar que los elementos cumplan los requerimientos establecidos en el manual del A.I.S.C.

Ecuaciones de Interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1-f_a) F'_{ex}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1-f_a) F'_{ey}} = 1.0$$

(1.6 - 1a)

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = 1.0$$

(1.6 - 1b)

Pero en caso de que  $f_a/F_a$  0.15 se puede utilizar la ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = 1.0$$

(1.6 - 2)

Las variables que solicita el programa son las siguientes:

- fa = Esfuerzo Axial Actuante
- Fa = Esfuerzo Axial Permisible.
- Cmx,y = Coeficiente que depende de la carga y del desplazamiento de la pieza.
- bf = Ancho del patfn.
- tf = Espesor del patfn.
- d = Altura del perfil.
- Lb<sub>x,y</sub> = Longitud de arriostamiento.
- Fy = Esfuerzo permisible que depende del tipo de acero.
- M<sub>x,y</sub> = Momento actuante (cálculo de fb<sub>x,y</sub>)
- S<sub>x,y</sub> = Módulo de sección (cálculo de fb<sub>x,y</sub>)
- K<sub>x,y</sub> = Factor de longitud efectiva.
- r<sub>x,y</sub> = Radio de giro.
- Cb = Coeficiente que es igual a  $1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$  pero menor a 2.3 donde M<sub>1</sub> es el momento menor y M<sub>2</sub> el mayor, se tomará como la unidad cuando el momento entre las secciones 1 y 2 sea mayor que M<sub>1</sub> y M<sub>2</sub>.
- r<sub>T</sub> = Radio de giro donde se toma el área de la parte a compresión del perfil. (Patfn de compresión + 1/3 del alma en secciones I).
- F'e<sub>x,y</sub> = La calcula el programa y es igual a  $\frac{12}{23} \frac{E_2}{(KLb/r)^2}$ <sub>x,y</sub>

-El programa toma lo siguiente en cuenta:

Los esfuerzos actuantes  $f_a$ ,  $f_{bx}$  y  $f_{by}$  son conocidos y por lo tanto -- datos del programa. En lo que respecta a  $F_a$  (esfuerzo-permisible), se obtiene de tablas del mismo manual (tabla 3-36 ó 3-50) y por último  $F_{bx}$  y  $F_{by}$  deben cumplir ciertos requerimientos de pandeo y estabilidad que la calculadora revisa.

Los pasos del programa se presentan a continuación.

PROGRAMA QUE CALCULA :

=PERFILES IPR  
=SECCION COMPACTA  
=ESFUERZOS  $F_{bx}$  ,  $F_{by}$  Y  
=ECUACIONES PARA CARGA  
AXIAL Y FLEXION  
COMBINADOS .

PRP \*FLEXO\*

01*LBL *FLEXO*	19 AON	36*LBL 43
02 CLAG	20 PROMPT	37 RCL 03
03 CF 15	21 ASTO Y	38 RCL 04
04 *Fa=?*	22 *SI*	39 +
05 PROMPT	23 ASTO X	40 RCL 02
06 STO 01	24 AOFF	41 +
07 *Fa=?*	25 X=Y?	42 *Ec1.6-2=*
08 PROMPT	26 SF 15	43 ARCL X
09 /	27 XEQ 39	44 PROMPT
10 STO 02	28 XEQ 06	
11 ENTER	29 XEQ 03	45*LBL 07
12 .15	30 FS? 15	46 *AMBOS SEN?*
13 X<>Y	31 GT0 02	47 AON
14 X<=Y?	32 GT0 43	48 PROMPT
15 GT0 08		49 ASTO Y
16 GT0 07	33*LBL 02	50 *SI*
	34 XEQ 05	51 ASTO X
17*LBL 06	35 XEQ 04	52 AOFF
18 *AMBOS SEN?*		53 X=Y?



54 SF 15	93 PROMPT	134 *MY=?
55 XEQ 39	94 *	135 PROMPT
56 XEQ 86	95 RCL 03	136 *SY=?
57 XEQ 03	96 *	137 PROMPT
58 FS? 15	97 STO 03	138 /
59 GTO 41		139 STO 04
60 GTO 42	98*LBL 40	140 RTH
	99 RCL 03	
61*LBL 41	100 RCL 05	141*LBL 06
62 XEQ 05	101 +	142 *LbX=?
63 XEQ 04	102 RCL 02	143 PROMPT
	103 +	144 STO 11
64*LBL 42	104 *Ec1.6-1a="	145 *KX=?
65 FS? 15	105 ARCL X	146 PROMPT
66 GTO 35	106 PPROMPT	147 *
67 GTO 37	107 RCL 07	148 *RX=?
	108 .6	149 PROMPT
68*LBL 35	109 *	150 /
69 RCL 05	110 1/X	151 X12
70 1/X	111 RCL 01	152 1/X
71 RCL 01	112 *	153 149331.4057
72 *	113 RCL 03	154 *
73 CHS	114 +	155 STO 06
74 1	115 RCL 04	156 *MX=?
75 +	116 +	157 PROMPT
76 1/X	117 *Ec1.6-1b="	158 *SX=?
77 *CMY=?	118 ARCL X	159 PROMPT
78 PROMPT	119 PROMPT	160 /
79 *		161 STO 03
80 RCL 04	120*LBL 05	162 RTH
81 *	121 *LbY=?	
82 STO 05	122 PROMPT	
	123 *KY=?	163*LBL 39
83*LBL 37	124 PROMPT	164 *bF=?
84 RCL 06	125 *	165 PROMPT
85 1/X	126 *KY=?	166 STO 09
86 RCL 01	127 PROMPT	167 *TF=?
87 *	128 /	168 PROMPT
88 CHS	129 X12	169 STO 10
89 1	130 1/X	170 *FY=?
90 +	131 149331.4057	171 PROMPT
91 1/X	132 *	172 STO 07
92 *CMX=?	133 STO 05	173 *d=?
		174 PROMPT

175 STO 12	214 AOH	254 GTO 32
176 RTN	215 PROMPT	
	216 ASTO /	255*LBL 17
177*LBL 04	217 *SI*	256 RCL 07
178 *SEC.SOLIDAR*	218 ASTO X	257 SORT
179 AOH	219 AOFF	258 RCL 09
180 PROMPT	220 X=Y?	259 *
181 ASTO Y	221 GTO 14	260 RCL 10
182 *SI*	222 GTO 15	261 /
183 ASTO X		262 2
184 AOFF	223*LBL 14	263 /
185 X=Y?	224 RCL 07	264 .005
186 GTO 00	225 ,6	265 *
187 GTO 01	226 *	266 CHS
	227 *FBY=*	267 1.075
188*LBL 00	228 ARCL X	268 +
189 RCL 07	229 PROMPT	269 RCL 07
190 .75	230 GTO 32	270 *
191 *		271 *FBY=*
192 *FBY=*	231*LBL 15	272 ARCL X
193 ARCL X	232 RCL 07	273 PROMPT
194 PROMPT	233 SORT	274 GTO 32
195 GTO 32	234 1/X	
	235 65	275*LBL 03
196*LBL 01	236 *	276 *IPR*
197 RCL 07	237 ENTER1	277 AVIEW
198 SORT	238 RCL 10	278 PSE
199 1/X	239 2	279 RCL 09
200 95	240 *	280 76
201 *	241 1/X	281 *
202 ENTER1	242 RCL 09	282 RCL 07
203 RCL 10	243 *	283 SORT
204 2	244 X<=Y?	284 /
205 *	245 GTO 16	285 ENTER1
206 1/X	246 GTO 17	286 RCL 11
207 RCL 09		287 X<=Y?
208 *	247*LBL 16	288 GTO 18
209 X<=Y?	248 RCL 07	289 GTO 09
210 GTO 12	249 ,75	
211 GTO 13	250 *	290*LBL 18
	251 *FBY=*	291 RCL 03
212*LBL 12	252 ARCL X	292 RCL 10
213 *HIBRIDA 0 A514?*	253 PROMPT	

293 *	333*LBL 21	373 *PLANO DEL EJE*
294 1/X	334 RCL 07	374 AVIEW
295 RCL 12	335 .66	375 PSE
296 *	336 *	376 *MEMOR?*
297 RCL 07	337 *FBX=*	377 AOH
298 *	338 ARCL X	378 PROMPT
299 1/X	339 PROMPT	379 ASTO Y
300 20000	340 GTO 10	380 *S1*
301 *		381 ASTO X
302 ENTER↑	341*LBL 22	382 AOFF
303 RCL 11	342 *SEMICONFRACTA*	383 X=Y?
304 X=Y?	343 AVIEW	384 GTO 24
305 GTO 19	344 PSE	385 GTO 11
306 GTO 05	345 RCL 13	
	346 RCL 07	386*LBL 24
307*LBL 19	347 SORT	387 *Cb=?*
308 RCL 09	348 *	388 PROMPT
309 RCL 10	349 .002	389 STO 14
310 2	350 *	390 12 E03
311 *	351 CHS	391 *
312 /	352 .79	392 RCL 09
313 STO 13	353 +	393 *
314 95	354 RCL 07	394 RCL 10
315 RCL 07	355 *	395 *
316 SORT	356 *FBX=*	396 RCL 12
317 /	357 ARCL X	397 /
318 ENTER↑	358 PROMPT	398 RCL 11
319 RCL 13	359 GTO 10	399 /
320 K=Y?		400 STO 15
321 GTO 20	360*LBL 09	401 RCL 07
322 GTO 09	361 95	402 .6
	362 RCL 07	403 *
323*LBL 20	363 SORT	404 RCL 15
324 65	364 /	405 X(Y)
325 RCL 07	365 RCL 13	406 K=Y?
326 SORT	366 K=Y?	407 GTO 25
327 /	367 GTO 23	408 GTO 26
328 ENTER↑	368 GTO 13	
329 RCL 13		409*LBL 25
330 K=Y?	369*LBL 23	410 RCL 07
331 GTO 21	370 *CARGADA EN EL*	411 .6
332 GTO 22	371 AVIEW	412 *
	372 PSE	413 *FBX=*

414 ARCL X  
415 PROMPT  
416 GTO 10

417\*LBL 26  
418 RCL 14  
419 510 E03  
420 \*

421 RCL 07  
422 /  
423 SORT  
424 STO 00  
425 RCL 11  
426 \*RT=?\*  
427 PROMPT  
428 /

429 STO 16  
430 RCL 00  
431 X<Y  
432 X=Y?  
433 GTO 27  
434 GTO 28

435\*LBL 27  
436 RCL 14  
437 170 E03  
438 \*  
439 RCL 16  
440 X12  
441 /  
442 STO 00  
443 .6

444 RCL 07  
445 \*  
446 RCL 00  
447 X=Y?  
448 GTO 29  
449 GTO 25

450\*LBL 28  
451 RCL 14  
452 102 E03  
453 \*

454 RCL 07  
455 /  
456 SORT  
457 RCL 16  
458 X<Y  
459 X=Y?  
460 GTO 30  
461 GTO 11

462\*LBL 30  
463 RCL 16  
464 X12  
465 RCL 07  
466 \*  
467 RCL 14  
468 /

469 1530 E03  
470 /  
471 CHS  
472 .6666666  
473 +  
474 RCL 07  
475 \*  
476 STO 00  
477 .6

478 RCL 07  
479 \*  
480 RCL 00  
481 X=Y?  
482 GTO 29  
483 GTO 25

484\*LBL 11  
485 76  
486 RCL 07  
487 SORT  
488 /  
489 STO 16  
490 RCL 11  
491 RCL 09  
492 /  
493 RCL 16  
494 X<Y

495 X=Y?  
496 GTO 25  
497 GTO 13

498\*LBL 13  
499 \*VER APENDICE C\*  
500 PROMPT

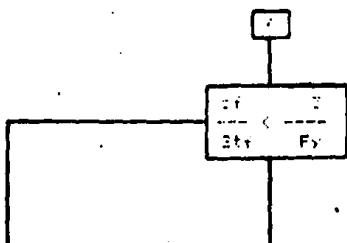
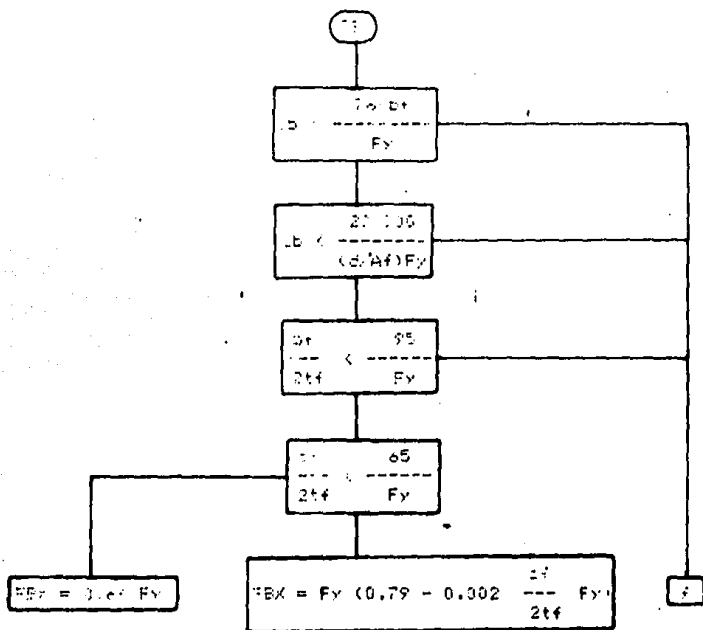
501\*LBL 29  
502 RCL 15  
503 RCL 00  
504 X)??  
505 GTO 31  
506 RCL 15  
507 \*FBX=\*  
508 ARCL X  
509 PROMPT  
510 GTO 10

511\*LBL 31  
512 RCL 00  
513 \*FBX=\*  
514 ARCL X  
515 PROMPT  
516 GTO 10

517\*LBL 10  
518 I/X  
519 RCL 03  
520 \*  
521 STO 03  
522 RTN

523\*LBL 32  
524 I/X  
525 RCL 04  
526 \*  
527 STO 04  
528 RTN  
529 END

- 182 -  
 DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA "FLEXO"



VER APENDICE "C"  
DEL A.I.S.C.

Lb 76  
--- < ---  
bf Fy

CARGADA EN  
EL PLANO DEL  
EJE MENOR

$$FB' = \frac{12 \times 10^3 Cb}{Lb (d / Af)}$$

Lb 102 x 10<sup>3</sup> Cb  
--- > ---  
rt Fy

Lb 510 x 10<sup>3</sup> Cb  
--- > ---  
rt Fy

$$FB'' = \left( \frac{2}{3} \frac{Fy Lb^2}{1530 \times 10^3 Cb rt^2} \right) Fy$$

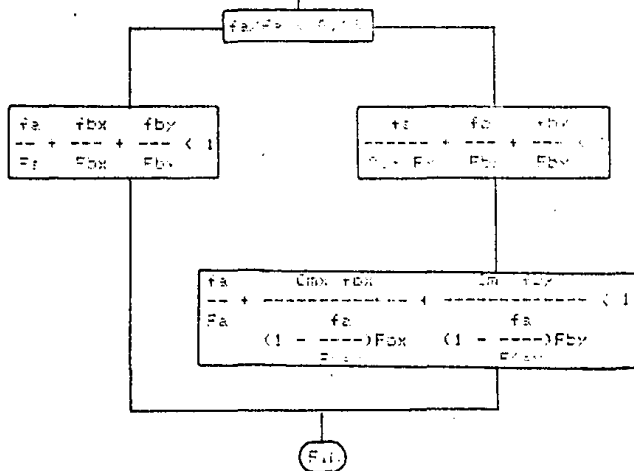
$$FB'' = \frac{170 \times 10^3 Cb}{(rt/rt)^2}$$

FBX = EL MAYOR VALOR DE "FB'" O "FB''"

FBX > 0.6 Fy

FBX = 0.6 Fy

FBX = FB' o FB''



A N E X O III  
JOIST O VIGAS DE ALMA ABIERTA

Las vigas de acero Joist son aquellos miembros de cuerdas paralelas y de alma abierta apropiados para el soporte directo de pisos y techos en -- construcciones.

Existen dos diferentes series de vigas de alma abierta o Joist, que son la serie H y la J. El diseño de las vigas serie J es basado en un esfuerzo de cedencia de  $2530 \text{ kg/cm}^2$ . Para las vigas de serie H, el diseño de las cuerdas está basado en un esfuerzo de cedencia de  $3515 \text{ kg/cm}^2$ ; mientras que para el diseño del alma de las mismas el esfuerzo será de  $2530 \text{ kg/cm}^2$  ó de  $3515 \text{ kg/cm}^2$ . (Figura III. 1)

Las vigas deberán ser espaciadas de tal manera que la carga en cada una de ellas no sobrepase la carga permisible de diseño. La viga de alma abierta o Joist, está diseñada de acuerdo a las especificaciones de el Steel Joist Institute.

Es necesaria la instalación de un puesteo entre los Joist, y deberá consistir en uno de los siguientes tipos:

-Puesteo horizontal:

Deberá consistir en dos miembros de acero continuos en forma horizontal, uno unido a las cuerdas superiores y otro a las cuerdas inferiores.

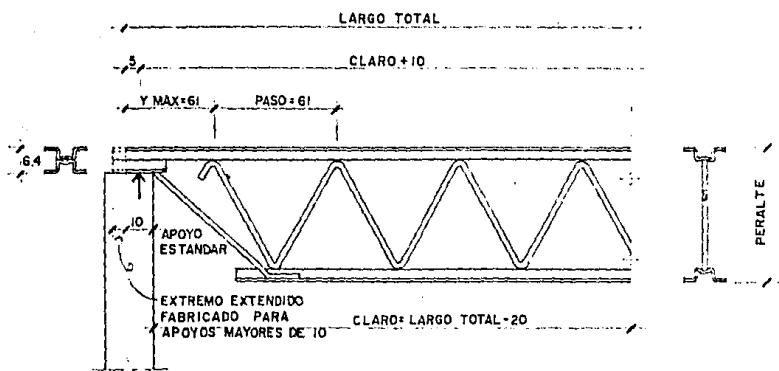
-Puesteo diagonal:

Consistirá en refuerzos transversales con una relación del largo sin apoyo al mínimo radio de giro del miembro del puesteo, no mayor de 200.

Las conexiones a las cuerdas de las vigas deberá hacerse por medios mecánicos o soldadura. Todo el puesteo y los sujetadores del puesteo deberán estar completamente instalados antes de que las cargas de construcción sean colocadas sobre las vigas.

Se presenta a continuación una tabla para la obtención de los atiesadores horizontales. (Ver figura III-2)





ACOTACIONES EN cms

Fig. III.1

PERFIL (PULGS.)	SEPARACION MAXIMA DEL JOIST (MTS.)
VARILLA # 1/2	0.90
L 1 X 1 X 1/8	1.50
L 1 1/4 X 1 1/4 X 1/8	1.90
W 1 1/2 X 1 1/2 X 1/8	2.30
W 1 3/4 X 1 3/4 X 1/8	2.70
W 2 X 2 X 1/8	3.00

No DE HILERAS DE ATIESADURES				
TAMANO DE LA CUERDA*	1 HILERA	2 HILERAS	3 HILERAS	4 HILERAS
3	HASTA 4.0 M.	4.0 A 5.2 M.	5.2 A 8.5 M.	
4	HASTA 4.9 "	4.9 A 6.4 "	6.4 A 9.8 "	
5	HASTA 4.9 "	4.9 A 6.4 "	6.4 A 10.1 "	10.1 A 11.6 M.
6	HASTA 5.5 "	5.5 A 6.7 "	6.7 A 11.0 "	11.0 A 12.2 "
7	HASTA 6.1 "	6.1 A 7.8 "	7.8 A 12.5 "	12.5 A 14.0 "
8	HASTA 6.4 "	6.4 A 8.2 "	8.2 A 13.1 "	13.1 A 14.6 "
9	HASTA 7.0 "	7.0 A 9.1 "	9.1 A 14.0 "	14.0 A 15.8 "
10	HASTA 7.3 "	7.3 A 9.1 "	9.1 A 14.3 "	14.3 A 16.2 "
11	HASTA 7.3 "	7.3 A 9.4 "	9.4 A 14.6 "	14.6 A 16.8 "

\* ULTIMOS DIGITOS DE LA DESIGNACION DE LAS VIGAS MOSTRADAS EN LAS TABLAS DE CARGA.

Fig. III.2

Para la designación de los Joist, se mostrará a continuación la tabla estandar de carga para vigas de alma abierta serie H, basada en un esfuerzo permisible de  $2100 \text{ kg/cm}^2$ , adoptado por el Steel Joist Institute and American Institute of Steel Construction Inc, Oct. 1, 1974. (Ver tabla - en la figura III.3)

Los números que se encuentran en la parte superior de los recuadros de la tabla, dan las capacidades totales de carga uniformemente distribuida en kilogramos por metro lineal, de las vigas de acero serie H. El peso de cargas muertas, incluyendo las vigas, deberán deducirse para determinar las capacidades de carga viva de las vigas.

Los números que se encuentran en la parte inferior de los recuadros de la tabla, son las cargas vivas por metro lineal de las vigas, de las cuales producirán una deflexión aproximada de  $1/360$  del claro. Las cargas vivas que producirán una deflexión de  $1/240$  del claro, las podemos obtener multiplicando las cantidades inferiores de los cuadros de la tabla por 1.5. En ningún caso se podrá exceder la capacidad total de la viga.

Ejemplo de designación de Joist:

12	H	5
peralte en	cuerdas de acero	tamaño de la
pulgadas	de alta resistencia.	cuera para atiesamiento horizontal.

En largos menores de 6 mts. se deberá agregar un 10% al peso teórico especificado. En los casos donde no aparezca carga señalada en los recuadros, se determinará su peso y carga admisible en forma especial, así como en largos mayores de 12 mts.

Dentro de las ventajas que ofrece el Joist, se pueden destacar:

-Economía:

Fig. III. 3 - tabla estándar de carga para vigas de alma abierta, serie H, basada en un esfuerzo permisible de 2,100 kg/cm<sup>2</sup>

Adoptado por el Steel Joist Institute and American Institute of Steel Construction Inc, Oct. 1, 1974.

Los números negros en la siguiente tabla, nos dan las capacidades totales de carga uniformemente distribuida, en kilogramos por metro lineal, de las vigas de acero serie H. El peso de cargas muertas, incluyendo las vigas, deberán deducirse para determinar las capacidades de carga VIVA de las vigas.

La tabla de carga puede utilizarse para las vigas de cuerdas paralelas instaladas en una pendiente máxima de 1.3 cms. por 30 cms.

Los números mostrados en azul en esta tabla de carga son las cargas VIVAS por metro lineal de las vigas, las cuales producirán una deflexión aproximada de 1/360 del claro. Las cargas VIVAS que producirán una deflexión de 1/240

del claro, las podemos obtener multiplicando las cantidades en azul por 1.5. En ningún caso se podrá exceder la capacidad total de la viga \*\*\*

Las pruebas en las vigas de acero diseñadas de acuerdo con las especificaciones Estándar han demostrado que las tablas de carga Estándar se pueden aplicar a cargas concentradas en la cuerda superior cuando la suma de las cargas iguales concentradas en la misma no excedan la carga uniforme permisible para el respectivo tipo de viga y el espacio entre las cargas no exceda de 84 cms. a lo largo de las cuerdas superiores.

EJEMPLO DE DESIGNACION DE JOIST:

12 - H - 5  
 para un claro de 12 metros y un momento horizontal de 5 toneladas

DESIGNACION DE JOIST	12H3	12H4	12H5	12H6	14H3	14H4	14H5	14H6	14H7	16H4	16H5	16H6	16H7	16H8
* PERALTE NOMINAL (CMS.)	30.5	30.5	30.5	30.5	35.6	35.6	35.6	35.6	35.6	40.6	40.6	40.6	40.6	40.6
MOMENTO RESISTENTE (M.TS. KG.)	1642	1802	2101	2442	1972	2283	2574	2922	3781	2301	2557	2931	3404	3834
MAXIMA REACCION EN EL EXTREMO (KGS.)	1315	1523	1680	1777	1578	1521	1716	1947	2520	1840	2045	1953	2268	2556
MOMENTO DE INERCIA (CM. <sup>4</sup> )	1528	1631	1659	2099	2138	2281	2590	2937	3854	2850	3041	3209	3816	4520
** PESO APROX. (KG. M.L.)	9.2	9.5	10.0	12.8	9.4	9.7	11.4	13.2	15.1	9.9	10.9	11.2	13.4	15.0
CLARO EN MTS.														
5.0	526	609	672		631					736	818			
5.5	434	503	556	646	521					609	676			
6.0	311	423	467	543	438	507	572	649	840	511	568	651	756	852
6.5	184	223	235	284	270	312	357	397	519	308	324	401	503	591
7.0	268	311	343	399	322	373	420	477	617	376	418	479	556	626
7.5	155	179	189	227	211	250	285	324	415	247	274	319	375	432
8.0	233	271	299	347	280	325	366	416	538	327	364	417	484	545
8.5	126	149	161	186	145	167	191	213	273	163	177	200	234	263
9.0					246	285	322	365	473	288	320	366	425	479
9.5					145	167	191	213	273	163	177	200	234	263
10.0					218	253	285	323	419	255	283	325	377	425
					121	139	150	178	232	151	161	188	227	253
										227	253	289	336	379
										135	152	165	191	227
										204	227	260	302	340
										115	129	143	170	195
										184	205	234	272	307
										111	121	135	156	180

EN LARGOS MENORES DE 5 MTS. SE DEBERA AGREGAR UN 10% AL PESO TEORICO ESPECIFICADO.  
 EN LOS CASOS DONDE NO APAREZCA CARGA SE DEBERAN EN LOS MTS. LARGOS SE DETERMINARA SU PESO Y CARGA AL MUESTRAR EN FORMA ESPECIAL.  
 ASI COMO EN LOS CASOS DE 12 MTS.

DESIGNACION DE JOIST	18H5	18H6	18H7	18H8	20H6	20H7	20H8	20H9
PARALTE NOMINAL (CMS.)	45.7	45.7	45.7	45.7	50.8	50.8	50.8	50.8
MOMENTO RESISTENTE (MTS.- KG.)	3347	3886	4363	5495	4368	4906	5681	6184
MAXIMA REACCION EN EL EXTREMO (KGS.)	2434	2392	2685	3383	2688	2804	3030	3092
MOMENTO DE INERCIA (CM. <sup>4</sup> )	4125	5035	5397	7237	6284	6747	8258	9047
PESO APROX. (KG.- M.L.)	11.6	13.7	15.4	18.0	15.5	15.9	17.8	18.5
CLARO EN MTS. 5.5	885							
6.0	744 717							
6.5	634 504	736 650	828 726	1041 995	827			
7.0	546 451	634 545	712 583	897 797	713 681	801 729		
7.5	476 367	553 443	621 474	782 648	621 554	698 593	808 727	
8.0	418 302	486 355	545 391	687 534	546 456	613 468	710 595	773 667
8.5	371 252	430 304	483 326	608 445	484 380	543 407	629 496	685 556
9.0	331 212	384 256	431 274	543 375	431 320	486 343	561 418	611 469
9.5	297 181	344 218	387 233	487 319	387 272	435 292	504 355	548 398
10.0	268 155	311 167	349 200	440 273	349 234	392 250	455 305	495 342
10.5	243 134	282 161	317 173	389 236	317 202	356 216	412 263	449 295
11.0	221 118	257 140	288 150	363 205	289 176	324 188	378 229	409 257
11.5					264 154	297 164	344 200	374 225
12.0					243 135	272 144	316 176	344 198

EN LARGOS MENORES DE 8 MTS. SE DEBERA AGRICGAR UN 10% AL PESO TEORICO ESPECIFICADO.  
 EN LOS CASOS DONDE NO APAREZCA CARGA SEÑALADA EN LOS RECUADROS, SE  
 DETERMINARA SU PESO Y CARGA ADMISIBLE EN FORMA ESPECIAL  
 ASI COMO EN LARGOS MAYORES DE 12 MTS.

DESIGNACION DE JOIST	22H7	22H8	22H9	22H10	24H7	24H8	24H9	24H10	26H9	26H10	26H11
PERALTE NOMINAL (CMS.)	55.9	55.9	59.9	59.9	61.0	61.0	61.0	61.0	66.0	66.0	66.0
MOMENTO RESISTENTE (M.TS.-KG.)	4850	5449	6316	6347	5333	5992	6950	7536	6557	7585	8226
MAXIMA REACCION EN EL EXTREMO (KGS.)	2772	3115	3156	3222	3049	3195	3476	3545	3280	3570	3654
MOMENTO DE INERCIA (CM. <sup>4</sup> )	7694	8247	10094	10504	9234	9898	12115	12607	12597	14319	14901
PESO APROX. (KG.-M.L.)	15.9	16.3	18.5	18.8	16.2	16.8	18.6	19.2	18.8	19.0	20.2
CLARO EN MTS. 6.0											
6.5											
7.0	792	890			871						
7.5	690 177	775 197			758	852					
8.0	606 158	681 177	789 223		667	749 217	869		820		
8.5	537 145	603 173	699 207	758 213	590 168	663 187	770 223	834 250	726	840	
9.0	479 132	538 149	624 171	676 191	576 160	592 163	686 193	744 212	648	749 209	812 233
9.5	430 113	483 137	560 156	607 171	473 133	531 152	616 177	668 192	581 165	672 196	729 210
10.0	388 106	436 126	505 143	548 157	427 123	479 137	556 157	603 171	525 147	607 172	658 189
10.5	352 97	395 111	458 132	497 141	387 111	435 127	504 147	547 161	476 131	550 157	597 171
11.0	321 88	360 107	418 120	453 131	353 107	396 116	460 136	498 147	433 127	502 147	544 162
11.5	293 81	330 101	382 115	414 124	325 97	362 104	420 124	456 136	397 113	459 134	498 140
12.0	269 75	303 97	351 116	380 124	296 89	333 112	386 116	419 123	364 105	421 126	457 131

EN CLAROS MENORES DE 6.0 MTS. SE DEBEA APLICAR UN 10% AL PESO TEORICO ESPECIFICADO.  
 EN LOS CASOS DONDE NO EXISTAN CLAROS EN LA TABLA EN LOS NEUMADOS SE  
 DETERMINARA SU PESO Y AREA APLICANDO LA FORMA ESPECIAL  
 AREA COMPLETA = 0.000178 L x L x L

La estandarización del producto bajo estrictos controles de calidad, la simplificación de la selección al recurrir a tablas prediseñadas que le permiten tener el Joist apropiado para cada claro y su rápida instalación generan un ahorro en el costo total de la construcción.

**-Ligereza:**

Estudios internacionales de analistas especializados en la materia aseguran que el sistema estructural de Joist optimiza la ligereza del edificio (generando un ahorro en el costo de cimentación), al permitir que el peso muestro oscile entre los 70 y 180 kg/m<sup>2</sup>, mientras que en el sistema convencional va de un rango de 270 a 480 kg/m<sup>2</sup>.

**-Claros máximos:**

El proceso de fabricación del Joist, le permite resolver el problema que para todo constructor representa las cubiertas de claros hasta de - - 12 mts.

**LOSACERO.**

El sistema losacero logra una unión mecánica entre el concreto y el acero, la cual depende de la configuración dada a la lámina de acero.

El diseño de la lámina consiste en indentaciones y relieves hechos en las caras horizontales y verticales. La unión entre la lámina con estas corrugaciones y el concreto, dan como resultado un trabajo de conjunto para la acción de fuerzas verticales. Las indentaciones se definen como áreas de metal en las cuales penetra el concreto, y los relieves, como áreas de metal que entran en la masa de concreto. (Figura III.4.)

Las características de diseño de losacero proporcionan:

- 1) Mayor rigidez en la sección de la lámina.
- 2) Area adecuada de contacto para absorber fuerzas cortantes horizontales entre la lámina y el concreto.

La forma en que trabaja el losacero es similar a la de una viga de acero compuesta, empleando los mismo elementos esenciales: viga de acero, conex

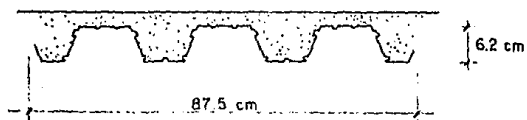
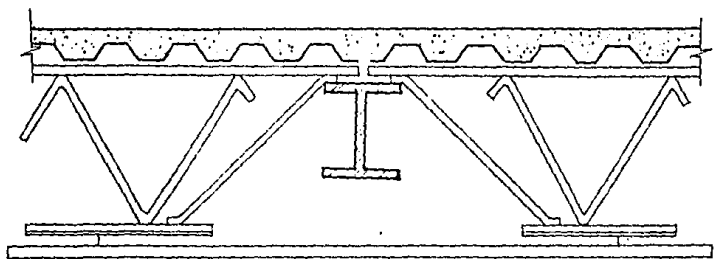


Fig. III. 4



tores de cortante y losa de concreto.

El sistema trabaja de la siguiente forma:

- 1.- El elemento lámina de acero actúa como viga.
  - 2.- Las indentaciones formadas en las caras horizontales superiores y los relieves formados en las caras verticales de la lámina de acero - actúan como conectores mecánicos, transfiriendo corte horizontal entre el concreto y la lámina de acero.
  - 3.- Los relieves longitudinales formados en las paredes de cada canal de la lámina de acero, actúan como conectores mecánicos que enlazan o unen el acero y el concreto, evitando la separación vertical.
  - 4.- El concreto actúa como elemento de compresión muy efectivo, también rellena los canales y proporciona una superficie de acabado plana.
  - 5.- La lámina losacero está diseñada para soportar la carga muerta del concreto antes del fraguado sin apuntalamiento.
- La lámina losacero puede utilizarse como plataforma segura de trabajo y almacenamiento, antes de vaciar el concreto.
- 6.- Después de que el concreto es vaciado y adquiere su resistencia propia, la sobrecarga de diseño es soportada por la sección compuesta de lámina y acero.

Por lo anterior con este sistema se reúnen con eficiencia y economía las propiedades del concreto y del acero.

A continuación se muestran las tablas para diseño de losacero, proporcionadas por los fabricantes. Dichas tablas están hechas para dos diferentes relaciones de módulos de elasticidad ( $N = 14$  y  $N = 18$ )

TABLA DE PROPIEDADES DE LA SECCION COMPLETA POR METRO DE ANCHO

No 14	f c = 200 kg/cm <sup>2</sup>				PESO VOLUMETRICO = 2300 kg/m <sup>3</sup>						
	CAL	PESO kg/m <sup>3</sup>	FENALTE TOTAL cm	II	Sec am <sup>2</sup> /m	St am <sup>2</sup> /m	II	Sec am <sup>2</sup> /m			
22	8.88	8.2	13.14	24.30	23.28	8	213.13	111.52	52.83	1833	144.80
						8	171.48	120.07	57.81	1753	151.73
						8	174.82	117.07	55.03	2250	263.40
						10	1284.83	220.50	38.07	3172	239.40
20	10.36	6.2	88.37	39.14	37.80	8	1286.88	272.24	174.38	1071	241.80
						8	481.99	216.84	54.87	1488	196.80
						8	487.61	114.18	73.88	2307	218.40
						10	1352.88	231.09	55.48	2318	263.40
18	12.78	6.3	110.31	38.88	38.81	8	1101.51	251.01	132.62	1408	161.40
						8	587.75	131.04	22.88	1862	100.00
						8	717.02	143.74	44.46	2001	122.50
						10	1626.34	241.22	148.88	1447	315.00
16	11.16	8.3	144.37	47.88	48.18	8	1154.19	141.73	100.78	1472	103.40
						8	874.98	162.13	114.56	2063	126.40
						8	1281.07	274.88	141.22	2367	233.40
						10	1772.28	274.88	161.63	1448	318.40
11	2422.46	343.72	211.79	1304	344.40						

TABLA DE SOBRECARGAS CLAROS Y ESPESORES DE CONCRETO

CLARO MET.	f c = 200 kg/cm <sup>2</sup>																PESO VOLUMETRICO = 2300 kg/m <sup>3</sup>															
	SOBRECARGA kg/m <sup>2</sup>																															
	A = 5 cms				A = 8 cms				A = 8 cms				A = 10 cms				A = 12 cms															
	27	20	18	18	27	20	18	18	27	20	18	18	27	20	18	18	27	20	18	18	27	20	18	18								
1.80	1704	1404	1260	1152	1551	1251	1116	1008	1404	1104	969	861	1206	906	771	663	1008	708	573	465	1304	1004	869	761	1104							
1.90	1743	1443	1299	1191	1590	1290	1155	1047	1443	1143	1008	900	1245	945	810	702	1047	747	612	504	1343	1043	908	800	1143							
2.00	1782	1482	1348	1230	1629	1329	1194	1086	1482	1182	1047	939	1284	984	849	741	1086	786	651	543	1382	1082	947	839	1182							
2.10	1821	1521	1397	1271	1668	1368	1233	1125	1521	1221	1086	978	1323	1023	888	780	1125	825	690	582	1421	1121	986	878	1221							
2.20	1860	1560	1446	1312	1707	1407	1266	1156	1560	1260	1125	1017	1362	1062	927	819	1164	864	735	624	1460	1160	1027	918	1260							
2.30	1899	1600	1495	1353	1746	1446	1299	1187	1600	1300	1164	1048	1401	1101	966	858	1203	903	774	663	1500	1200	1068	957	1300							
2.40	1938	1640	1544	1394	1785	1485	1332	1218	1640	1340	1203	1089	1440	1140	1005	897	1242	942	813	702	1539	1239	1116	1006	1339							
2.50	1977	1680	1593	1435	1824	1524	1365	1239	1680	1380	1242	1120	1479	1179	1044	936	1281	981	852	741	1578	1278	1173	1045	1378							
2.60	2016	1720	1642	1476	1863	1563	1398	1260	1720	1420	1281	1151	1518	1218	1083	975	1320	1020	891	780	1617	1317	1233	1084	1417							
2.70	2055	1760	1691	1517	1902	1602	1431	1281	1760	1460	1323	1182	1557	1257	1121	1014	1359	1059	930	819	1656	1356	1290	1123	1456							
2.80	2094	1800	1740	1558	1941	1641	1464	1302	1800	1500	1365	1203	1596	1296	1162	1045	1398	1098	969	858	1695	1395	1347	1162	1495							
2.90	2133	1840	1789	1599	1980	1680	1497	1323	1840	1540	1407	1224	1635	1335	1203	1076	1437	1137	1008	897	1734	1434	1404	1201	1534							
3.00	2172	1880	1838	1640	2019	1719	1530	1344	1880	1580	1449	1245	1674	1374	1244	1107	1476	1176	1047	936	1773	1473	1461	1240	1573							
3.10	2211	1920	1887	1681	2058	1758	1563	1365	1920	1620	1491	1266	1713	1413	1285	1138	1515	1215	1086	975	1812	1512	1518	1279	1612							
3.20	2250	1960	1936	1722	2097	1797	1596	1386	1960	1660	1533	1287	1752	1452	1326	1169	1554	1254	1125	1014	1851	1551	1575	1318	1651							
3.30	2289	2000	1985	1763	2136	1836	1629	1407	2000	1700	1575	1308	1791	1491	1367	1200	1593	1293	1164	1053	1890	1590	1632	1357	1690							
3.40	2328	2040	2034	1804	2175	1875	1662	1428	2040	1740	1617	1329	1830	1530	1408	1231	1632	1332	1203	1092	1929	1632	1693	1396	1729							
3.50	2367	2080	2083	1845	2214	1914	1695	1449	2080	1780	1659	1350	1869	1571	1449	1262	1671	1371	1242	1131	1968	1671	1754	1435	1768							
3.60	2406	2120	2132	1886	2253	1953	1728	1470	2120	1820	1701	1371	1908	1611	1490	1293	1710	1410	1283	1170	2007	1710	1810	1474	1807							
3.70	2445	2160	2181	1927	2292	1992	1761	1491	2160	1860	1743	1392	1947	1651	1531	1324	1749	1451	1324	1209	2046	1749	1866	1513	1846							
3.80	2484	2200	2230	1968	2331	2031	1794	1512	2200	1900	1785	1413	1986	1691	1572	1355	1788	1491	1365	1248	2085	1788	1921	1552	1885							
3.90	2523	2240	2279	2009	2370	2070	1827	1533	2240	1940	1827	1434	2025	1731	1613	1386	1827	1531	1406	1287	2124	1827	1976	1591	1924							
4.00	2562	2280	2328	2050	2409	2109	1860	1554	2280	1980	1869	1455	2064	1771	1654	1417	1866	1571	1447	1326	2163	1866	2031	1630	1963							
4.10	2601	2320	2377	2091	2448	2148	1893	1575	2320	2020	1911	1476	2103	1811	1695	1448	1905	1611	1488	1365	2202	1905	2086	1669	2002							
4.20	2640	2360	2426	2132	2487	2187	1926	1596	2360	2060	1953	1497	2142	1851	1736	1479	1944	1651	1529	1404	2241	1944	2141	1708	2041							
4.30	2679	2400	2475	2173	2526	2226	1959	1617	2400	2100	1995	1518	2181	1891	1777	1510	1983	1691	1570	1443	2280	1983	2196	1747	2080							
4.40	2718	2440	2524	2214	2565	2265	1992	1638	2440	2140	2037	1539	2220	1931	1818	1541	2022	1731	1611	1482	2319	2022	2251	1786	2119							
4.50	2757	2480	2573	2255	2604	2304	2025	1659	2480	2180	2079	1560	2259	1971	1859	1572	2061	1771	1652	1521	2358	2061	2306	1825	2158							
4.60	2796	2520	2622	2296	2643	2343	2058	1680	2520	2220	2121	1581	2298	2011	1900	1603	2100	1811	1693	1560	2397	2100	2361	1864	2197							
4.70	2835	2560	2671	2337	2682	2382	2091	1701	2560	2260	2163	1602	2337	2051	1941	1634	2139	1851	1734	1600	2436	2139	2416	1903	2236							
4.80	2874	2600	2720	2378	2721	2421	2124	1722	2600	2300	2205	1623	2376	2091	1982	1665	2178	1891	1775	1639	2475	2178	2471	1942	2275							
4.90	2913	2640	2769	2419	2760	2460	2157	1743	2640	2340	2247	1644	2415	2131	2023	1696	2217	1931	1816	1678	2514	2217	2526	1981	2314							
5.00	2952	2680	2818	2460	2799	2500	2190	1764	2680	2380	2289	1665	2454	2171	2064	1727	2256	1971	1857	1717	2553	2256	2581	2020	2353							



#### DISEÑO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE.

Los conectores de cortante deben transmitir la fuerza cortante que provocan las cargas verticales y horizontales, para asegurar que el sistema de piso se comporte como un diafragma rígido que transmita estas fuerzas de -- una armadura a otra.

El diseño de dichos conectores se hará de la siguiente forma:

Para la condición más desfavorable (cargas verticales + sismo) el cortante que se debe transmitir es igual a 230.23 ton.

Como ya se ha mencionado, se propone un sistema de piso a base de losa cero soportada por vigas de alma abierta o joist.

Tomando en cuenta que los joist transmiten parte del cortante, mediante las siguientes consideraciones se tendrá:

$$V = 230.23 \text{ ton} = 507.73 \text{ kips}$$

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 = 3000 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{No. de joist} = 8 \text{ pzas}$$

La carga que tomará cada joist será:

$$q = 4.3 w *$$

donde:

q - cortante resistente

w - longitud de apoyo

$$q_1 = 4.3 b_f = 4.3(10.08) = 43.34 \text{ kips}$$

Diseño de la soldadura:

$$d = \frac{q_1}{0.4F_y(0.7071)(2b_f)}$$

$$d = \frac{43.34}{0.4(36)(0.7071)(2)(10.08)}$$

$$V_1 = 8 q_1 = 8 (43.34) = 346.72 \text{ kips}$$

$$V_2 = V_T - V_1 = 507.73 - 346.72 = 161.01 \text{ kips}$$

\* Se considera que la carga que toma cada joist es igual a la que tomaría un canal de 3" X 4.1 y según la tabla 1.11.4 del manual A.I.S.C. es igual a 4.3 w .

Diseño de los conectores de cortante tipo Nelson:

Conector	$q_2$
1/2" x 2"	5.1
5/8" x 2 1/2"	8.0
3/4" x 3"	11.5

Numero de conectores

$$n = \frac{V_2}{q_2} = \frac{161.01}{5.1} = 31.57 \approx 32$$

Espaciamiento

$$s = \frac{\text{long.}}{n} = \frac{787.40''}{32} = 24.61 \text{ in} = 62.5 \text{ cm}$$

A N E X O    I V  
ANALISIS DE UN MARCO SOMETIDO A CARGA  
HORIZONTAL

El análisis de un sistema de armaduras alternadas al ser sometido a cargas horizontales (sismo o viento) se vuelve un problema complejo - por la naturaleza tridimensional; al estar alternadas las armaduras en el espacio; en que todas ellas tienen una interacción debido al diafragma rígido que es la losa. Aumenta la complejidad del problema la gran cantidad de elementos estructurales en el sistema.

Para simplificar la solución del sistema se recurrirá a un artificio que será la armadura equivalente en el cual se reduce el número de elementos estructurales conservando la rigidez real de la armadura.

Para el diseño de la armadura equivalente se utilizan 2 criterios:

1) EL miembro debe comportarse elásticamente bajo condiciones de servicio.

2) El miembro también debe comportarse elásticamente bajo cargas de gravedad en combinación con cargas laterales.

Sin embargo debe cumplirse un tercer criterio: cuando se aplica un incremento de carga lateral, los extremos de la cuerda inferior en el pánel central alcanzan simultáneamente su capacidad de momento plástico.

Después de la formación de estas articulaciones plásticas en la cuerda inferior, con un ligero incremento de esta carga se forman también -- articulaciones plásticas en los extremos del pánel central de la cuerda superior, así cuando alcanza esta condición de esfuerzos, la armadura ya no puede tomar mas carga lateral y se forma el mecanismo de falla de la estructura.

Para que la armadura alcance ésta condición de carga es necesario que los miembros del alma mantengan su rigidez y resistencia elástica

superiores a este nivel de esfuerzos: de aquí que el tercer criterio que debe usarse para el dimensionamiento de los miembros del alma es que su carga crítica de pandeo y su capacidad de fluencia sean mayores que las fuerzas a que estarán sometidos hasta la formación del mecanismo plástico de falla. Así se asegura que la única procción de la armadura en donde la fluencia puede ocurrir es en los extremos del pánel central, siendo el resto de la armadura elástica.

Tomando en cuenta los criterios anteriores, podemos representar la procción elástica de la armadura por una armadura equivalente cuyas propiedades para comportarse de igual manera a la armadura real bajo cargas laterales son las siguientes:

1) La rigidez de la armadura equivalente ante fuerzas aplicadas en los nudos de esquinas superiores debe ser idéntica a la de la armadura real bajo estas mismas.

2) Los elementos en los extremos de la procción central deben ser iguales en ambas armaduras cuando se encuentran sujetas a cargas laterales en los nudos de esquina.

Así el modelo matemático de la estructura para un análisis definitivo por computadora, se reduce sustituyendo la armadura real por la equivalente que se comportará de la misma manera pero el número de sus elementos es menor.

El método para obtener la armadura equivalente se muestra a continuación; para esto se tomará nuevamente la armadura propuesta en el capítulo III, en la cual ya conocemos las propiedades de sus miembros.

CUERDA SUPERIOR

$$A = 20 \text{ in}^2$$

$$I = 134 \text{ in}^4$$

$$W 10 \times 68$$

$$A = 129.03 \text{ cm}^2$$

$$I = 5577.5 \text{ cm}^4$$

CUERDA INFERIOR

$$A = 17.6 \text{ in}^2$$
$$I = 116 \text{ in}^4$$

W 10 x 60

$$A = 113.55 \text{ cm}^2$$
$$I = 4828.28 \text{ cm}^4$$

DIAGONALES

2c 8 x 18.75

$$A = 11.02 \text{ in}^2$$
$$I = 11.28 \text{ in}^4$$

$$A = 71.1 \text{ cm}^2$$
$$I = 469.51 \text{ cm}^4$$

2c 6 x 10.5

$$A = 6.18 \text{ in}^2$$
$$I = 5.2 \text{ in}^4$$

$$A = 39.87 \text{ cm}^2$$
$$I = 216.44 \text{ cm}^4$$

2c 3 x 5

$$A = 2.94 \text{ in}^2$$
$$I = 1.89 \text{ in}^4$$

$$A = 18.97 \text{ cm}^2$$
$$I = 78.67 \text{ cm}^4$$

MONTANTES

2c 6 x 13

$$A = 7.66 \text{ in}^2$$
$$I = 29.46 \text{ in}^4$$

$$A = 49.42 \text{ cm}^2$$
$$I = 1226.22 \text{ cm}^4$$

2c 5 x 9

$$A = 5.28 \text{ in}^2$$
$$I = 15.81 \text{ in}^4$$

$$A = 34.06 \text{ cm}^2$$
$$I = 658.06 \text{ cm}^4$$

2c 3 x 4.1

$$A = 2.42 \text{ in}^2$$
$$I = 4.00 \text{ in}^4$$

$$A = 15.61 \text{ cm}^2$$
$$I = 166.49 \text{ cm}^4$$

COLUMNAS

14 x 90

$$A = 26.5 \text{ in}^2$$
$$I = 362 \text{ in}^4$$

$$A = 170.97 \text{ cm}^2$$
$$I = 15\,067.58 \text{ cm}^4$$



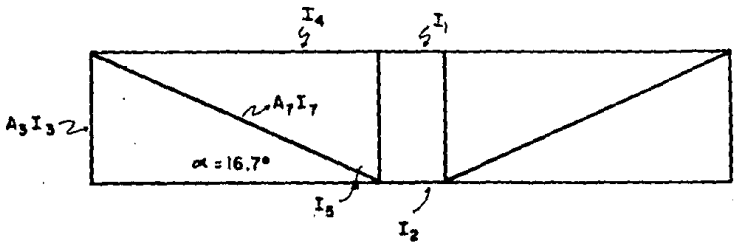
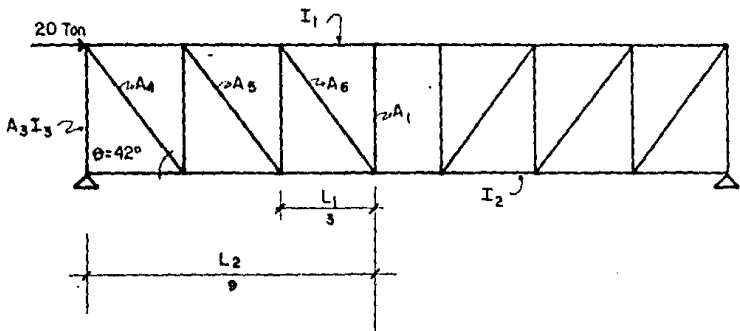
Para encontrar la rigidez de las cuerdas se obtendrá de la fórmula:

$$I_c = \frac{L_1}{L_2} \times I_1$$

sin que varíe el área.

Para las columnas no hay variación, al igual que en el pánel central.

Y por último la diagonal se obtendrá con las siguientes fórmulas:



$$A_d = (A_{d1} + A_{d2} + A_{d3} + A_{d4} \dots + A_{dn}) \frac{\cos \theta}{\cos \alpha}$$

$$I_d = \frac{I_c}{\cos \alpha}$$

$$I_4 = \frac{I_2}{I_1} \times I_1 = \frac{9}{3} \times 5577.5 = 16\,732.5 \text{ cm}^4$$

$$I_5 = \frac{I_2}{I_1} \times I_2 = \frac{9}{3} \times 4828.28 = 14\,484.84 \text{ cm}^4$$

$$A_7 = (A_4 + A_5 + A_6) \frac{\cos \theta}{\cos \alpha} = (71.1 + 39.87 + 18.97) \frac{\cos 42}{\cos 16.7} \\ 100.82 \text{ cm}^2$$

$$I_7 = \frac{I_4 + I_5}{2} \frac{1}{\cos \alpha} = \frac{16\,732.5 + 14\,484.84}{2} \frac{1}{\cos 16.7} = \\ 16\,195.99$$

Ya se tiene con esto una armadura similar a la equivalente pero aún la rigidez entre las dos puede ser diferente, para lo cual se obtiene un factor de modificación que será igual:

$$FM = \frac{\text{Deflexión lateral de la armadura equivalente}}{\text{Deflexión lateral de la armadura real}} +$$

+ En el nudo superior izquierdo que es donde se aplicará la fuerza.

Así multiplicando los datos antes obtenidos por el factor de modificación obtendremos una armadura que se comportará en la misma forma que la real para carga horizontal.

Para la obtención de la deflexión se hizo un análisis por computadora para cada armadura con el siguiente resultado:

$$\begin{aligned} \text{Deflexión armadura real} &= 1.86732 \times 10^{-1} \text{ cms} \\ \text{FM} &= 1.071016216 \end{aligned}$$

$$\text{Deflexión armadura cal.} = 1.99993 \times 10^{-1} \text{ cms}$$

Multiplicando por el factor la armadura calculada obtendremos:

$$I'_4 = I_4 \text{ FM} = (16\ 732.5) (1.071) = 17\ 920.78 \text{ cm}^4$$

$$I'_5 = I_5 \text{ FM} = (14\ 484.84 \text{ cm}^4)(1.071) = 15\ 513.50 \text{ cm}^4$$

$$A'_7 = A_7 \text{ FM} = 100.82 \text{ cm}^2 (1.071) = 107.98 \text{ cm}^2$$

$$I'_7 = I_7 \text{ FM} = (16\ 295.99 \text{ cm}^4) (1.071) = 17\ 453.27 \text{ cm}^4$$

Con estos valores obtenemos una armadura que bajo la acción de una carga aplicada en su extremo superior, trabajará de la misma manera que lo haría una con todos sus elementos; simplificando así el análisis del marco.

A N E X O V  
EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

Debido a la simetría que existe en el edificio propuesto, no existen excentricidades en las cargas provocadas por el sismo; sin embargo, el reglamento indica aplicar una excentricidad accidental que se obtiene como sigue:

$$e = 1.5 e_s \pm b \quad \text{la mas desfavorable en cada caso}$$

donde:

e - excentricidad

$e_s$  - excentricidad accidental torsional calculada en el entrepiso considerado

b - máxima dimensión en planta de dicho entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

Por tanto:

$$e = \pm 0.1 b = \pm 0.1 (80) = 8 \text{ m}$$

Considerando rigideces unitarias para distribuir el cortante se obtendrá el centro de rigideces (ver tabla V.1).

Donde:

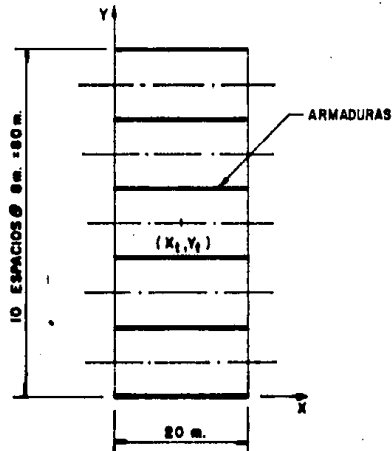
$$y_T = \frac{\sum k_{ix} y_i}{\sum k_{ix}} = \frac{240}{6} = 40 \text{ m}$$

$$x_T = \frac{\sum k_{iy} x_i}{\sum k_{iy}} = \frac{20}{2} = 10 \text{ m}$$

EJE COLUMNA	$K_{ij}$	$X_j$	$K_{ij} X_j$	$X_t$	$K_{ij} X_t$	$K_{ij} X_t^2$
1	1	0	0	-10	-10	100
2	1	20	20	10	10	100
	2		20			200

ARMADURA	$K_{ix}$	$Y_i$	$K_{ix} Y_i$	$Y_{it}$	$K_{ix} Y_{it}$	$K_{ix} Y_{it}^2$	$V_D$	$V_{\text{tors.}}$	$V_{\text{total}}$
1	1	0	0	-40	-40	1600	230.2	94.5	324.7
2	1	16	16	-24	-24	576	230.2	56.7	286.9
3	1	32	32	-8	-8	64	230.2	18.9	249.1
4	1	48	48	8	8	64	230.2	18.9	211.3
5	1	64	64	24	24	576	230.2	56.7	173.5
6	1	80	80	40	40	1600	230.2	94.5	135.7
	6		240			4480			

TABLA V.1



$$V_D = \frac{V k_i}{\sum k_i}$$

$$V_T = \frac{M_T k_{ix} y_{iT}}{(\sum k_{ix} y_{iT}^2 + \sum k_{iy} x_{iT}^2)}$$

$$M_T = V e$$

Como se puede observar en la tabla V.1, el cortante en las armaduras -- centrales es muy próximo al considerado en el análisis preliminar; por lo -- que se puede tomar como adecuado el obtenido por el método simplificado propuesto por el Instituto Tecnológico de Massachusetts. Para el caso de las armaduras extremas el incremento de carga horizontal se ve compensado con la -- menor carga vertical que tiene que soportar la armadura, ya que solo carga -- la mitad de área de piso que una armadura central.

Es conveniente mencionar que en este tipo de estructuras generalmente -- no es tan significativo el efecto de torsión, como en otras estructuras, pudiéndose despreciar en un análisis preliminar, aunque se debe tomar en cuenta para el análisis definitivo de la estructura.

En todo caso, el ingeniero es el que debe determinar si es adecuado tomar en cuenta este efecto desde el principio del análisis, en base principalmente a la geometría del edificio y la distribución de las cargas. Por otro lado, también debe definir si es más económico tener dos tipos diferentes de armaduras (centrales y extremas), tomando en cuenta el proceso constructivo y la rigidez del sistema.

## CONCLUSIONES

A lo largo de estas páginas, se ha intentado dar a luz una serie de ideas acerca de un sistema estructural nuevo en México, estas ideas están sujetas a crítica, debido a que en algunos casos se hizo uso del criterio personal de los autores. Pero el fin de toda tesis es exponerla a crítica para llegar a una síntesis de ideas que las hace más ricas y depuradas.

Antes de dar fin al trabajo, es obligado dar algunas conclusiones que harán que el lector de esta, comprenda el punto de vista con que los autores trataron el tema:

El sistema estructural de armaduras alternadas muestra grandes ventajas desde el punto de vista arquitectónico, al proporcionar grandes áreas libres interiores, permitiendo modulaciones variables que se adaptan fácilmente a cada proyecto. Por el tipo de estructuración, la comunicación vertical no se ve limitada a un área específica del edificio, sino que puede variar en función de los requerimientos arquitectónicos.

La disposición vertical de las armaduras es flexible, lo que hace al sistema más versátil sin afectar su eficiencia estructural.

Debido a que la mayor parte de sus miembros trabajan a esfuerzos directos (cargas axiales) se obtienen perfiles reducidos que llegan a desarrollar su mayor capacidad para soportar cargas, logrando así una mayor economía. A su vez, su excelente rigidez lateral proporciona gran resistencia -- contra los efectos laterales a que se ve sometido el sistema.

El hecho de no haber columnas intermedias y el utilizar perfiles ligeros que reducen el peso propio del edificio, implican una considerable reducción del costo en la cimentación.

Por otro lado el gasto de la protección contra el fuego se ve notablemente reducido en relación a otros sistemas convencionales, debido a que -- los materiales que se utilizan forman parte de los acabados, que son necesarios de cualquier manera.

Otra gran ventaja del sistema es su rápida construcción, ya que, las armaduras se fabrican en serie y el montaje de las mismas es relativamente simple.

Cabe señalar que la comunicación horizontal se ve limitada en un principio al centro del edificio, y aunque se ha mencionado que se pueden eliminar mas diagonales, esto implicaría incrementar el costo del sistema.

En el diseño se tiene el problema de que además de haber un gran número de elementos se debe analizar la estructura en forma tridimensional.

En general se ha buscado presentar una serie de métodos que proporcionen un análisis y diseño preliminar de una estructura (empleando el sistema de armaduras alternadas), que se mantiene dentro de límites aceptables como se demostró en las comparaciones realizadas con análisis mas exactos (computadora).

Se debe aclarar que a medida de que las consideraciones y exigencias de una estructura en particular impliquen una desviación en relación a lo indicado en esta tesis, el diseño preliminar se irá alejando del que pueda



ser el diseño definitivo; como pueden ser eliminar diagonales, considerar otros tipos de apoyo, etc.

Para estructuras en las que se puedan aprovechar todas las ventajas que muestra el sistema de armaduras alternadas, es recomendable su utilización.

BIBLIOGRAFIA

- "Staggered truss framing system for hise rise buildings"  
Thecnical report prepared by Unite States Steel.
- "Staggered truss building system"  
Civil Engineering - A.S.C.E., Vol. 39 nº 11.
- "Manual of steel construction"  
8<sup>th</sup> edition, 1978. American Institute of Steel Constructor.  
(A.I.S.C.)
- Bresler B., T.Y. Lin, Jhon B. Scalzi.  
"Diseño de estructuras de acero". Primera edición.
- Popov, Edgor P.  
"Introducción a la mecánica de sólidos". Primera edición.
- Sterling Kinney J.  
"Análisis de estructuras indeterminadas". Primera edición.
- "Reglamento de construcciones del Distrito Federal", 1981.
- "Manual de diseño por viento", según Reglamento de construcciones  
para el Distrito Federal, 1977. Instituto de Ingenierfa.
- "Manual de diseño por sismo", según Reglamento de construcciones  
para el Distrito Federal, 1977. Instituto de Ingenierfa.