

3536

FACULTAD DE INGENIERIA

• **Análisis y Diseño de Estructuras para Edificios Utilizando Perfiles Formados en frío de Lámina de Calibre Ligero.**

DESCARTE

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

Jorge Fco. Vázquez del Mercado Marín





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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

A mis padres:

Ing. José Vázquez del Mercado

Carmen M. de Vázquez del Mercado

A mis maestros.

A mis amigos.

A todos aquellos que con su ayuda y estímulo hicieron posible la elaboración de éste trabajo, particularmente a los señores ingenieros:

José L. Sánchez M.

José Vázquez del Mercado



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-
Exp. Núm. 73/214.2/1.-

Al Pasante señor Jorge VAZQUEZ DEL MERCADO MARIN
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero José Luis Sánchez M., para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA EDIFICIOS
UTILIZANDO PERFILES FORMADOS EN FRIO DE LAMINA
DE CALIBRE LIGERO

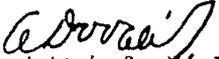
deberá tratar los siguientes puntos: "El señor Vázquez del M.,

- a) Ideas generales sobre este tipo de perfiles
- b) Especificaciones de diseño
- c) Elementos más importantes que constituyen la estructura de un edificio.
- d) Métodos de análisis
- e) Teniendo como base el proyecto arquitectónico de un edificio dado proyectar la superestructura del mismo."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 14 de Marzo de 1966
EL DIRECTOR


Ing. Antonio Dovari J.


ADJ'MMO'eag.

I N D I C E .

	Página
P R E F A C I O	1
C A P I T U L O I	
HIERRO Y SU OBTENCION	9
Proceso de laminación	16
Ideas generales sobre los perfiles formados en frío de lámina de calibre ligero.	21
Conclusiones	42
C A P I T U L O II	
PANDEO LOCAL	49
Introducción	49
Elementos en compresión atesados	57
Elementos en compresión con atesamien- to múltiple.	63
Elementos en compresión sin atesamiento	67
C A P I T U L O III	
MIEMBROS A COMPRESION	73
Carga máxima que puede soportar una colum- na.	75
Teoría del módulo tangente	80
Esfuerzos permisibles en compresión axial	83
Secciones en cajón o doble T formadas por dos canales, para miembros a compresión	96
C A P I T U L O IV	
MIEMBROS A FLEXION	99
Introducción	99
Pandeo lateral	100
Vigas con sección doble T.	100

	Página
Vigas formadas con secciones en Z y canal.	109
Contraventeo en vigas formadas por una sola canal y vigas de sección Z.	115
Vigas con sección en cajón y en sombrero.	117
C A P I T U L O V	
MIEMBROS A FLEXO-COMPRESION	119
Descripción de algunas situaciones típicas.	125
Conexiones	128
C A P I T U L O VI	
INTRODUCCION	135
Cargas muertas, vivas y accidentales	136
Normas de diseño por viento	138
Normas de diseño por sismo	142
Repartición de las cargas a los diferentes elementos de la estructura.	146
Análisis del esqueleto metálico sujeto a la acción de cargas verticales.	152
Análisis del esqueleto metálico sujeto a la acción de cargas horizontales.	163
C A P I T U L O VII	
INTRODUCCION	167
Cálculo y proyecto de un edificio	170
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	193

P R E F A C I O.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles A.S.C.E., el Instituto -- Americano de las Construcciones de Acero A.I.S.C. y el Consejo para investigaciones de la Soldadura, consideran bajo el punto de vista de Ingenieria, que una estructura está proyectada satisfactoriamente si se puede --- construir con la economía necesaria y a través de su vida útil puede sopor tar las cargas de proyecto satisfaciendo la función para la cual fué dise-- ñada.

En el proceso para hacer la selección de los miembros de una estructu ra de acero, es necesario efectuar primero un análisis de la resistencia - estructural y después examinar ciertos detalles considerados usualmente -- por Códigos y Especificaciones, para asegurarse de que no se presentarán - prematuramente fallas locales.

Las cargas de diseño de una estructura de acero se controlan por una serie de criterios, pudiendo cada uno de ellos constituir un límite para - el uso indebido de las mismas.

Dentro de la disciplina de la Ingeniería Civil, son sin lugar a duda- el diseño y la construcción de Estructuras de Fierro y Acero, una de las --

actividades que más se ha apegado a las consideraciones anteriores, ya que todo buen Proyecto requiere para su realización materiales de óptima calidad que puedan resistir las fatigas impuestas, en la forma más económica - posible.

Las citas históricas que a continuación se enumeran confirman plenamente las anteriores consideraciones.

La capacidad que tiene el fiero maleable, de resistir esfuerzos importantes de tensión con secciones transversales pequeñas, permitió a los --- grandes constructores del Siglo XVII ligar los elementos de madera sometidos a compresión y a flexión de las estructuras, por medio de barras y cadenas de fiero maleable, trabajando a la tensión.

Las estructuras reticuladas de madera con diagonales cruzadas de fiero forjado, aparecen con gran frecuencia en los proyectos de Leonardo de Vinci, (1500). El famoso proyecto de los Puentes de Verantius, (1617), de tipo colgante resueltos en forma verdaderamente impresionante para su época, aprovechando el uso de tirantes y cadenas de fiero forjado trabajando a la tensión.

Durante el Siglo XVIII y gracias al empleo de la hulla, en lugar del carbón de madera, así como a la aplicación de otros artificios, se llegó a producir fiero de fundición en cantidades industriales a bajo costo y naturalmente se empezó a utilizar la Fundición en forma considerable en la - construcción de estructuras. La evolución provocó la substitución de piezas de piedra tallada por elementos de fiero fundido trabajando a la compresión, como las columnas y los arcos utilizados como estructuras de techo, esta substitución trajo como consecuencia una economía muy apreciable en el peso y costo de las mismas.

Gracias a la evolución progresiva del procedimiento de pudelaje, la - producción de fiero maleable pudo hacerse a su vez en cantidades mayores y con costos menores. El desarrollo de las técnicas de laminación para el fiero maleable, asociados al perfeccionamiento de la máquina de vapor, se tra

dujo en otra innovación revolucionaria: la fabricación en serie por medios mecánicos (es decir independientemente de la fuerza muscular humana) de elementos de construcción de hierro maleable de grandes longitudes, presentando una sección constante, (el perfil). Esta evolución constituyó la base fundamental del desarrollo de los ferrocarriles y de las estructuras de acero.

El hierro maleable, contrariamente al hierro de fundición, se presta ventajosamente al soldado de forja, por esta razón se le designó también como "Fierro Soldable".

Del hierro maleable y del hierro fundido, nació finalmente, gracias a los procedimientos de Thomas y Bessemer el "Acero Dulce". Desde el principio de su producción, el "Acero Dulce" presentó la grandísima ventaja de que la sollicitación admisible a la tensión es del mismo orden que la sollicitación admisible a la compresión, ésto ofreció la posibilidad de hacer trabajar indistintamente a la compresión, a la tensión o a la flexión, los perfiles obtenidos por laminación.

Hasta finales del Siglo XVII y principios del Siglo XVIII la construcción de estructuras se basó principalmente en la tradición, la experiencia adquirida, la intuición y el instinto, a pesar de que para esa época los grandes investigadores científicos como R. Hooke, Mariotte, J. Bernoulli, J. L. Lagrange, Euler y otros, habían establecido una serie de Leyes, relacionadas con la mecánica de los cuerpos elásticos. No fué sino hasta principios del Siglo XIX cuando la construcción de las estructuras metálicas comenzó a ejecutarse de acuerdo con los nuevos principios establecidos.

Naturalmente, que como era de esperarse, los pioneros de las construcciones metálicas del Siglo XIX fueron al mismo tiempo los pioneros del cálculo estático y en correspondencia los fundadores de la estática científica abrieron el campo de las construcciones de acero.

La nueva forma de dimensionar las obras, llevó a formular reglas de cálculo que pudieron enseñarse en las escuelas. Fué así como se dió la ---

oportunidad a los grandes Profesores de las Escuelas Politécnicas, como: - S. D. Poisson, A. R. Polonceau, A. Ritter, H. Gerber, C. Culmann J. W. --- Schwedler, A. Föppl, T. Young y otros, de enseñar el resultado de sus investigaciones bajo la forma de métodos de cálculo, pudiendo así transmitir el fruto de sus trabajos a las generaciones venideras.

Una primera meta culminante fué alcanzada por la Ciencia del Cálculo-Estático en el siglo XIX, gracias a la elaboración del Sistema de Progresión Lógica llamado "Grafostática", descrito notablemente en diversas obras de enseñanza escritas por A. Ritter, C. Culmann, y H. Muller Breslau. Paralelamente a los trabajos de carácter científico de los grandes profesores de Estática, algunos Ingenieros establecieron por su parte los procedimientos de cálculo que permitieron la construcción de importantes obras en acero, - como los grandes puentes metálicos por ejemplo, así como en otros dominios de la técnica estas prestaciones individuales estaban fuertemente ligadas a la personalidad de su creador. Fué así como Robert Stephenson (1803-1859), hijo del famoso George Stephenson, produjo no solamente una serie de es--- tructuras de puentes, las más adelantadas de su época, sino también otras--- construcciones aisladas que sirvieron de base a técnicas futuras; una mues--- tra notable de estas realizaciones fué el puente sobre el Estrecho de Me--- nai, abierto a la circulación en 1850 y que fué resuelto por medio de vi--- gas en cajón hechas con lámina de acero, como las secciones tubulares acc--- tuales formadas en frío, naturalmente sin usarse éstas, pues en esa época no existían planchas laminadas en frío de acero de alta resistencia.

Este sistema se aplicó también en la construcción del Puente Victoria que cruza el Río Saint Laurent en Montreal, Canadá.

La construcción de estructuras de fierro para techos y más tarde en - acero, así como la de puentes, muestra una evolución muy marcada durante - el curso del Siglo XIX, en un principio la construcción de edificios de -- gran altura, de fierro fué una mezcla de miembros de fundición para los -- elementos comprimidos y de fierro maleable y eventualmente de acero para - miembros sometidos a tensión. En esta forma se construyó en el año de 1851

para la Exposición Universal de Londres, la estructura de Joseph Paxton - conocida con el nombre de "Cristal Palace", constituida por un techo en vitrales sostenido por una estructura reticulada de fierro malleable y de fundición. Posteriormente se hizo el "Palais de Verre", construido por A. Voit en Munich en 1854, así como otras construcciones análogas.

Una actividad muy importante en el dominio de la construcción condujo a ésta a la creación de estructuras en acero cada día más perfeccionadas y ligeras, presentando toda una serie de formas particulares; entre estas últimas, hubo muchas que aún cuando en su época constituyeron verdaderos descubrimientos, con el tiempo se hicieron del dominio público y fué así como en 1830 J. H. Long obtuvo una patente para una armadura de techo de cuerdas superior e inferior paralelas y diagonales con características estructurales prácticamente iguales a las usadas en la construcción actual - por medio de armaduras planas.

La construcción de estructuras para edificios de varios pisos condujo a la realización de verdaderos rascacielos. El primer edificio realmente de gran altura de estructura de acero fué la Residencia Administrativa de Home Insurance Company, de diez pisos, construida por W. Jenney de Chicago de 1883 a 1885.

El uso de miembros de lámina de calibre ligero se inició el año de 1855 mismo en que se construyó el edificio del Banco del Estado de New York; la estructura de este edificio tiene miembros y piezas formados en frío con espesores de 1/8" o 1/16", (3.18 mm. o 1.59 mm.). A partir de esta fecha el uso de láminas de calibre ligero para partes especiales de estructuras ha sido de uso común y corriente, por ejemplo, los plafones y pisos de lámina de acero sostenidos por polines ligeros, se usan con gran frecuencia. En la construcción de alcantarillas se han venido usando satisfactoriamente láminas galvanizadas de calibre ligero con magníficos resultados. Durante y después de la Segunda Guerra Mundial los miembros formados en frío han sido de uso corriente para hangares de grandes dimensiones y edificios de servicio en Aeropuertos. La necesidad de una gran resisten

cia y pesos mínimos, a pesar de su aumento en costo, ha generalizado el uso de miembros de calibre ligero en la construcción de aviones.

Si bien es cierto que desde el Siglo XIX los perfiles de lámina de calibre ligero formados en frío, han sido de uso corriente en las estructuras metálicas para edificios; hasta hace poco se contaba con muy poca literatura al respecto. Los primeros estudios de importancia sobre su utilización de que se tiene conocimiento, fueron los que efectuó en 1930 el Dr. Von Karman asociado con T. Sechler E.E. y Donell L. H., sobre la resistencia de placas de calibre ligero a la compresión, en 1939 el estudio del Ingeniero Lundquist E. E., sobre la estabilidad local de tubos rectangulares simétricos, en 1940 el estudio del Ingeniero Bijlaard P. P., sobre la teoría de la estabilidad plástica de las placas de calibre ligero, en 1933 el Ingeniero Cox H. L., sobre el pandeo de placas de calibre ligero en compresión. El primer trabajo específico sobre este aspecto, -- fué la tesis que para obtener su grado de Doctor en Filosofía en la "Universidad de Cornell" presentó el año de 1940 el Dr. George Winter, sobre la distribución de esfuerzos, en un ancho equivalente de patines, de vigas de acero de paredes de calibre ligero.

En el año de 1946 el American Iron and Steel Institute A.I.S.I. publicó sus "Specifications for the Design of Light Gage Steel Structural Members" y en 1949, su "Light Gage Steel Design Manual", este último es para las secciones de lámina de calibre ligero lo que el manual del A.I.S.C. - "Steel Constructions" es para los perfiles laminados en caliente. Las dos publicaciones del A.I.S.I. se basaron, en gran parte, en los resultados de la investigación que se inició en la Universidad de Cornell en 1939 y su difusión ha revolucionado el procedimiento de diseño de secciones de lámina delgada, colocando esta técnica al alcance del Ingeniero de estructuras ordinario. La edición de 1962 del Manual de Diseño se titula "Light Gage Cold-Formed Design Manual", esta publicación está considerada, en -- los Estados Unidos, en América Latina y en Europa como una norma y todos los Ingenieros dedicados al cálculo de este tipo de estructuras siguen --

sus indicaciones. Además en el año de 1962 se publicaron los comentarios - al "Manual de Proyecto", ambos libros son producto de las investigaciones del P.H.D. George Winter de la Universidad de Cornell.

Estas publicaciones se han traducido al Francés y al Alemán por los - centros de información "Belga-Luxemburgués de Información del Acero" y el - "Alemán de Información del Acero". Existe también una traducción al Español de las especificaciones para el uso de miembros de lámina de calibre ligero, patrocinada por la Cámara Nacional de la Industria del Hierro y el Acero de la República Mexicana.

En el desarrollo del tema que me fué señalado como Tesis Profesional - para obtener el Título de Ingeniero Civil, se siguieron todas las recomen- daciones que aparecen, tanto en las publicaciones antes mencionadas, como- en las que se citan en las Referencias Bibliográficas de este trabajo.

Será de gran satisfacción para mí que esta aportación sea de alguna - utilidad para la Ingeniería en México.

C A P I T U L O

HIERRO Y SU OBTENCION.

El hierro es un metal que se emplea generalmente bajo tres formas: como fundición de hierro, como hierro forjado y como acero de varias clases.

El hierro puro es un metal blando, de color blanco grisáceo, muy maleable, dúctil y sumamente tenaz siendo altamente magnético.

Las propiedades físicas de la fundición de hierro, hierro forjado y el acero dependen de la pureza del material.

Estos cuerpos están compuestos de hierro con proporciones variables de carbono, silicio, manganeso, azufre y fósforo y excepcionalmente cobre, arsénico, tungsteno, cromo y otros metales.

VARIEDADES DEL HIERRO DE EMPLEO COMERCIAL (ref. 4).

Por ciento	Carbono	Silicio	Manganeso	Azufre	Fósforo
Arrabio	2-4.5	0.5-4.5	tr-2	tr-0.2	tr-1.7
Fundición corriente	2.5-3.5	1.0-2.5	tr-1	tr-0.15	tr-1.7
Hierro forjado. . .	tr-0.25	tr-0.1	tr-0.1	tr-0.1	tr-0.25
Acero dulce	0.1-0.5	tr-0.3	0.3-1.0	$\left\{ \begin{array}{l} \text{tr-0.08} \\ \text{tr-0.05} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{tr-0.08} \\ \text{tr-0.05} \end{array} \right.$
Acero al carbono. . .	0.5-1.5	tr	tr-0.3	tr	tr
Aceros especiales . .	0.4-0.7	tr	tr-0.5	tr	tr

Las grandes diferencias entre el hierro fundido, hierro forjado y acero son debidas principalmente al carbono contenido en el metal y dependiente de la cantidad y manera de hallarse éste en el hierro.

La proporción máxima de carbono que el hierro puro puede contener es 4.75%. En el arrabio manganesado sube la proporción a poco más del 6%. El acero puede contener hasta 1.8% mientras que el carbono en el hierro dulce rara vez excede de 0.25% y puede bajar hasta 0.05%.

FUSION DEL HIERRO.

Quando se calientan los óxidos de hierro con agentes reductores tales como carbono (C) óxido de carbono (CO) hidrógeno (H) se separa el oxígeno y se obtiene hierro metálico. Esta reacción se verifica a toda temperatura superior al rojo. Parece por esto que la producción de hierro maleable debiera ser cosa fácil pero ocurre que el elevado punto de fusión del hierro puro y la infusibilidad de las materias térreas asociadas obligan, si ha de realizarse la fusión, a elevar la temperatura y entonces el hierro absorbe carbono reduciendo al mismo tiempo el silicio y el fósforo que pasan al metal, privándolo de su maleabilidad y de otras propiedades útiles.

Resulta por esta razón que para producir hierro dulce directamente del

mineral debe mantenerse una baja temperatura, los minerales deben ser ricos y suficientemente puros eliminando las materias térreas por fusión, mediante la acción de algún cuerpo que de con ellas una escoria fácilmente fusible. Como en este caso la única substancia disponible para este fin es el óxido de hierro el cual separa las impurezas, principalmente el sílice, en forma de silicato de hierro y su exceso evita que el hierro, con el cual está en contacto, absorba carbono.

Estos métodos resultan hoy en día antieconómicos ya que solo pueden tratarse las mejores clases de mineral, pues la reducción es sólo parcial y la producción muy exigua.

La fabricación indirecta del hierro dulce, obteniendo primero lingote de hierro colado o arrabio y purificándolo después resulta más económica ya que la elevada temperatura empleada en su obtención permite el uso de fundentes para las impurezas tales como la cal y la magnesia, obteniéndose una reducción completa, por lo cual los minerales más pobres y menos puros pueden tratarse por éste método.

El mineral después de la preparación necesaria se carga en un horno como se indica en la fig. 1. Juntamente con el combustible (carbón vegetal,

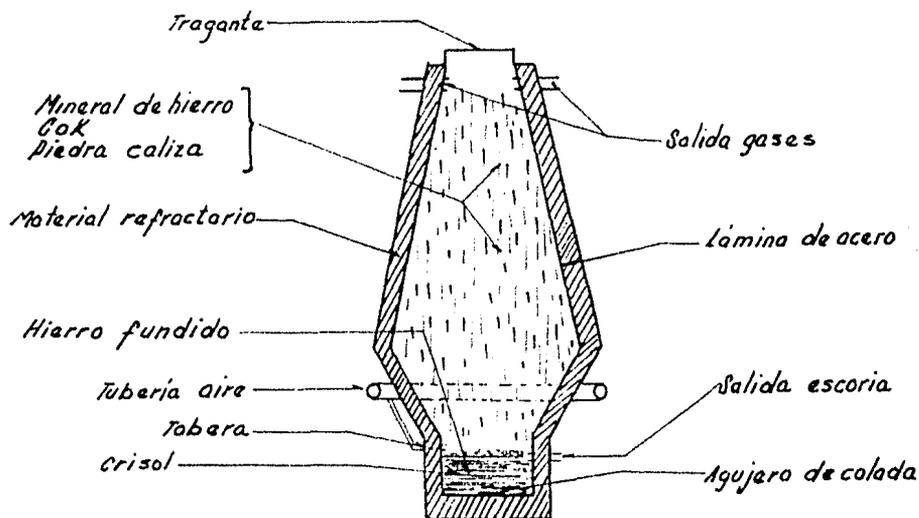


fig. 1

hulla o cok que también sirve como reductor) aunque en capas separadas -- en un alto horno, que tiene la forma de dos conos truncados unidos por su base. La parte alta por donde se hace la carga recibe el nombre de tragante, a su lado están los tubos colectores de los gases desprendidos del horno, en su parte más ancha está circundado por una tubería por la cual circula el aire que se inyecta al horno a través de las toberas. En la parte más baja, integrado con el horno, se halla un recipiente, donde se recibe el arrabio, llamado crisol.

El horno se mantiene completamente lleno, los materiales van bajando a medida que se funden y mientras tanto se hacen nuevas adiciones por arriba. El hierro es reducido, y al absorber carbono, silicio, etc. se hace fusible a la temperatura del horno y corre líquido hacia el fondo o crisol.

De tiempo en tiempo se sangra abriendo un agujero en el horno y dejando salir. Este agujero de colada se mantiene normalmente cerrado con una mezcla de arcilla y arena, La escoria después de alcanzar cierta altura, - fluye continuamente del horno por otro agujero abierto sólo a intervalos - para su evacuación. Esta escoria puede tener diferentes usos.

Los productos del alto horno son:

- 1º Lingote de hierro colado o arrabio.
- 2º Escoria.
- 3º Gases del horno.
- 4º Polvo.

El lingote de hierro colado se clasifica en lingote gris, atruchado y blanco, según el aspecto de la superficie de fractura (ref 4).

El lingote gris tiene aspecto granular, un color gris, es blando y -- puede trabajarse con buril y a lima, el carbón se halla principalmente separado en escamas bajo la forma de grafito.

El lingote atruchado presenta el aspecto de una matriz de hierro blan

co con manchas grises, su carbono está en los dos estados libre y combinado.

El lingote blanco tiene un aspecto blanco, cerrado y algunas veces - cristalino, su carbono está principalmente en forma combinada.

Antiguamente sólo se daba el nombre de acero a aquellas variedades de hierro capaces de endurecerse o tomar el temple, por calentamiento al rojo e inmediata inmersión en agua fría.

La introducción del procedimiento Bessemer señaló una nueva era. El metal dulce producido por este procedimiento aunque contiene una pequeña proporción de carbono no presenta la estructura fibrosa característica del hierro forjado y participa más o menos de las características del acero. Se han desarrollado otros procedimientos para producir un metal blando semejante y así la palabra acero ha llegado a aplicarse a una gran variedad de materiales que tienen propiedades francamente diferentes, más maleables algunos que el hierro forjado.

El acero propiamente dicho contiene de 0.5 a 1.5 ó 1.7% de carbono, llamándose acero dulce al que contiene menos de 0.5% de éste, se aprecia que la gran variedad de tipos de acero señala su límite por el contenido de carbón en este metal.

Como anteriormente se hizo mención la obtención del metal dulce a partir de los métodos directos resulta en la actualidad antieconómica.

Se hará mención de los procedimientos indirectos tomando dentro de éstos el de Bessemer, el de Martín-Siemens y el horno eléctrico.

PROCEDIMIENTO DE BESSEMER.

En el procedimiento Bessemer se queman las impurezas que se separan del lingote fundido inyectando aire a través del metal, bajo la acción de temperaturas convenientes, todas las impurezas excepto el azufre se oxidan prácticamente antes que el hierro, de modo que interrumpiendo el aire en -

el momento preciso y añadiendo ferromanganeso u otro material que contenga carbono puede introducirse suficiente proporción de este elemento para producir acero del grado deseado.

El procedimiento se verifica generalmente en un convertidor como el que se muestra esquemáticamente en la fig. 2 el cual tiene un revestimiento de ganister por lo que recibe el nombre de procedimiento ácido por la naturaleza silícea del revestimiento.

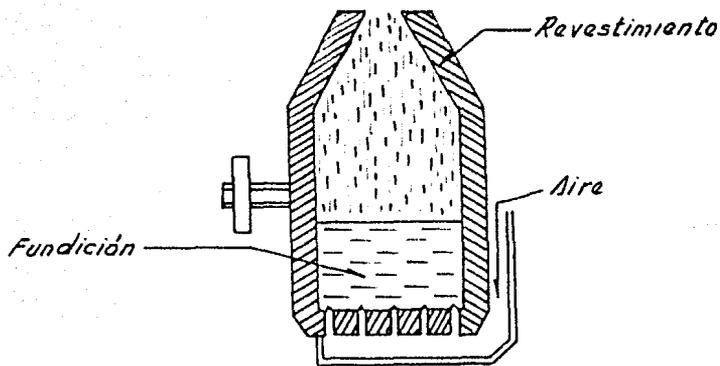


fig. 2

La escoria consiste en silicato de hierro y manganeso, el arrabio que contiene fósforo no puede tratarse en estas condiciones pues se obtendría acero que contiene fósforo lo cual lo haría quebradizo.

Existe también el procedimiento Bessemer básico el cual se lleva a cabo en un convertidor semejante al de la fig. 2 sólo que generalmente presenta el cuello recto de modo que el metal puede verterse de uno y otro lado.

El revestimiento empleado consiste en dolomita o magnesita calcinada.

PROCEDIMIENTO DE MARTIN-SIEMENS.

En este procedimiento queda disminuído el tanto por ciento de carbono a eliminar, por dilución, esto es, por fusión del lingote de fundición con chatarra de hierro dulce o de acero, que se carga en el horno al mismo tiempo que el lingote o se calienta previamente y se introduce dentro el baño de lingote fundido. No se añade mineral alguno y la descarbonación se efectúa por el óxido de hierro formado por oxidación de la chatarra durante la fusión y por la acción oxidante de la atmósfera del horno. Se toman muestras del baño de cuando en cuando y una vez suficientemente rebajado el carbono se hacen las adiciones de spiegel y ferromanganeso.

HORNOS ELECTRICOS PARA FUNDIR ACERO.

Los hornos eléctricos de arco para fundir acero permiten alcanzar temperaturas más elevadas sin exponer exageradamente el acero a atmósferas oxidantes.

Generalmente son de tipo basculante y consisten en un caparazón de chapa de acero revestido, de material refractario ácido o básico.

Los electrodos se introducen a través de orificios que tiene la bóveda y están provistos de un mecanismo de regulación automática o a mano para cebar y regular el arco, cuya longitud permite controlar la temperatura y mantenerla uniforme.

La corriente suministrada al horno es de bajo voltaje.

La fabricación del acero en hornos eléctricos permite la eliminación completa del azufre y del fósforo.

Después de esta breve exposición en la cual se ha tratado de dar una idea de la forma en que se obtiene el acero propio para la construcción, se pasa a exponer la forma en que se lleva a cabo la fabricación de los --

aceros planos, planchas o tiras las cuales son utilizadas después para formar los perfiles en frío.

PROCESO DE LAMINACION.

La laminación (10) es actualmente el tratamiento mecánico de mayor aplicación en la industria.

En los últimos años ha sufrido un acelerado desarrollo debido en gran parte al advenimiento de los molinos en serie que fueron posibles gracias al notable mejoramiento de los equipos mecánicos y eléctricos. Sin embargo, las bases fundamentales de la laminación (que son pasar el acero por rodillos convenientemente separados entre sí para obtener de él una forma determinada) han permanecido inalterables.

El lingote o sea la primera forma sólida del acero en el proceso, es el punto de partida en la laminación, su transformación a producto terminado, se lleva a cabo en dos etapas. En la primera, llamada desbaste, el lingote se transforma en productos semi-acabados como: planchones, lupias o billets. En la segunda, los productos semi-acabados son convertidos en productos terminados como: placa, lámina, perfiles estructurales, rieles, varilla corrugada, alambón, etc.

Durante el laminado, la estructura interna del acero en forma de lingote, se homogeneiza y los cristales se refinan orientándose en el sentido de laminación mejorando así las propiedades del acero.

DESBASTE.

Una vez que los lingotes tienen la saturación y temperatura requeridas se colocan sobre los rodillos impulsores que los conducen al molino de desbaste.

Básicamente este molino consta de un marco de acero llamado castillo en el cual están soportados por medio de chumaceras los cilindros de lami-

nación los cuales tienen un diámetro de 46" (1168.0mm.) y su largo de 114" (2895.6 mm.).

Estos cilindros están colocados uno sobre el otro, el espesor o calibre del acero se obtiene subiendo o bajando el cilindro superior, por medio de pases sucesivos se obtienen los planchones o lupias.

Los planchones son productos semi-acabados de sección rectangular y constituyen el punto de partida para la obtención de productos planos.

El primer paso de la laminación de planos es acondicionar los planchones mediante lo cual se eliminan los defectos en la superficie, una vez acondicionados se pasan al horno recalentador en el cual adquieren la temperatura de laminación.

TREN DE LAMINACION EN CALIENTE.

Dicho tren para la producción de plancha y lámina consta esencialmente de:

- 1.- Molino descascarador.
- 2.- Molino reversible.
- 3.- Molinos contínuos.

Para la fabricación de lámina se usa el conjunto completo, para plancha sólo los dos primeros.

Durante el recalentamiento se forma una capa de óxido en la superficie (cáscara) la cual por la presión que los cilindros de el molino descascarador ejercen sobre el planchón se quiebra, eliminándola finalmente de la superficie con agua a presión.

Después del molino descascarador los planchones pasan al molino reversible mediante el cual se reduce el espesor del planchón transformándolo en plancha o producto intermedio en la fabricación de la lámina en caliente, es decir que el molino reversible actúa como desbastador en el caso --

de la lámina o como acabador en el de la plancha.

El molino reversible consta de 4 cilindros colocados uno sobre otro - lo cual permite una laminación en dos sentidos además está equipado con un cerebro electrónico que permite hacer la operación de laminado en forma -- totalmente automática, a la salida del molino se encuentra un aparato medi- dor de rayos X que sirve para controlar el espesor de la placa.

Durante la laminación se aplica nuevamente agua a presión para mante- ner la superficie libre de óxido.

PLACA.

El planchón después de recibir el número de pases necesarios general- mente cinco se transforma en placa la cual se corta a los largos adecuados según la orden y se conduce por la mesa de enfriamiento al departamento de acabado de placa en donde éstas se nivelan y se escuadran quedando listas- para su empleo.

LAMINA EN CALIENTE.

El producto del planchón desbastado obtenido en el molino reversible- es pasado al molino contínuo; antes de pasarlo se le cortan los extremos - y se aplica en estas condiciones agua a presión para barrer el óxido.

El molino contínuo se forma de cuatro castillos en serie cada uno de- ellos con cuatro cilindros permite la laminación en una sola dirección, en cada castillo el material sufre una reducción parcial de tal manera que en un solo pase por el conjunto se logra el espesor final deseado.

Al final del último castillo se halla instalado otro calibrador de - rayos X con el objeto de indicar al operador del molino el espesor final - de la lámina.

Se controla la temperatura de enrollado por medio de bancos de agua, - los rollos se flejan pesan e identifican.

La lámina negra en rollos puede embarcarse como tal, cortarse en hojas

o bien pasarse a la línea de decapado para ser posteriormente laminada en frío, u obtener lámina en caliente decapada para el mercado.

LINEA DE DECAPADO.

Debido a la temperatura de laminación y enrollado en los molinos calientes, se produce una nueva oxidación superficial en la lámina la cual es necesario eliminar para la mayoría de los usos así como para el laminado en frío, lo cual se logra sometiendo la lámina a la acción de una solución diluída y caliente de ácido sulfúrico; el proceso de limpieza superficial del acero por medio de soluciones ácidas se llama decapado.

Una vez desenrollada la lámina pasa a los tanques de ácido someténdose después a un lavado con agua a presión y posteriormente se seca con aire caliente.

La lámina decapada en rollos se envía al mercado como tal, se corta en hojas o se usa como punto de partida para obtener lámina en frío.

TREN DE LAMINACION EN FRIO.

El proceso de laminación en frío se puede dividir en:

- 1.- Reducción.
- 2.- Recocido.
- 3.- Temple.

REDUCCION.

Los molinos en frío en los cuales se efectúa la reducción son de construcción semejante a los que se utilizan en la laminación en caliente, sin embargo su operación es distinta; el rollo de lámina se fija en un mandril simultáneamente se desenrolla y se pasa por el molino disminuyendo su espesor, volviéndose a enrollar en otro mandril situado en el lado opuesto del molino; cuando ha pasado todo el rollo la dirección del molino se invierte volviendo a enrollarse en el primer mandril. Esta operación se re-

pite hasta lograr el espesor deseado.

Durante la laminación los cilindros y las láminas se bañan con aceite a fin de lubricar y disipar el calor desarrollado por la fricción entre la lámina y los rodillos, el espesor se controla por medio de micrómetros automáticos.

En estas condiciones la lámina reducida en frío es de aplicaciones -- reducidas debido a que es sumamente dura y quebradiza, por esto se somete a un proceso de recocido para hacerla suave y dúctil.

RECOCIDO.

Se utilizan hornos de tubos radiantes dentro de los cuales se efectúa la combustión del gas natural, sobre una base de ladrillos refractarios se hace una estiba de cuatro rollos los cuales se cubren con una campana de acero y después ambos se cubren con el horno propio, dentro de la campana se hace circular un gas inerte que no contiene oxígeno para evitar la oxidación superficial.

La velocidad de calentamiento, temperatura, tiempo de recocido y velocidad de enfriamiento se controlan electrónicamente.

MOLINO DE TEMPLE.

Consta básicamente de dos cilindros, los cuales no reducen el espesor de la lámina en cantidades apreciables, su fin principal es fijar las propiedades finales de dureza del acero (se aumenta la dureza y la tenacidad haciendo la lámina más rígida y fácil de trabajar) y corregir las ondulaciones.

LINEA DE CORTE.

Consta básicamente de desenrollador, cortadora de orillas, tijera, niveladora y apilador.

IDEAS GENERALES SOBRE LOS PERFILES FORMADOS EN FRÍO DE LÁMINA DE CALIBRE LIGERO.

Materiales.

Los perfiles formados en frío de lámina de calibre ligero toman su nombre del hecho de formarse en frío por medio de rodillos o prensas partiendo de láminas o tiras de acero al carbón de grado estructural que debe cumplir con ciertas características, por consiguiente se han establecido especificaciones que tienen por objeto limitar el uso de láminas, planchas o tiras de acero de calidad estructural de acuerdo con la Sociedad Americana para Pruebas de Materiales, (A.S.T.M.) y que son:

Láminas de acero al carbón de calidad estructural (laminación plana)- Designación A 245 de la A.S.T.M.

Tiras de acero al carbón formadas en caliente de calidad estructural- Designación A 303 de la A.S.T.M.

Láminas y tiras de acero de alta resistencia, laminadas en frío de baja aleación. Designación A 374 de la A.S.T.M.

Láminas y tiras de acero de alta resistencia laminadas en caliente de baja aleación. Designación A 375 de la A.S.T.M.

Láminas de acero revestidas de Zinc (galvanizadas) de calidad estructural, acero en rollos y en tramos. Designación A 446 de la A.S.T.M.

La selección anterior impide el empleo de un material solicitado o producido distinto a dichas especificaciones siempre y cuando éste satisfaga los requisitos químicos y mecánicos de alguna de las especificaciones antes mencionadas, teniendo en cuenta que será indispensable que dicho material se sujete a pruebas y análisis.

A continuación se presentan unas tablas en las cuales se especifican la composición química de estos materiales y algunas de sus propiedades mecánicas.

DESIGNACION A-245

Requisitos Químicos.

Carbón	máx	%	0.25
Fósforo	máx	%	0.04
Azufre	máx	%	0.05
Cobre, cuando el acero al cobre es especificado.	mín	%	0.20

Propiedades Mecánicas.

	A	B	C	D
	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Resistencia a la tensión mínima.	3164	3445	3656	3867
Límite de fluencia mínimo.	1757	2109	2320	2812
Alargamiento mínimo en - % en 50.8 mm para los es- pesores sig:				
5.84 mm a 2.47 mm	27	25	23	----
2.46 mm a 1.61 mm	25	24	22	20
1.60 mm a 0.57 mm	23	21	18	15
Alargamiento mínimo en - % en 203.2 mm para los - espesores sig:				
5.84 mm a 2.47 mm	20	19	18	----
2.46 mm a 2.21 mm	18	17	16	14

DESIGNACION A-303

Requisitos Químicos:

		Hogar abierto Oxígeno básico Horno eléctrico	Bessemer ácido
Carbón	máx %	0.25	0.10
Fósforo	máx %	0.04	0.11
Azufre	máx %	0.05	0.06
Cobre cuando al acero al co bre es especifi cado.	min %	0.20	0.20

Propiedades Mecánicas

	A	B	C
	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Resistencia a la tensión mínima.	3375	3656	3867
Límite de fluencia mñi- mo.	1757	2109	2320.
Alargamiento mñimo en % en 50.8 mm para los espe- sores sig:			
5.84 mm a 3.68 mm	27	25	23.5
3.67 mm a 2.26 mm	24.5	23	21.5
2.25 mm a 1.55 mm	23	21.5	20.0
1.54 mm a 0.65 mm	21	20	18.5
Alargamiento mñimo en % en 203.2 mm para los espe- sores sig:			
5.84 mm a 3.68 mm	20	18.5	17.5
3.67 mm a 2.26 mm	18	17.0	15.5

DESIGNACION A-374

Requisitos Químicos.

Carbón	max %	0.22
Manganeso	max %	1.25
Azufre	max %	0.05

Propiedades Mecánicas.

	Kg/cm ²
Resistencia a la tensión mínima.	4570
Límite de fluencia mínimo	3163
Alargamiento mínimo en -- % en 50.8 mm para los espesores sig:	
1.14 mm y espesores-mayores.	22
1.13 mm y espesores-menores.	20

DESIGNACION A-375

Requisitos Químicos.

Carbón	max	%	0.22
Manganeso	max	%	1.25
Azufre	max	%	0.05

Propiedades Mecánicas

	Kg/cm ²
Resistencia a la tensión mínima.	4922
Límite de fluencia mínimo.	3516
Alargamiento mínimo - en % en 50.8 mm.	22

DESIGNACION A-4, b

Requisitos Químicos.

	A	B	C	D	E
Carbón max ‰	0.20	0.20	0.25	0.40	0.15
Fósforo max ‰	0.04	0.10	0.10	0.04	0.04
Azufre max ‰	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Cobre * min ‰	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20

* Cuando el acero al cobre es especificado.

Propiedades Mecánicas.

	A Kg/cm ²	B Kg/cm ²	C Kg/cm ²	D Kg/cm ²	E Kg/cm ²
Resistencia a la tensión mínima.	3374	3656	3867	4570	5765
Límite de fluencia -- mínimo	2320	2601	2812	3515	5624
Alargamiento mínimo - en ‰ en 50.8 mm	20	18	16	12	15

Como podemos observar son varios los grados de calidad del acero estructural al carbón con o sin capa de zinc que se encuentran estandarizados en las especificaciones del A.S.T.M.

Las propiedades mínimas de mayor importancia desde el punto de vista estructural son las que corresponden al límite de fluencia del material -- del cual damos algunos valores y que se encuentran especificados en la sección 3.1 del A.I.S.I. (ref. 2).

LIMITE DE FLUENCIA MINIMO.

3515 Kg/cm ² .	50,000 #/ft ² .
3164 "	45,000 "
2812 "	40,000 "
2601 "	37,000 "
2320 "	33,000 "
2109 "	30,000 "
1758 "	25,000 "

b) Ductilidad.- Medida por el alargamiento que sufre el espécimen cuando es sometido a una prueba de tensión. Para los espesores usuales el alargamiento en 5.08 cm. (2") varía del 15.5 % al 23.5 %.

c) Resistencia a la tensión.- Se especifica que deberá estar comprendida entre 3374.9 Kg./cm². (48,000 #/ft².) y 4560.2 Kg./cm². (65,000 #/ft².) ahora bien se han encontrado usos o aplicaciones especiales para aquellos aceros cuyo esfuerzo a la fluencia sea superior 5624.8 Kg/cm². (80,000 #/ft².) pero con una relación muy baja entre el esfuerzo a la fluencia por tensión y la ductilidad. (Designación A-446 G^oE A.S.T.M.).

También se pueden utilizar láminas o tiras de acero de alta resistencia y baja aleación laminadas en frío o en caliente y cuyas propiedades mínimas deben ser (A.S.T.M.):

1.- Límite de fluencia 3164 Kg/cm². (45,000 #/ft².) y 3515 Kg/cm². --

(50,000 #/ft²).

2.- Ductilidad.- Alargamiento de 20 a 22 % en 5.08 cm. (2")

3.- Resistencia a la tensión de 4560.2 Kg/cm². (65,000 #/ft².) a ---
4921.7 Kg/cm². (70,000 #/ft²).

La resistencia de los miembros o piezas de acero estructural dependen fundamentalmente del límite de fluencia. (Punto del diagrama esfuerzo-deformación para el cual el material fluye deformándose sin incremento de -- esfuerzo) aunque también depende de la forma en que se presenta la primera parte del diagrama esfuerzo-deformación, principalmente en los casos en -- que la resistencia del miembro queda determinada por el pandeo a) local -- b) total.

a) Cuando las placas o elementos planos que constituyen un miembro comprimido alcanzan un estado de equilibrio inestable se pandean localmente, antes de que la pieza falle en forma integral lo cual origina una falla prematura de ésta caracterizada por la distorsión de sus secciones transversales.

b) Cuando el miembro se encuentra en un estado de equilibrio indiferente la carga correspondiente a este estado recibe el nombre de carga crítica y marca la iniciación de la flexión espontánea o pandeo.

En cuanto al límite de fluencia podemos clasificar a los aceros en -- dos tipos:

A) Aceros de límite de fluencia bien determinado (Sharp- Yielding).

I.- Período elástico.

II.- Período plástico.

III.- Período de recuperación.

IV.- Ruptura.

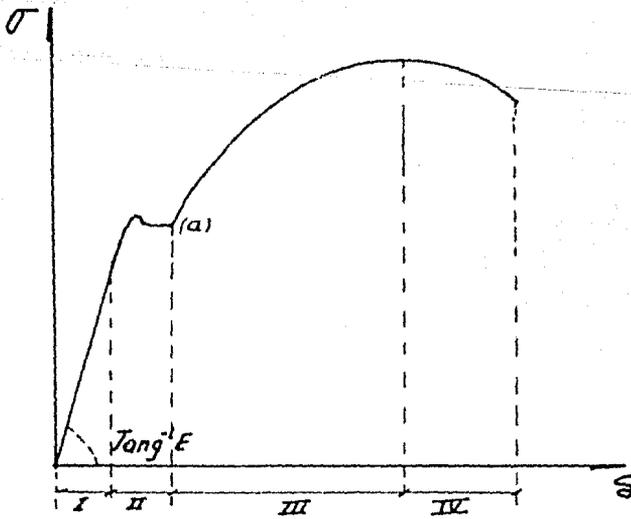


Fig 3

b) Aceros de límite de fluencia gradual.

En este tipo de aceros no se presenta la porción horizontal y entonces las especificaciones lo definen como un alargamiento total estipulado.

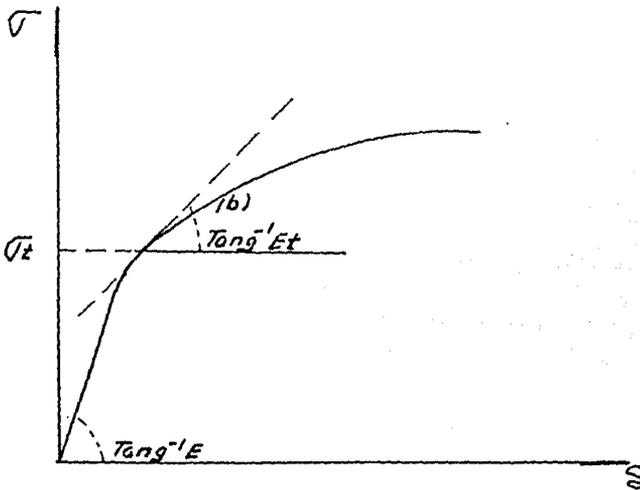


Fig 4

La resistencia de los miembros que fallan por pandeo depende no solamente del límite de fluencia y del módulo de elasticidad sino también del módulo tangente (teoría del módulo tangente Engesser 1899), para aquellos casos de pandeo en el rango inelástico y el cual se define como la tangente de la curva esfuerzo-deformación en el punto que el esfuerzo provocó el pandeo.

Si ahora observamos las figuras 3 y 4 vemos que los aceros de punto de fluencia bien determinada algunas veces resultan con una resistencia mayor al pandeo que los aceros de límite de fluencia gradual, para un valor $E = E_t$. inmediatamente arriba del punto de fluencia, mientras que en los materiales de límite de fluencia gradual a medida que la curva esfuerzo -- deformación empieza a alejarse de la línea recta o se excede el límite de proporcionalidad el módulo tangente se hace progresivamente menor que el módulo de elasticidad de Young, por lo cual la capacidad del miembro al pandeo se afecta desfavorablemente.

Para tomar en cuenta esta eventualidad las especificaciones para este tipo de perfiles del A. I. S. I. se hicieron para aceros de límite de fluencia gradual tal que su límite de proporcionalidad no sea menor del 75 % -- del valor mínimo especificado.

Otro factor a considerar es el esfuerzo último de tensión que tiene poco efecto por lo que corresponde a la capacidad del miembro pero se influye en cierto tipo de conexiones.

Otras cualidades para considerar un comportamiento estructural satisfactorio son la ductilidad del material así como su facilidad de soldado (determinada por las características químicas del material).

Como se observa son varios los tipos de acero que se utilizan en estos perfiles con objeto de poder utilizar fórmulas válidas para un grupo considerable de aceros se han referido éstas en términos generales al límite de fluencia por lo que en ocasiones resulta engorrosa o poco práctica -- su aplicación, en comparación con las fórmulas de diseño que se tienen pa-

ra un acero de grado estructural determinado.

EFFECTOS DEL FORMADO EN FRÍO.

Se ha comprobado que cuando el acero es sometido a un trabajo de estiramiento o doblado sus propiedades mecánicas se ven alteradas; teniendo como consecuencia un aumento en el límite de fluencia y en su dureza, en menor grado un aumento en la resistencia a la tensión no así la ductilidad del material pues ésta decrece.

Por consiguiente las propiedades mecánicas del perfil formado en frío serán diferentes de las propiedades de las láminas o tiras que se utilizaron para formarlo.

En un principio se tomaron como base las propiedades mecánicas del acero antes del formado (límite de fluencia) lo cual resulta una medida conservadora ya que las diferentes etapas del formado en frío provocan un aumento en la capacidad útil, resulta evidente que el material de las esquinas de un miembro estructural formado en frío se trabaja en un grado superior a las demás partes de la sección luego las propiedades mecánicas no serán las mismas en toda la sección transversal.

Las actuales especificaciones del A. I. S. I. (ref. 2) para este tipo de perfiles permite tomar ventaja de estas ganancias en forma limitada para secciones transversales definidas cuidadosamente y bajo condiciones específicas de control, es decir, podemos tomar como base para los esfuerzos permisibles de proyecto el límite de fluencia aplicable (tensión o compresión) del material formado en vez de el límite de fluencia del material antes del formado siempre y cuando se trate de secciones suficientemente compactas de manera que no se presente el pandeo local.

Esto excluye entre otras secciones para plafond y tableros con una relación ancho/espesor muy alta, debido a las dos siguientes razones:

1) Hasta la fecha no se ha desarrollado ninguna técnica para hacer pruebas satisfactorias de compresión de la sección completa para secciones

afectadas por pandeo local de la pieza antes de la falla por fluencia uniforme, evidentemente esta prueba no se podrá utilizar para determinar el límite de fluencia efectivo a la compresión.

2) Por el momento no se cuenta con información satisfactoria acerca de la manera en que el pandeo local puede afectar a la resistencia, por las propiedades mecánicas no uniformes que se producen por el formado en frío.

Hay que hacer notar que los efectos del formado en frío dependen fundamentalmente de los detalles particulares del procedimiento usado para la formación en frío.

Como anteriormente se hizo mención el trabajado en frío es mayor en las partes planas de un miembro estructural y en consecuencia sus propiedades mecánicas difieren en las distintas partes de la sección como puede verse en la figura 5 en la cual están representados los valores para la prueba de "Penetración de Diamante" (D.P.N.), que es representativa del límite de fluencia del material.

Es por esta razón que las propiedades efectivas de la sección completa como su límite de fluencia a la tensión o compresión etc. deberán representar las propiedades promedias efectivas en varias partes de la sección, de esto se desprende que las pruebas de tensión o compresión deberán llevarse a cabo en pequeños tramos de la sección formada completa y no en muestras planas cortadas de esta sección (especificación 3.1.1.2 (a) ref. 2)

Se ha encontrado que cuando el material se fatiga en la dirección principal del estirado en frío el límite de fluencia a la tensión aumenta mientras que el límite de fluencia a la compresión presenta un aumento pequeño, por el contrario si se fatiga en una dirección perpendicular al estirado en frío principal el límite de fluencia a la compresión tiene un aumento mayor que el de tensión, esto demuestra que los efectos del formado en frío son direccionales y que pueden resultar con diferencias notables entre las resistencias a la compresión y a la tensión. Por consiguiente para te-

ner una base satisfactoria para la determinación de los esfuerzos permisibles es necesario basar estos esfuerzos en la resistencia correspondiente, es decir, al esfuerzo de tensión admisible en el límite de fluencia a la tensión y el esfuerzo de compresión admisible en el límite de fluencia a la compresión así como el esfuerzo admisible a la flexión es el menor de los anteriores como se especifica en las secciones 3.1.1. y 6.3 (abc) --- ref. 2.

Las investigaciones realizadas en la Universidad de Cornell (U.S.A.) han demostrado también que cuando se emplean dos tipos de aceros de composición química diferente, pero teniendo una resistencia y espesor original igual, las propiedades efectivas de los miembros ya formados en frío pueden diferir en forma muy significativa, al grado de que se ha encontrado que el límite de fluencia a la tensión en uno de los aceros ha resultado el doble que en el otro acero y mientras que el límite de fluencia a la compresión en el primero ha aumentado en el otro se ha conservado virtualmente constante.

Esta es una de las razones por la cual se llevan a cabo dos tipos de prueba para una sección dada:

1.- Es necesario fijar por medio de pruebas adecuadas de compresión y de tensión las propiedades mínimas del producto final. Esp. 3.1. ref. 2.

2.- Debido a los posibles efectos de las variaciones metalúrgicas del acero y de otras variables es necesario mantener un constante control de calidad sobre las propiedades de la sección formada.

Las especificaciones 6.3 (d) y (E) ref. 2 especifican la magnitud y naturaleza de estas pruebas aunque en la última sección se permite llevar a cabo una simplificación en las pruebas de control cuando para una sección se establece por medio de pruebas satisfactorias que las resistencias al límite de fluencia en tensión y compresión son sensiblemente proporcionales, bastará con llevar a cabo periódicamente uno de los dos tipos de prueba.

Es muy importante hacer notar que cuando en las conexiones se utiliza soldadura deberán llevarse a cabo pruebas de las secciones completas -- en miembros de la longitud necesaria para que tengan las mismas soldaduras que las usadas en la estructura. (especificación 3.1.1.2 (c) ref. 2)

Tanto las conexiones soldadas como las apernadas deberán proyectarse tomando como punto de partida las propiedades originales del metal más -- que las que correspondan a la pieza ya formada es decir, como se indica -- en sección 3.1.1.2. (b) ref. 2).

En cuanto a las soldaduras ésto se base en el hecho de que si bien -- el formado en frío aumenta las resistencias mecánicas, recocimientos --- subsiguientes eliminan parcialmente estos efectos y dichos recocimientos -- pueden ocurrir muy próximos a las soldaduras.

Para conexiones apernadas o semejantes las propiedades mecánicas que rigen son las que evidentemente están alrededor del conector.

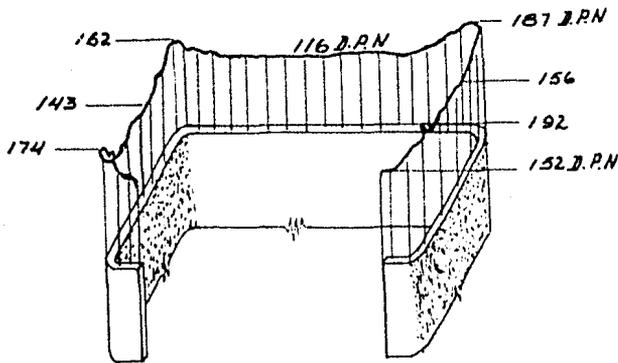


fig 5 (ref 11)

Como dichos conectores se localizan en las partes planas más que en -- las esquinas y dobleces que han sido trabajados en frío, las propiedades de -- terminantes están más cerca de las características del material antes de -- que se forme que de las propiedades de la sección completa.

Las pruebas de sección completa no deben usarse para determinar la capacidad portante de carga de un miembro, como la capacidad de flexión de una viga o la capacidad a la compresión axial de un miembro con cierto valor de l/r . Se usan para determinar y controlar el valor del límite de fluencia particular que se utilizará para calcular las cargas permisibles y otras características estructurales determinantes de la misma manera -- que para otros miembros en los que los efectos del formado en frío no se utilizan.

FACTORES DE SEGURIDAD.

El factor de seguridad se puede definir convencionalmente como la relación del esfuerzo a la falla incipiente al esfuerzo calculado con la carga de proyecto. En algunos casos como en columnas es la relación de la carga calculada a la falla incipiente a la carga de proyecto, ahora bien en estructuras de acero para los casos más simples como tensión, flexión, compresión simple sin pandeo etc. se acepta que la falla empieza a ocurrir cuando el esfuerzo máximo calculado por procedimientos adecuados -- llega a ser igual al límite de fluencia, es decir, que en estos casos simples el factor de seguridad definido convencionalmente es simplemente la relación entre el límite de fluencia y el esfuerzo de proyecto.

Las especificaciones del A. I. S. I. utilizan un factor de seguridad de 1.65 es decir, $1.65 \sigma_b = \sigma_y$. En algunos casos de conexiones se llegan a tener factores de seguridad que alcanzan valores hasta 2.3.

ESFUERZOS BASICOS DE DISEÑO.

Cuando actúan cargas esencialmente estáticas como ocurre en los edificios la falla de los miembros estructurales se inicia por fluencia excepto en los casos en que se presenta alguna forma de pandeo, debido a lo cual el miembro falla a esfuerzos menores que el límite de fluencia.

Por consiguiente el término esfuerzo básico se aplica en los casos en que la falla del miembro es por fluencia. Cuando la capacidad del ---

miembro está gobernada por pandeo se utilizarán esfuerzos de diseño reducidos.

En el manual de diseño del A.I.S.I. sección 3.1 se especifica que el esfuerzo básico de diseño en tensión o flexión debe ser $\sigma_b = \sigma_y / 1.65$ es decir, el límite de fluencia mínimo especificado para el caso particular de acero dividido por el factor de seguridad. Todo esto se refiere a la situación normal en que los esfuerzos de diseño se basan en el límite de fluencia mínimo especificado para el acero antes del formado en frío de las secciones.

En los casos en que se toman en cuenta los aumentos de resistencia que se originan en el miembro estructural por los efectos del formado en frío los esfuerzos básicos de proyecto deberán basarse en el límite de fluencia mínimo especificado para el producto y controlado por medio de pruebas adecuadas como se especifican en la sección 6.3 ref. 2.

Los efectos del formado en frío pueden ser diferentes para la compresión y para la tensión, por consiguiente para miembros en tensión σ_b debemos basarlo en el límite de fluencia σ_{yt} determinado por pruebas de tensión verificadas en la sección completa. Para miembros en compresión σ_b debe basarse en el límite de fluencia σ_{yc} especificado para compresión llevadas a cabo en la sección completa.

En cuanto a la flexión los esfuerzos básicos de proyecto deberán basarse en el menor valor de σ_{yt} ó σ_{yc} sección 3.1.1 ref. 2.

Atendiendo ahora al esfuerzo cortante la experiencia indica que la fluencia ocurre a un esfuerzo igual a 0.6 ó 0.7 del límite de fluencia, basándose en esto la sección 3.4.1 ref. 2 especifica que el máximo esfuerzo al cortante es:

$$V_{max} = 2/3 \sigma_y / 1.65 = 2/3 \sigma_b$$

Como en las especificaciones no se aclara cuál de los dos valores σ_{yt} ó σ_{yc} deberá usarse cuando se desea tomar en cuenta los efectos del formado en frío y debido a que el cortante puro es equivalente a esfuerzos iguales a la tensión y a la compresión a 45° de la dirección del cortante resulta evidente que el esfuerzo para el cual el material fluye en cortante depende de los dos valores σ_{yt} y σ_{yc} .

Por consiguiente un procedimiento adecuado consistirá en tomar la media geométrica de estos dos valores.

$$V_{\max} = \frac{2}{3} \frac{\sqrt{\sigma_{yt} \cdot \sigma_{yc}}}{1.65}$$

Una forma conservadora de tomar este valor sería basándose en el menor de los dos límites de fluencia.

Como los esfuerzos básicos están dados en términos del límite de fluencia se podrán aplicar a cualquier acero que cumpla con lo previsto en las especificaciones respectivas a este tipo de materiales sección 1.2 ref. 2.

Es conveniente hacer notar que actualmente en México existen diversas fábricas que se ocupan en la producción de perfiles formados en frío siendo las principales la Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey S.A. y Manufacturas Metálicas de Monterrey S.A. La primera de ellas tiene en el mercado tres tipos de secciones comerciales como se puede apreciar en la fig. 6.

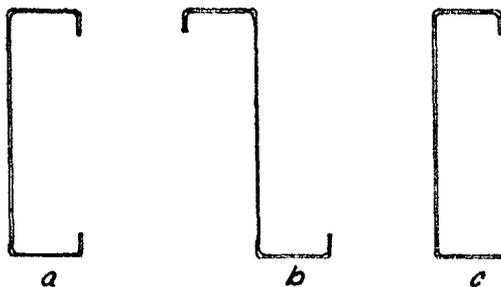


fig 6

- a) Sección en canal con patines provistos de cejas atiesadoras.
- b) Sección en Zeta con patines provistos de cejas atiesadoras.
- c) Sección en canal "Mon-Ten" con un patín provisto de ceja atiesadora y el otro sin atiesador.

Dichas secciones se elaboran en calibre # 10 (3.416 mm) # 12 (2.667 mm.) y # 14 (1.905 mm.) estando dicha compañía en la posibilidad de laminar y formar estos perfiles en calibres que van del # 6 (4.93 mm.) e inclusive el de 1/4" (6.35 mm.) en igual forma puede elaborar bajo pedido secciones especiales.

A continuación se anexan tanto las propiedades físicas como el análisis químico del material empleado por dicha compañía y las limitaciones de este en su fabricación en el molino Tandem de 66" (1676 mm.).

Propiedades físicas:

Esfuerzo máximo a la ruptura	4900 Kg/cm ² .
Límite de fluencia	3515 Kg/cm ² .
Alargamiento mínimo en 200 mm.	18%

Análisis Químico:

Carbón Max %	0.24
Azufre Max %	0.04

CIA. FUNDIDORA DE FIERRO Y ACERO DE MONTERREY, S.A.

ACEROS PLANOS

LAMINACION EN CALIENTE

LIMITACIONES EN LA FABRICACION DE LAMINA EN
EL MOLINO TANDEM DE 1.676 mm (66")

GRILLA DE MOLINO

ANCHO MINIMO 359 mm - 22 pulgs

ANCHO MAXIMO 1588 mm - 62-1/2 pulgs

CALIBRE	ESPESOR		ANCHO MAXIMO					
			SAE 1010		SAE 1015 SAE 1020		SAE MON-TEN SAE 1026	
	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg
6	4.9352	0.1943	1,588	62-1/2	1,588	62-1/2	1,588	62-1/2
7	4.5542	0.1793	1,588	62-1/2	1,588	62-1/2	1,588	62-1/2
8	4.1758	0.1644	1,588	62-1/2	1,588	62-1/2	1,588	62-1/2
9	3.7973	0.1495	1,588	62-1/2	1,588	62-1/2	1,588	62-1/2
10	3.4165	0.1345	1,588	62-1/2	1,588	62-1/2	1,372	54
11	3.0379	0.1196	1,588	62-1/2	1,372	54	1,372	54
12	2.6569	0.1046	1,588	62-1/2	1,295	51	1,143	45
13	2.2784	0.0897	1,321	52	1,067	42	1,016	40
14	1.8974	0.0747	1,321	52	1,067	42	965	38
15	1.7094	0.0673	1,143	45	762	30	NO	NO
16	1.5189	0.0598	940	37	NO	NO	NO	NO

- NOTA: 1.- Se incluye también el acero desoxidado con aluminio.
2.- Solicitudes y embarques en rollos hasta 3/8" de espesor y 62-1/2 de ancho en acero efervescente, estructural y Mon-Ten.

MAYO - 65

LIMITACIONES I

Fósforo Max	%	0.03
Manganeso Max	%	1.30
Cobre Max	%	0.30

Soldadura.- Es soldable con electrodos de acero suave, con el cuidado ordinario que ameritan los materiales de calibres delgados.

Por lo que respecta a la Compañía Manufacturas Metálicas de Monterrey, tiene en el mercado las secciones que se muestran en la fig. 7 y se elaboran en los siguientes calibres # 4 (5.70 mm.) # 6 (4.93 mm.) # 8 (4.18 mm.) # 10 (3.416 mm.) y 1/4" (6.35 mm.).

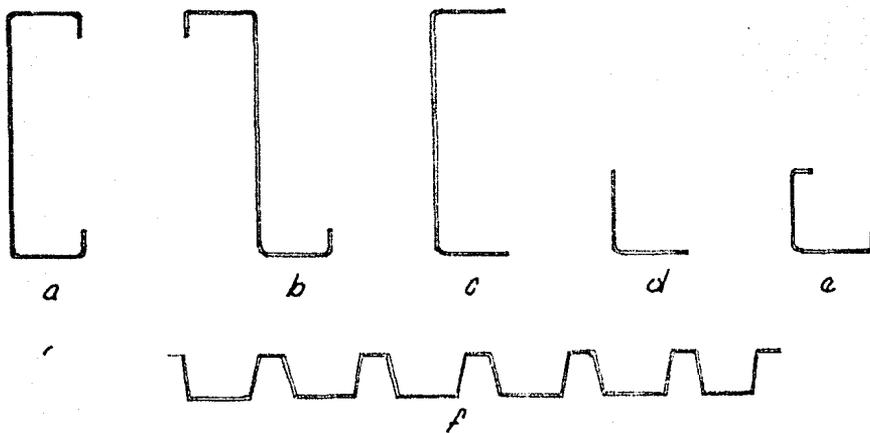


fig 7

- a) Sección en canal con patines provistos de cejas atiesadoras.
- b) Sección en zeta con patines provistos de cejas atiesadoras.
- c) Sección en canal con patines sin atiesar.
- d) Sección en ángulo sin atiesar.
- e) Sección en ángulo con alas atiesadas.
- f) Sección en Panel o pantalla.

PERFILES TIPO HI 0 TEN

Propiedades mecánicas

	Tipo H.T Kg/cm ²	Tipo H.T.G. Kg/cm ²	Gr Estruct. Kg/cm ²
Resistencia a la tensión mínima.	5270	4920	4220-5060
Límite de fluencia mínimo a tensión.	3515	3515	2320
Límite de fluencia mínimo a compresión.	=L _c -T _{EN}	=T _c -T _{EN}	=L _c -T _{EN}

En la fig. 8 se presentan algunos de los tipos de secciones más comunes y que se pueden obtener utilizando el procedimiento de formado en frío.

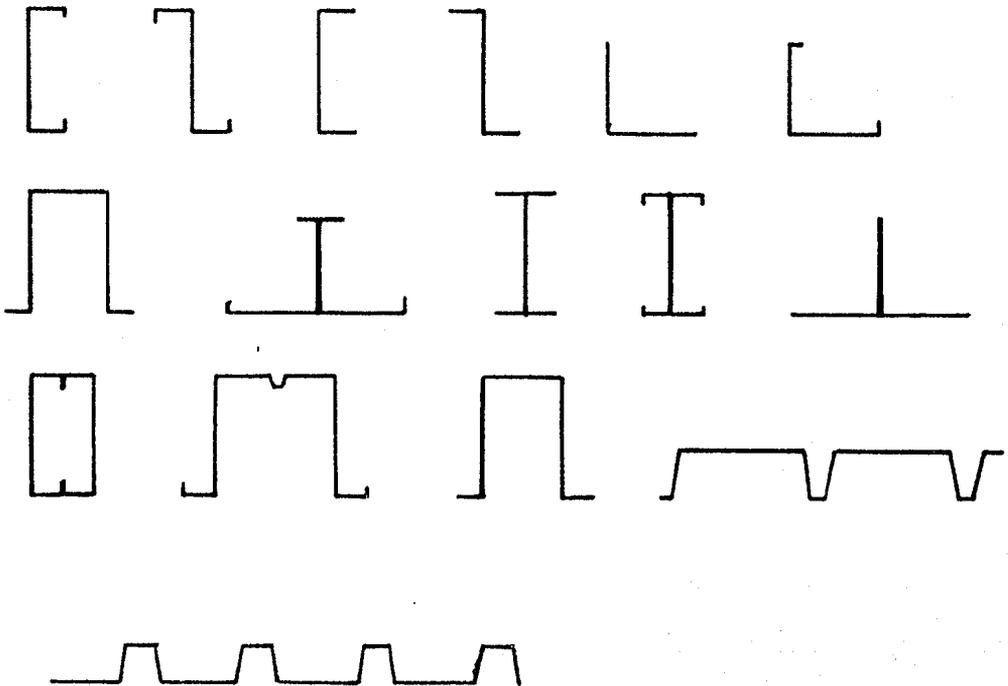


fig 8

CONCLUSIONES.

Se llega a la conclusión de que las secciones formadas en frío difieren de las secciones laminadas en caliente las primeras se usan esencialmente para los siguientes casos.

1) Cuando las cargas por resistir son moderadas y los claros limitados, que hacen que las secciones pesadas laminadas en caliente no resulten económicas.

2) Cuando independientemente del espesor de la sección sea necesario tener secciones transversales de forma especial y que no resulte económico producirlas por laminado en caliente.

3) Cuando es necesario que los miembros de carga den también una superficie aprovechable y sin ningún tratamiento, como techos, plafones, columnas aparentes etc. De acuerdo con este uso se pueden dividir los miembros formados en frío en secciones estructurales propiamente dicho y paneles, plafones etc.

En ocasiones la necesidad de apernar las secciones, requiere que el miembro tenga cejas y dispositivos especiales para ésto.

Los patines muchas veces están provistos de cejas atiesadoras en las orillas para preveer el pandeo local.

Con las secciones formadas en frío se puede obtener una gran variedad de secciones compuestas soldándolas como en el caso de la sección que se forma en dos canales soldadas espalda con espalda.

También hay secciones que por la dificultad de su laminado no se hacen en caliente, como ejemplo se tiene la sección en sombrero, también se usa hacer secciones compuestas de materiales laminados en caliente y secciones formadas en frío como es el caso de los largueros que se fabrican con secciones formadas en frío y con las diagonales de fierro redondo rolado en caliente.

Se aprecia que los miembros estructurales de fierro laminados en caliente y los formados en frío se complementan uno al otro como sucede en los paneles y plafones los cuales si su unión es satisfactoria con los miembros resistentes, pueden además de soportar las cargas verticales que les corresponden funcionar como diafragmas resistentes al esfuerzo cortante y de hecho se consideran capacitados para transmitir esfuerzos horizontales de viento, sismo etc. Además estos paneles y plafones dan una superficie plana satisfactoria para poner sobre ellos pisos, techos, materiales acústicos y térmicos cuando es necesario.

Aparte que por su ligereza y forma pueden embarcarse y transportarse con un mínimo de dificultades.

Se concluye que la versatilidad de este tipo de perfiles es muy grande y que su uso resulta ideal en construcciones de no gran peso en donde podrán ser utilizados como Elementos Estructurales Principales y en construcciones pesadas como elementos secundarios.

CONCRETO.

Es un material petreo de gran resistencia a la compresión que se obtiene artificialmente mezclando cemento, agregados inertes de diversos tamaños y agua y que constituyen inicialmente una masa plástica que se adapta a cualquier forma; posteriormente al endurecerse el aglutinante cemento agua se transforma en una masa pétreo de resistencia predeterminada. Los materiales que los integran han de ser elegidos, medidos, dosificados y manipulados con arreglo a normas, condiciones técnicas y económicas y constructivas que han de estar de acuerdo con el objetivo que se trata de satisfacer.

Por lo que respecta a los requisitos de calidad en nuestro país están especificados por la D.G.N. y que se apegan por lo general a las proporcionadas por la A.S.T.M.

Por consiguiente, el cemento que recibe el nombre de "Cemento Portland" y cuya definición adoptada por el A.S.T.M. en sus especificaciones es la -

siguiente: "Cemento Portland artificial es el producto obtenido por molien da fina de clinker producido por una calcinación hasta la temperatura de fusión incipiente de una mezcla íntima, rigurosa y homogénea de materiales arcillosos y calcáreos, sin adición posterior a la calcinación excepto yeso calcinado o no calcinado y en cantidad no mayor que el 3%", deberá cum con ciertos requisitos tanto Físicos como Químicos.

Entre estos requisitos Físicos se encuentran la consistencia normal, la densidad, los tiempos de fraguado inicial y final, pruebas de tensión en briquetas, pruebas de compresión en cubos, ambas a diferentes edades, sanidad en autoclave y finura.

Entre los requisitos químicos, los límites entre los cuales deben quedar comprendidos sus constituyentes.

Cal	CaO	62-65 %
Sílice	SiO ₂	19-22 %
Alumina	Al ₂ O ₃	4-7 %
Oxido de Hierro	Fe ₂ O ₃	2-4 %
Magnesia	MgO	1-4 %
Trióxido de Sulfuro	SO ₃	1.5-2 %
Alcalis	K ₂ O+Na ₂ O	0.3-1 %
Agua y bióxido de carbono	H ₂ O+CO ₂	1-3 %

Para los agregados inertes se especifica en general la densidad, el tamaño máximo, el contenido de materia orgánica, la granulometría etc.

De acuerdo con la teoría del Dr. Duff A. Abrams que demostró mediante un gran número de pruebas y la cual puede expresarse diciendo: Para materia les dados y condiciones de manipulaciones semejantes, la resistencia del concreto queda fijada por la relación agua-cemento siempre que se obtengan mezclas plásticas manejables; se ve que es de una importancia grandísima la relación agua-cemento y que por consiguiente será necesario conocer la

absorción de los agregados inertes es decir la cantidad de agua expresada en % del peso del material seco que es capaz de absorber un material, para poder adicionar además del agua necesaria para la hidratación de los aglomerantes la que absorberán los agregados dependiendo de su estado de humedad.

Actualmente existen una serie de gráficas que para una resistencia a la compresión dada del concreto nos da la relación entre el agua y el cemento, dichas gráficas han sido elaboradas teniendo como base una gran cantidad de pruebas llevadas a cabo en laboratorio, estas pruebas es recomendable llevarlas a cabo en el concreto usado en la obra para lo cual se toman muestras de este concreto y se construyen cilindros "normales" de altura igual a dos veces el diámetro, o cubos "normales" estos cilindros deben construirse con ciertas especificaciones de compactación y probarse a los 28 días en la máquina de compresión.

El valor del esfuerzo que provoca la ruptura del espécimen se denomina convencionalmente " F_c " y se toma como el índice de la calidad del concreto, con relación a este esfuerzo se proporcionan los valores para el -- Esfuerzo cortante, el Esfuerzo a la Tensión y la Adherencia.

Como sabemos, el concreto es una material pétreo de gran resistencia a la compresión y escasa resistencia a la tensión, por lo cual se hace necesario reforzarlo para capacitarlo a tomar estos esfuerzos.

Dicho refuerzo se hace por medio de varillas o barras para las cuales existen especificaciones respecto a su resistencia, corrugación y doblado.

Como en éste caso se recurrió al empleo de concretos ligeros con el objeto de aminorar la carga muerta se hace una breve descripción al respecto.

Los elementos constitutivos del concreto son:

Cemento Portland, Agua Arena y Tezonite.

El tezonite ⁽⁵⁾ constituye el agregado grueso el cual se obtiene bene

ficiendo para su correcto aprovechamiento el tezontle natural, hasta hacerlo satisfacer la técnica de los concretos ligeros, la cual obliga a que -- los agregados sean de forma redondeada, con bajo poder absorbente, mínima-contracción en su fraguado y endurecimiento etc.

Como el tezontle es un material pétreo volcánico de estructura cavernosa, de forma angulosa y aristas vivas, se le somete a un proceso industrial previo para que satisfaga su condición de agregado el cual se puede resumir en las siguientes etapas:

1) Trituración previa, para el máximo aprovechamiento del material.

2) Cribado para el logro de óptima granulación (tamaño máximo).

3) Mejoramiento externo de las partículas, que se logra por medio de un cilindro metálico rotatorio, ligeramente horizontal, dentro de el cual el material por medio de la fricción pierde sus ángulos y aristas para adquirir la forma redondeada con tamaño máximo de 3/4".

4) Saturación que se logra en otro cilindro por medio de una lechada-agua-cemento. Esta lechada obtura las cavidades del material y al secarse le forma una película protectora contra la absorción posterior.

El material así tratado recibe el nombre comercial de tezonite y al mezclarse con agua-cemento y arena permite la obtención de concretos con resistencias a la compresión desde 40 hasta 250 Kg/cm² y pesos volúmetricos desde 900 hasta 1800 Kg/m³.

Se anexa la siguiente tabla de proporciones base usando cemento Tolteca tipo III para distintos esfuerzos de ruptura.

El cálculo del concreto ligero se debe hacer igual que el de un concreto común tomando únicamente en cuenta los pesos volúmetricos menores y el módulo de elasticidad que en este caso es $E_c = 140,000 \text{ Kg/cm}^2$ y que sirve de base para la determinación de las constantes de cálculo.

En el diseño de las losas de piso se seguirán las especificaciones del

Instituto Americano del Concreto A.C.I.

F'_c	Cem	Arena ligera	Tezonite	Razón A/C	Dispersante	Cem/m ³
80	1	3.07	3.07	1.00	0.0036	180
100	1	2.15	2.15	0.70	0.0036	265
140	1	2.32	1.84	0.68	0.0036	280
210	1	1.90	1.50	0.52	0.0036	350

C A P I T U L O



P A N D E O L O C A L .

INTRODUCCION

Generalmente las columnas (miembro trabajando predominantemente a compresión) están constituidas por elementos planos, dichos elementos de placa que se emplean en las secciones estructurales pueden alcanzar un estado de equilibrio inestable y pandearse localmente antes de que la pieza falle en forma integral, por lo tanto puede originarse una falla prematura del miembro caracterizada por una distorsión de sus secciones transversales.

En las secciones estructurales pesadas rara vez necesita considerarse esta falla, ya que estas placas usualmente son resistentes y tienen una relación ancho-espesor pequeña, de manera que no se pandearán a esfuerzos menores que el del límite de fluencia. La condición anterior se fija como un requisito en las especificaciones americanas del A.I.S.C., se pueden presentar excepciones a esta situación como en el caso de almas delgadas para traveses de alma llena o vigas compuestas de placas.

En contraste, en estructuras de acero constituidas por miembros ligeros formados con lámina muy delgada y doblados en frío, la relación ancho-espesor (W/t) alcanza valores altos que originan que los elementos delga-

dos que constituyen el miembro puedan pandearse a esfuerzos menores que el correspondiente al límite de fluencia si se someten a compresión, flexión o esfuerzo cortante. Por consiguiente será necesario dar a la carga de proyecto una seguridad adecuada en contra del pandeo local.

Para una columna elástica sometida a una carga axial, el esfuerzo de pandeo está dado por el esfuerzo crítico de Euler:

$$\sigma_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (1)$$

en donde "K" es un factor cuyo valor depende de la forma en que estén soportados los extremos de la columna (Capítulo III, miembros a compresión).

En el caso de una placa plana, sometida en sus dos bordes de ancho "W" paralelos al eje "Y", a la acción de una carga uniformemente distribuida "t. σ_x " en donde "t" es el espesor de la placa como se puede apreciar en la figura 1 (ref. 17).

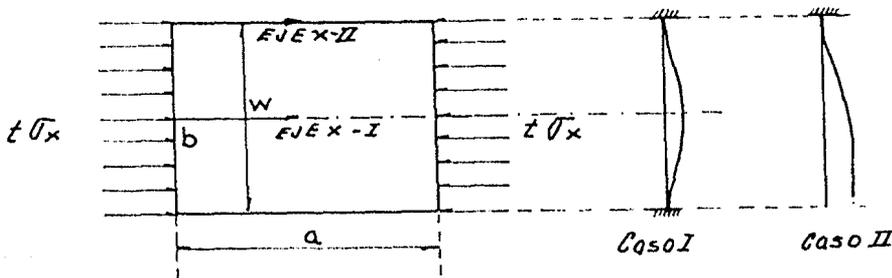


fig. 1

Supóngase que los bordes "b" están simplemente apoyados de manera que la placa puede girar libremente alrededor de ellos y los bordes "a" paralelos a la dirección de la carga pueden estar apoyados de varias maneras.

Caso I.- La placa está apoyada elásticamente en ambos bordes "a": como casos límites esos bordes pueden estar libremente apoyados o empotrados.

Caso II.- Un borde está apoyado elásticamente y el otro no tiene ningún apoyo, puede haber también dos casos límites: que el giro del borde -- apoyado sea completamente libre o esté impedido.

En la placa que se considera " σ_x " es constante, " σ_y " y " ζ_{xy} " son nulos de manera que la ecuación diferencial del desplazamiento toma -- la forma simplificada siguiente: (Ref. 17)

$$\frac{EI}{1-\mu^2} \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + \frac{2 \partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) + \sigma_x t \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0 \quad (2)$$

En los casos I y II, los valores característicos del parámetro " σ_x " que resuelven la ecuación diferencial 2, pueden escribirse en la forma siguiente:

$$\sigma_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{(1 - \mu^2) (W/r)^2} \quad (3)$$

ecuación que es muy semejante a la ecuación 1 de Euler para columnas. El -- término que envuelve la relación de Poisson " μ " aparece por el hecho de -- que una placa se extiende en dos dimensiones en contraste con las columnas; el radio de giro " r " de una placa de espesor " t " es igual a:

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

si este valor se substituye en la ecuación 3, se obtiene el esfuerzo crítico de pandeo en una placa:

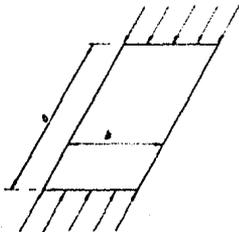
$$\sigma_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \mu^2) (W/t)^2} \quad (4)$$

al igual que en la expresión 1, el factor "K" depende de la forma en que esté apoyada o soportada la placa; principalmente a lo largo de los bordes longitudinales paralelos al esfuerzo de compresión (tabla figura 2. Revista Ingeniería, Julio 1964).

En el caso de que una placa delgada se comprima, como los patines de las vigas que se muestran en la figura 3, éstos se pandearán y distorsio--

TABLA I. Valores de K para pandeo de placas comprimidas

CASO	Tipo de apoyo en los bordes paralelos a la carga (Los bordes están siempre libremente apoyados)		a/b	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
			1	Los dos bordes libremente apoyados		K	2.70	1.32	0.41	0.25
			a/b	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.41
			K	4.04	4.00	4.04	4.13	4.23	4.47	4.49
2	Los dos bordes empotrados		a/b	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
			K	9.44	7.69	7.05	7.00	7.29	7.83	7.69
3	Un borde empotrado, el otro libre		a/b	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
			K	1.70	1.56	1.47	1.41	1.36	1.34	1.33
			a/b	1.7	1.8	1.9	2.0	2.2	2.4	
			K	1.33	1.34	1.36	1.39	1.43	1.47	
4	Un borde libremente apoyado, el otro libre		a/b	0.5	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
			K	4.40	1.44	1.14	0.952	0.835	0.755	0.698
			a/b	2.5	3.0	4.0	5.0	Para placas mas largas $a > 0.436 \cdot (b \cdot K)^2$		
			K	0.610	0.564	0.516	0.506			



- Valores mínimos de K
- 1- Los dos bordes apoyados libremente, K = 4.00
 - 2- Los dos bordes empotrados, K = 6.97
 - 3- Un borde empotrado, el otro libre, K = 1.277
 - 4- Un borde apoyado libremente, el otro libre, K = 0.425
 - 5- Un borde apoyado libremente, el otro empotrado, K = 3.42

narán en forma de ondulaciones como se muestra en la figura. En el caso del patrón de la figura 3 (a) en donde un borde está soportado por una alma del-

gada y el borde exterior no está soportado, el valor de "K" será igual a 0.5, para el caso de la figura 3 (b) en la cual los bordes exteriores están soportados por almas delgadas "K" se tomará igual a 0.4.

En el proyecto de columnas el esfuerzo de proyecto puede obtenerse -- dividiendo el esfuerzo de pandeo de la ecuación 1 o alguna de sus modificaciones por un coeficiente apropiado de seguridad, se puede pensar por tal razón que para obtener un esfuerzo de proyecto que proporcione una seguridad adecuada para elementos comprimidos formados por placas como los patines superiores de las vigas de la figura 3, se puede dividir el esfuerzo -- de pandeo dado por la ecuación 4 por un factor de seguridad.

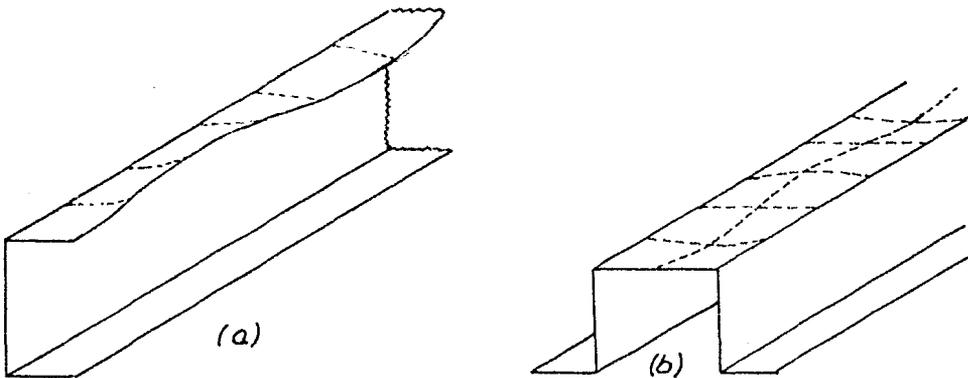
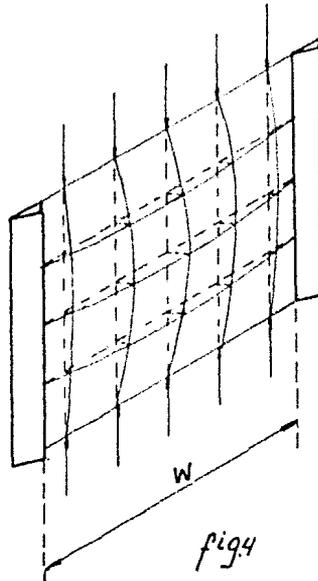


fig. 3

Sin embargo, a diferencia de lo que ocurre en una columna, la iniciación del pandeo en una placa apoyada en sus bordes no indica el colapso de ésta, de manera que el esfuerzo crítico calculado mediante la ecuación 4 -- no señala el límite de su capacidad de carga, es decir, que una placa apoyada en sus bordes puede resistir si falla, esfuerzos bastante mayores que los que corresponden a la carga crítica de pandeo. Esto puede aclararse analizando la forma en que dichas placas se pandean; consideré por simplicidad (Ref. 1) una placa cuadrada comprimida en una dirección, con los bor--

des longitudinales simplemente soportados, para mayor facilidad la placa - se reemplazará por una retícula ortogonal de barras en las que el material de la placa se imagina estar concentrado, como se muestra en la figura 4.

Por consiguiente la placa está uniformemente comprimida, cada una de -



las barras longitudinales de la retícula representa una columna cargada con " $P/5$ " si " P " es la carga total, si la carga se va incrementando se llegará a un momento en el que el esfuerzo de compresión alcanza su valor crítico de pandeo (ecuación 1), al sobrepasarse la carga de pandeo de las barras comprimidas, la retícula se deformará como se muestra en la figura 4, pero estas barras no podrán fallar como columnas ordinarias ya que su deformación lateral está restringida por las barras o tirantes horizontales los cuales empezarán a fatigarse hasta acomodarse a la flexión impuesta, como cualquier material estructural resistirán el alargamiento y tendrán un efecto de atiesador en las deflexiones de las barras longitudinales.

Por lo tanto, la placa no fallará cuando se alcance el esfuerzo de --

pandeo dado por la ecuación 4, en contraste con las columnas se desarrollará una pequeña flexión, pero continuará resistiendo aumentos de carga; esto se conoce como la resistencia posterior al pandeo en placas. Además -- las barras longitudinales cercanas a la parte central tienen una deflexión mayor, se separan de las cargas y difícilmente participan en soportar cualquier aumento de carga, por su parte, las barras laterales si pueden hacerlo; por lo cual cualquier incremento de la carga más allá de la iniciación del pandeo da lugar a aumentos de esfuerzo en las barras laterales, pero no en las centrales. Para la placa esto significa que el esfuerzo que hasta aquí era uniformemente distribuido se redistribuye en la forma indicada en la figura 5:

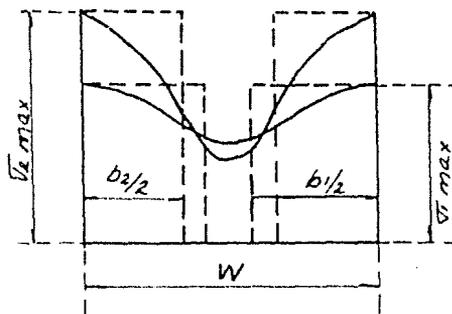


fig. 5

La capacidad máxima de carga se alcanza cuando el esfuerzo " σ " en las fajas laterales alcanza un valor para el que la placa completa se deforma rápidamente, con poco o ningún aumento de carga. Si la placa forma parte de una columna relativamente corta, el esfuerzo máximo " σ " puede ser el de fluencia " σ_{yc} " a compresión del material. Si la columna es esbelta será en cambio el esfuerzo crítico de pandeo como columna del atiesador de borde, el que puede ser mucho menor que el esfuerzo de fluencia.

El modelo que se presenta en la figura 4 (ref. 1) es representativo del comportamiento de un elemento en compresión soportado a lo largo de --

sus bordes longitudinales, como el patín de la figura 3 (b), de hecho estos elementos se pandean en ondas cuadradas como se muestra en la misma figura. En el caso del patín de la figura 3 (a), el modelo representativo debería consistir en una retícula en la que las barras horizontales o tirantes quedarían soportadas en un extremo y libres en su lado exterior, por lo que tendrían poca influencia de contraventeo en las deflexiones de las barras longitudinales, ésto significa que las placas sometidas a compresión y apoyadas a lo largo de un borde desarrollarán ondas de pandeo de magnitud considerable inmediatamente después de haber alcanzado el esfuerzo crítico de pandeo y tendrán una resistencia posterior al pandeo -- menor.

Por la razón anteriormente expuesta es necesario aplicar diferentes procedimientos de proyecto para cada uno de los casos mencionados.

En el año de 1932 T. Von Kármán (Ref. 17), dió un método semi empírico para determinar la carga última en una placa con sus bordes longitudinales apoyados, dicho método se basa en la determinación del "ancho efectivo" en el momento del colapso, es decir la suma de los anchos de las -- dos fajas laterales en ese instante.

De acuerdo con lo anterior el efecto de la porción media de la placa se desprecia y la fuerza total de compresión en el elemento es igual al -- área bajo la curva de distribución de esfuerzos multiplicada por el espesor del elemento (figura 5), la misma fuerza total se obtiene si dicho -- elemento con su distribución no uniforme se reemplaza por uno de menor -- ancho efectivo "b" con un esfuerzo constante de magnitud " $\sigma_{máx}$ ". Los -- dos elementos deben ser equivalente si el ancho efectivo se escogió de -- tal manera que el área bajo la curva de la distribución de esfuerzos es -- igual a las dos áreas rectangulares, es decir:

$$\text{Area bajo la C. de D.E.} = \frac{\sigma_{máx} \cdot b}{2}$$

como se muestra por las líneas de puntos en la figura 5.

De esta manera la parte central de los elementos en compresión atiesados se considera como removida y el elemento de ancho "W" es remplazado por uno de ancho efectivo "b". Von Kármán llegó a la expresión siguiente para la determinación del ancho efectivo:

$$b = 1.9 t \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \quad (5)$$

La expresión 5 se obtiene despejando "W" de la ecuación 4 y substituyéndolo por "b", además de haber substituído " σ_{cr} " por " σ_y " y considerando que el pandeo es un fenómeno elástico hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia, el valor de "K" se ha tomado igual a 4 como corresponde a una placa libremente apoyada en sus bordes longitudinales, el valor "b/t" será la máxima relación ancho-espesor para la cual se puede alcanzar el esfuerzo de fluencia sin que la placa se pandee.

Como los perfiles estructurales formados por lámina de calibre ligero y doblados en frío se pandean cuando están sujetos a compresión para esfuerzos muy bajos, será necesario considerar su resistencia posterior al pandeo para poder emplearlos con ventaja.

(1) ELEMENTOS A COMPRESION ATIESADOS.

El manual de diseño del A.I.S.I. define a estos elementos en su sección 2.2. (a) en la forma siguiente: "El término elemento atiesado en compresión indica elementos planos en compresión (como por ejemplo patines planos en compresión de miembros en flexión y almas y patines planos de miembros en compresión) en los cuales los dos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo están atiesados por conexión a un medio rigidizante (por ejemplo, almas, patines, atiesadores de borde, atiesadores intermedios o algo similar) ajustándose a los requisitos marcados en la sección 2.3.2 de este manual".

Como podrá observarse la figura 5 representa el estado de esfuerzo de-

un miembro atiesado en compresión cuando el pandeo tomó lugar y la falla se iniciará cuando el esfuerzo máximo del borde alcance el límite de fluencia. La dificultad que presenta el tomar en cuenta la distribución no uniforme de esfuerzos es eliminada mediante el empleo del método semi-empírico propuesto por T. Von Kármán y que se expuso anteriormente.

Con el objeto de obtener la información necesaria para fines de diseño, la Universidad de Cornell llevó a cabo numerosas pruebas de laboratorio para la determinación del ancho efectivo en placas apoyadas en sus dos bordes longitudinales y como resultado de dichos estudios se obtuvo la fórmula siguiente:

$$\frac{b}{t} = 1.9 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\text{máx}}}} \left(1 - \frac{0.475}{W/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\text{máx}}}} \right) \quad (6)$$

que es la ecuación 5 modificada por el factor incluido en el paréntesis; dicha expresión fué obtenida de una manera totalmente experimental y su exactitud en la predicción del comportamiento estructural fué comprobada por numerosas pruebas publicadas en el volúmen 112, página 257 del A.S.C.E. de 1947.

Si en la ecuación 6 se impone la condición de que el ancho efectivo "b" de la placa sea igual al ancho real "W" y se despeja el valor de "W/t" se obtendrá el valor máximo de la relación ancho-espesor para el cual la placa es totalmente eficiente.

$$\frac{W}{t} \leq 0.95 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\text{máx.}}}} \quad (7)$$

Haciendo " $\sigma_{\text{máx.}} = \sigma_y$ " se tiene el valor máximo de "W/t" para el que la placa puede comprimirse hasta el límite de fluencia sin que se pandee localmente.

En el cálculo de anchos efectivos de placas comprimidas (Ref. 17) se deben distinguir dos casos; según se vayan a emplear para cálculos de cargas o deformaciones. Si se observa la ecuación 7 se verá que la relación ancho-espesor aumenta al disminuir el esfuerzo, por consiguiente para una sección dada a esfuerzos bajos se tendrá que "W = b", entonces el elemento no se pandeará y no habrá reducción de la efectividad del ancho, por otro lado, al aumentar el esfuerzo por el incremento de carga el ancho efectivo del elemento en compresión decrece, en consecuencia el eje neutro se mueve y las propiedades de la sección transversal (área, momento de inercia, Módulo de sección, etc.,) disminuyen.

Los coeficientes de seguridad deben aplicarse a la carga máxima que es capaz de soportar un miembro, por lo que en el cálculo de capacidades de carga se utilizará el ancho efectivo correspondiente a la carga de colapso (1.65 veces la de trabajo). para el cálculo de las deformaciones, como las que interesan son las producidas por las cargas reales que obran sobre la estructura, deberán emplearse los anchos efectivos correspondientes a las cargas de trabajo.

De acuerdo con lo anterior las placas son totalmente efectivas hasta:

$$\frac{W}{t} = 0.95 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\text{máx.}}}} = \frac{1367}{\sqrt{\sigma_{\text{máx.}}}}$$

$$\left. \frac{W}{t} \right)_{\text{lim}} = \frac{1367}{\sqrt{\sigma_{\text{máx}}}} \quad (8)$$

en que b = W.

Cuando "b/t" exceda el valor dado por la ecuación 8 el ancho efectivo se calculará por medio de la ecuación 6 en la que, substituyendo valores se tiene:

$$\frac{b}{t} = \frac{2375}{\sigma_{\text{máx.}}} \left(k - \frac{683}{\frac{W}{t} \sigma_{\text{máx.}}} \right) \quad (9)$$

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto llegamos a las siguientes expresiones.

Capacidad de carga.-

$$\sigma_{\text{máx.}} = \sigma_y = 1.65 f.$$

$$\frac{W}{t} \Big|_{\text{lim}} = \frac{1367}{\sqrt{1.65f}} = \frac{1066}{\sqrt{f}} \quad (10)$$

$$b = W$$

$$\frac{b}{t} = \frac{2736}{1.65f} \left(1 - \frac{684}{\frac{W}{t} \sqrt{1.65f}} \right) =$$

$$\frac{b}{t} = \frac{2132}{f} \left(1 - \frac{533}{\frac{W}{t} \sqrt{f}} \right) \quad (11)$$

Cálculo de deformaciones.

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{\sigma_y}{1.65} = f.$$

$$\frac{W}{t} \Big|_{\text{lim}} = \frac{1368}{\sqrt{f}} \quad (12)$$

$$\frac{b}{t} = \frac{2367}{f} \left(1 - \frac{684}{\frac{W}{t} \sqrt{f}} \right) \quad (13)$$

En cualquiera de las ecuaciones anteriores, sección 2.3.1.1. (Ref. 2) se tomará el esfuerzo crítico del pandeo del miembro " σ_{cr} ", en lugar de " σ_y " si es menor que éste, por lo que "f" será igual al cociente del menor de los dos esfuerzos " σ_y o σ_{cr} " dividido entre el coeficiente de seguridad.

Para que un elemento en compresión puede considerarse efectivamente atiesado, será necesario que éste se encuentre soportado a lo largo de ambos bordes longitudinales, dicho soporte podrá estar dado por almas en el caso de una sección "U" o en cajón siempre que éstas hayan sido proyectadas debidamente como se especifica en las secciones 3.4 y 3.5 de la Ref. 2. si dichas especificaciones se cumplen las almas darán el atiesamiento adecuado a los elementos en compresión previniendo a los bordes longitudinales de una distorsión, en muchos casos únicamente uno de los bordes está atiesado con alma y el soporte del otro se proporciona por medio de un atiesador de orilla, el cual la mayoría de las veces, tiene la forma de una simple ceja.

Entre las propiedades requeridas por los atiesadores de orilla para garantizar el soporte necesario de un elemento en compresión, es evidente que ésta deberá tener una rigidez suficiente para prevenir un pandeo perpendicular al plano del elemento que se supone atiesado, las dimensiones necesarias para que un atiesador de orilla garantice que el esfuerzo crítico de pandeo en el patrón sea igual al que se alcanzaría si éste estuviera atiesado por almas a lo largo de ambos bordes, están dadas en la sección 2.3.2.1. Ref. 2, que a la letra dice: "A fin de que un elemento plano en compresión puede considerarse como un elemento rigidizado en compresión, dicho elemento deberá ser atiesado longitudinalmente a lo largo de cada borde paralelo a la dirección del esfuerzo por medio de un alma, de un ---

rebordé o de cualquier otro medio que sirva para el objeto, pero cuyo momento de inercia no sea inferior a:

$$I_{\min.} = 1.83 t^4 \sqrt{\left(\frac{W}{t}\right)^2 - 144}$$

pero no menor de $9.2 t^4$.

$I_{\min.}$ = momento mínimo de inercia del atiesador con relación a su propio eje centroidal paralelo al elemento atiesado.

Cuando el atiesador consiste de un simple rebordé en ángulo recto con el elemento atiesado, el peralte total requerido (d) de dicho rebordé deberá determinarse de la siguiente manera:

$$d = 2.8 t \sqrt[6]{\left(\frac{W}{t}\right)^2 - 144}$$

pero no menor de $4.8 t$.

No debe usarse un simple rebordé como atiesador de orilla para ningún elemento que tenga una relación ancho-espesor mayor de 60".

En la Universidad de Cornell se llevaron a cabo pruebas con atiesadores dimensionalmente deficientes obteniéndose resultados poco satisfactorios.

La eficiencia estructural de un miembro atiesado siempre excede a la de un elemento no atiesado para una misma relación " W/t " por un margen considerable excepto para relaciones menores de 12 como puede observarse en la gráfica de la figura 6 (Ref. 11) en la cual se hace esta comparación para un acero con límite de fluencia igual a 2 320 Kg./cm.

(11) ELEMENTOS EN COMPRESION CON ATIESAMIENTO MULTIPLE.

El Manual de Diseño de la A.I.S.I. define a estos elementos en su sección 2.2. (c) en la forma siguiente: "Un elemento rigidizado en forma múltiple es aquel que se halle atiesado entre almas o entre el alma y un borde, por medio de atiesadores intermedios los cuales son paralelos a la dirección del esfuerzo y que se ajusten a los requisitos indicados en la sección 2.3.2.2. de este Manual. Un sub-elemento es la porción entre atiesadores adyacentes o entre el alma y un atiesador intermedio, o entre un borde y un atiesador intermedio. (ver diagramas 1 y 2 de la ref. 2)".

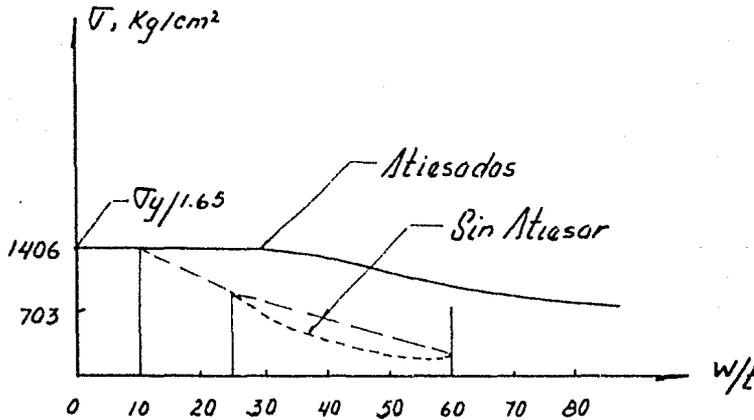
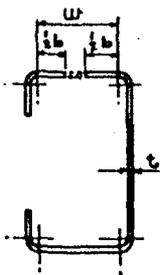


fig.6

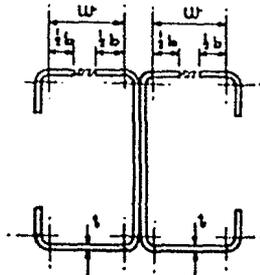
En muchas aplicaciones específicas de secciones formadas en frío con láminas de calibre ligero como en los tableros que necesitan cubrir el máximo de superficie, las relaciones ancho-espesor se hacen determinantes. En tales casos la economía estructural se puede obtener aumentando atiesadores intermedios entre los atiesadores principales a lo largo de los bordes entre las almas o entre una alma y un atiesador de orilla. Estos atiesadores intermedios dan un atiesamiento óptimo si no participan en la distorsión del alma del elemento, en este caso rompen el patrón del alma de manera que las dos tiras a cada lado del atiesador intermedio tienen distor

DIAGRAMA - 1

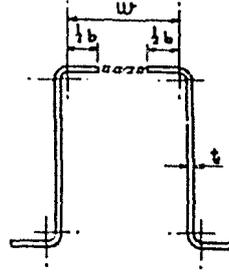
SECCIONES TRANSVERSALES EFECTIVAS
DE MIEMBROS EN FLEXION



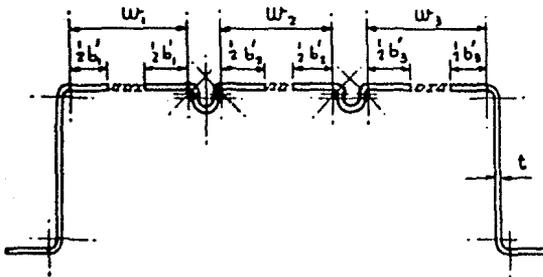
Canal con borde
o
sección "C"



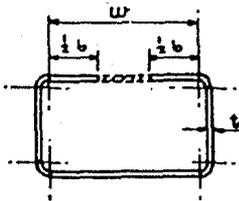
Doble canal viga I
con patines atiesados.



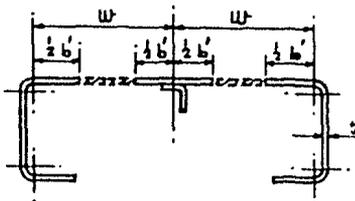
Sección sombrero.



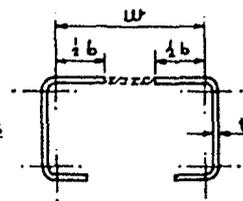
Sección de sombrero con atiesamiento múltiple



Sección tipo "cajón".



Sección "U" invertida con
atiesamiento múltiple



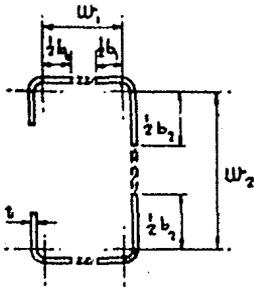
Sección "U" invertida

DIAGRAMA — 2

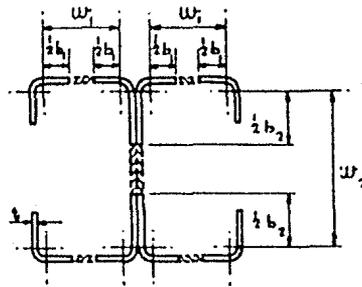
AREA EFECTIVA DE DISEÑO PARA DETERMINAR "Q" PARA SECCIONES TRANSVERSALES DE MIEMBROS EN COMPRESION.

(Ver sección 3.6.1)

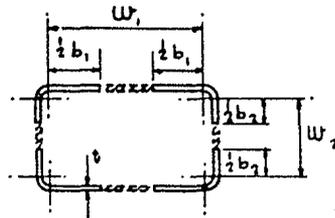
$$Q = \frac{\text{Area total} - \text{Area achurada}}{\text{Area total}} \quad \left(\text{Donde todos los elementos están} \right. \\ \left. \text{atésados en ambos patines.} \right)$$



Canal con borde
o
sección "C"



Doble canal viga I
con patines atésados



Sección tipo "cajón"

siones independientes una de otra.

Con relación a la rigidez necesaria de los atiesadores intermedios el razonamiento siguiente ha sido verificado por medio de pruebas (ref. 1). - Un atiesador de orilla cuya rigidez se estipula en la sección 2.3.2.1 (ref. 2) y a la cual se hizo mención en el Inciso 1 de este Capítulo, se requiere para atiesar únicamente un elemento en compresión, en contraste, un atiesador intermedio puede atiesar dos de estos elementos, uno a cada lado del atiesador, por consiguiente es razonable esperar que la rigidez mínima requerida por un atiesador intermedio debe ser el doble de la de un atiesador de orilla.

En las pruebas realizadas por el A. I. S. I. para verificar la suposición anterior, se obtuvieron resultados óptimos utilizando atiesadores intermedios cuya rigidez fué el doble de la de un atiesador de orilla, también se realizaron pruebas utilizando atiesadores intermedios cuya rigidez fué 8 veces la de un atiesador de orilla, encontrando que no se obtuvo mejoría en el efecto de atiesamiento. Por otra parte pruebas en tableros mostraron -- una pérdida apreciable en la acción de atiesamiento si los atiesadores usa dos tenían momentos de inercia menores que el doble de los indicados en la sección 2.3.2.1. ref. 2.

Las pruebas en miembros con atiesadores intermedios manifestaron que el ancho efectivo de un sub-elemento es menor que el de un elemento ordinario atiesado con la misma relación " w/t " particularmente para relaciones -- mayores de 60. Lo anterior puede explicarse en la forma siguiente: (ref. 1). En una viga con patines el esfuerzo normal en los mismos es el resultado -- de los esfuerzos cortantes entre el alma y los patines, el alma origina -- los esfuerzos normales por medio del cortante que transmite a los patines.

Las partes más retiradas de los patines reciben su esfuerzo normal -- por el esfuerzo cortante de las partes más cercanas al alma y así sucesiva -- mente, en este sentido hay una diferencia entre almas y atiesadores intermedios en que estos últimos no son elementos resistentes al cortante y por

consiguiente no originan esfuerzos normales. Por el contrario, cualquier esfuerzo normal en el atiesador debe haberle sido transmitido a través de las partes de patón que intervinieron. A medida que los sub-elementos entre almas y atiesadores están ligeramente pandeados (con baja relación W/t) este cortante continúa sin obstáculos. En este caso el esfuerzo en el atiesador es igual al del alma y el sub-elemento es tan efectivo como un elemento regular atiesado por la misma relación " W/t ".

Sin embargo, las pruebas indican que para grandes relaciones " W/t " -- las pequeñas ondas de pando del sub-elemento interfieren con la transmisión completa del cortante creando un "retardamiento en la transmisión del cortante". Consecuentemente la distribución de esfuerzos en un elemento multiatiesado cuando la relación " W/t " es mayor de 60 puede considerarse representada por la figura 7.

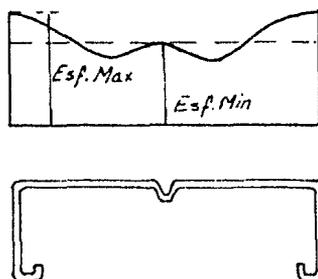


fig. 7

Debido a que el esfuerzo de orilla de un sub-elemento es menor en el atiesador que en la orilla o borde, su ancho efectivo es menor que el de un elemento atiesado correspondiente con la misma relación " W/t ". También la eficiencia del atiesador mismo, se reduce por este bajo esfuerzo, por el hecho de asignar una área efectiva reducida al atiesador.

El cálculo del ancho efectivo de un sub-elemento puede hacerse por medio de la expresión dada en la sección 2.3.1.2. ref. 2 cuyos resultados --

se comprobaron por medio de pruebas, siendo éstos prácticamente idénticos a los de las fórmulas explícitas derivadas de los resultados de dichas --- pruebas.

Evidentemente los anchos efectivos de los sub-elementos son idénticos a los obtenidos en la sección 2.3.1.1 si " W/t " es menor de 60. Para relaciones mayores los anchos efectivos de la sección 2.3.1.1. se reducen de acuerdo con la fórmula simple de la sección 2.3.1.2, ref. 2. El área efectiva de los atiesadores para determinar las propiedades de la sección de la que forman parte, se hará también de acuerdo con las fórmulas simples de la sección 2.3.1.2.

Lo que se ha dicho antes con relación a los efectos y comportamientos de los atiesadores intermedios es válido para los atiesadores de orilla ya que éstos pueden considerarse con un valor de la mitad del de un atiesador intermedio. Si la sección de la figura 7 se coartara en dos a lo largo de la línea central del atiesador intermedio, cada mitad se convertiría en un atiesador de orilla. En la sección 2.3.2.2 ref. 2 se especifican también las siguientes limitaciones: "(a) Si el espacio existente entre atiesadores situados entre dos almas es tal que la relación ancho-espesor del sub-elemento entre atiesadores es mayor de (W/t) lfm. sección 2.3.1 solo se consideran como efectivos aquellos dos atiesadores intermedios que se encuentren más cerca de cada alma. (b) Si el espaciamiento entre atiesadores situados entre una alma y un atiesador de orilla es tal que la relación -- ancho-espesor del sub-elemento entre atiesadores es mayor de (W/t) lfm. -- sección 2.3.1 solo se considera como efectivo un atiesador intermedio. (c) Si los atiesadores intermedios están espaciados de manera tan cercana que la relación ancho-espesor entre atiesadores no excede de (W/t) lfm. sección 2.3.1 todos los atiesadores podrán ser considerados como efectivos. -- Al calcularse la relación ancho-espesor de todo el elemento de rigidez múltiple, dicho elemento deberá ser considerado como reemplazado por un elemento sin atiesadores intermedios cuyo ancho " W_s " es el ancho total entre las almas o entre el alma y el atiesador de orilla y cuyo espesor equiva--

lente "ts" es:

$$t_s = \sqrt[3]{\frac{12 I_s}{W_s}}$$

el espesor "ts" al que hace mención el inciso (c) es el espesor de una placa sólida que tuviera el mismo momento de inercia que el elemento con atiesadores muy cercanos.

(III) ELEMENTOS EN COMPRESION SIN ATIESAMIENTO.

El Manual de Diseño del A. I. S. I. define a estos elementos en su sección 2.2. (b) en la forma siguiente: "Cualquier elemento plano que esté rigidizado solamente en un borde paralelo a lo largo de la dirección del esfuerzo será considerado como un elemento no atiesado".

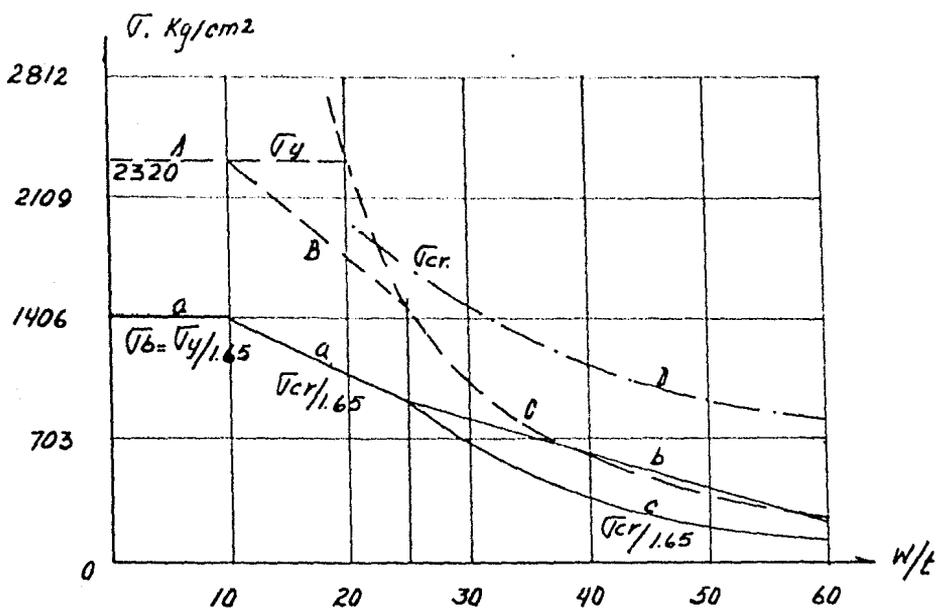
Un elemento a compresión no atiesado sería el patín de la figura 3 -- (a) y el modelo representativo de dicho elemento sería como anteriormente se asentó el representado por la figura 4, excepto que cada tirante quedaría soportado en un extremo y libre en el lado exterior, en consecuencia, su influencia de contraventeo se disminuye, razón por la cual los elementos no atiesados desarrollarán una deformación considerable inmediatamente después de alcanzar sus esfuerzos de pandeo y muestran una resistencia menor de post-pandeo que los elementos atiesados.

Cuando se trate con elementos a compresión no atiesados, el examen -- puede ser tomado del hecho de que tales elementos pueden desarrollar flambes intempestivos a esfuerzos unitarios permisibles. Estos esfuerzos pueden ser menores que el límite de fluencia del acero cuando la relación -- ancho-espesor excede de ciertos valores.

Así pues, para prevenir las distorsiones o flambes, el diseño de elementos no atiesados está basado en dar un esfuerzo unitario permisible reducido a tales elementos con relaciones "W/t" mayores que los valores límites. Este esfuerzo unitario permisible decrece cuando aumenta "W/t". Los -

valores para este esfuerzo permisible se dan en las tablas 3.2 (b) y 3.2 - (c) de la sección 3.2 y en el diagrama 5 de la ref. 2. Los esfuerzos unitarios reducidos se usan con las propiedades estructurales de toda la sección transversal de los miembros sin reducir.

En la ref. 1 aparecen unas gráficas cuya obtención se explica en dicha referencia con el objeto de visualizar las principales consideraciones que deben hacerse en estos elementos (figura 7 a)



Esfuerzos Permisibles de Diseño para elementos en compresión no atisados. figura

El esfuerzo crítico de pandeo para elementos no atisados puede obtenerse por medio de la ecuación 4 utilizando para ello un valor conservador de "K" igual a 0.5. Este esfuerzo crítico como una función de "W/t" aparece representado por una línea curva discontinua (C) en la figura 7 (a) para el caso de elementos en compresión libremente apoyados en uno de sus bordes.

Si los aceros tuvieran siempre un límite de fluencia bien determinado (figura 3, Capítulo I) y los elementos en compresión fuesen idealmente planos, la línea (A) dibujada en el punto de fluencia sería representativa del límite superior del esfuerzo de pandeo, es decir, para un acero con límite de fluencia de $2\ 320\ \text{Kg/cm}^2$, como es el que se considera en dicha figura, los elementos no atiesados con relaciones "W/t" menores de 20 fallarían por fluencia a un esfuerzo de $2\ 320\ \text{Kg/cm}^2$. Debido a que las condiciones ideales anteriormente señaladas no existen y además el proceso de formado en frío tiende a provocar esfuerzos residuales, el esfuerzo crítico de pandeo se abate para relaciones moderadas de "W/t", con base en pruebas realizadas por el A. I. S. I. y por la Universidad de Cornell se dibujó la línea discontinua (B) como representativa de estos esfuerzos para relaciones de "W/t" comprendidas entre 10 y 25.

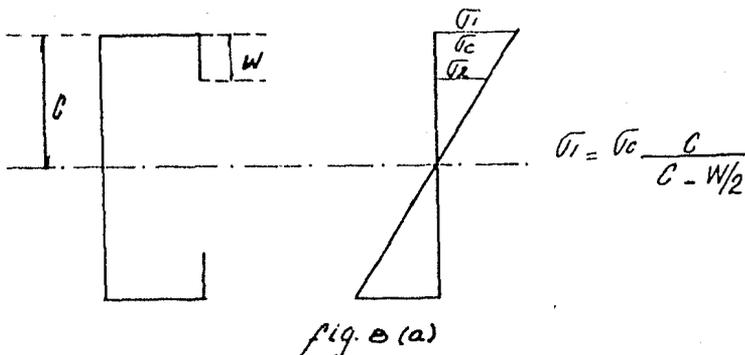
Las ordenadas de las líneas "A y B" deben dividirse por un factor de seguridad de 1.65, resultando los esfuerzos permisibles representados por las dos líneas rectas designadas con la letra (a). La curva (c) representa los esfuerzos de pandeo para patines con relaciones de "W/t" mayores de 25, por su parte la curva (D) muestra los esfuerzos de compresión para los cuales un patín no atiesado falla en el rango de post-pandeo (resistencia posterior al pandeo). Dicha curva se basa en pruebas y estudios realizados por la Universidad de Cornell. Puede observarse que para valores "W/t" mayores de 25 la resistencia de post-pandeo es considerablemente mayor que el esfuerzo de pandeo elástico dado por la curva (C), consecuentemente, en este caso, con el objeto de prevenir la ocurrencia de distorsiones o flambeos mayores a las cargas de servicio, bastará con asegurar que los esfuerzos de proyecto excedan por un margen muy pequeño a los esfuerzos teóricos de proyecto; razón por la cual en el rango de 25 a 60 se escogió la línea (b) como representativa de los esfuerzos de proyecto. La resistencia de post-pandeo es por consiguiente suficiente para dar una seguridad adecuada en contra de un colapso.

Existe un tipo de sección transversal compuesta en su totalidad por -

elementos planos no atiesados, que muestra muy poca o prácticamente ninguna resistencia posterior al pandeo. Esta es la sección angular cuando se usa para "struts" o puntales de compresión, ésto es debido a que cuando un ángulo de lados iguales y paredes delgadas alcanza el esfuerzo de pandeo, las dos placas componentes se pandean en la misma dirección, lo cual tiene como resultado una distorsión torsional del ángulo como unidad tendiendo a un rápido colapso. Es evidente que para un diseño adecuado es necesario que los esfuerzos de proyecto no excedan el esfuerzo crítico de pandeo dividido por el factor de seguridad, ya que se podrá contar con muy poca resistencia posterior al pandeo. La curva representativa de los esfuerzos permisibles para las secciones en ángulo es la (c).

La exposición anterior es válida para elementos no atiesados en los que los esfuerzos de compresión son constantes en todo el ancho "W". Lo anterior ocurre en la mayoría de los casos, es decir, en miembros en compresión cargados concéntricamente o en miembros a flexión en los que el elemento no atiesado es paralelo al eje neutro, sin embargo hay situaciones en que ésto no ocurre, como sucede en los casos de las figuras 8 (a) y 8 (b) (ref. 1).

En dichas figuras aparecen miembros a flexión con cejas o rebordes --vuelto hacia adentro o hacia afuera. Estas cejas representan elementos no atiesados dispuestos perpendicularmente al eje neutro;



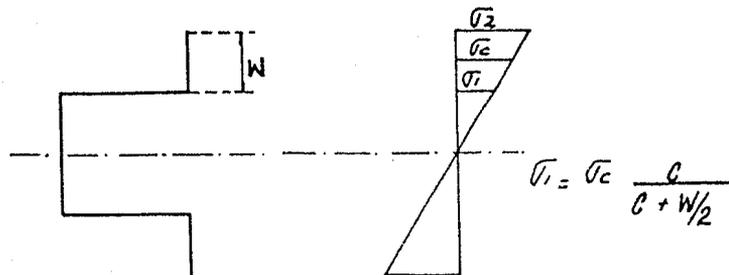


fig. 8(b)

como los esfuerzos de compresión no son constantes en estos elementos, ya que varían proporcionalmente a su distancia al eje neutro, una determinación exacta de sus condiciones de pandeo sería de un muy alto grado de complejidad (ref. 1), ya que dependen no solamente de la relación de " σ_1 a σ_2 ", sino también de la localización del borde atiesado en relación con la distribución de esfuerzos, cuando el borde atiesado sea el que se encuentre sujeto al máximo esfuerzo figura 8 (a), se tendrá una situación más estable que cuando ocurre lo opuesto, figura 8 (b). Para fines de proyecto en la ref. 1 se considera que es suficientemente aproximado suponer que dos placas no atiesadas de idénticas dimensiones, una comprimida uniformemente y otra no uniformemente, se pandearán a la misma fuerza crítica total de compresión.

Como se puede observar en la figura 8, la consideración anterior se satisface cuando el esfuerzo promedio en el elemento variablemente fatigado es igual a " σ_1 ", como se estipula en la sección 3.2 ref. 2 para elementos en compresión no atiesados y paralelos al eje neutro; con base en lo anteriormente expuesto el procedimiento mencionado puede enunciarse como sigue:

(a) De la relación "W/t" del elemento no atiesado determínese el es--

fuerzo de compresión permisible " σ_c " de acuerdo con la sección 3.2. -- Para el elemento variablemente fatigado este esfuerzo permisible es el que actúa en la línea central del elemento o sea a una distancia " $w/2$ " del borde.

(b) Determinése el esfuerzo permisible correspondiente " σ_c " en el elemento contiguo atiesado, partiendo del hecho que el esfuerzo varía proporcionalmente a su distancia al eje neutro, es evidente que el esfuerzo - en los elementos contiguos atiesados está limitado por el esfuerzo "básico de diseño", por lo tanto el menor de los dos valores será el que gobierne.

C A P I T U L O III

MIEMBROS A COMPRESION.

Cuando una pieza de eje recto (siendo su posición vertical, horizontal o inclinada) se encuentre trabajando predominantemente a compresión - recibe el nombre de columna.

La columna sujeta a una carga de compresión axial es el más simple de los elementos estructurales sujetos a inestabilidad, razón por la cual el comportamiento de las columnas se ha estudiado desde hace más de doscientos años y la importancia de su estudio está cimentada en el hecho de ser la base para el estudio de todos los demás problemas de inestabilidad.

Es importante hacer notar la diferencia fundamental que existe en el diseño de dos piezas sometidas una a tensión y otra a compresión.

Considérense las siguientes piezas del mismo material:

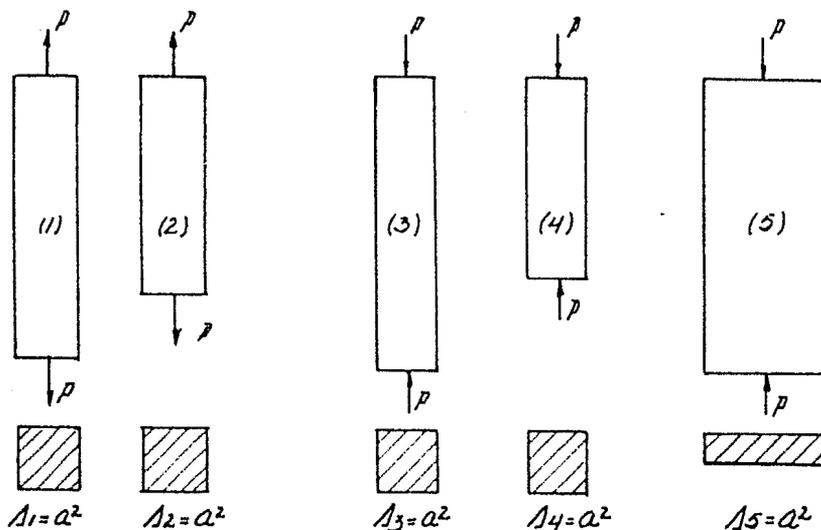


fig.

Sea la pieza (1) la que se encuentra sometida a una fuerza de tensión " P " el esfuerzo medio estará dado por la relación " $\sigma = P/A$ " que -- será el mismo para la pieza (2) si ahora se va aumentando el valor de la fuerza "p" gradualmente. llegará un momento en que el valor de " σ " sea igual a " σ_y " es decir el valor del límite de fluencia del material, en consecuencia el material empezará a fluir deformándose aún sin incremento en la carga, al seguir aumentando ésta el material se hace apto de nuevo para soportar tensiones y entra al llamado "Perfodo de fortalecimiento" el cual finaliza cuando se llega a la " Carga Máxima " a partir de la cual -- la pieza se alarga considerablemente en una zona pequeña de su longitud -- y se acusa la formación de la "Garganta", lo que hace que la sección disminuya prácticamente en la misma proporción en la que se ha alargado, este alargamiento continúa hasta llegar a la ruptura.

$$\sigma_{rup} = P_{rup}/A$$

$$P_{rup} = \sigma_{rup} A$$

$$\sigma_{rup} = f(\text{tipo de material})$$

En una pieza a tensión, la capacidad de ésta será función del área in dependientemente de cual sea la forma de la sección y la longitud de la -- pieza.

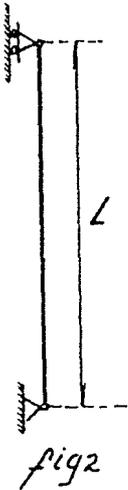
Considérese ahora el caso de las piezas (3, 4 y 5) sometidas a una carga de compresión axial de magnitud "P", resulta fácil comprender que si esta carga "P" la aplicamos a dos piezas (3 y 4) con una sección y área de iguales propiedades geométricas, pero de longitud diferente $L_3 > L_4$, al ir aumentando la magnitud de la carga "P" llegará un momento para el cual la pieza (3) adquiera una configuración flexionada y la pieza (4) conserve su eje recto, si se continúa aumentando "P" hasta llevar a las piezas a la falla se verá que $P_3 < P_4$. Si repetimos el ensayo anterior con las piezas (3 y 5) hasta llevarlas a la falla veremos que $P_3 > P_5$, ésto nos lleva a las siguientes conclusiones:

- a) En el caso de piezas a compresión no solo interesa el área sino también la forma de la sección y la longitud de la pieza.
- b) El equilibrio entre las fuerzas exteriores e interiores se rompe antes de la falla.
- c) La capacidad de carga de la columna será función de su esbeltez.
- d) El concepto de esfuerzo no es fundamental.
- e) El pandeo es un fenómeno que influye notablemente en la capacidad de carga.
- f) En todas las piezas sometidas a compresión hay inestabilidad.

CARGA MAXIMA QUE PUEDE SOPORTAR UNA COLUMNA. (ref. 7)

1 - Pandeo Elástico.- Si se considera una columna como la que se muestra en la figura 2 y cuyas características son las siguientes:

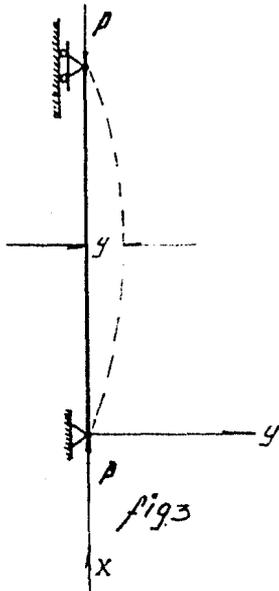
- a) esbelta.
- b) sección transversal constante.
- c) articulada en un extremo y con un apoyo fijo en el otro.
- d) sujeta a una carga "P" axial.
- e) eje recto.
- f) material componente homogéneo y elástico.
- g) no hay fricción en las articulaciones.



Para estas condiciones la configuración recta es de equilibrio, el cual puede ser estable o inestable. Si se aplica a la columna un agente exterior que la saque de esta posición a una infinitamente cercana, podrá suceder que al retirar dicho agente exterior la columna regrese a su posición original o bien no lo haga. En el primer caso el equilibrio es estable, en el segundo inestable.

Si dicho agente exterior es una carga lateral infinitamente pequeña que coloca a la columna en una configuración ligeramente flexionada (figura 3) la carga "P" dejará de actuar en los centros de gravedad de las secciones transversales y dará origen a momentos flexionantes externos (P y) que tienden a aumentar la curvatura de la columna.

Al flexionarse la columna, la distribución original uniforme de esfuer



$$M_e = Py$$

$$M_i = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

$$\frac{1}{\rho} = \text{Radio de curvatura}$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2 y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} \doteq \frac{d^2 y}{dx^2}$$

∴

$$M_e = f(P, y)$$

$$M_i = f(y)$$

zos de compresión se le añade otra distribución de esfuerzos, equivalente a un par interior "Mi," que tiende a devolver a la columna su forma recta -- inicial.

Puede por lo tanto presentarse cualquiera de los casos siguientes, -- dependiendo de la intensidad de "P".

Si "P" es pequeño $M_e < M_i$ Estable.

Si "P" es grande $M_e > M_i$ Inestable.

Para un valor de "P" intermedio $M_e = M_i$ indiferente.

El estado de equilibrio cuyo estudio interesa es el "Equilibrio Indiferente" ya que permite conocer "la Carga crítica", pues una de menor magnitud la soportará la columna y una mayor la llevará al equilibrio inestable, además el equilibrio indiferente marca la iniciación de la flexión espontánea o pandeo.

La flexión se inicia cuando "P" alcanza el valor "Pcr" y bastarán in-

crementos muy pequeños para hacerla crecer rápidamente, en consecuencia - se tendrá un rápido aumento en el valor de los esfuerzos que alcanzarán - pronto los valores de falla, por ésto el fenómeno de inestabilidad en su - iniciación equivale a la desaparición completa de la resistencia de la - columna.

De acuerdo con lo anterior se pueden escribir las dos ecuaciones siguientes:

$$M_{ext.} = P y \quad (1)$$

$$M_{int.} = \frac{E I}{R} \quad (2)$$

I, Es el menor momento de inercia de la sección constante de la columna.

Igualando 1 y 2 y operando algebraicamente se tiene:

$$-\frac{P}{EI} y = \frac{1}{R} ; \frac{1}{R} = \frac{d^2 y}{d x^2}$$

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = - \frac{P}{EI} y \quad \text{Para } P = P_{cr}$$

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = - \frac{P_{cr}}{EI} y \quad (3)$$

Integrando la ecuación 3 se obtiene el valor de la carga "P_{cr}" para la cual se inicia el pandeo, la que está dada por la expresión siguiente:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2} \quad (4)$$

y recibe el nombre de "Carga Crítica Euler". Teniendo en cuenta que

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad ; \quad r = \frac{I}{A}$$
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (5)$$

en donde 5 da el valor del esfuerzo crítico de Euler para pandeo elástico de columnas.

Se ha analizado el caso de una columna con sus extremos articulados - para la cual L = longitud efectiva, ahora bien teniendo en cuenta las condiciones de apoyo se tiene:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (6)$$

KL = Longitud efectiva

" K " vale la unidad para extremos articulados y $1/2$ para extremos empotrados y tiene valores intermedios para restricciones elásticas comprendidas entre esos dos límites; ahora si un extremo de la columna puede desplazarse linealmente respecto al otro, el valor de " K " puede crecer indefinidamente.

II.- Pandeo inelástico.- El valor de la carga crítica dado por la fórmula de Euler, se basa en la suposición fundamental del comportamiento elástico de la columna hasta la aparición del fenómeno de pandeo (aparición repentina de deformaciones grandes que indican la desaparición de la resistencia interna de la columna) por consiguiente esta fórmula no es aplicable al caso de columnas cortas en las que se alcanza el esfuerzo correspondiente al límite de proporcionalidad antes que el esfuerzo crítico de pandeo dado por la fórmula de Euler.

Por lo tanto, esta fórmula tiene un límite de aplicación:

$$\sigma_{cr} = \sigma_{Lp} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

$$L = \pi r \sqrt{\frac{E}{\sigma_{Lp}}} \quad (7)$$

σ_{Lp} = Esfuerzo límite proporcional

En el año de 1899 Engesser presentó la "Teoría del Módulo Tangente" -- que consiste en emplear la fórmula de Euler para el cálculo de la carga crítica de pandeo de columnas en el rango inelástico, introduciendo para ello - un Módulo de elasticidad variable en función del esfuerzo crítico.

En la siguiente exposición se consideran válidas las hipótesis siguientes:

1) Los desplazamientos son muy pequeños en comparación con las dimensiones de la sección transversal de la columna.

2) Las secciones transversales planas permanecen planas y normales al eje deformado de la columna, después de la flexión.

3) El diagrama esfuerzo-deformación del material da la relación entre esfuerzo y deformación en cualquier fibra longitudinal de la columna.

4) El plano de flexión es un plano de simetría de las secciones transversales de la columna.

TEORIA DEL MODULO TANGENTE (ref. 7)

Engesser basó su teoría en la suposición de que cuando en la columna - el esfuerzo de compresión alcanza un cierto valor crítico igual a:

$$\sigma_t = \frac{P_t}{A} > \sigma_{LP}$$

es posible una configuración deformada de equilibrio inestable para el --- cual la deformación es controlada por el Módulo de elasticidad tangente E_t (pendiente de la recta tangente a la curva esfuerzo-deformación en el punto correspondiente al esfuerzo crítico σ_t).

De acuerdo con esta teoría no se presenta ninguna inversión de signo de las deformaciones en el lado convexo de la columna flexionada al pasar de la forma recta a la configuración deformada adyacente. Lo anterior ocurrirá si la disminución de los esfuerzos en el lado convexo de la columna durante las etapas iniciales de la flexión se ve compensada por un aumento en los esfuerzos directos de compresión. Si ésto ocurre la relación esfuerzo-deformación queda definida para la sección transversal completa por el Módulo tangente E_t .

La ecuación de la elástica es entonces:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P}{E_t I} y = 0$$

$$P_t = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2} \quad (8)$$

$$\sigma_t = \frac{\pi^2 E_t}{(L/r)^2} \quad (9)$$

(Columna con los extremos articulados).

Debido a que al iniciarse la flexión ocurre una disminución de los esfuerzos en el lado convexo (figuras 4, a, b, c y d).

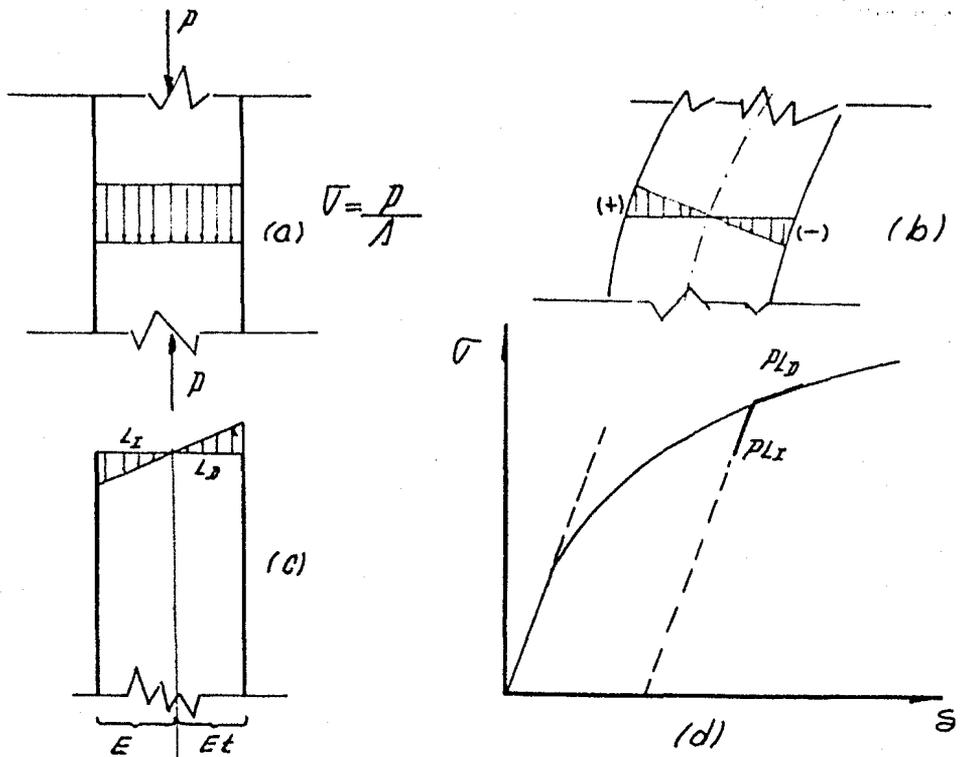


fig. 4

La carga "Pt" (ecuación 8) no es la máxima que puede soportar la columna, sino la carga para la cual ésta empezará a pandearse, puesto que la suposición de que no hay disminución de esfuerzo en el lado convexo de la columna implica un aumento de carga más allá de ella.

Debido al error existente en la base de esta teoría, Engesser dió una solución mejorada del problema de pandeo inelástico de columnas "La Teoría del Módulo reducido" la cual fué aceptada como la teoría correcta sobre el comportamiento de las columnas en el rango inelástico. Dicha teoría supone que la columna se conserva recta hasta alcanzar la condición crítica -- siendo "Pr" la fuerza axial necesaria para mantener la columna ligeramente flexionada, además toma en cuenta la reducción de esfuerzos en el lado convexo de ésta.

El valor "Er" no solo depende de las propiedades mecánicas del material de la columna sino también de la forma de su sección transversal.

$$P_r = \frac{\pi^2 E_r I}{L^2} \quad (10)$$

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 E_r}{(L/r)^2} \quad (11)$$

"Er" es siempre ligeramente mayor que "Et", por consiguiente $\sigma_r > \sigma_t$.

Aparentemente la Teoría del Módulo reducido es más precisa que la del Módulo tangente, y así se consideró durante bastantes años, sin embargo se comprobó que los valores de cargas críticas obtenidos experimentalmente se encuentran entre las dos Teorías, más cerca en general de los correspondientes al Módulo tangente. Por este motivo se usó cada vez más esta Teoría. Esta anomalía fué aclarada por Shanley en 1947.

Para que la columna sea capaz de soportar una carga mayor que "Pt" es necesario que el Módulo efectivo sea mayor que "Et" lo que solo es posible si una porción de la sección transversal queda sujeta a esfuerzos normales decrecientes, ésto significa que la columna debe empezar a flexionarse antes de alcanzar la carga predicha por la Teoría del Módulo reducido, violándose así la condición fundamental para la obtención de esa carga.

Shanley demostró que una columna recta inicialmente empieza a flexionarse cuando se alcanza la carga correspondiente al Módulo tangente y continúa flexionándose a partir de ese momento con carga axial creciente; lo demostró experimentalmente y confirmó dichos resultados con un estudio analítico del comportamiento de una columna ideal.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA COMPRESION AXIAL.

En la obtención de los esfuerzos permisibles para miembros formados - en frío de lámina de calibre ligero sujetos a una carga de compresión axial

se incorporan dos factores que generalmente no son considerados en cualquier otro diseño corriente de especificaciones de proyecto, éstos son los siguientes:

1) Las especificaciones son aplicadas a aceros de grado estructural suave con cualquier límite de fluencia (σ_y) de acuerdo con lo que se especifica en la sección 1.2 y 3.1 de la ref. 2, las cuales fueron tratadas en el Capítulo I en el párrafo relativo a materiales, por consiguiente las fórmulas de columnas deberán ser escritas en términos generales en función del límite de fluencia para poder aplicarse a cualquiera de estos aceros.

2) En las secciones utilizadas en los perfiles rolados en caliente de acuerdo con las normas Americanas del A.I.S.C. Las placas utilizadas como elementos constitutivos de piezas comprimidas deberán cumplir con el requisito de que pueda alcanzarse en cada placa el esfuerzo correspondiente al límite de fluencia del material sin que se presente el fenómeno de pandeo, independientemente del esfuerzo crítico de pandeo del miembro considerado en conjunto. De acuerdo con lo anterior la relación ancho-espesor de las placas componentes de la sección están proporcionadas de manera tal que el pandeo local no se presentará para cargas menores que la correspondiente al límite de fluencia en el miembro. En contraste muchas de las secciones utilizadas en la construcción de perfiles formados en frío de lámina de calibre ligero están de tal manera constituidas que el pandeo local puede ocurrir para esfuerzos menores de los que resistiría una sección más compacta con igual relación L/r. En consecuencia, será necesario incorporar a las especificaciones de diseño, la posible influencia debilitadora que las dimensiones de la sección puedan ocasionar en la resistencia a la compresión de ésta.

De acuerdo con la Teoría del Módulo Tangente la ecuación 9 proporciona el esfuerzo " σ_l " al cual una columna sujeta a una carga de compresión axial empezará a pandearse por deflexión lateral en el rango inelástico, - si ahora se tiene en cuenta que para la parte inicial de la curva esfuerzo-deformación $E = E_t$ la ecuación 9 se vuelve idéntica a la ecuación 5 que -

nos dará el valor del esfuerzo crítico " σ_{cr} " de Euler para el cual una columna empezará a pandearse en el rango elástico.

Consecuentemente si el diagrama esfuerzo-deformación para miembros -- formados en frío fuera de límite de fluencia bien definido como se muestra en la figura 3 del Capítulo I, debe esperarse que el pandeo se presentará cuando se lleque al esfuerzo dado por la fórmula de Euler, ecuación 5 para valores L/r menores que el dado por la fórmula 7 para los cuales $\sigma_{cr} = \sigma_y$, los miembros fallarán a un esfuerzo igual al límite de fluencia.

La curva esfuerzo-deformación de la mayoría de los miembros armados -- en frío es del tipo de la que se muestra en la figura 4 del Capítulo I, es decir de límite de fluencia gradual, en vista de que muchas láminas y tiras de acero que se producen presentan este tipo de curva esfuerzo-deformación y que los esfuerzos residuales ocasionados o inducidos por el enfriamiento no uniforme de las láminas o tiras y los ocasionados principalmente por el proceso de formado en frío tienden además a bajar el límite de proporcionalidad más allá del límite de fluencia, y puesto que sobre el límite de proporcionalidad la tangente del Módulo "E" viene a ser progresivamente una fracción más pequeña de "E", mientras más plana sea la curva, el esfuerzo " σ_1 " (ecuación 9) al cual la columna se pandea, viene a ser una fracción progresivamente más pequeña que el valor que daría la fórmula de Euler (ecuación 5).

Es evidente que para valores moderados de " L/r " la capacidad de cualquier columna cargada axialmente dependerá de la forma de la curva esfuerzo-deformación. Debido a las variaciones en las curvas esfuerzo-deformación de las tiras y láminas de acero antes de formar los perfiles y de los efectos adicionales del proceso de formado en frío se tiene una gran variedad de curvas esfuerzo-deformación, resultando prácticamente imposible tomar en cuenta dichas variaciones.

La misma situación se conserva verdadera en los productos rolados en caliente debido a lo cual en el año de 1960 las "Recomendaciones para el --

criterio de proyecto de miembros metálicos a compresión" propuso que para columnas de baja o moderada esbeltez, el esfuerzo obtenido por la fórmula del Módulo Tangente era satisfactorio y conservadoramente aproximado al obtenido por medio de una curva parabólica sugerida por Bleich en la forma siguiente: (ref. 7).

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{Lp}}{\pi^2 E} (\sigma_y - \sigma_{Lp}) \left(\frac{L}{r}\right)^2 \quad (12)$$

Se considera también que la curva esfuerzo-deformación, es una línea recta hasta que se alcanza el valor " σ_y " por consiguiente:

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \sigma_{Lp} + \sigma_{\text{residual}} \\ \therefore \\ \sigma_{Lp} &= \sigma_y - \sigma_{rs} \end{aligned} \quad (13)$$

substituyendo este valor en la ecuación 12 tendremos:

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{rs}}{\pi^2 E} (\sigma_y - \sigma_{rs}) \left(\frac{L}{r}\right)^2$$

Si los esfuerzos residuales máximos de compresión se toman arbitrariamente iguales a " $\sigma_{y/2}$ " (valor aproximado al máximo observado en perfiles H) la ecuación 12 se transforma en la ecuación recomendada por el "Column-Research Council de 1960" y que es la siguiente:

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r}\right)^2 \quad (14)$$

Esfuerzos permisibles "P/A" se obtendrán dividiendo la ecuación 14 por un factor de seguridad "n" para relaciones "L/r" bajas o moderadas y el esfuerzo dado por la fórmula 5 para valores mayores de esta relación. Ecuacio

nes idénticas a las anteriores (5 y 14) fueron incorporadas en las especificaciones de diseño para miembros a compresión de perfiles formados en frío, para la obtención de los esfuerzos permisibles a compresión se utiliza un factor de seguridad constante y cuyo valor es $n = 1.95$.

En secciones roladas en caliente se utiliza un factor de seguridad variable que crece desde 1.67 para $L/r = 0$ hasta 1.92 para $L/r > L/r$ l (límite) (ecuación 17). El uso de un factor de seguridad menor para columnas formadas por secciones compactas y conexiones rígidas de secciones roladas en caliente se justifica por su menor sensibilidad a excentricidades accidentales y otras imperfecciones. Más importante, en el caso de columnas extremadamente cortas y de secciones compactas no susceptibles de pandeo local, el endurecimiento por deformación induce un aumento en resistencia arriba del nivel del esfuerzo de deformación, es decir en el caso de que $L/r = 0$ el factor de seguridad a tensión y compresión podría ser el mismo. Esto no es necesariamente lo que ocurre en el caso de secciones ligeras formadas en frío, razón por la cual se mantiene un factor de seguridad uniforme.

En correspondencia el esfuerzo unitario admisible para columnas cargadas axialmente en la sección 3.6 ref. 2 se obtiene de las fórmulas siguientes:

$$\frac{P}{A} = \frac{\sigma_y}{n} - \frac{\sigma_y^2}{n 4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (15)$$

(K para valores pequeños y medianos de L/r).

y

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{n (L/r)^2} \quad (16)$$

(para valores mayores de L/r).

los valores límites de " L/r " para las ecuaciones 15 y 16 se obtienen subs-

tituyendo en el lado derecho de la ecuación y resolviendo para L/r .

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{n (L/r)^2} \leq \sigma_{Lp} \quad ; \quad \sigma_{cr} \leq \sigma_{Lp}$$

$$\frac{L}{r} \geq \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Lp}} \quad \text{Si } \sigma_{Lp} = \frac{\sigma_y}{2}$$

$$\frac{L}{r} \geq \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{\sigma_y}} > \pi \sqrt{\frac{2 E}{\sigma_y}} \quad (17)$$

si en las ecuaciones 15, 16 y 17 se substituyen los valores $n = 1.95$ y $E = 2074145 \text{ Kg/cm}^2$, las fórmulas de la sección 3. 6. 1. de las especificaciones (ref. 2) se obtienen para miembros en los cuales el pandeo local no se necesita considerar, es decir para $Q = 1$ (Q es un factor de forma que toma en cuenta el pandeo local y cuya obtención se muestra más adelante).

Para el caso específico de un acero con límite de fluencia mínimo de 2320 Kg/cm^2 las curvas de diseño son las que se muestran en la figura 5 - (ref. 2).

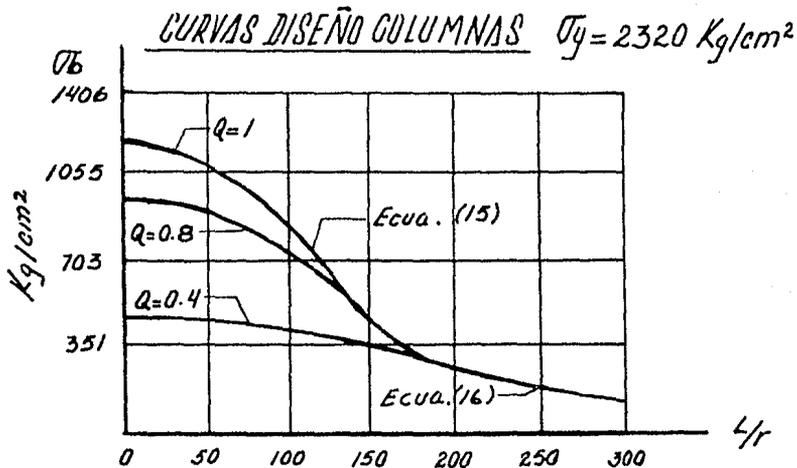


fig. 5. (ref. 2)

Con relación al concepto generalmente aceptado de basar el proyecto de columnas cargadas axialmente en la fórmula de la secante tomando para ello un grado de imperfección $ec/r^2 = 0.25$ y un factor de seguridad igual a

$$n_1 = \frac{n}{1 + ec/r^2} = \frac{n}{1.25}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{\sigma_{mp}}{1 + \frac{ec}{r^2} \sec \left(\frac{L}{r} \sqrt{\frac{P}{4EA}} \right)} \quad (18)$$

σ_{mp} = Máximo esfuerzo permisible

representando gráficamente la ecuación 18 se ha observado que resulta con valores prácticamente coincidentes con los dados por las ecuaciones 15 y 16. Teniendo en cuenta que en el uso de la fórmula secante se ha aceptado un comportamiento elástico ideal que se sabe no existe para esbelteces bajas e intermedias, se compensa por el hecho de la existencia de un grado de imperfección ec/r^2 , a pesar de que se sabe que este concepto no es racional resulta en esfuerzos permisibles prácticamente idéntico para los factores de seguridad ahora recomendados.

Las fórmulas para columnas, ecuaciones 15, 16 y 17 proporcionan resultados satisfactorios para miembros a compresión articulados (no presentan una restricción substancial en contra de la rotación) en ambos extremos y en los que el contraventeo exterior previene que uno de los extremos tenga movimientos laterales respecto al otro. El último es el caso prácticamente general de todas las estructuras en las que este movimiento lateral se prevé por algún contraventeo especial, por medio de muros u otro tipo de diafragmas o bien por la configuración de la estructura.

A pesar de que en el caso de armaduras soldadas los miembros de tensión

(restringidos rotacionalmente) dan por continuidad una considerable resistencia rotacional a los miembros en compresión mientras no fallen por fluencia, la sección 3.6 (ref. 2) no considera tomar ninguna de la restricción-rotacional de los extremos del miembro a compresión contraventeado convenientemente, debido a que el factor de seguridad en compresión es 1.95 y el de tensión 1.65, lo cual quiere decir que una armadura bien diseñada fallará por fluencia en sus miembros de tensión antes o en el momento en que los miembros a compresión se acerquen al pandeo; lo que elimina la resistencia-rotacional que pudieran haber sido capaces de proporcionar.

En el caso de estructuras no contraventeadas exteriormente y cuya estabilidad lateral dependa solamente de su rigidez a flexión (estructuras en portal) al presentarse la falla por pandeo de las columnas aparece un desplazamiento lateral como se muestra en la figura 6)

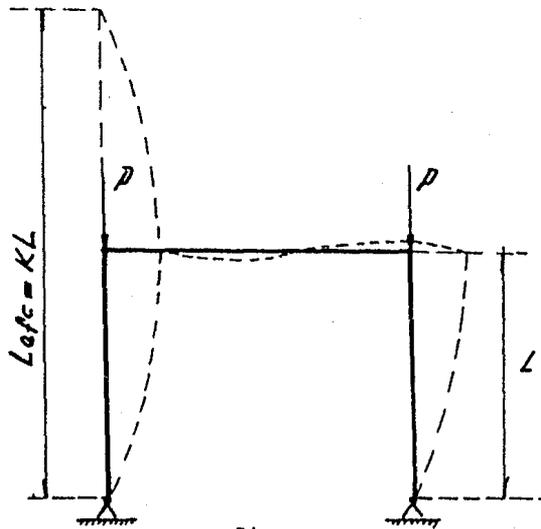
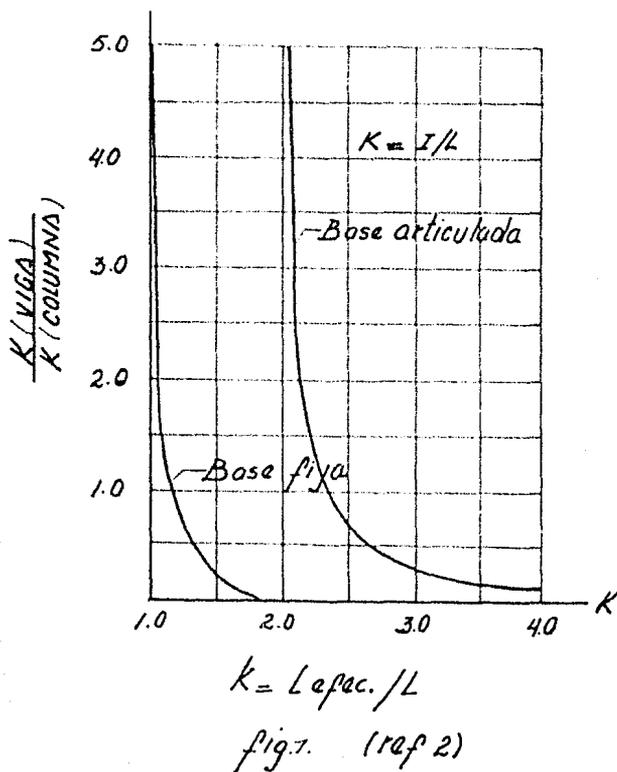


fig. 6.

lo cual sucede a una carga menor que la que serían capaces de resistir las columnas si estuvieran contraventeadas lateralmente.

El efecto desfavorable del desplazamiento lateral se toma en cuenta en las especificaciones del A. I. S. I. (ref. 2) sección 3.6 en donde se indica--

se utilice en las fórmulas una longitud efectiva $L_{efc.} = KL$, mayor que la longitud libre real y se substituya por L . Dicha longitud efectiva depende del grado de restricción rotacional que pueda presentarse en ambos extremos del miembro a compresión, de la rigidez de los miembros conexos o de la cimentación de la columna. Para el caso de estructuras simples en portal construídas con miembros formados en frío el factor "K" de longitud efectiva puede determinarse con ayuda de la figura 7:



las placas de apoyo de columnas usuales, quedan comprendidas entre estas dos condiciones, en cuyo caso la longitud efectiva puede estimarse por interpolación.

Existen también nomogramas (ref. 7) que permiten calcular los valores de "K" con suficiente precisión para fines prácticos, de este tipo son los que se presentan en las figuras 8 y 9, cuya obtención está basada en la --

suposición de que todas las columnas existentes en la porción del marco -- considerado alcanzan simultáneamente sus cargas críticas individuales, lo que en general da valores conservadores, en estos nomogramas también se ha supuesto que $E_t/E = 1$, lo que también hace que los resultados estén del -- lado de la seguridad. Los índices A y B corresponden a los dos extremos del tramo de columnas que se esté considerando. "G" se define como:

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_t}{L_t}} \quad (19)$$

I_c e I_t deben tomarse alrededor de ejes perpendiculares al plano de pandeo.

Para extremos de columnas apoyados en cimentaciones, pero no unidos -- rígidamente con ellas "G" es teóricamente infinito, a menos que el apoyo es -- té realmente diseñado como una articulación sin fricción, puede dársele un -- valor de 10 para diseños prácticos. Si el extremo de la columna está ligado rígidamente con una zapata diseñada en forma adecuada "G" puede tomarse --- igual a 1.

El efecto que el pandeo local puede tener en los miembros de compre-- sión de sección de pared delgada al reducir la resistencia de una columna-- se expresa en la sección 3.6.1. (ref. 2) como un factor de forma "Q". Este método aproximado se estableció con base en las experiencias de diseño de-- estructuras para aviones. El significado del factor de forma "Q" se expre-- sa en la siguiente forma: un miembro a compresión cargado axialmente, com-- pactado y de longitud pequeña ($l/r \rightarrow 0$) falla por simple fluencia más -- que por pandeo a un esfuerzo " σ_y ", " por consiguiente:

$$\frac{P}{A} \Big|_{ult.} = \sigma_y$$

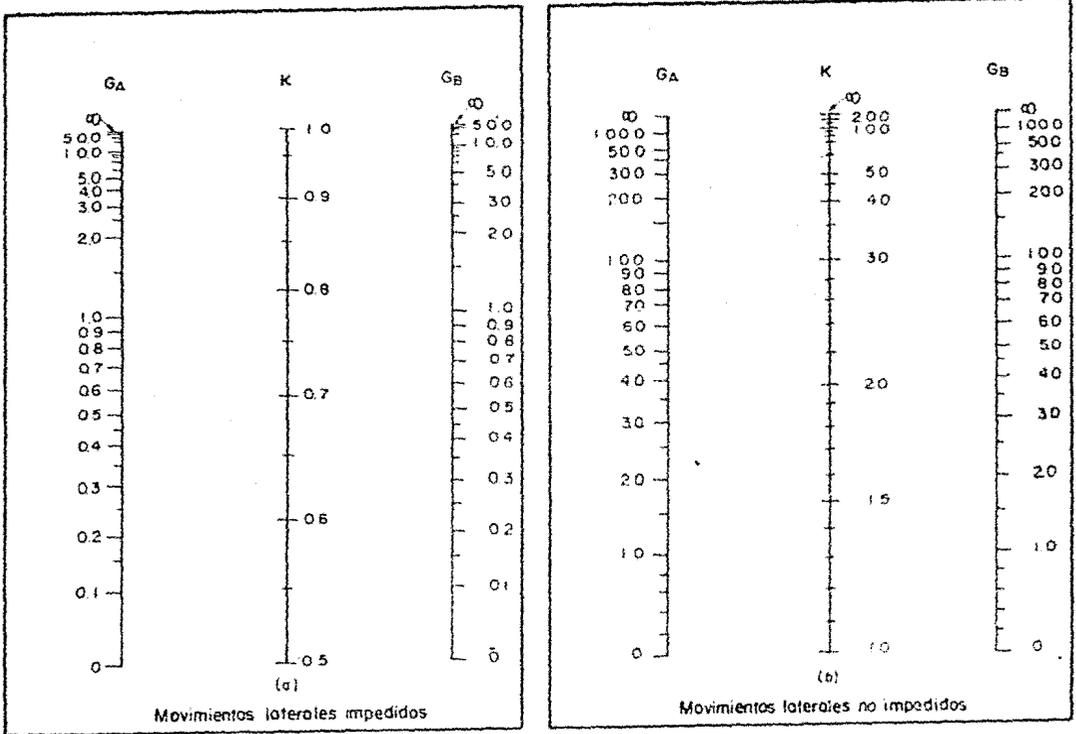


FIG. 25

En el caso de una pieza de pequeña longitud cuya sección está formada por elementos de pared delgada y que se encuentre sujeta a un esfuerzo de compresión, puede presentarse la falla por pandeo local para un esfuerzo menor que " σ_y " por consiguiente para este miembro:

$$\frac{P}{A})_{ult} = Q \sigma_y \quad (20)$$

evidentemente "Q" depende de la forma de la sección de paredes delgadas, por lo cual se le conoce como factor de forma y se le determina de la manera siguiente: (sección 3.6.1. ref. 2).

a) Para miembros compuestos en su totalidad por elementos atiesados-- (sección rectangular cerrada) la carga de falla será:

$$P_{ult.} = A_{efec.} \sigma_y \quad (21)$$

el "área efectiva" es la suma de las áreas efectivas de diseño de todos -- los elementos atiesados que constituyen el miembro y que se han determinado apegándose al esfuerzo básico de diseño "b" sección 3.1. (ref. 2), dividiendo la ecuación 21 entre el área de la sección total se tiene:

$$\frac{P}{A})_{ult} = \frac{A_{efec.}}{A} \sigma_y \quad (22)$$

comparando las ecuaciones 20 y 22 se ve que para dichos miembros

$$Q = \frac{A_{efec.}}{A}$$

b) Para miembros compuestos por elementos no atiesados (sección angular) que fallarán claramente por pandeo local, la carga última será:

$$P_{ult.} = \sigma_{cr} A$$

en donde " $\sigma_{cr} = 1.65 \sigma_c$, es el esfuerzo al cual el elemento no atiesado - con la mayor relación ancho-espesor (w/t) se pandea. σ_c = Esfuerzo permisible a compresión.

1.65 = Factor de seguridad.

$$\frac{P}{A})_{ult} = \sigma_{cr} = \frac{\sigma_{cr} \sigma_y}{\sigma_b} = \frac{1.65 \sigma_c}{1.65 \sigma_b} \sigma_y = \frac{\sigma_c}{\sigma_b} \sigma_y \quad (23)$$

comparando las ecuaciones 20 y 23 se obtiene para dichos miembros:

$$Q_s = \frac{\sigma_c}{\sigma_b}$$

c) Para miembros compuestos de elementos tanto atiesados como no atiesados, cuyo límite usual se alcanza cuando los elementos no atiesados se pandean a un esfuerzo " σ_{cr} " el área efectiva corresponde a la suma del área no reducida de todos los elementos no atiesados más el área reducida de todos los elementos atiesados, la cual se determina para un esfuerzo - " σ_{cr} " o bien " σ_c " si la fórmula para la determinación se usa, por lo tanto:

$$P_{ult} = \sigma_{cr} A_{efec.} \quad (24)$$

dividiendo la ecuación 24 entre el área de la sección total:

$$\frac{P}{A})_{ult} = \frac{A_{efec.} \sigma_{cr}}{A \cdot \sigma_y} \sigma_y = \frac{A_{efec} \sigma_c}{A \cdot \sigma_b} \sigma_y \quad (25)$$

comparando las ecuaciones 20 y 25 se obtiene:

$$Q = \frac{A \text{ efec } \sigma_c}{A \sigma_b} = Q_a Q_s$$

se observa que la ecuación 19 aplicable a miembros de pequeña longitud --- ($L/4 \rightarrow 0$) para calcular el esfuerzo último debido a fluencia puede también aplicarse en el caso de falla por pandeo local ecuación 20, para lo cual basta con substituir " σ_y " por " $Q\sigma_y$ ", de la misma forma para calcular el esfuerzo último (nP/A) para miembros formados por elementos de pared delgada y longitud ordinaria ($L/r > 0$) cuya falla ocurre por pandeo-local será necesario simplemente reemplazar en la ecuación 15 " σ_y " por " $Q\sigma_y$ ", forma en la que se obtiene la ecuación general de la sección 3.6.1. (ref. 2):

$$\sigma_c = 0.515 Q \sigma_y - \left(\frac{Q \sigma_y L/r}{125880} \right)^2 \quad (26)$$

$$\text{Aplicable para } \frac{L}{r} < \frac{6413}{\sqrt{\sigma_y} \sqrt{Q}}$$

Para valores mayores de "L/r" será aplicable la ecuación 16 en la cual, substituyendo valores se obtiene:

$$\sigma_c = \frac{10\ 476\ 000}{(L/r)^2} \quad (27)$$

$$\text{Aplicable para } \frac{L}{r} > \frac{6\ 413}{\sqrt{\sigma_y} \sqrt{Q}}$$

en esta ecuación general de esfuerzos permisibles no aparece " σ_y " debido a que para estos valores de "L/r", los esfuerzos a los cuales la columna se pandea son tan bajos que no se produce ningún pandeo local antes de que el pandeo total se alcance.

El uso de las ecuaciones 26 y 27 proporciona una seguridad adecuada - en contra de la combinación de columna y pandeo local que puede presentarse en los miembros compuestos por elementos de pared delgada.

Se han llevado a cabo por cuenta del A. I. S. I. pruebas o ensayos sobre la resistencia a compresión de un miembro cuya sección está formada por -- elementos atiesados y uno o dos elementos no atiesados cuya relación " w/t " no exceda mucho el valor de 10, encontrándose que dicha resistencia es mayor que la obtenida por el método anteriormente expuesto. En estos casos - el esfuerzo " σ_c " válido para la sección completa queda gobernado por la - porción inestable de la sección, formada por esos elementos no atiesados, - los cuales desarrollan ondas de pandeo a cargas predichas satisfactoriamente por el método anterior, aún cuando esta carga es menor que la que ocasionaría el colapso del miembro, las especificaciones en su sección 3.6.1. -- (ref. 2) no toman en cuenta la resistencia excedente del miembro, ya que - se trata de establecer una seguridad adecuada no solo en contra de un colapso sino también en contra de deformaciones locales excesivas.

Aún cuando el método anterior fórmulas 26 y 27 resulta poco práctico en su empleo, particularmente en el diseño preliminar, puede representarse gráficamente en forma fácil como se observa en la figura 5 de este Capítulo, en la cual se presentan las curvas de diseño para diferentes valores - del factor de forma ($Q = 1$, $Q = 0.8$ y $Q = 0.4$) para un acero con límite de fluencia de 2320 Kg/cm².

En el Manual de diseño del A. I. S. I. para este tipo de perfiles se presenta en el diagrama 4 una familia de dichas curvas de diseño para valores que van desde $Q = 0.2$ hasta $Q = 0.8$, en las que se puede obtener con suficiente exactitud el esfuerzo permisible para cualquier relación de " L/r y Q ", el cual se presenta en la figura 10.

SECCIONES EN CAJON O DOBLE T PARA MIEMBROS EN COMPRESION FORMADOS POR DOS CANALES.

Las únicas secciones que cuentan con dos patines y que pueden formarse

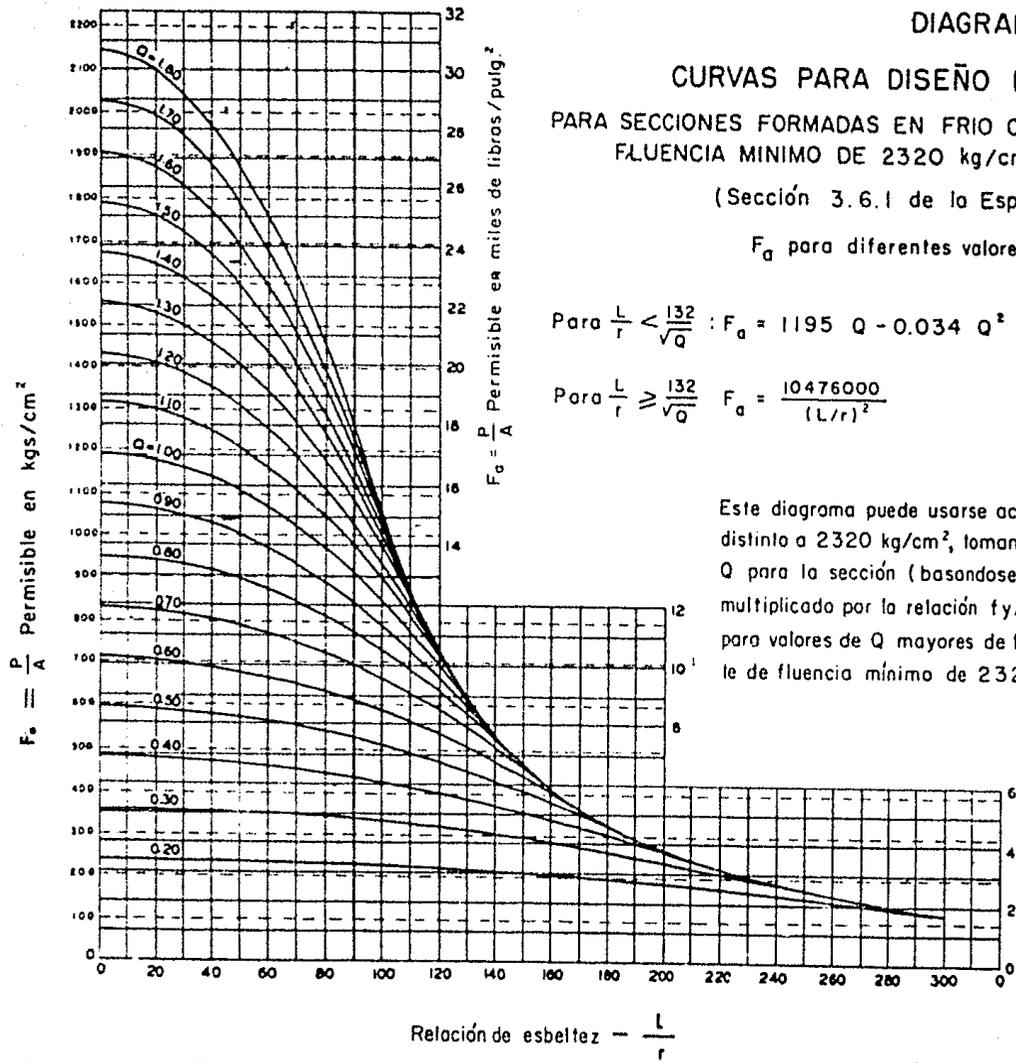


DIAGRAMA - 4

CURVAS PARA DISEÑO DE COLUMNAS

PARA SECCIONES FORMADAS EN FRIO CON ACERO DE LIMITE DE FLUENCIA MINIMO DE 2320 kg/cm² (33000 lbs/pulg.²)

(Sección 3.6.1 de la Especificación)

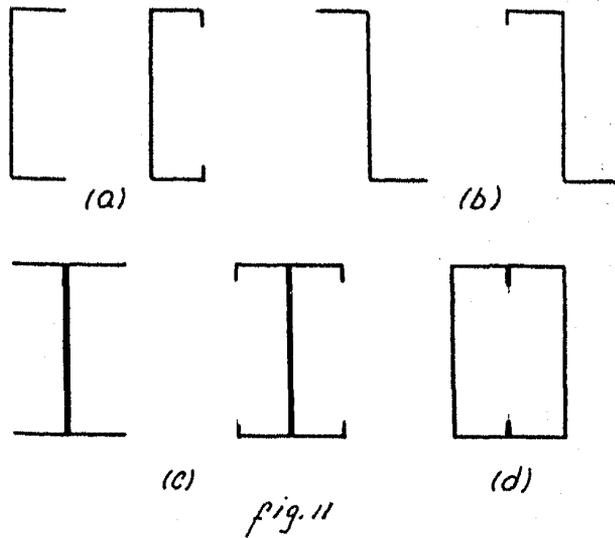
F_a para diferentes valores de Q y $\frac{L}{r}$

Para $\frac{L}{r} < \sqrt{\frac{132}{Q}} : F_a = 1195 Q - 0.034 Q^2 (L/r)^2$

Para $\frac{L}{r} \geq \sqrt{\frac{132}{Q}} : F_a = \frac{10476000}{(L/r)^2}$

Este diagrama puede usarse aceros con un limite de fluencia minimo distinto a 2320 kg/cm², tomando un valor de Q igual al valor real de Q para la sección (basandose en el grado de acero realmente usado) multiplicado por la relación fy/2320. Las curvas de este Diagrama para valores de Q mayores de 1.00; no se aplican al acero con un límite de fluencia mínimo de 2320 kg/cm²

en frío con una sola tira sin soldarse son las secciones en canal y Z, con o sin cejas atiesadoras como puede observarse en las figuras 11 a y b.



Las secciones en doble T figura 11 c, se usan con frecuencia en miembros a compresión y se obtienen con secciones formadas en frío solamente - conectando dos canales espalda con espalda. Las especificaciones señalan - que para garantizar el trabajo de las dos canales conectadas como un solo - miembro, será necesario hacer que el espaciamiento entre conexiones (puntos de soldadura) sean lo suficientemente cercanas para preveer el pandeo local de las canales a una carga menor de la que resistiría el miembro en compresión, para ello la sección 4.3 (a) (ref. 2) estipula que la relación de esbeltez individual de cada canal entre soldaduras u otros conectores "S --- Máx/ r_2 " no sea mayor que 1/2 de la relación de esbeltez " L/r_1 " del miembro a compresión.

En los miembros a compresión también es frecuente utilizar secciones - en cajón figura 11 d, para lo cual se unen dos canales ceja con ceja por - medio de soldadura, quedando la separación de soldaduras sujeta a las indi

dicaciones de la sección 4.3 (a) (ref. 2) anteriormente explicada.

C A P I T U L O **IV**

MIEMBROS A FLEXION.

INTRODUCCION.- (ref. 12)

Considerérese una armadura sometida a flexión pura, bajo la acción de pares iguales en magnitud y de sentido contrario, que se encuentran aplicados en sus apoyos en forma tal que éstos puedan girar libremente alrededor de los ejes X' y Y, pero están impedidos de hacerlo alrededor del eje Z.

La cuerda superior de la armadura se encuentra trabajando a compresión, mientras que la cuerda inferior trabaja a tensión.

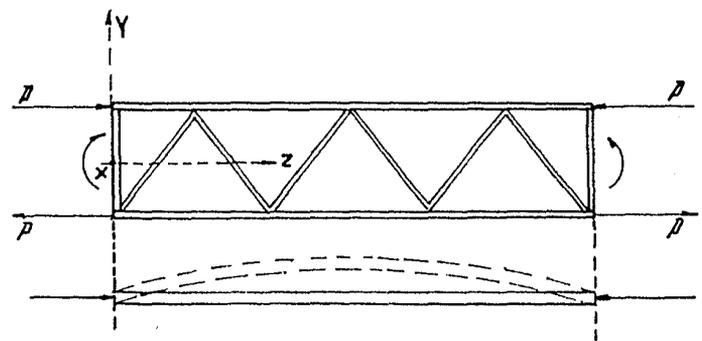


fig 1 (ref. 12)

Como puede observarse en la figura 1 la cuerda superior se encuentra en condiciones semejantes a las de una columna, si el valor de los momentos se va incrementando, la magnitud de la fuerza "P" crece y llegará un momento en que el equilibrio de la cuerda superior se vuelve inestable y ésta se pandea lateralmente, la cuerda inferior sometida a tensión trata de conservarse recta lo cual ayuda a retrasar el pandeo, esta influencia varía directamente con la rigidez del elemento que liga a las dos cuerdas e inversamente con el peralte de la armadura, cuando se trate de elementos de alma llena este fenómeno se complica debido a la mayor liga existente entre los dos patines.

Toda viga apoyada en sus extremos y cargada en el plano del alma puede pandearse lateralmente, excepto cuando existan elementos que impidan ese fenómeno. Como la mayor parte de los perfiles de acero utilizados para trabajar a flexión se fabrican con momentos de inercia grandes respecto a uno de sus ejes principales, y pequeños respecto al otro con el objeto de obtener secciones económicas, ofrecen pequeña resistencia al pandeo lateral.

PANDEO LATERAL.

a) Vigas en sección doble T.- Estas vigas constituyen uno de los elementos estructurales más utilizados en los trabajos de flexión, por su economía, la facilidad de conexión a otros miembros y su eficiencia para soportar cargas en el plano del alma, siempre que se evite el pandeo lateral, sin embargo su rigidez y resistencia a la torsión es menor que la de una sección en cajón hecha con la misma cantidad de material, y son especialmente susceptibles al pandeo lateral por sus propiedades geométricas.

Cuando una barra está sometida únicamente a la acción de pares de torsión iguales y de sentido contrario en sus extremos los cuales están en libertad de alabearse se presenta un caso de torsión pura, en las secciones transversales de la barra aparecen únicamente esfuerzos tangenciales cuya distribución es constante a lo largo del eje del miembro, el ángulo de giro

por unidad de longitud también constante, es directamente proporcional a la intensidad del momento de torsión e inversamente proporcional a la rigidez torsional de la barra, las fibras longitudinales de la pieza inicialmente rectas toman una forma helicoidal, pero sin cambio de longitud.

Si alguna de las secciones transversales no está en libertad de alabearse, o si la intensidad del momento de torsión varía a lo largo del eje de la pieza, se presenta un caso de torsión no uniforme que da lugar a la aparición de esfuerzos de tensión y compresión en las fibras longitudinales de la barra. Este fenómeno se ilustra considerando el caso de torsión no uniforme en una viga doble T, empotrada en uno de sus extremos y sometida a la acción de un par "Mt" en el otro (figura 2, ref. 12).

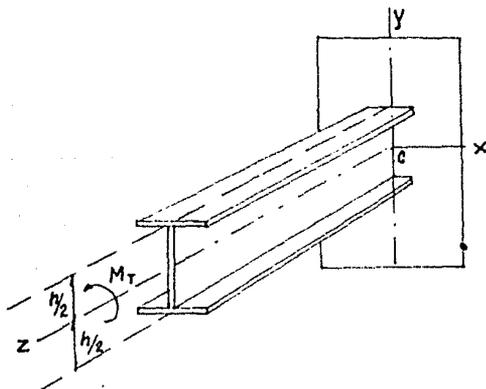


fig 2 (ref 12)

El momento de torsión "Mt" es equilibrado parcialmente por esfuerzos-cortantes debidos a la torsión pura y parcialmente por la resistencia de los patines a la flexión. Representando las dos partes del momento resistente por "Mt₁" y "Mt₂" se tiene:

$$Mt_1 = G J \frac{d \phi}{d z} \quad (1)$$

"Mt₁" depende de la ley de variación del ángulo de torsión a lo largo del-

eje de la viga. La intensidad de " M_{t_2} " se encuentra considerando la flexión lateral de los patines. Todas las secciones giran alrededor del eje centroidal "Z", el cual se mantiene fijo por simetría, de manera que el desplazamiento lateral de uno cualquiera de los patines es:

$$x = \phi \frac{h}{2}$$

por lo tanto, el momento flexionante en el patín vale:

$$M_p = EI_p \frac{d^2 x}{dz^2} = EI_p \frac{h}{2} \frac{d^2 \phi}{dz^2}$$

I_p = momento de inercia del patín considerado alrededor del eje Y.

La fuerza cortante en el patín es igual a:

$$T_p = \frac{d M_p}{dz} = EI_p \frac{h}{2} \frac{d^3 \phi}{dz^3}$$

en el otro patín aparece una fuerza de igual magnitud y sentido contrario, - el par formado por estas dos fuerzas constituye la segunda parte del momento interior que equilibra al de torsión.

$$M_{t_2} = T_p h = EI_p \frac{h^2}{2} \frac{d^3 \phi}{dz^3}$$

Por consiguiente:

$$M_t = M_{t_1} + M_{t_2} = G J \frac{d \phi}{dz} + EI_p \frac{h^2}{2} \frac{d^3 \phi}{dz^3} \quad (3)$$

La ecuación anterior puede escribirse.

$$M_t = G J \frac{d\phi}{dz} + E C_{\omega} \frac{d^3\phi}{dz^3} \quad (4)$$

C_{ω} = Constante de alabeo.

EC_{ω} = Rigidez al alabeo.

En el estudio del pandeo lateral de las vigas doble T sometidas a flexión pura (ref. 12) las dos primeras ecuaciones de equilibrio son las mismas que para el caso de vigas de sección rectangular (ecuaciones 5 y 6) pero la tercera ecuación de equilibrio debe substituirse por la ecuación 4 en la que se tiene en cuenta la resistencia adicional a la torsión proporcionada por la oposición a flexionarse que presentan los patines.

$$E I_x' \frac{d^2 y}{dz^2} = M'_x \quad (5)$$

$$E I_y' \frac{d^2 x}{dz^2} = M'_y \quad (6)$$

La integración de las ecuaciones diferenciales 4, 5 y 6, lleva a la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{E I_y G J \left(1 + \frac{E C_{\omega} \pi^2}{G J L^2} \right)} \quad (7)$$

M_{cr} = momento crítico de pandeo para vigas doble T sometidas a flexión pura.

Efectuando operaciones se tiene:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{E I_y GJ + E^2 C_w \frac{\pi^2}{L^2} I_y} \quad (8)$$

el esfuerzo crítico de pandeo se encuentra dividiendo "Mcr" entre el Módulo de sección de la pieza

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{S_x L} \sqrt{E I_y GJ + E^2 C_w \frac{\pi^2}{L^2} I_y} \quad (9)$$

substituyendo en la ecuación 9 "Sx" por su valor en función "Ix" se tiene:

$$S_x = \frac{\pi d}{2 I_x L} \quad \text{además} \quad C = I_y \frac{d^2}{4}$$

debido a que el espesor de los patines es muy pequeño se puede despreciar la diferencia existente entre el peralte total y la distancia entre los centros de los patines. Efectuando operaciones se llega a la ecuación 10

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\left[\frac{0.98 E}{L/d} \sqrt{\frac{I_y J}{I_x^2}} \right]^2 + \left[\frac{2.46 E}{(L/r_y)^2} \left(\frac{d}{r_x} \right)^2 \right]^2} \quad (10)$$

Para secciones en doble T de la mayoría de las dimensiones usuales se ha encontrado que el valor de "d/r_x" varía muy poco y se mantiene entre los límites de 2.55 a 2.85, por lo que dicho valor se ha tomado constante e igual a 2.5 simplificándose en consecuencia el segundo término de la ecuación 10

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\left[\frac{0.98 E}{L/d} \sqrt{\frac{I_y J}{I_x^2}} \right]^2 + \left[\frac{15.4 E}{(L/r_y)^2} \right]^2} \quad (11)$$

Esta ecuación es válida para secciones doble T formadas por dos canales de proporciones semejantes a las tabuladas en el Manual del A. I. S. I. - (ref. 2):

En la referencia 14 se muestra que para secciones de pared delgada, - con dimensiones ordinarias, el primer término del radical de la ecuación - 11 que expresa la contribución de la torsión pura a la resistencia del perfil al pandeo es despreciable en comparación con el segundo, dicha suposición es la base para la obtención de las fórmulas que dan los esfuerzos de trabajo por el pandeo lateral, sección 3.3 (a) (ref. 2). La ecuación 11 se reduce:

$$\sigma_{cr} = \frac{15.4 E}{(L/r_y)^2}$$

tomando $E = 2094000 \text{ Kg/cm}^2$ se obtiene:

$$\sigma_{cr} = \frac{32250000}{(L/r_y)^2} \quad (12)$$

Se debe tener en cuenta que se ha partido de la suposición de que el pandeo lateral ocurre en el rango elástico, es decir para esfuerzos $\sigma_{cr} < \sigma_{y/2}$ en el caso de que dichos valores sean mayores " $\sigma_{y/2}$ " deberá corregirse ya que el pandeo estará ocurriendo en el rango plástico. Para estos casos el A. I. S. C. recomienda utilizar la relación existente entre los esfuerzos críticos en los rangos elástico y plástico en columnas cargadas axialmente (ecuación 14 del Capítulo III).

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4 \pi^2 E} \left(\frac{L}{r} \right)^2$$

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = \text{Esfuerzo crítico de Euler.}$$

∴

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - 0.25 \frac{\sigma_y}{\sigma_e}$$

$$\sigma_{cr} = \sigma_y \left[1 - \frac{0.25 \sigma_y}{32250000} \left(\frac{L}{r_y} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{129 \times 10^6} \left(\frac{L}{r_y} \right)^2 \quad (13)$$

Los esfuerzos permisibles de diseño se obtienen dividiendo las fórmulas anteriores entre el factor de seguridad 1.65.

Rango elástico.

$$\sigma_p = \frac{19\,500\,000}{(L/r_y)^2} \text{ Kg/cm}^2 \quad (14)$$

$$\text{Para valores } L/r \geq \frac{8\,030}{\sigma_y} = \frac{6\,220}{\sigma_b}$$

Rango inelástico.

$$\sigma_p = \sigma_b - \frac{\sigma_b^2}{785 \times 10^5} (L/r_y)^2 \quad (15)$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_y}{1.65}$$

La ecuación 15 difiere ligeramente de la ecuación 17, ya que ésta se-

obtuvo utilizando una curva de transición (A.I.S.I.)

Fórmulas válidas para secciones doble T o en canal adoptadas por el -
A.I.S.I. en su sección 3.3 (a) (ref. 2).

$$\text{Para } \frac{L}{r_y} < \frac{2668}{\sqrt{\sigma_b}}$$

$$\sigma_p = \sigma_b \quad (16)$$

$$\text{Para } \frac{2668}{\sqrt{\sigma_b}} < \frac{L}{r_y} < \frac{5953}{\sqrt{\sigma_b}}$$

$$\sigma_p = \frac{10}{9} \sigma_b - \frac{\sigma_b^2}{637 \times 10^5} \left(\frac{L}{r_y} \right)^2 \quad (17)$$

$$\text{Para } \frac{L}{r_y} > \frac{5943}{\sqrt{\sigma_b}}$$

$$\sigma_p = \frac{19\ 686\ 800}{(L/r_y)^2} \quad (18)$$

La validez de estas ecuaciones para secciones en canal se ha demostrado experimentalmente (ref. 1).

En la figura 3 (ref. 1) están representadas las curvas correspondientes

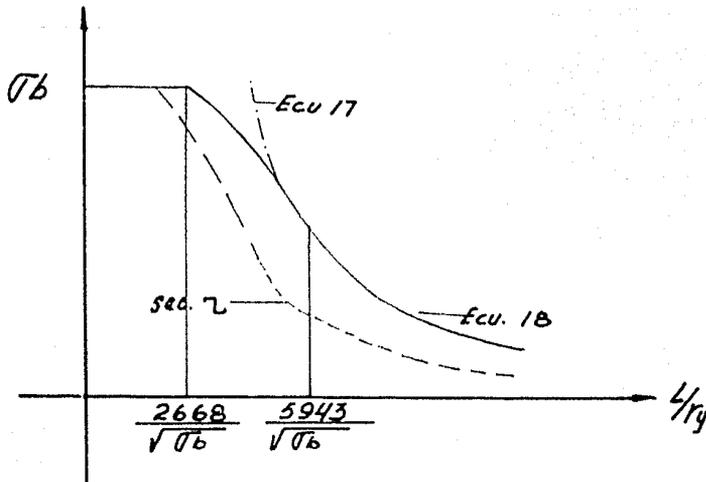


fig 3 (ref. 1)

a las ecuaciones 17 y 18 y el rango de aplicación de cada una de ellas.

En la figura 4 (ref. 12) se comparan los esfuerzos permisibles obtenidos aplicando las especificaciones del A.I.S.I. y la ecuación 11 a un perfil doble T cuya sección es de 203.2 mm x 101.6 mm lámina número 10.

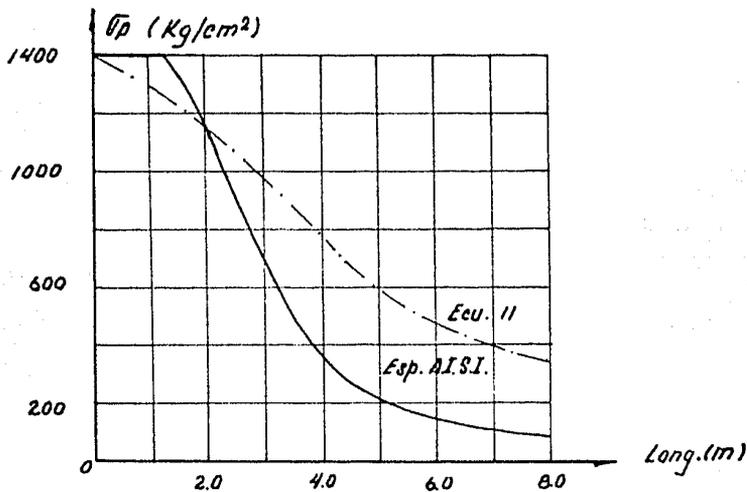


fig 4 (ref. 12)

b) Vigas formadas con secciones en Z y en canal.- Las vigas en Z y en canal cuando se cargan en el plano del alma se tuercen y flexionan lateralmente de acuerdo con su asimetría, a menos que se encuentren satisfactoriamente contraventeadas. Las especificaciones que gobiernan el espaciamiento entre los contraventeos se encuentran dadas en la sección 5.2 (ref. 2). Dichos espaciamientos serán lo suficientemente cortos para evitar el pandeo lateral entre contraventeos.

Debido a la tendencia de una viga Z a flexionarse ligeramente hasta entre contraventeos el A.I.S.I. recomienda una reducción a los esfuerzos permisibles por pandeo lateral. No hay fórmulas elaboradas satisfactoriamente que garanticen un esfuerzo permisible, únicamente las hay que dan esfuerzos con aproximaciones conservadoras, razón por la cual la sección 3.3 (b) especifica un esfuerzo permisible para vigas con sección Z de valor igual a un medio del esfuerzo permisible correspondiente a una viga en canal o doble T con la misma relación " L/r ".

Las secciones en doble T son más favorables para usarse como vigas, ya que la mayor cantidad de su material está colocado en los patines que es la parte más distante del eje centroidal de dicha sección. En secciones formadas en frío las únicas que constan de dos patines y que pueden obtenerse de una sola lámina sin soldadura u otra clase de conexión, son las secciones en canal, en Z y en sombrero, de éstas las dos primeras debido a su falta de simetría obligan a tomar medidas adecuadas para evitar resultados indeseables (deflexiones laterales, torceduras, etc.) por consiguiente la obtención de las vigas doble T será necesario llevarlas a cabo por la unión de dos o más secciones formadas en frío.

Dichas secciones podrán obtenerse soldando por puntos un ángulo a cada lado de los patines de un canal, o bien uniendo dos canales espalda con espalda por dos líneas de puntos de soldadura u otros conectores localizados lo más cerca posible de los patines superior e inferior.

El centro de esfuerzo cortante (punto en el plano de la sección de --

una viga a través del cual una carga transversal actúa produciendo flexión sin ocasionar torsión) de una canal está localizado a una distancia "m" -- hacia atrás del plano medio, como se puede ver en la figura 5 y cuyo valor está dado por las expresiones 19 y 20.

Para canales simples sin atiesadores de orilla en los bordes.

$$m = \frac{W^2}{2W + h/3} \quad (19)$$

Para canales con atiesadores de orilla en los bordes.

$$m = \frac{Wh t}{4 I_x} [Wh + 2d (h - d)] \quad (20)$$

en donde:

W = proyección de los patines con relación a la cara interior del alma en cm.

h = Peralte de la canal o la viga en cm.

d = Peralte del atiesador de orilla, en cm.

I = Momento de inercia de una canal alrededor de su eje centroidal normal al alma en cm⁴.

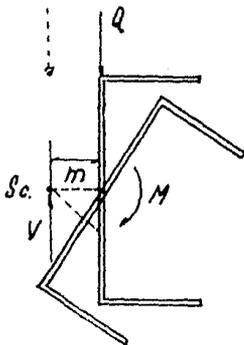


fig 5 (ref.1)

La fuerza cortante interna pasa a través del "Sc", si la carga externa "Q" se aplicara en el mismo punto por medio del conector punteado las dos fuerzas estarían en la misma línea de acción y resultaría una flexión simple. Como las cargas en la mayoría de los casos actúan en el plano del alma, cada carga producirá un momento torsional "Q.m".

Al juntar dos canales para formar una viga doble T como se indica en la figura 6 cada una de ellas se encontrará en la situación que se indica en la figura 5, y tiende a girar en el sentido indicado por la flecha. Las canales tienden por rotación a separarse en su base, esta tendencia es impedida por la fuerza de las conexiones que las unen, estas fuerzas "Sw" -- constituyen un par que se opone, como se puede apreciar en la figura 6 (b).

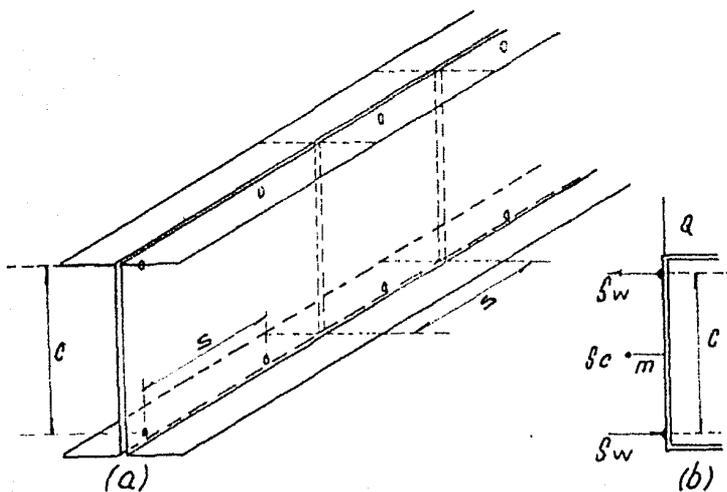


fig. 6 (ref. 1)

que representa una porción de la canal derecha, de longitud igual al espaciamiento de las conexiones "S". Esta porción limitada por líneas punteadas figura 6 (a) contiene solo un par de conexiones y "Q" es la fuerza total -- que actúa en la canal y será un medio de la carga total en la viga sobre la longitud "S", por lo tanto:

$$Q_m = S_w \cdot c \qquad S_w = Q \frac{m}{c}$$

Si "q" es la intensidad de la carga en la viga en donde se localiza la conexión particular, la carga en una canal será:

$$Q = \frac{q S}{2}$$

substituyendo este valor en la ecuación anterior se tiene el espaciamiento máximo permisible.

$$S \text{ lim.} = \frac{2 c \cdot S_w}{m \cdot q}$$

S_w = Resistencia a la tensión de la unión en Kg.

c = Distancia vertical entre las dos hileras de uniones, en cm.

q = Intensidad de la carga sobre la viga en Kg/cm.

m = Distancia del centro del esfuerzo cortante de la canal en el plano medio del alma en cm.

La intensidad de la carga "q" (sección 4.3 ref. 2) se obtiene dividiendo la magnitud de las cargas concentradas por reacciones entre la longitud de apoyo. Tratándose de vigas diseñadas para carga uniformemente distribuída la intensidad "q", deberá considerarse igual a 3 veces la intensidad de la carga de diseño uniformemente distribuída. Para las cargas concentradas por reacciones "P" con una longitud de apoyo si "b" es mayor que el espaciamiento de las conexiones "S" entonces la intensidad local será P/b, si por el contrario la longitud de repartición es menor que el espaciamiento de las soldaduras, entonces el par de conexiones más cercanas a la carga o -- reacción deben de resistir el total del par P/2 m, de tal manera que:

$$S_w = \frac{P \cdot m}{2 \cdot c}$$

Si para cargas relativamente ligeras el espaciamiento "S lim." llega a valores relativamente grandes la tendencia al torcimiento puede causar en las canales distorsiones excesivas entre las conexiones por separación a lo largo de los patines superiores. Debido a lo anterior las especificaciones en su sección 4.3 (b) (ref. 2) fijan un límite.

$$S \text{ lim.} = \frac{L}{6}$$

Contraventeo de vigas formadas por una sola canal.- Si una canal es usada como viga será necesario contraventearla a intervalos adecuados con el objeto de prever su rotación como se indica en la figura 5. En la siguiente figura se muestra la forma de contraventear dos canales a intervalos:

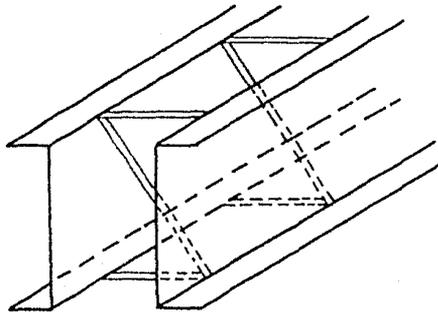


fig 7 (ref 1)

La situación es semejante a la formación de una viga doble T, excepto que el papel de las conexiones está ahora desempeñado por los contraventeos, como la distancia entre contraventeos "a" es mayor que el espaciamiento --

entre conexiones, las canales pueden girar ligeramente entre los contraventeos y causar esfuerzos adicionales que se superponen al simple esfuerzo de flexión usual. En la referencia 1 se hace la recomendación de que la distribución de los contraventeos se haga de manera que:

1) el esfuerzo adicional debe ser suficientemente pequeño para que no disminuya la capacidad portante de la canal (comparada con la que sería en las condiciones de contraventeo continuo).

2) Las rotaciones deben conservarse pequeñas para que no sean objetables, (del orden de 1° a 2°).

El A.I.S.I. llevó a cabo varias pruebas de contraventeo en canales utilizando: contraventeos continuos, contraventeos intermedios a diferentes espaciamientos y canales sin contraventeos, para poder establecer indicaciones apropiadas a este respecto, así mismo desarrolló un método aproximado de análisis el cual se comprobó con los resultados obtenidos en las diferentes pruebas. Se encontró que los requisitos de contraventeo son satisfactorios para el mayor número de distribuciones de carga en una viga si entre los apoyos se colocan no menos de tres contraventeos equidistantes a las cuartas partes del claro, que es la distancia máxima entre contraventeos que se indica en la sección 5.2.1. (ref. 2), en la cual también se especifican las condiciones bajo las cuales será necesario un contraventeo adicional por concentración de carga.

Los contraventeos deberán satisfacer también las condiciones de resistencia para evitar la rotación de las canales, las fuerzas que actúan en los contraventeos se valúan considerando que la acción de una carga aplicada en el plano del alma, que causa un par " $Q \cdot m$ " es equivalente a esta misma carga cuando se aplica al centro de esfuerzo cortante, que no causará ningún par más otras dos fuerzas $F = Q_m/h$, las que juntas producen el mismo par " $Q \cdot m$ " como se indica en la figura 8.

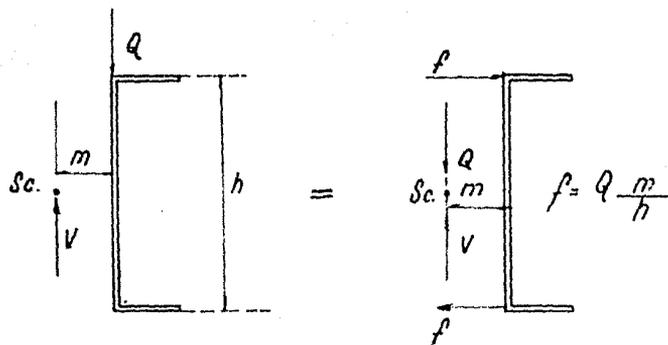


fig 8 (ref.1)

Cada mitad de la canal deberá analizarse como una viga continua sujeta a las fuerzas horizontales "F" y soportada en los puntos de contraventeo, el valor de las reacciones en estos puntos serán las fuerzas que deban resistir los contraventeos. En la sección 5.2.2. (ref. 2) se presenta una aproximación conservadora y simple de valuar estas reacciones.

Contraventeo en vigas de sección Z.- Debido a que la mayoría de las secciones Z son antisimétricas alrededor de los ejes centroidales (horizontal y vertical), el centroide y el centro de esfuerzo cortante coinciden en la mitad del alma, en consecuencia una carga aplicada en el plano del alma no tiene brazo de palanca alrededor del centro de esfuerzo cortante ($m = 0$) y no tenderá a producir el tipo de rotación que una carga similar produce en una canal. Sin embargo, como en la sección Z los ejes principales son oblicuos con respecto al alma, una carga aplicada en el plano del alma se descompone en las dos direcciones de estos ejes produciendo deflexiones según cada uno de ellos.

Proyectando dichas deflexiones en los planos vertical y horizontal se encuentra que una viga Z cargada verticalmente en el plano del alma, se de flexiona no solamente en sentido vertical sino también horizontal. Si esta deflexión es permitida las cargas se moverán lateralmente con la viga y no

permanecerán en el mismo plano que las reacciones en los extremos, por lo tanto, las cargas producirán un momento torsionante alrededor de la línea que conecta las reacciones, estas deformaciones causan esfuerzos adicionales que producirán una falla con cargas considerablemente menores que las que resiste la viga si estuviera completamente contraventeada.

El A.I.S.I. llevó a cabo varias pruebas de contraventeo en tres diferentes secciones en Z en: vigas sin contraventeo y vigas con contraventeos colocados a diferentes espaciamientos, para poder establecer indicaciones apropiadas a este respecto; así mismo desarrolló un método aproximado de análisis el cual se comprobó con los resultados obtenidos en las pruebas, llegando a la conclusión de que las vigas Z contraventeadas intermitentemente pueden analizarse con el mismo método que las vigas en canal contraventeadas intermitentemente, siendo necesario únicamente aplicar en el punto de cada carga vertical "Q" una carga horizontal ficticia "f".

$$f = Q \frac{I_{xy}}{I_y}$$

ésto permitirá el cálculo de las deflexiones verticales y horizontales, y los esfuerzos correspondientes en forma convencional utilizando los ejes X y Y convenientes, más bien que los 1 y 2 de la figura 9.

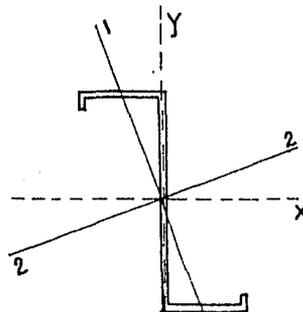


fig. 9 (ref. 1)

La localización de los contraventeos se lleva a cabo en la misma forma en que se describió para las canales. En la sección 5.2 (ref. 2) se encuentran las especificaciones para el contraventeo contra la torsión de secciones en canal y Z usados como vigas.

c) Vigas con sección en cajón y en sombrero.- Se debe tener en cuenta que lo asentado en el inciso (a) de este Capítulo se refiere exclusivamente a vigas con una sola alma pues la ecuación 9 se aplica únicamente a secciones con una alma. En la sección 5.3 (ref. 2) se estipula que las conexiones en cajón cerrado pueden emplearse como vigas con relaciones de longitud-ancho de 75 sin ninguna reducción en los esfuerzos por pandeo lateral; en la referencia 1 se hace mención al artículo presentado por Winter-George "Strenght of Slender Beams" Trans. A.S.C.E. Vol. 109-1944, en la cual el autor muestra que para una viga en cajón de dimensiones poco usuales (relación de peralte-ancho muy grande) el esfuerzo de falla prácticamente no se afecta por el pandeo lateral hasta relaciones $L/b = 100$.

Esta información explícita no se ha obtenido hasta la fecha para las secciones en sombrero, razón por la cual las especificaciones no tienen ninguna referencia ni previsión con relación a las secciones en sombrero sin contraventeos aún cuando dichas secciones son favorables aunque no tengan contraventeos intermedios. En la referencia 1 a este respecto se hacen las siguientes observaciones:

1) Para una sección cualquiera en sombrero en la que " I_y " sea igual o exceda el valor de " I_x ", no es necesario hacer ninguna reducción a los esfuerzos por concepto de pandeo lateral, no importando cual sea la relación longitud-ancho. Esto es debido a que únicamente las vigas deformadas alrededor de su eje más resistente muestran una tendencia al pandeo lateral.

2) Para secciones en sombrero en que suceda lo contrario, $I_y < I_x$, es un procedimiento de seguridad determinar el esfuerzo permisible por la fórmula:

$$\sigma_b = \frac{10\,476\,000}{(L/r_y)^2}$$

que corresponde a la ecuación 27 del Capítulo III aplicable para miembros en compresión cuyo pandeo ocurre en el rango elástico, sección 3.6 (ref.2). En esta fórmula "r_y" es el radio de giro alrededor del eje vertical de la porción de la sección en sombrero que se encuentra en compresión. Este procedimiento es conservadoramente justo, ya que, la estabilidad lateral de cualquier viga es mayor que su resistencia al pandeo que su parte en compresión pueda tener si se separa de su parte en tensión y se cargara como una columna, ya que esta porción estando en tensión tiende a conservarse derecha, lo que da una influencia estabilizadora en la parte en compresión.

Miembros a Flexocompresión.

Supóngase una pieza corta con un coeficiente de esbeltez muy pequeño, la cual está sujeta a la acción de una carga "P" de compresión y un momento flexionante "M", el esfuerzo máximo causado por estas sollicitaciones estará dado por la expresión (1).

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} = f_{max} \quad (1)$$

o bien

$$\frac{P}{A f_{max}} + \frac{M}{S f_{max}} = 1 \quad (2)$$

Sea " $\frac{P}{A} = \sigma_n$ " el esfuerzo normal promedio debido a la acción de la fuerza axial, " $\frac{M}{S} = \sigma_m$ ", el esfuerzo normal máximo ocasionado por la flexión y " σ_p " el esfuerzo permisible de proyecto, por consiguiente la condición para que la pieza esté diseñada con seguridad puede escribirse.

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_p} + \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = 1 \quad (3)$$

La ecuación 3 es correcta para los dos casos límites ya que si $M = 0$ se reduce a $P/A = \sigma_p$ y si $P = 0$, $M/S = \sigma_p$ y puesto que la pieza es corta -- los esfuerzos permisibles para flexión y compresión son iguales.

Si ahora se supone una pieza larga, podrán presentarse problemas de pandeo por compresión axial o por flexión o bien por una combinación de -- ambos, de tal manera que los esfuerzos permisibles no tendrán el mismo valor en compresión que en flexión, si en la ecuación (3) se sustituye " σ_p " por los esfuerzos permisibles si la pieza trabajara a compresión ó a flexión únicamente se tendría la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_c} + \frac{\sigma_m}{\sigma_b} = 1 \quad (4)$$

en donde " σ_c " y " σ_b " son respectivamente los esfuerzos permisibles -- si actúan separadamente la compresión y la flexión, la ecuación (4) continúa satisfaciendo los dos casos límites y proporciona para los demás casos un coeficiente de seguridad variable, intermedio entre los utilizados para columnas y vigas.

Las especificaciones para estos esfuerzos combinados Sec. 3.7 (ref. 2) se basan en esta condición.

En la ecuación 4, es esencial que se sustituya el esfuerzo permisible apropiado " σ_c " que aparece en la sección 3.6 (ref. 2) (ecuaciones 26 y 27 del capítulo III) y " σ_b " en la sección 3.1 (ref. 2), en el caso de patines atiesados se usará el esfuerzo permisible dado en la sección 3.2 --- (ref. 2); para vigas de una alma sin contraventeo lateral " σ_b " = " σ_p " -- sección 3.3 (ref. 2)(ecuaciones 16, 17 y 18 capítulo IV).

La ecuación 2 será aplicable siempre que se sustituya en ella el valor

máximo del momento "M" que ocurra a lo largo del miembro bajo la acción -- de las cargas simultáneas, es decir, la carga axial, las cargas transversales y los momentos en los extremos, si éstos existen. En la mayoría de los casos este momento es mayor que el que ocurriría en el mismo miembro si la fuerza axial no existiera, supóngase el siguiente ejemplo: ref. (1).

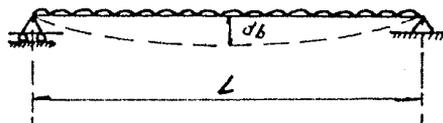


fig. 1.

$$M_{\text{máx.}} = \frac{wL^2}{8}$$

$$db = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$$

Si una carga adicional "P" se aplica a este miembro, la flecha aumenta hasta un valor casi igual al dado por la expresión:

$$d = \frac{db}{\left(1 - \frac{P/A}{\sigma_e}\right)} \quad (5)$$

La fuerza "P" aplicada concéntricamente en los extremos, tiene ahora un brazo de palanca "d" con respecto al centroide de la sección en el centro del claro de la viga, que causa un momento adicional "P.d", por consiguiente en esta sección el momento será:

$$M = \frac{wL^2}{8} + P.d$$

Este es el momento máximo en algún punto a lo largo de la viga y es - el que deberá usarse en la ecuación 2 y en todas aquellas que de ellas se - deriven, a través de una serie de experiencias se ha demostrado que esta - situación es semejante para otros tipos de carga, por consiguiente el mo - mento que deberá usarse en la ecuación de interacción será $M = M_b + Pd$ -- siendo " M_b " el momento que se presenta en la pieza cuando la carga " P " no existe.

Por consiguiente $M > M_b$ en una cantidad que depende de la carga axial pero también del tipo de carga a que se encuentra sujeta la pieza, ya que la deflexión " d_b " será diferente para diferentes distribuciones de carga.

A través de una serie de experiencias, se ha encontrado que el aumento que sufre el momento flexionante a lo largo de la pieza por la presencia de la carga axial puede expresarse por la siguiente expresión:

$$M_a = \frac{M_b}{(1 - P/A)} \sigma_e \quad (6)$$

En donde " σ_e " al igual que en la expresión 5 representa el esfuerzo crítico para pandeo elástico en el plano de flexión.

En igual forma que el factor de la ecuación 6, se ha encontrado, que cuando el momento máximo no se presente en el centro del claro ni cerca de él, el emplear su valor en la fórmula de interacción lleva a resultados -- excesivamente conservadores, sobre todo si los momentos máximos se presentan en los extremos de la barra y son de signo contrario (Guide to Design - Criteria For Metal Compression Members Column Research Council 1960) y se recomienda, por consiguiente, utilizar un momento equivalente, que es función de los momentos que obran en los dos extremos (ref. 15).

$$M_{e\text{equi.}} = M_e = \sqrt{0.3 (M_1^2 + M_2^2) + 0.4 M_1 M_2} \quad (7)$$

Introduciendo un coeficiente "C", tal que:

$$C_m = \frac{M_e}{M_2} = \sqrt{0.3 \left(\frac{M_1^2 + M_2^2}{M_2^2} \right) + 0.4 \frac{M_1 M_2}{M_2^2}}$$

$$C_m = \frac{M_e}{M_2} = \sqrt{0.3 \left(\frac{M_1^2}{M_2^2} + 1 \right) + 0.4 \frac{M_1}{M_2}}$$

$$C_m = \frac{M_e}{M_2} = \sqrt{0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} + 0.3} \quad (8)$$

Las especificaciones del A. I. S. C. recomiendan el uso de los valores dados por la ecuación 9 en sustitución de los dados por la ecuación 8, ya que son bastante aproximados y su obtención es más sencilla.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (9)$$

En las expresiones anteriores " M_2 " es el mayor de los momentos en los extremos ($M_2 > M_1$) y el cociente " M_2/M_1 " se considera positivo cuando la pieza se flexiona en curvatura simple y negativo cuando lo hace en curvatura doble.

La ecuación 7 para el momento equivalente ha sido obtenida para el caso de fuerza axial y momentos en los extremos de la pieza, pero sin que sobre ésta actúen cargas normales a su eje, por consiguiente cuando sobre la pieza actúen cargas transversales deberá modificarse el valor " C_m ".

De acuerdo con lo anteriormente expuesto el momento máximo en una viga columna (miembro sujeto a cargas de compresión y flexión simultáneamente) puede calcularse satisfactoriamente por:

$$M = M_b \frac{C_m}{(1 - P/A)} \quad (10)$$

σ_n

En donde el término del paréntesis, que es el denominador de la ecuación 10, es un factor de amplificación, es decir, determina la cantidad que el momento "M_b" causados por cargas de flexión se aumenta por la presencia de la carga axial "P" y C_m es un coeficiente que dependerá del tipo y distribución de las cargas de flexión.

El esfuerzo de flexión "σ_{m_b}" causado o provocado por el momento --- "M_b" de la viga en ausencia de la carga "P", evidentemente se aumentará en la misma relación que éste cuando sobre la pieza actúe la fuerza "P", - por lo tanto, para calcular el esfuerzo flexionante "σ_m" para usarse en la ecuación 4, "σ_{m_b}" deberá multiplicarse por el mismo factor de amplificación que se indicó debe aplicarse a "M_b". Si se hace así y se introduce un factor de seguridad de 1.95 en el factor de amplificación la fórmula 4- se convierte en:

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_c} + \sigma_m \frac{C_m}{(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_e/r}) \sigma_b} \leq 1 \quad (11)$$

Evidentemente, el momento "M" en la viga columna solo excede el momento "M_b" en la cantidad "P.d" únicamente en los lugares a lo largo de la -- pieza en que las flechas "d" son posibles. Este no es el caso en los soportes o en otros lugares en que las flechas en el plano de flexión se previenen. Por esta razón al verificar los esfuerzos en los lugares contraventeados no es necesario aplicar el factor de amplificación de manera que σ_m = σ_{m_b} y será el que se use en la ecuación 4. En los lugares contraventeados- la falla por compresión axial podrá ocurrir únicamente por fluencia al al-

canzarse el esfuerzo " σ_y " o bien por pandeo local al esfuerzo " $Q\sigma_y$ ". Dividiendo estos esfuerzos por el factor de seguridad 1.95 y con un valor --- $\sigma_m = \sigma_{mb}$ la ecuación 11 resulta:

$$\frac{\sigma_n}{0.515 \psi^2 \sigma_y} + \frac{\sigma_{mb}}{\sigma_b} \leq 1 \quad (12)$$

Expresión aplicable únicamente a puntos contraventeados. En la ecuación 12 el esfuerzo admisible en flexión " σ_b " será igual al esfuerzo de proyecto " $\sigma_y/1.65$ " o al esfuerzo permisible de pandeo local, es decir -- al menor de los dos. En el caso de vigas columnas sin contraventeo no es necesario usar $\sigma_b = \sigma_p$ sección 3.3 ref. 2 (ecuación 16, 17 y 18 capítulo - IV) en la ecuación 12, ésto es así a causa de que por analogía con la situación descrita para compresión directa en los puntos contraventeados únicamente fluencia y pandeo local pueden ocurrir pero nunca pandeo lateral, -- consecuentemente para vigas columnas sin contraventeo lateral $\sigma_p = \sigma_b$ deberá considerarse únicamente en la ecuación 11 pero no en la ecuación 12.

DESCRIPCION DE ALGUNAS SITUACIONES TIPICAS.- (ref. 1)

a).- Miembro libremente apoyado en sus dos extremos y sujeto a carga axial y transversal.- Debe verificarse únicamente por la ecuación 11 (1ª de las dos expresiones sec. 3.7 ref. 2).

b).- Miembro semejante al anterior que es continuo sobre uno o más apoyos intermedios, como por ejemplo la cuerda superior de una armadura de techo o un póln triangulado.- Debe verificarse por M (+) por la ecuación 11- (1ª de las expresiones sec. 3.7 ref. 2) y por M(-) en los apoyos por la --- ecuación 12 (2ª de las expresiones sec. 3.7 ref. 2).

c).- Las columnas de un marco que no están contraventeadas para movimientos laterales en su propio plano.- Deben verificarse por la ecuación 11 (1ª- de las expresiones sec. 3.7 ref. 2) debido a que los dos extremos de la columna pueden deflectarse uno con respecto al otro.

d) Columnas de marcos rígidos que están contraventeados para prevenir movimientos laterales en su propio plano sin estar sujetos a cargas transversales aplicadas entre sus apoyos.- Deben verificarse con la ecuación 11 y con la 12, ésto es debido a que en dichos miembros el esfuerzo máximo puede presentarse en cualquier punto a lo largo de la pieza (por lo que corresponde a la ecuación 11) o en uno de los extremos (Por lo que corresponde a la ecuación 12).

VALORES DE C_m .

Para los casos a y c se usará un valor de $C_m = 0.85$

Para el caso b se podrá usar $C_m = 0.85$ o bien determinar este valor por un análisis racional (Comentary on the specification for the design -- fabrication and erection of structural steel for building A. I. S. C. 1961), - figura 2.

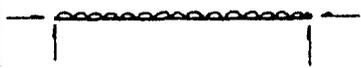
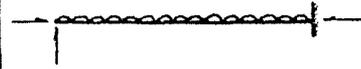
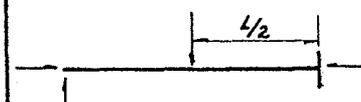
Para el caso d

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

M_1 = Mon. menor

M_2 = Mon. mayor

en los extremos de la longitud crítica sin contraventeo del miembro.

CASO	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{a}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{a'}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{a'}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{a'}}$
	-0.6	$1 - 0.6 \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{a'}}$

$$\sqrt{a'} = \frac{\sqrt{a}}{C.S.} ; C_m = 1 + \frac{\psi \sqrt{n}}{\sqrt{a}}$$

fig. 2

Cuando el esfuerzo axial " σ_n " es lo suficientemente pequeño de tal manera que el término $(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c})$ es apenas diferente de la unidad y $\frac{\sigma_n}{\sigma_c} < 0.15$ la ecuación II (1ª de la sección 3.7 ref. 2) puede resultar con valores de $\sigma_m > \sigma_b$, esta situación no será conservadora; puede significar que en presencia de una fuerza axial pequeña un gran esfuerzo de flexión puede

ser permitido en comparación cuando la fuerza axial es cero, debido a lo anterior la sección 3.7 (1) ref. 2 prescribe que en estos casos deberá satisfacerse además la siguiente ecuación.

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_c} + \frac{\sigma_m}{\sigma_b} \leq 1 \quad (13)$$

En el caso de esfuerzos de flexión y compresión combinados y causados por viento o sismo (las especificaciones sec. 3.8 ref. 2) ninguna de las -- ecuaciones 11 y 13 deberá exceder de 1.33.

CONEXIONES.- (ref. 1)

Introducción.- Una gran variedad de sistemas de conexión, tienen aplicación en los miembros formados en frío con láminas de calibre ligero.

1).- Soldaduras.- Pueden subdividirse en soldaduras por resistencia y soldaduras por fusión.

2).- Pernos.- Pueden subdividirse en pernos sin control especial de tensión y pernos de alta tensión con o sin control de tensión.

3).- Remaches.- Los remaches en caliente tienen muy poca aplicación en miembros de lámina de calibre ligero, no así los remaches en frío que tienen un uso considerable particularmente los remaches ciegos, y los de alta resistencia al cortante.

4).- Tornillos de gran variedad de formas y tipos.

5).- Dispositivos especiales tales como la costura metálica y conexiones por recalado.

1).- Soldaduras.

a) Por resistencia.- Los puntos de soldadura así como el soldado por proyección constituyen el método más importante en las conexiones de taller para miembros de lámina de calibre ligero. La sec. 4.2.2. (ref. 2)-

da los valores permisibles de proyecto por punto, dependiendo exclusivamente del espesor de la lámina más delgada en la conexión. En las soldaduras - por resistencia el manual de Diseño del A.I.S.I. sigue las prácticas recomendadas por la A.W.S. teniendo un factor de seguridad para los valores de proyecto de alrededor de 2.5.

b) Por fusión.- Se utiliza para conectar miembros formados en frío de lámina de calibre ligero entre sí o para conectar estos miembros a secciones pesadas roladas en caliente. Los esfuerzos permisibles para soldadura - de fusión dados por el manual de Diseño A.I.S.I. en su sección 4.2.1 -- coinciden con los del A.I.S.C para edificios y están basados en las prácticas recomendadas por A.W.S., teniendo un factor de seguridad para los valores de proyecto no menor de 2.7.

Cuando se utilizan soldaduras de tapón (ref. 1) y se hacen en agujeros previamente punzonados, la longitud del filete de soldadura para calcular - su resistencia se puede tomar correctamente igual al perímetro del agujero.

En este tipo de perfiles se utiliza frecuentemente la conexión "Puddle weld". básicamente no hay punzonado previo, en vez de éste, se quema - un agujero en la placa superior y después se rellena con un depósito de -- metal de aportación, de manera que la fusión penetre en la placa inferior.

2).- Pernos.-

a) Pernos sin acabado.- Las características de los miembros formados - en frío de lámina de calibre ligero, generalmente excluyen el uso de pernos torneados en agujeros rimados. Las recomendaciones de la sec 4.5 (ref. 2) están dadas para pernos no acabados en agujeros con tolerancia y holgura, usualmente 1/16" (1.59 mm.) para pernos de 1/2" (12.7 mm) o mayores y 1/32" (0.79 mm.) para diámetros menores.

En la sección 4.5 (ref. 2) se hace mención a cuatro tipos de falla, - los cuales se presentan en estas conexiones generalmente con un C.S. de -- 2.2.

I) Para distancias al borde relativamente pequeños (colineales con el esfuerzo), la falla es por cortante de la lámina conectada a lo largo de dos líneas paralelas separadas un diámetro del perno fig. 1-1 (ref. 16). - Esta falla ocurre para un esfuerzo cortante de "0.7 σ_y ", a una carga total:

$$P_{ult.} = 2 \times 0.7 t.e.\sigma_y$$

e = Distancia al borde .

$$e = \frac{P_{ult.}}{1.4 t.\sigma_y}$$

En la sección 4.5.1 (ref. 2) se especifica que "e" no deberá ser menor que

$$e = \frac{P}{\sigma_b \cdot t}$$

$$\text{pero } \sigma_y = 1.65 \sigma_b$$

por consiguiente el factor de seguridad será: $1.4 \times 1.65 = 2.26$

II) Para distancias mayores al borde, la falla puede ocurrir por corte del perno a través de la lámina fig. 1 - II (ref. 16). Esta falla ocurre pa ra un esfuerzo igual a "4.8 σ_y ". En la sec. 4.5.3 (ref. 2) se permiten es-- fuerzos de "3.5 σ_b ", como $\sigma_y = 1.65 \sigma_b$, el factor de seguridad será:

$$1.65 \left(\frac{4.8}{3.5} \right) = 2.26$$

III) Falla por desgarramiento de la lámina en la sección neta.- Esta falla se presenta a un esfuerzo menor que la resistencia de la lámina, cuando los pernos están ampliamente espaciados, es decir, para pequeñas relaciones -- "d/s", en donde:

d = Diámetros del perno.

s = Espaciamiento entre los tornillos perpendicularmente a la línea del esfuerzo. En el caso de un solo tornillo se tomará el ancho de la lámina.

Las concentraciones reducen la resistencia a la tensión de la sección neta.

Pruebas llevadas a cabo (ref. 16) han demostrado que la carga a la cual ocurre la falla se correlaciona mejor con la resistencia a tensión que con el punto de fluencia del acero, por lo tanto, parece ser que el desgarramiento empieza a ocurrir cuando el esfuerzo en el punto de concentración de la sección neta alcanza la resistencia a tensión del material. Para simplificación la sección 4.5.2 (ref. 2) se escribe en términos del esfuerzo básico de proyecto $\sigma_b = \sigma_y / 1.65$. Como en los casos anteriores el factor de seguridad es aproximadamente 2.2 de tal manera que la relación resistencia mínima a la tensión - Mínimo límite de fluencia, no podrá ser menor de $2.2 / 1.65 = 1.35$ cuando lo contrario ocurra deberá emplearse un esfuerzo igual al mínimo especificado para tensión del material, dividido entre 2.2 en lugar de " σ_b ".

IV.- Falla por cortante en el perno.- Esta falla se presenta a un esfuerzo conservadoramente igual a 0.6 de la resistencia a tensión del material del perno. Dicho esfuerzo cortante se computa en el área del núcleo del perno. En la sección 4.5.4 (ref. 2) se especifica un valor de 703 Kg/cm² referido a la sección total del perno.

En miembros que se han proyectado utilizando las propiedades del material ya formado, las conexiones tanto soldadas como apernadas deberán basarse en los esfuerzos y propiedades de las tiras o láminas antes del formado por las razones que se expresan en el capítulo I párrafo referente a los efectos del formado en frío.

b) Pernos de alta resistencia.- Los pernos de alta resistencia que satisfacen la especificación " - 325 del A.S.T.M. se emplean en 2 tipos de -

conexiones.

I) Conexiones ordinarias en las que se usan pernos con o sin acabado y en las que es permisible el deslizamiento.

II) Conexiones especiales en las que se fija el "Par" que se aplica a los pernos y que producen una alta presión de contacto entre las partes -- que se conectan.

Para investigar las posibles ventajas del uso de los pernos de alta resistencia en la construcción y el uso de las secciones formadas en frío se han hecho numerosas pruebas (ref. 1) en las cuales se utilizaron tres tipos de superficies de contacto: Galvanizadas, Pintadas y tal como son -- sin ninguna limpieza especial, y se encontró que:

Con los "pares" prescritos por las especificaciones del "Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints" conexiones de este tipo se obtienen con estas superficies.



Fig 3
TYPES OF FAILURE

si los esfuerzos cortantes se mantienen bajos.

Las fallas del cortante ocurren a un esfuerzo en el núcleo igual al - de los pernos no acabados "0.6 del esfuerzo de tensión".

Una vez ocurrido el deslizamiento la falla en las placas conectadas - se presenta para las mismas cargas que con los pernos no acabados.

Por consiguiente la principal ventaja del uso de pernos de alta resistencia, estriba en que su alta resistencia al cortante hace posible el uso de un número menor de pernos en las conexiones gobernadas por este esfuerzo. Se debe tener en cuenta que las condiciones que satisfacen las especificaciones en lo referente a superficies de contacto solo pueden presentarse en circunstancias poco usuales en este tipo de perfiles.

C A P I T U L O VI

C A R G A S .

INTRODUCCION.

El conocimiento preciso de las que actúan sobre una determinada estructura resulta indispensable para su correcto diseño, ya que será la única -- forma de determinar la sección adecuada de los miembros que constituyen dicha estructura y garantizar la seguridad de su funcionamiento y la economía en su elaboración.

En ocasiones este conocimiento resulta difícil, ya que para ello, es necesario realizar un gran número de observaciones experimentales de las -- que puede obtenerse una carga equivalente cuyos efectos correspondan en la forma más aproximada a los efectos reales en las estructuras, determinados a lo largo de dichas observaciones, como sucede en el caso de la acción-- del viento.

Se distinguen fundamentalmente tres tipos de cargas:

- 1) Cargas Muertas.
- 2) Cargas vivas.
- 3) Cargas ocasionales.

CARGAS MUERTAS.

Son aquellas que actúan permanentemente en una estructura en sentido-vertical y cuya magnitud se determina teniendo como base los pesos volúme-tricos de los materiales que en ella se emplean ("Nuevo Reglamento de cons-trucciones para el Distrito Federal, 1966". Artículo 186).

CARGAS VIVAS.

Son las gravitacionales que obran en una estructura y no tienen carác-ter permanente y cuya magnitud depende del uso a que se destine dicha cons-trucción.

En estructuras para edificios estas cargas toman los siguientes valo-res mínimos por metro cuadrado, los cuales están especificados en el "Nue-vo Reglamento de construcciones para el Distrito Federal 1966". Capítulo - XXIV Artículo 187.

Pisos para habitación, oficinas, despachos y laboratorios.	(1)	
	Area tributaria (m ²)	C.V (K/m ²)
	4 a 5	350
	3 a 8	300
	8 a 13	275
	13 a 23	250
	23 a 63	200
Comunicaciones para peatones, pa- sillos, escaleras, rampas y pasa- jes de acceso al público.		500
Azoteas		
Pendiente mayor de 5%	4 a 10 m ²	100
	10 a 63 m ²	70
Pendiente menor de 5%		100

(1) La carga viva para la que se estipula área tributaria es la mínima que se requiere para diseño estructural ante la acción de cargas gravitacionales, entendiéndose por área tributaria en cada caso la del miembro que se diseña.

El área tributaria para una losa perimetralmente apoyada es el área de un tablero de la misma.

Tratándose de columnas y muros de carga, se tomará como valor para la carga viva el que corresponde a la suma de las áreas tributarias de los diversos pisos que gravitan sobre el elemento en cuestión según la tabla especificada.

Las cargas vivas que se supongan actuar durante el período constructivo, serán congruentes con el procedimiento de construcción que se pretenda llevar a cabo.

CARGAS ACCIDENTALES.

Son aquellas que actúan sobre la estructura a lo largo de un período corto de tiempo, entran dentro de esta clasificación las cargas por viento y sismo que se consideran en general obrando en dirección horizontal.

Debido a la complejidad de los fenómenos antes citados, es sumamente difícil determinar sus efectos sobre las estructuras. Por lo que respecta al viento éste puede ejercer diferentes presiones sobre los edificios dependiendo de su forma, ubicación, altura, etc. respecto a las demás construcciones; en cuanto al sismo los efectos de éste sobre una estructura dependen del tipo de terreno en que se asienta, del tipo de cimentación, su sección, etc. Lo anterior ha dado lugar a que en la mayoría de los Países del mundo se publiquen normas basadas en observaciones de las condiciones locales de intensidad, frecuencia y duración de los fenómenos antes citados, obteniéndose valores experimentales de las cargas que deben considerarse para cada caso en particular.

NORMAS DE DISEÑO POR VIENTO.

Para la ciudad de México dichas normas se encuentran especificadas en el "Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1966)" Capítulo XXXII Artículos (285, 286, 287, 288, 289, 290, 291)".

1) Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones perpendiculares entre sí.

2) Los factores de carga y los esfuerzos permisibles de diseño por carga del viento serán los mismos que en el diseño sísmico aceptándose los siguientes incrementos en los esfuerzos permisibles.

a) En Madera y acero estructural 50%.

b) En concreto y mampostería 33%

c) Para verificar la estabilidad general de las construcciones en cuanto a volteamiento, se analizará esta posibilidad suprimiendo las cargas vivas que contribuyan a disminuir el efecto. Será aceptable como mínimo, un factor de seguridad de 1.5.

d) Se estudiará el efecto de presiones interiores, y revisar la estabilidad de la cubierta y sus anclajes.

e) Se considera en todos los casos que la estructura se encuentra aislada.

NOTACION.

A = Area expuesta (m^2)

B = Dimensión de la construcción paralelamente a la acción del viento (m).

C = Factor de empuje (sin dimensión).

H = Altura de la construcción desde el terreno hasta el arranque del techo de sotavento (m).

L = Dimensión horizontal de la construcción perpendicularmente a la -

acción del viento (m).

V = Velocidad de diseño (Km/h).

W = Fuerza debida al viento (Kg).

FUERZA DEBIDA AL VIENTO.- (ref. 3)

I) Se supondrá que la fuerza debida al viento es perpendicular a la superficie en que actúa. Se determinará la magnitud de dicha fuerza según la expresión.

$$W = 0.00555 C A V^2$$

Cuando C es positivo se trata de un empuje sobre el área expuesta, -- cuando es negativo se trata de succión.

II) Se supondrá en dirección horizontal una excentricidad accidental de " + (0.3 L/8 . H + 0.05 L) para relaciones "L/H" menores que 2; y de - (+ L/8) para relaciones mayores siendo "H y L", la altura y base del área-expuesta respectivamente.

En dirección vertical se tomará una excentricidad accidental de ---- (+ 0.05 H). La excentricidad se medirá a partir del centro de presiones -- del área. Deberá tomarse el signo de la excentricidad que provoque la condición más desfavorable.

Los efectos de las excentricidades deben considerarse simultaneamente.

VELOCIDADES DE DISEÑO (ref. 3).

I) Para construcciones del grupo (B) de la clasificación de sismo, -- la velocidad de diseño será proporcional a la raíz quinta de la altura sobre el terreno, tomando la velocidad a 10 m de altura no menor que 78 Km/hora.

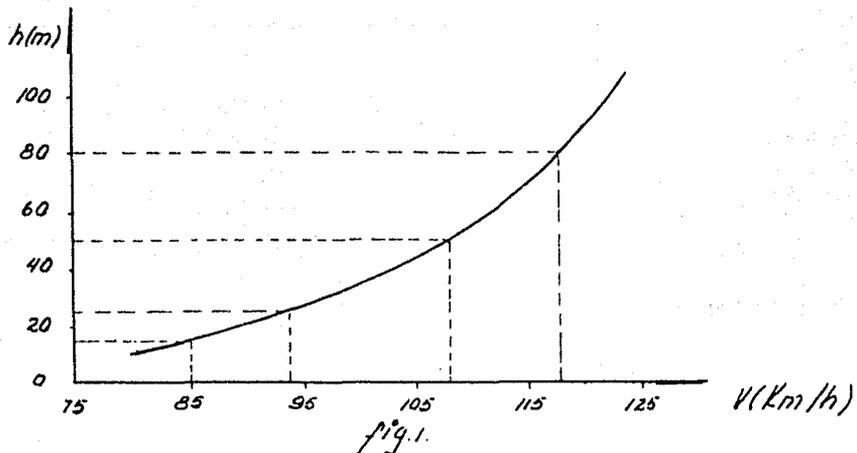
$$V = V_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^{1/5}$$

V = Velocidad de diseño a una altura h sobre el suelo, en Km/hora.

V_0 = Velocidad básica de diseño (78 Km/hora) a una altura $h_0 = 10$ m.

Como alternativa pueden emplearse los siguientes valores mínimos fig. (1) (ref. 8).

Altura (m)	Velocidad de diseño (Km/hora)
0 a 15	85
15 a 25	94
25 a 50	108
50 a 80	118



II) Para edificios en lugares prominentes se supondrá una velocidad mínima de 110 Km/hora.

III) Para construcción del grupo A de la clasificación de sismos se incrementarán en 15% las velocidades mencionadas y para el grupo C no se -

requerirá diseño por viento.

AREA EXPUESTA. (ref. 3)

I) En superficies planas sin vanos, el Area total.

II) En construcciones tipo torre, la proyección vertical de la construcción.

FACTORES DE EMPUJE.- (ref. 3)

Los factores que a continuación se especifican corresponden a la acción exterior del viento.

I) En paredes rectangulares verticales, cuando el ángulo que forma -- la dirección del viento con la superficie expuesta ("a" ángulo de incidencia) está entre 30° y 90° $C = + 0.75$ en el lado de barlovento y $C = - 0.68$ en el de Sotavento. Para el ángulo de incidencia menor que 30° estos valores se multiplican por "a/30" estando "a" en grados.

II) En edificios de planta y elevación rectangulares se usarán para las paredes normales a la acción del viento, los valores de "C" que señala el párrafo anterior.

En las paredes paralelas a la acción del viento, así como en el techo, si éste es horizontal se distinguirán 3 zonas: En la primera que se extiende desde la arista del barlovento hasta una distancia igual a $H/3$ $C = -1.75$. En la segunda que abarca hasta $1.5 H$ desde la misma arista $C = - 1.00$ y en el resto $C = - 0.40$. La misma especificación rige en cubiertas con generatrices y aristas paralelas a la acción del viento (techos inclinados o cilíndricos).

S I S M O.

(9) La excitación dinámica que una estructura recibe al vibrar el terreno donde esté edificada por el tránsito de las ondas de un temblor, pug

de llegar a provocar en ella esfuerzos y deformaciones que conviene prevenir para evitar catástrofes.

El problema es complicado pues depende de muchos factores: por una parte los correspondientes en sí al propio fenómeno sísmico, o sea su intensidad y magnitud y por lo tanto el valor de su aceleración, la frecuencia de la vibración, la naturaleza geológica del terreno que sustenta la estructura y su frecuencia, generalmente alta. Por otra parte las condiciones dinámicas de la estructura en sí o sea la geometría, dimensiones y distribución de masas y por lo tanto su frecuencia natural, que en el diseño se prevé sea muy diferente de la de los temblores, para evitar el fenómeno de resonancia.

La determinación de la carga por sismo que se utiliza para el diseño de una estructura que se encuentra ubicada en una zona sísmica depende del llamado "coeficiente sísmico" que no es otra cosa que la relación de la aceleración del movimiento considerado a la aceleración de la gravedad.

$$C = \frac{a}{g}$$

Las características de un movimiento de tierra (aceleración, período y amplitud) se estudian mediante aparatos llamados sismógrafos que en esencia constan de las siguientes partes.

Uno o varios péndulos.

Un dispositivo de puesto en marcha.

Un dispositivo regulador.

Un registrador.

Un relevador de control.

NORMAS DE DISEÑO POR SISMO.

Las normas que rigen el diseño por sismo se encuentran especificadas en el "Nuevo Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1966)" Ca-

pítulo XXXI Art. 266 a 273.

NOTACION.

C (Sin dimensiones) = V/W = Coeficiente para diseño sísmico

F_i (Ton) = Fuerza horizontal que obra en el piso i

H (cm) = Elevación libre medida desde el nivel del terreno.

h (cm) = Altura de un tablero de muro entre pisos consecutivos.

L (cm) = Longitud de un tablero de muro.

n (sin dimensión) = número de pisos del edificio que se analiza.

t (seg.)= período natural.

V (ton) = Fuerza cortante horizontal en la base del edificio.

W (ton) = Peso del edificio.

W_i (ton) = Peso que se supone concentrado en el piso i .

ZONIFICACION. (ref. 3)

Se considera el territorio del Distrito Federal dividido en zonas de alta compresibilidad y baja compresibilidad.

CLASIFICACION DE EDIFICIOS.- (Ref. 3).

A) Edificios gubernamentales y de servicios públicos aquellos con --- área total construída superior a 400 m² y en los que exista frecuente aglomeración de personas.

B) Construcciones para la habitación privada o de uso público donde no existe frecuente aglomeración de personas o edificios de departamentos- o despachos.

C) Aquellos cuya falla por temblor no pueda normalmente causar daños.

CLASE DE ESTRUCTURACION.- (Ref. 3)

1) Estructuras que posean alineadas en la dirección que se analiza --

dos o más elementos resistentes a fuerza cortante horizontal y cuyas defu--
 maciones ante la acción de cargas laterales en dicha dirección sean debi--
 das esencialmente a flexión de los miembros estructurales.

2) Estructuras cuyas deformaciones, ante la acción de cargas latera--
 les en la dirección que se analiza sean debidas a esfuerzo cortante o a --
 fuerza axial en los miembros estructurales.

3) Construcciones soportadas por una columna o hilera de columnas orien--
 tadas perpendicularmente a la dirección que se analiza o bien cuando éstas --
 no estén ligadas por elementos de suficiente rigidez para transmitir las --
 fuerzas horizontales.

ESFUERZOS PERMISIBLES.- (ref. 3)

Cuando se emplea el método elástico de análisis y diseño de estructu--
 ras sujetas a la acción combinada de la gravedad y del sismo, se permitirán
 los siguientes incrementos:

- 1) En madera y acero estructural o de refuerzo 50%.
- 2) En otros metales, concreto y mampostería 33%.

COEFICIENTE DEL DISEÑO SISMICO.-

			Clase B
Tipo de est.	Zona alta comp.	Zona baja comp.	
1	0.060	0.04	
2	0.08	0.08	
3	0.15	0.10	

Clase A

Los valores anteriores por 1.33.

Clase C

No se requiere diseño por sismo.

ANALISIS ESTATICO.- (ref. 3)

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se supondrá una distribución lineal de aceleraciones horizontales con valor nulo en la base de la estructura y máximo en el extremo superior de la misma. De acuerdo con lo anterior la fuerza horizontal que obra en cada piso i se obtiene de la fórmula.

$$F_i = CW \frac{W_i H_i}{\sum_{i=1}^n W_i H_i}$$

La estabilidad de cualquier elemento cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción se verificará suponiendo que pueden estar sometidos a una aceleración no menor del doble de la que resulte de aplicar la especificación anterior ni menor que 0.15 veces la aceleración de la gravedad.

Para fines de diseño se permite reducir el momento de volteo calculado para cada marco y grupo de elementos resistentes, pero en ningún caso se tomará menor que el producto de la fuerza cortante que ahí obra por su distancia al centro de gravedad de las masas correspondientes, ubicadas arriba del nivel que se analiza.

La excentricidad torsional calculada en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel.

Para el diseño de cada miembro estructural se supondrá que la excentricidad tiene el valor más desfavorable de los siguientes:

I) 1.5 veces el valor calculado más 0.05 veces la máxima dimensión del piso que se analiza, excentricidad accidental medida en la dirección normal a la fuerza cortante.

II) El valor calculado menos la excentricidad accidental.

REPARTICION DE LAS CARGAS A LOS DIFERENTES ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA.

La distribución de las cargas a los distintos elementos que constituyen la estructura puede sintetizarse en la forma siguiente:

Las losas de piso soportan directamente las cargas verticales que actúan sobre la estructura, transmitiéndolas a sus apoyos trabes o vigas - las que a su vez transmiten parte de la carga que sobre ellas actúa a las columnas que las soportan.

Por consiguiente piso a piso se irá acumulando la carga en las columnas, las que al llegar a la cimentación son transmitidas al terreno.

Por consiguiente el diseño de las losas de piso será el que se lleve a cabo en primer término; conocido su peralte podremos pasar al diseño de vigas, columnas y en general toda la estructura.

DISEÑO DE LAS LOSAS DE PISO.- (9)

Para la construcción de las losas de piso se utiliza el concreto ligero a base de cemento Portland, arena, agua y tezonite con un peso volumétrico de 1400 Kg/m^3 aproximadamente.

La losa se colará apoyada continuamente sobre el entramado de piso -- formado por las vigas metálicas y de forma que el patín superior de las -- mismas quede ahogado en la losa, proporcionando así el anclaje necesario.

El problema de la flexión en una losa es sumamente complejo y su determinación involucra el empleo de altas matemáticas, razón por la cual -- para la resolución de problemas prácticos se haga uso de normas basadas en pruebas experimentales que permiten con relativa facilidad el cálculo de -- los momentos y fuerzas cortantes que se desarrollan en los diferentes puntos de la losa en cuestión.

Para el diseño de las losas de piso se hará uso del método - 2 (A-2002) del "Reglamento de las construcciones de concreto reforzado" (ACI - 318 -63) Apéndice (A) pág. 135.

T A B L A I

Coefficientes "C" Para el cálculo de momentos.

MOMENTOS	Claro Corto						Claro Largo
	Valores de la relación "N"						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5 Y menos	
Caso 1. Paneles interiores. Momento negativo en el eje contínuo. . . Eje discontínuo. . . Momento positivo en el centro del claro.	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Caso 2. Un eje discontínuo. Momento negativo en el eje contínuo. . . Eje discontínuo. . . Momento positivo en el centro del claro.	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
	0.021	0.024	0.027	0.031	0.031	0.042	0.021
	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Caso 3. Dos ejes discontínuos. Momento negativo en el eje contínuo. . . Eje discontínuo. . . Momento positivo en el centro del claro.	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Caso 4. Tres ejes discontínuos. Momento negativo en el eje contínuo. . . Eje discontínuo. . . Momento positivo en el centro del claro.	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Caso 5. Cuatro ejes discontínuos. Momento negativo en un eje contínuo. Eje discontínuo. Momento positivo en el centro del claro	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

NOTACION.

C = Coeficiente de momento para losas en dos direcciones como se muestra en la tabla I.

m = Relación de claro corto a claro largo para losas en dos direcciones.

S = Longitud del claro corto para losas en dos direcciones. El claro será considerado como la distancia centro a centro entre apoyos o el claro libre más dos veces el espesor de la losa. Se elegirá el menor.

w = Carga total uniforme por m .

a) Limitaciones. Se intenta que estas limitaciones se apliquen a losas macizas o nervadas, aisladas o continuas, apoyadas en los cuatro bordes en muros o vigas en cualquier caso coladas monolíticamente con losas.

Una losa en dos direcciones se considera que consiste en franjas -- en cada dirección como sigue:

Una franja central de un ancho igual a la mitad del tablero simétrico respecto a la línea central del tablero y que se extienda a través del tablero en la dirección que se consideran los momentos.

Una franja de columnas de ancho igual a la mitad del ancho del tablero, que ocupe las dos áreas de una cuarta parte del tablero cada una, situadas a los lados de la franja central.

Si la relación del lado corto al lado largo es menor que 0.5 se considerará que la franja central en la dirección corta tiene un ancho igual a la diferencia entre el claro largo y el claro corto. El área restante -- representará las dos franjas de columnas.

Las secciones críticas para cálculos de momento que se denominan las secciones principales de diseño, estarán situadas como sigue:

a) Para momento negativo a lo largo de los bordes del tablero en las-

caras de las vigas de apoyo.

Para momento positivo, a lo largo de las líneas medias de los tableros.

b) Momentos flexionantes.- Los momentos flexionantes para las franjas centrales se calcularán por medio de la expresión.

$$M = C_o S^2$$

Los momentos promedio por unidad de ancho en la franja de columnas -- serán dos tercios de los correspondientes en la franja central. Al determinar el espaciamiento del refuerzo en la franja de columnas puede suponerse que el momento varía desde un máximo en el borde de la franja central -- hasta un mínimo en el borde del tablero.

Cuando el momento negativo a un lado del apoyo sea menor que el 80% -- del momento en el otro lado dos tercios de la diferencia se distribuirán -- en proporción a las rigideces relativas de las losas.

c) Cortante.- Las fuerzas cortantes en las losas pueden ser calculadas con la suposición de que la carga se distribuye a los apoyos según (d).

d) Vigas de apoyo.- Las cargas sobre las vigas de apoyo para un tablero rectangular en dos direcciones podrán suponerse como las cargas dentro de las áreas tributarias del tablero limitadas por la intersección de líneas a 45° desde las esquinas con la línea media del tablero paralela al -- lado largo.

Los momentos flexionantes podrán ser determinados aproximadamente --- usando las cargas uniformes equivalentes siguientes por unidad de longitud por cada tablero.

Claro corto.

$$\frac{\omega S}{3}$$

$$\text{Claro largo} = \frac{\omega S}{3} \frac{(3 - m^2)}{2}$$

METODO 2 - TABLA 1 COEFICIENTE PARA MOMENTO.

Una vez conocido el valor del momento máximo que se presente en toda la losa, se proporcionará el peralte de ésta y se variará el porcentaje de acero para los momentos menores de acuerdo con su magnitud. Con el objeto de impedir la construcción de losas excesivamente delgadas aún cuando teóricamente resistan el momento solicitante el A.C.I. establece un peralte mínimo para las mismas cuyo valor está dado por la siguiente fórmula.

$$\text{Peralte mín} = \frac{\text{Perímetro de la losa}}{180}$$

Nunca menor de 3 1/2 " (9 cm.)

Se establece también como separación máxima del acero de refuerzo una distancia igual a tres veces el peralte de la losa y que el porcentaje mínimo de acero sea 0.0020 bt.

La longitud de los bastones sobre apoyos es igual a la suma de los -- cuartos de los claros contiguos.

La longitud de bastones centrales es igual a 3/5 del claro.

A continuación se presenta un resumen de los valores de los esfuerzos tomados en cuenta para el diseño de las losas así como de las constantes -- de cálculo; se adjunta también una planta de la losa tipo en la que se han verificado las divisiones de los paneles en las distintas "zonas" y se han indicado los valores del coeficiente "C" en cada punto característico de -- las zonas centrales.

RESUMEN DE ESFUERZOS, CONSTANTES Y FORMULAS EMPLEADAS EN EL CALCULO -- DE LAS LOSAS DE PISO.

Se utilizará un concreto cuya resistencia a la ruptura por compresión

axial a los 28 días es de 210 Kg/cm², de acuerdo con lo anterior los valores permisibles para el esfuerzo cortante adherencia y aplastamiento serán como sigue:

$$F'_c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.45 F'_c = 94.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_p = 0.29 \sqrt{F'_c} = 4.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_p = \frac{1.27 \sqrt{F'_c}}{\phi^n} = \frac{1.27 \sqrt{210}}{5/8} = 29.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.25 F'_c = 52.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2$$

CONSTANTES DE CALCULO.

$$E_c = 140\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 15$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{F_s}{n F_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1265}{15 \times 94.5}} = 0.525$$

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 1 - 0.174 = 0.826$$

$$K = \frac{1}{2} F_c K J = \frac{1}{2} 94.5 \times 0.525 \times 0.826 = 20.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C = \frac{l}{\sqrt{K}} = \frac{l}{\sqrt{20,60}} = 0.22$$

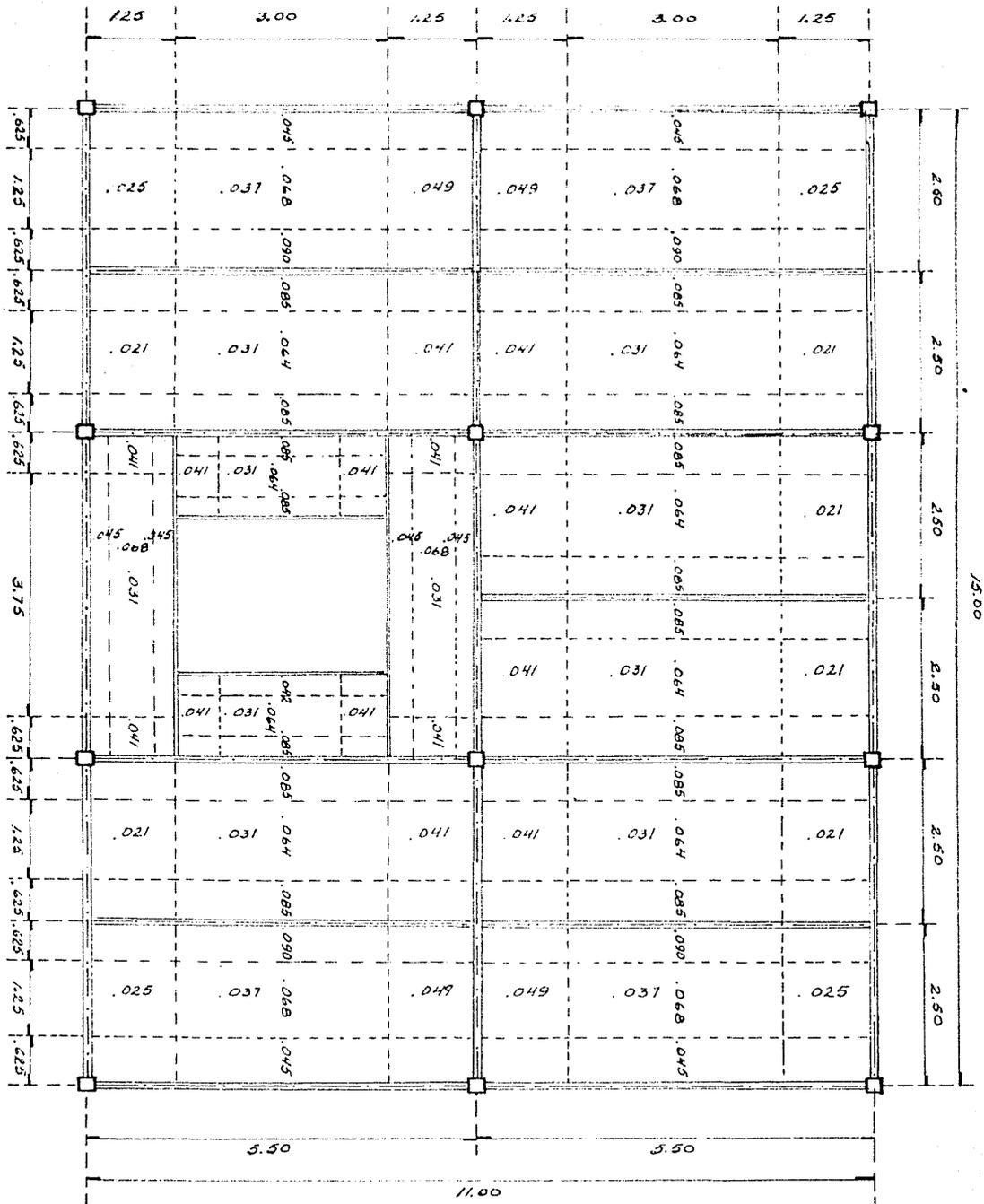
Una vez determinado el peralte de las losas de piso por el método descrito anteriormente podremos pasar a distribuir a las vigas las cargas correspondientes, por concepto de carga viva y por el peso propio de la losa.

Una vez determinada la magnitud de las cargas repartidas a las vigas-ésto nos permite ya iniciar el análisis del esqueleto propiamente dicho, - sujeto a sollicitaciones verticales.

ANÁLISIS DEL ESQUELETO METALICO SUJETO A LA ACCION DE CARGAS VERTICALES.

El procedimiento de construcción que se empleará para la edificación del esqueleto metálico será el de juntas soldadas entre vigas y columnas, lo que nos lleva a considerar a cada unión como un "nudo elástico" o un empotramiento elástico en el cual se desarrollarán momentos consecuentes a la aplicación de las cargas verticales y para el cual los ángulos -- que forman las tangentes a las barras en el punto antes de la deformación se conservan después de la misma, siendo además iguales para todas las barras que concurren a dicho nudo, los desplazamientos verticales y horizontales en el mismo.

De lo anterior se concluye que, al presentarse momentos en los extremos de las vigas (nudos) éstos provocarán momentos en todas las barras que concurren a dicho nudo y por consiguiente aún cuando las columnas no estén cargadas directamente se verán sujetas a momentos provocados por las sollicitaciones verticales en las vigas; los momentos que se presentan en las - barras que concurren a un nudo sujeto a un momento, son consecuencia de la deformación angular del mismo y deberán tener una magnitud tal que su suma sea igual al momento solicitante para que el nudo se mantenga en equilibrio, es decir, que la suma algebraica de los momentos en el nudo sea igual a -- cero.



COEFICIENTES "C" PARA MOMENTOS

PLANTA TIPO

ACOTACIONES EN METROS.

Para la determinación de los momentos de empotramiento elástico en los nudos de la estructura se hará uso del método de Hardy Cross, método cuya aplicación puede resumirse en las cuatro etapas siguientes:

PRIMERA ETAPA.

En esta primera etapa se considera a todos los nudos de la estructura en cuestión, como empotramientos perfectos y la determinación de los momentos en los apoyos será llevada a cabo fácilmente haciendo uso de las expresiones ya conocidas de los momentos de empotramiento.

Esquemáticamente la primera parte del método puede representarse en la siguiente forma:

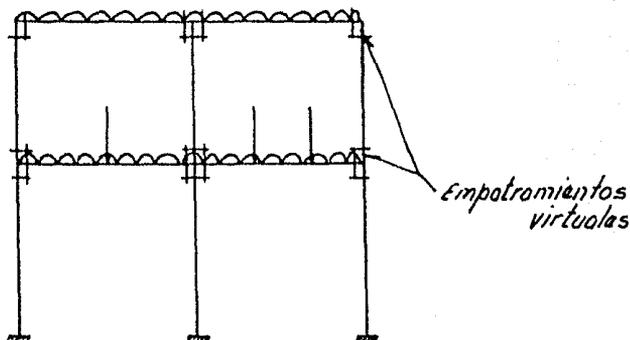


fig. 2

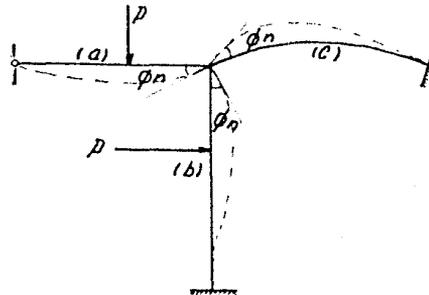
SEGUNDA ETAPA.

En esta fase se permitirá el giro a los nudos, pero éstos serán indeformables. Es decir, el empotramiento virtual de la primera etapa será liberado y los momentos de empotramiento anteriormente determinados en cada extremo de las barras que concurren al nudo, tendrán como resultante un momento denominado "Momento de disequilibrio" (el cual en algunos casos --

debido a la simetría puede ser nulo). Este momento hará que el nudo gire - un ángulo tal que se desarrollen en las barras momentos parciales cuya suma debe ser igual a dicho momento, pero de signo contrario con el objeto de lograr el equilibrio del nudo; los momentos parciales en cada barra serán proporcionales a su rigidez.

Consideremos el siguiente paso:

Sea la estructura formada por las barras a, b, c y sujeta a las cargas P.

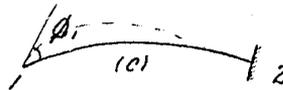


Por las condiciones de apoyo el nudo solo puede girar, por consiguiente.

$$\xi_n = \eta_n = 0$$

$$\phi_n \neq 0 = \phi_{a,j} = \phi_{b,s} = \phi_{c,i}$$

Analizando la barra "C":



$$\xi_2 = \eta_2 = \phi_2 = 0$$

$$\xi_1 = \eta_1 = 0$$

$$\phi_n = \phi_1$$

Aplicando la ecuación de barra.

$$M = M^1 - \left(\frac{\int M^1 d A_e}{A_e} + \frac{\int M_x^1 d A_e}{I_{ey}} x + \frac{\int M_y^1 d A_e}{I_{ex}} y \right) + \left(\frac{\phi_1}{A_e} + \frac{\phi_1 X_1}{I_{ey}} x + \frac{\phi_1 y_1}{I_{ex}} y \right)$$

Haciendo que $Y_1^1 = X_1^1 = M_1^1 = 0$ $M^1 = 0$

Se tiene: $M = \phi_1 \left(\frac{1}{A_e} + \frac{X_1}{I_{ey}} x + \frac{y_1}{I_{ex}} y \right) \therefore$

$$M_1 \phi_1 \left(\frac{1}{A_e} + \frac{X_1^2}{I_{ey}} + \frac{y_1^2}{I_{ex}} \right)$$

$$M_2 = \phi_1 \left(\frac{1}{A_e} + \frac{X_1 X_2}{I_{ey}} + \frac{y_1 y_2}{I_{ex}} \right)$$

Para un punto dado el paréntesis es constante $M_1 = \phi_1 K$ haciendo $\phi_1 = 1$.

"K" será numéricamente igual al valor del momento que se debe aplicar para producir $\phi_1 = 1$.

Se llama "Rigidez angular natural" en el extremo (1) de una barra apoyada elásticamente en ese extremo y empotrada en (2), al momento de apoyo - sobre barra que es necesario aplicarle en el extremo (1) para producir --- una rotación unitaria.

Si $\phi_1 = 1$ $M_1 (A_3 B) = r_{a1} \therefore$

$$r_{al} = \frac{I}{A_e} + \frac{X_1^2}{I_{ey}} + \frac{Y_1^2}{I_{ex}} \quad (a)$$

Analizando el apoyo (2)



M_1 (A_5B y flex)

M_2 (flex y B_5A)

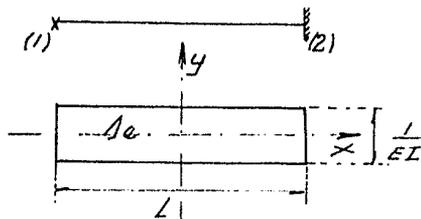
Factor de transporte.- Se llama factor de transporte angular de (1) a (2) en una barra apoyada elásticamente en (1) y empotrada en (2) al número por el cual hay que multiplicar el valor del momento en (1) para encontrar el valor del momento en (2), siendo ambos de apoyo sobre barra ó barra sobre apoyo, y habiendo sido ambos originados por una rotación en el extremo (1) de la barra.

$$M_1 (A_5B) t_{a1-2} = M_2 (A_5B)$$

$$M_1 (B_5A) t_{a1-2} = M_2 (B_5A) \quad \therefore$$

$$t_{a1-2} = \frac{M_2 (A_5B)}{M_1 (A_5B)} = \frac{M_2 (B_5A)}{M_1 (B_5A)} = \frac{M_2 (\text{flex})}{M_1 (\text{flex})} \quad (b)$$

De acuerdo con lo anterior si se tiene una barra de eje recto y $EI =$
= cte.



$$A_e = \frac{L}{EI} ; \quad I_{ex} = \frac{12 EI}{L^3}$$

$$x_1 = -\frac{L}{2}$$

De acuerdo con (a):

$$r_{a1} = \frac{EI}{L} + \frac{L^2 12EI}{4 L^3} = \frac{EI}{L} + \frac{3 EI}{L} = \frac{4 EI}{L}$$

$$r_{a1} = \frac{4 EI}{L}$$

De acuerdo con (b)

$$ta_{1-2} = -\frac{M_2}{M_1} (\text{flex}) = -\frac{\frac{EI}{L} - \frac{3EI}{L}}{\frac{4 EI}{L}}$$

$$= \frac{\frac{2 EI}{L}}{\frac{4 EI}{L}} = \frac{1}{2}$$

$$ta_{1-2} = \frac{1}{2}$$

Para la distribución de momentos basta tomar las rigideces relativas que son proporcionales al cociente " $\frac{1}{L}$ " para todos los miembros que ten--

gan el mismo módulo de elasticidad.

Conocida ya la rigidez de cada barra en el nudo puede calcularse a su vez la rigidez de éste que es la suma de las rigideces de las barras en dicho nudo, y con lo anterior repartir a esta barra la parte del momento de desequilibrio que le corresponde, que será el producto del momento de desequilibrio por la relación de la rigidez individual de la barra considerada, a la rigidez total del nudo; a la relación anterior se le suele llamar "Factor de Distribución".

Al liberar un nudo se ocasionan momentos en todas las barras por el giro del mismo, los extremos restantes de éstas se verán afectadas de un momento igual a la mitad del correspondiente en el nudo, y del mismo signo de éste por lo que al liberar los nudos a los que concurren dichos extremos, deberá calcularse el momento de desequilibrio tomando en cuenta los momentos transportados, la operación de liberar se efectúa varias veces hasta lograr que el momento de desequilibrio sea lo suficientemente pequeño como para despreciarlo en los cálculos.

TERCERA ETAPA.

En la presente fase del cálculo se considera a los nudos de la estructura como desplazables pero no giratorios, esta etapa corresponde a los casos de antimetría en la geometría de la estructura, antimetría en las solicitaciones, o bien, a la actuación de cargas horizontales de cualquier tipo.

Como es sabido, cuando alguno de los factores enunciados se presenta en una estructura al efectuar la distribución de momentos correlativos a la segunda etapa, se introducen apoyos ficticios para impedir los desplazamientos horizontales de la misma; en la presente etapa liberaremos a la estructura de dichos apoyos y le permitiremos los desplazamientos consecuentes a las causas anteriores; estos desplazamientos provocarán momentos en los extremos de las barras, los que serán distribuidos después a la cuarta etapa, de manera enteramente similar a la explicada para la segunda fase.

El método más simple de valuar los momentos consecuencia de los desplazamientos anteriores, es un método indirecto en el cual se ignora el valor de éstos y que consiste en aplicar a las barras que se van a ver afectadas de momentos (barras en las que los desplazamientos de sus extremos son desiguales) unos momentos arbitrarios, con los que se verifica -- una distribución idéntica a la de la segunda etapa y luego dividir la suma de los momentos finales que actúan en los extremos de las barras entre la longitud de las mismas, obteniéndose así las fuerzas que se ejercen en -- dichos extremos, la suma de estas fuerzas para un nivel considerado nos proporcionará una fuerza total que será igual, pero de signo contrario a la que produjo los momentos arbitrarios iniciales, comparando esta fuerza con la que en realidad actúa en la línea se obtendrá el coeficiente por el que hay que multiplicar los momentos distribuidos anteriormente para llegar a la condición real. Es de hacerse notar que el proceso anterior descansa en la hipótesis de que se trabaja dentro de rango elástico o de proporcionalidad entre causas y efectos.

Conviene indicar que los "Momentos Arbitrarios" que se aplican a las barras no lo son del todo, ya que una vez elegido el valor del momento para una de ellas las demás estarán ligadas por la característica de "Rigidez lineal" de cada pieza y la igualdad de desplazamientos para una línea considerada.

A continuación se ilustra un ejemplo con el objeto de aclarar lo dicho en párrafos anteriores.

Supóngase la siguiente estructura.

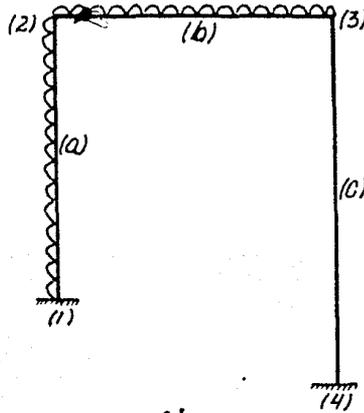


fig 3.

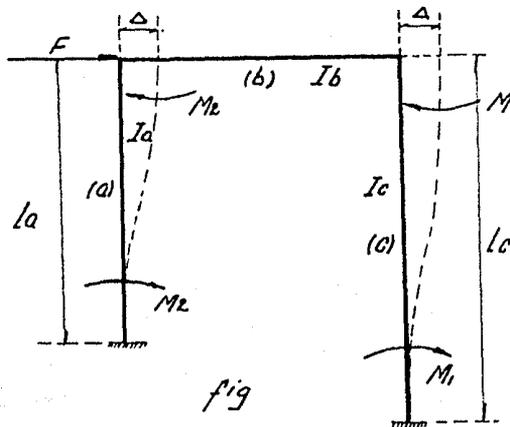
Debido a la antimetría en la geometría y a la presencia de una carga horizontal, se presentarán en la estructura desplazamientos laterales y como consecuencia momentos en las columnas, los que se distribuirán luego a la viga dando como resultado momentos en toda la estructura,

La 1.ª etapa consistirá en valuar los momentos de empotramiento, para lo cual, como anteriormente se hizo mención, se consideran los nudos como -- empotramientos perfectos.

2.ª. Etapa. Se permite el giro de los nudos pero éstos son indesplazables, los momentos originados por los giros de los nudos se distribuyen -- proporcionalmente a las rigideces de las barras en la forma anteriormente mencionada.

Si la estructura fuese simétrica tanto en cargas como en geometría -- éstos serían los momentos finales y cualquier punto de la estructura debería estar en equilibrio, si analizamos la suma de fuerzas longitudinales -- en el dintel, se verá que éstas tienen una resultante y por lo tanto, la -- estructura no está en equilibrio, lo anterior quiere decir que se ha re---

suelto ésta aplicándole una fuerza de igual valor, pero de sentido contrario a la resultante de las fuerzas anteriores; por lo tanto, para llegar a la resolución real de la estructura deberá suponerse a la etapa anterior de la misma estructura despojada de las cargas, pero sujeta a una fuerza, en el dintel igual en valor, pero de signo contrario a la resultante de las fuerzas longitudinales, sin embargo, esa fuerza aplicada en la forma indicada no provoca momentos flexores directamente, sino a través de un desplazamiento, por lo tanto, los momentos de empotramiento en las columnas serán simplemente el producto del desplazamiento por la rigidez lineal de cada una, se supondrá de acuerdo con lo expresado anteriormente, el valor del momento de empotramiento, por ejemplo para la columna "C" momento que denominaremos "M", dada la igualdad del desplazamiento para las dos columnas, ya que se considera el dintel indeformable longitudinalmente se tienen las siguientes relaciones.



$$M_1 = K L_c \Delta$$

$$M_1 = \frac{6 E I_c}{L_c^2} \Delta$$

$$\Delta = \frac{M_1 L_c^2}{6 E I_c}$$

$$M_2 = K L_a \Delta$$

$$M_2 = \frac{6 E I_a}{L_a^2} \Delta$$

$$\therefore M_2 = \frac{M_1 L_c^2 I_a}{L_a^2 I_c}$$

Una vez determinados los valores relativos de los momentos de empotramiento en las columnas procederemos a distribuirlos en la forma ya conocida, con lo que obtendremos en las mismas unos momentos M'_1 y M'_2 ; dividiendo la suma de estos momentos entre la altura de la columna correspondiente se tendrá:

$$T_1 = \frac{M'_1}{L_c} \qquad T_2 = \frac{M'_2}{L_a}$$

Sumando estas fuerzas

$$F' = T_1 + T_2$$

F' será por lo tanto, la fuerza aplicada en el dintel que provocó los momentos arbitrarios en las columnas; el factor de proporcionalidad será:

$$\alpha = \frac{F}{F'}$$

Multiplicando ahora los momentos "M" por el factor de proporcionalidad "α" determinaremos el valor de los momentos consecuentes a la fuerza - F y suponiendo estos momentos a los determinados en la segunda etapa se --

tendrá el estado final de la estructura en cuestión.

ANÁLISIS DEL ESQUELETO METÁLICO SUJETO A LA ACCIÓN DE CARGAS HORIZON-- TALES.

Son varios los métodos existentes para la resolución de este problema, siendo unos exactos y otros aproximados.

Por lo que respecta a los métodos aproximados algunos toman en cuenta las rigideces relativas de las piezas y en otros los elementos mecánicos, - se determinan sin atender a consideraciones de deformabilidad.

El método de análisis que se empleará para la determinación de los -- esfuerzos debidos a la carga de viento y sismo será el método aproximado - de H. L. Bowman que tiene sus bases en el resultado del estudio de un gran número de marcos resueltos por métodos exactos y cuyas hipótesis son las - siguientes:

1º Los puntos de inflexión en las trabes exteriores se encuentran a - 0.55 de su claro, a partir de su extremo exterior. En trabes interiores, el punto de inflexión se encuentra al centro del claro, excepto en la crujía - central cuando el número de crujías es impar, o en las dos centrales si es par. En estas crujías la posición de puntos de inflexión en las trabes es - tá forzada por las condiciones de equilibrio y simetría, en el caso de que el marco sea simétrico el punto de inflexión debe existir en el centro de - la trabe.

2º Los puntos de inflexión de las columnas del primer entepiso se en - cuentran a 0.60 de su altura, a partir de la base.

En marcos de dos o más, tres o más, o cuatro o más entepisos respec- - tivamente, los puntos de inflexión en las columnas de los entepisos últi- - mo, penúltimo y antepenúltimo respectivamente se encuentran a 0.65, 0.60 y - 0.55 de la altura correspondiente a partir del extremo superior. En edifi- - cios de cinco o más entepisos, los puntos de inflexión en columnas para - los cuales no se ha especificado la posición se encuentran al centro de --

su altura.

3° La fuerza cortante en cada piso es distribuída en cada columna como sigue:

a) Un porcentaje "p" de la fuerza cortante "V" en el piso, se distribuye entre las columnas, proporcional a sus rigideces.

$$V_k = V_p \frac{r_k}{\sum r_k}$$

V_k - Fuerza cortante en la columna.

r_k - Rigidez en la columna.

$\sum r_k$ - Suma de las rigideces en las columnas en ese piso.

b) El porcentaje restante de la fuerza cortante en el piso "(1-p) V" es distribuído a cada crujía proporcionalmente a las rigideces de las trabes arriba de la crujía del piso.

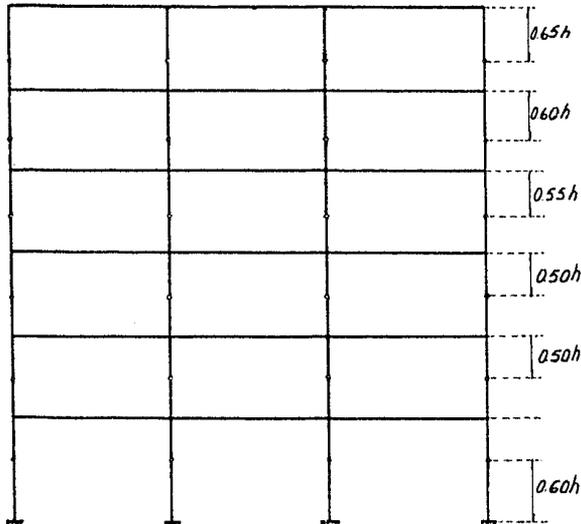


fig 5

Si "Vc" es la fuerza cortante que le corresponde a cada crujía y ---
 "rt" indica la rigidez de cada trabe, se puede dar la expresión siguiente:

$$V_c = (1-p) V \frac{rt}{\sum rt}$$

La fuerza cortante en cada crujía se distribuye en partes iguales entre sus columnas adyacentes; por lo tanto la fuerza total "V_{K_T}" en cada -- columna es igual a:

$$V_{K_T} = V_k + V_c/2$$

El porcentaje "p" del cortante en el piso que toman las columnas tiene los siguientes valores.

a) Para columnas del piso inferior.

$$p = \frac{N - 0.5}{N + 1}$$

β) Para columnas de los pisos superiores.

$$p = \frac{N - 2}{N + 1}$$

N = Número de crujías del marco en el entrepiso considerado.

4.- Para encontrar los momentos de barra sobre apoyo en los nudos, -- bastará multiplicar las fuerzas cortantes de cada columna por sus distancias a aquellos. La suma de los momentos de "B_{s.a.}" en las columnas y en -- cada nudo, se reparten proporcionalmente a las rigideces de las trabes que concurren a él, logrando su equilibrio.

5°.- Las conexiones entre trabes y columnas son perfectamente rígidas

de manera que el ángulo entre las tangentes a las líneas elásticas en sus intersecciones no cambia.

6º.- El cambio en la longitud de un miembro debido a esfuerzos normales es despreciable.

7º.- Las longitudes de los miembros son tomadas como las distancias - entre las intersecciones de sus ejes geométricos.

8º.- La deformación de los miembros debida a los esfuerzos cortantes es despreciable.

C A P Í T U L O VII

Cálculo y Proyecto de un Edificio.

INTRODUCCION.

En este capítulo se presenta el cálculo y proyecto de la superestructura de un edificio para Oficinas, formado por un cuerpo de 11.00 m. x --- 15.00 m., dicho edificio constará de tres pisos y cuatro niveles, con una altura total de 8.00 m., según se indica en el Plano adjunto; su construcción se llevará a cabo en la Ciudad de México en la zona correspondiente a baja compresibilidad.

Debido a que la presentación de todos los cálculos necesarios para conocer los elementos mecánicos que obran sobre el esqueleto del edificio, - provocarían un trabajo exagerado de impresión, se ha escogido como ejemplo, tipo ilustrativo, el marco central $M(y_2)$ del cual se presenta su análisis, tanto por cargas verticales como horizontales, (debidas al sismo), así como las secciones que se encontraron satisfactorias para cumplir con los elementos mecánicos a que se encuentran sujetos los marcos que constituyen el esqueleto del edificio.

CARGAS VERTICALES.

La determinación del valor de las cargas verticales (carga muerta y - carga viva) se llevó a cabo con base en las disposiciones que al respecto se encuentran publicadas en el "Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", publicado en el año de 1966 y a las cuales se hizo mención en el Capítulo VI de este trabajo.

Para el caso concreto que nos ocupa los valores adoptados fueron los siguientes:

AZOTEA.

Cargas muertas.-

Concepto	K/m ²
Peso propio losa.	140.00
Peso propio estructura.	30.00
Peso propio relleno.	100.00
Peso propio enladrillado	100.00
TOTAL	<hr/> 370.00

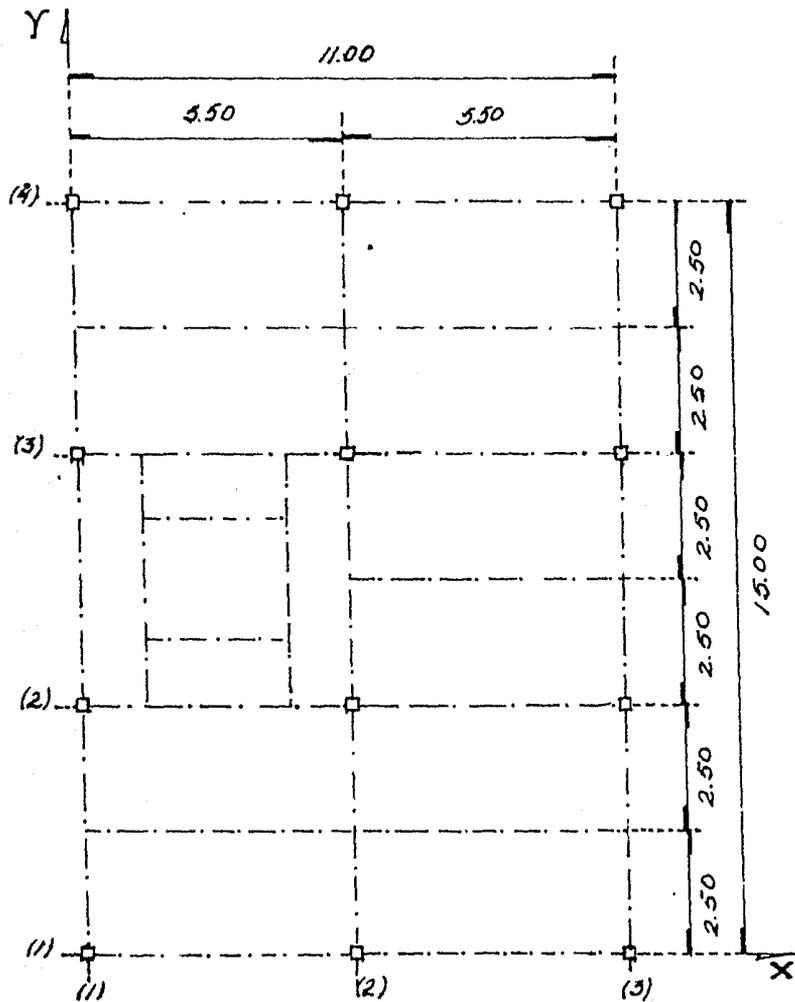
Carga viva.-

Azoteas con pendiente no mayor del 5%	100.00 K/m ²
---------------------------------------	-------------------------

NIVELES INTERMEDIOS

Cargas muertas.-

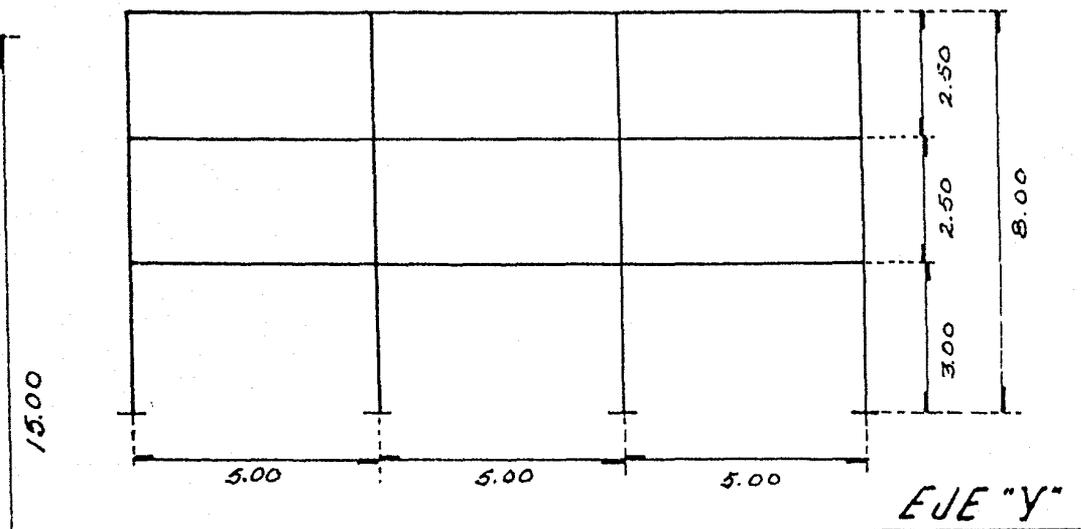
Concepto	K/m ²
Peso propio losa.	140.00
Peso propio estructura	30.00
Recubrimiento piso.	75.00
Cancelería.	75.00
TOTAL	<hr/> 320.00



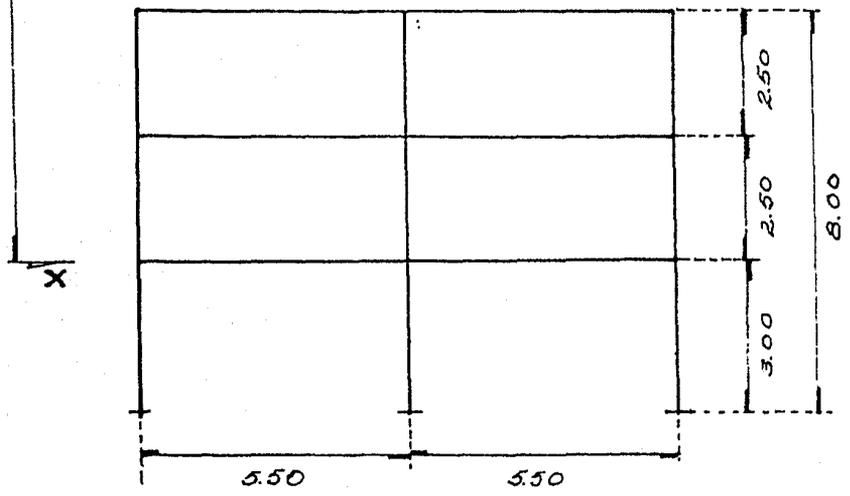
PLANTA GENERAL

ESC. 1a/150

acotaciones en metros.



EJE "Y"



EJE "X"

TESIS PROFESIONAL
F.I. UNAM.
PLANO. N° 1

Carga viva.-

Concepto.	K/m ²
Comunicación de uso público para peatones, (escaleras,- Pasillos).	500.00
Destino del piso, (Oficinas) área tributaria (m ²).	
4 a 5	350.00
3 a 8	300.00
8 a 13	275.00
13 a 23	250.00
23 a 63	150.00

De acuerdo con los valores anteriores, se obtuvo en el marco M (y₂) la siguiente condición de carga: fig. (1)

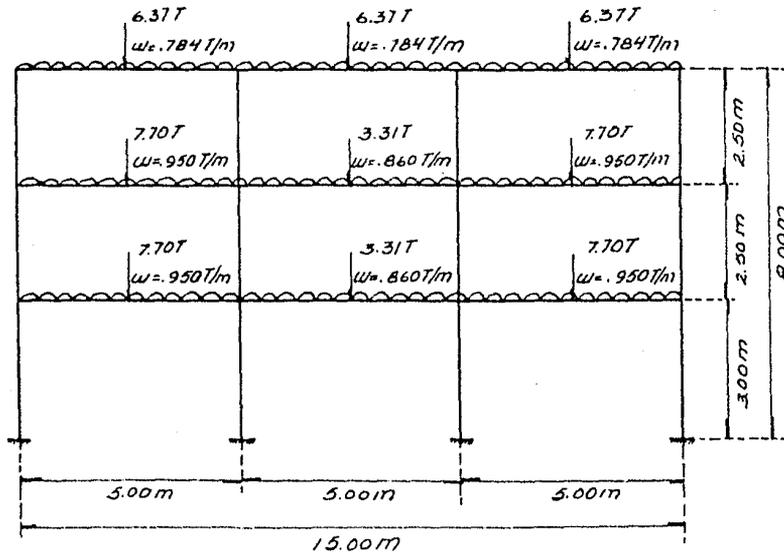


fig. (1)

ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL.

El análisis por carga vertical se llevó a cabo por el Método de Hardy Cross, el cual fué expuesto en el Capítulo VI.

Debido a que los factores de distribución de las barras en un nudo -- dependen de la rigidez de las mismas, se hace necesario conocer en forma - aproximada la relación de los momentos de inercia de las piezas que concu- rren a dicho punto, para ello se supusieron por comparación las secciones- de las barras y se procedió así a efectuar la primera distribución; des--- pués, al valuar los momentos provocados por la acción del sismo, se diseña ron los diferentes elementos de la estructura, superponiendo para ello los efectos de las cargas horizontales con los de las sollicitaciones verticales; se obtuvieron así secciones que diferían en general con las originalmente- supuestas, por lo que se repitió el análisis.

Se aneza el análisis definitivo por cargas verticales para el marco ti po $M (y_2)$ de la estructura en cuestión. Los momentos resultantes de barra sobre apoyo se expresan en toneladas metro (Tm).

NIVEL	P.d.	C.S.	C.I.	V.D	V.I.	C.S.	C.I.	V.D.	Σ
			0.40	0.60	0.37		0.26	0.37	
4	Me.			+ 5.64	- 5.64			+ 5.64	
	1 ^a	-	2.24	- 3.40	+ 0.00		+ 0.00	+ 0.00	
	7	-	0.86	+ 0.00	- 1.70		+ 0.28	+ 0.00	
	2 ^a	+ 0.34	+ 0.52	+ 0.53			+ 0.36	+ 0.53	
	7	+ 0.22	+ 0.26	+ 0.26			+ 0.13	- 0.26	
	3 ^a	- 0.19	- 0.29	- 0.05			- 0.03	- 0.05	
	7	- 0.06	- 0.02	- 0.14			- 0.04	+ 0.02	
	4 ^a	+ 0.03	+ 0.05	+ 0.06			+ 0.04	+ 0.06	
	Σ	-	2.76	+ 2.76	- 6.68		+ 0.74	+ 5.94	
NIVEL	P.d.	C.S.	C.I.	V.D.	V.I.	C.S.	C.I.	V.D.	Σ
		0.26	0.37	0.37	0.27	0.19	0.27	0.27	
3	Me.			+ 6.80	- 6.80			+ 3.87	
	1 ^a	- 1.76	- 2.52	- 2.52	+ 0.79	+ 0.56	+ 0.79	+ 0.79	
	7	- 1.22	- 0.92	+ 0.39	- 1.26	+ 0.00	+ 0.28	- 0.39	
	2 ^a	+ 0.45	+ 0.65	+ 0.65	+ 0.37	+ 0.26	+ 0.37	+ 0.37	
	7	+ 0.17	+ 0.12	+ 0.18	+ 0.32	+ 0.18	+ 0.10	- 0.18	
	3 ^a	- 0.13	- 0.17	- 0.17	- 0.11	- 0.09	- 0.11	- 0.11	
	7	- 0.09	- 0.05	- 0.05	- 0.08	- 0.01	- 0.02	+ 0.05	
	4 ^a	+ 0.05	+ 0.07	+ 0.07	+ 0.02	+ 0.01	+ 0.02	+ 0.02	
	Σ	- 2.53	- 2.82	+ 5.35	- 6.75	+ 0.91	+ 1.43	+ 4.42	

NIVEL	f.d	C.S.	O.I.	V.D.	V.I.	C.S.	O.I.	V.D.	Q
		0.27	0.41	0.32	0.22	0.19	0.37	0.22	
Z	Me.			+ 6.80	- 6.80			+ 3.87	
	1 ^a	- 1.84	- 2.79	- 2.17	+ 0.64	+ 0.56	+ 1.09	+ 0.64	
	T	- 1.26	+ 0.00	+ 0.32	- 1.08	+ 0.39	+ 0.00	- 0.32	
	2 ^a	+ 0.25	+ 0.39	+ 0.30	+ 0.22	+ 0.20	+ 0.37	+ 0.22	
	T	+ 0.32	+ 0.00	+ 0.11	+ 0.15	+ 0.18	+ 0.00	- 0.11	
	3 ^a	- 0.11	- 0.18	- 0.14	- 0.05	- 0.04	- 0.08	- 0.05	
	T	- 0.08	+ 0.00	- 0.02	- 0.07	- 0.05	+ 0.00	+ 0.02	
	4 ^a	+ 0.03	+ 0.04	+ 0.03	+ 0.02	+ 0.02	+ 0.04	+ 0.02	
	Σ	- 2.69	- 2.54	+ 5.23	- 6.97	+ 1.26	+ 1.42	+ 4.29	
NIVEL		C.C.				C.C.			
I	Me.								
	1 ^a								
	T	+ 1.39				+ 0.54			
	2 ^a								
	T	+ 0.18				+ 0.18			
	3 ^a								
T	- 0.09				- 0.04				
4 ^a									
	Σ	+ 1.48				+ 0.68			

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.

sa son iguales a la de éste.

Las expresiones utilizadas fueron las siguientes:

Para columnas empotradas en la cimentación.

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4 h_1}{\sum K_{c,1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{t,1} + \sum K_{c,1}} \right]} \quad 12$$

Segundo entrepiso.

$$R_2 = \frac{48 E}{n_2 \left[\frac{4 h_2}{\sum K_{c,2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{t,1} + \sum K_{c,1}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{t,2}} \right]} \quad 12$$

Para entrepisos intermedios.

$$R_n = \frac{48 E}{n_n \left[\frac{4 h_n}{\sum K_{c,n}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{t,m}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{t,n}} \right]}$$

En estas ecuaciones:

R_n = Rigidez del entrepiso en cuestión.

$K_{t,n}$ = Rigidez (I/L) de traveses del nivel sobre el piso n.

$K_{c,n}$ = Rigidez (I/L) de columnas del entrepiso n.

m,n,o = Indices que indican tres niveles consecutivos de --
abajo hacia arriba.

h_n = Altura del entrepiso n.

Para el cálculo de la rigidez de entrepiso de muros se utilizó la expresión siguiente:

$$K_m = \frac{G \cdot A}{\alpha \cdot h_m}$$

en la ecuación anterior:

$$G = 0.4 E$$

E = Módulo de elasticidad para muros de tabique (2 020 K/cm².)

A = Area de la sección del muro.

h_m = Altura del entrepiso donde se calcula la rigidez.

α = Coeficiente (1.2).

Los valores obtenidos en cada entrepiso son los que se muestran en -- las figuras 3, 4 y 5.

4.- Se determinó la posición del centro de torsión en cada entrepiso-- por medio de las expresiones siguientes:

$$X_t = \frac{\sum K_{ly} X_i}{\sum K_{ly}}$$

$$Y_t = \frac{\sum K_{lx} Y_i}{\sum K_{lx}}$$

Las coordenadas de éste se dan en la tabla número 3.

5.- La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco cualquiera en un piso, es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cor-- tante del piso, supuesta actuando en el centro de rigideces y el debido al momento torsionante del piso. Si la dirección analizada del sismo es la pa

ralela al "Y" se obtienen los siguientes cortantes:

En los marcos "Y", por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de rigideces.

$$V \frac{K_{ly}}{\sum K_{ly}}$$

en los marcos "Y", por efecto de la torsión

$$\frac{M_t K_{ly} X_{it}}{(\sum K_{lx} y_{it}^2 + \sum K_{ly} X_{it}^2)}$$

En las expresiones anteriores:

V = Fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado.

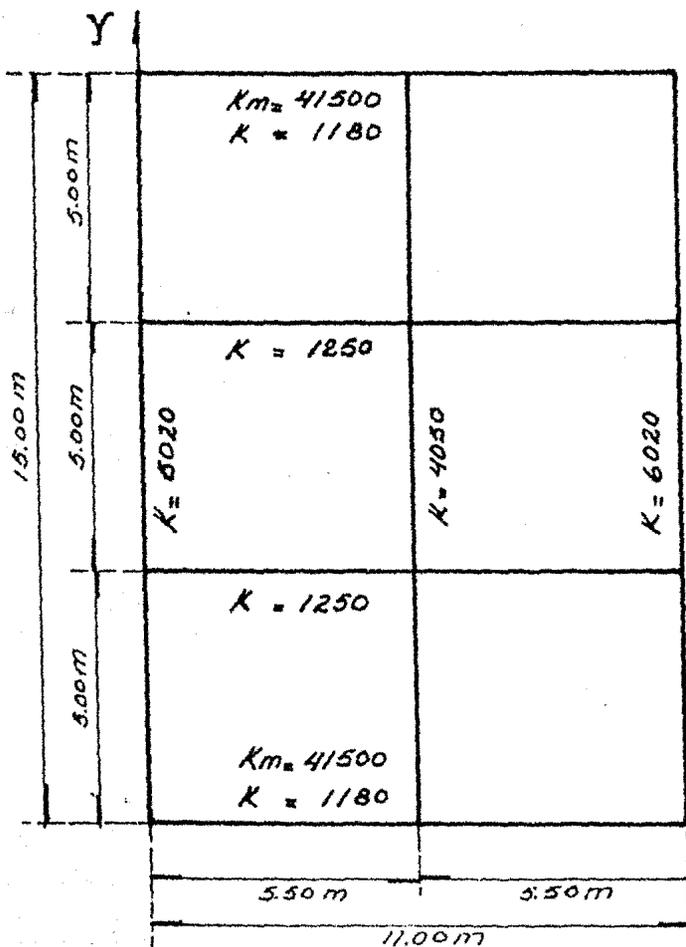
X_{it} , Y_{it} = Coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión, del entrepiso considerado.

M_t = Momento torsionante en el entrepiso considerado.

Los valores obtenidos para el caso considerado están dados en las tablas 4, 5, 6.

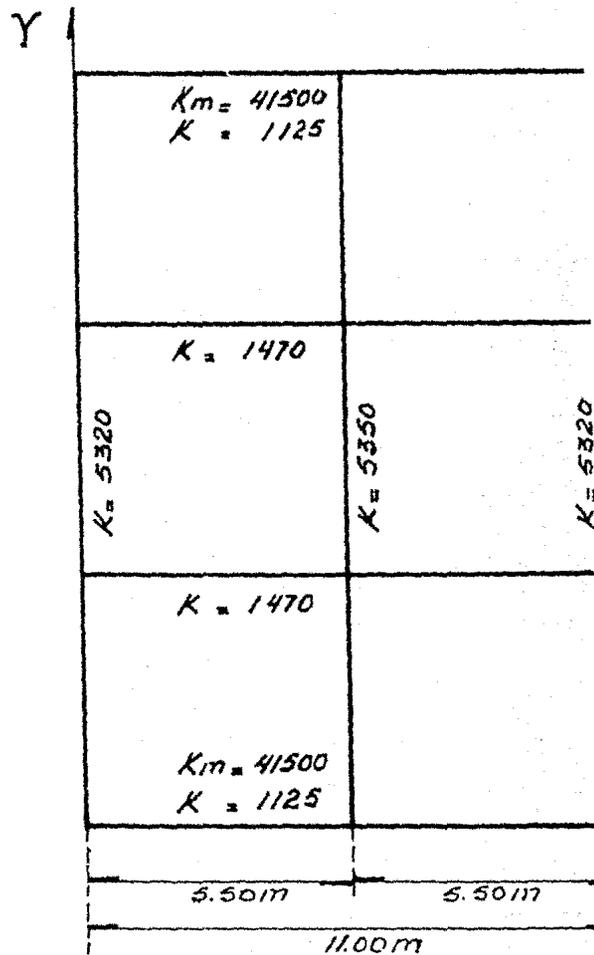
Debido a que el caso analizado es el de un edificio de estructuración de del tipo I, el cual debe estar constituido por marcos que deben ser capaces de resistir cada uno en todos los pisos al menos el 50% de la fuerza-cortante de diseño que le tocaría a cada marco si trabajara aislado sin requerir para ello la colaboración de los muros, se hace necesario valuar esta fuerza, cuyo cálculo se presenta en las tablas 7, 8 y 9. Observándose que su valor es mayor que en el caso en el cual se considera la colaboración de los muros, (sentido X) razón por la cual se tomaron estos valores para conocer los elementos mecánicos debidos al sismo en los marcos - M (x).

A continuación se presentan las figuras y tablas a que se ha hecho --
mención en los cinco Incisos anteriores.



ENTREPISO (3)

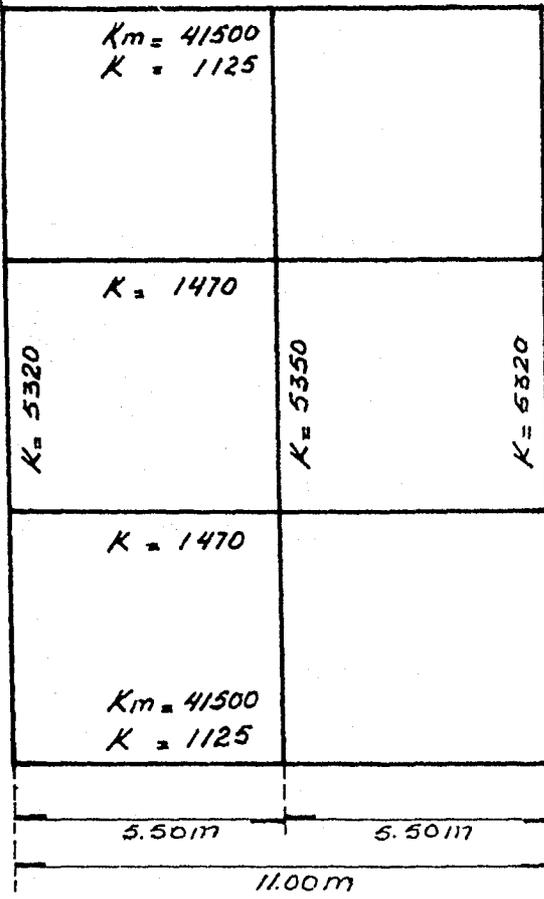
fig. 3



ENTREPISO (2)

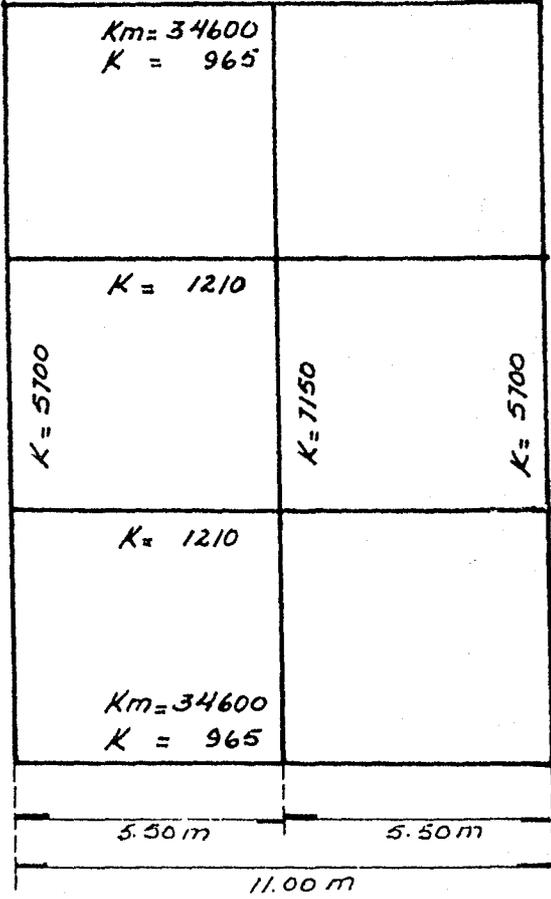
fig. 4

Y



ENTREPISO (2)

fig. 4



ENTREPISO (1)

fig. 5

ENTREPISO (3) - TABLA 4

$$V_x = 3.98 T$$

$$M_{Tx} = 3.98 (\pm 0.05 \times 15.0) = \pm 3.00 Tm$$

$$V_y = 3.98 T$$

$$M_{Ty} = 3.98 (\pm 0.05 \times 11.0) = \pm 2.20 Tm$$

EJE	K_{ix} (t/m)	V. DIRECTO. (T)	V. TORSION (T)	V. TOTAL. (T)	V. MARCO (T)
1 X	4268	1.94	0.188	2.128	0.060
2 X	125	0.05	0.002	0.052	0.052
3 X	125	0.05	0.002	0.052	0.052
4 X	4268	1.94	0.188	2.128	0.060

EJE	K_{iy} (t/m)	V. DIRECTO (T)	V. TORSION (T)	V. TOTAL (T)	V. MARCO (T)
1 y	602	1.49	0.013	1.503	1.503
2 y	405	1.00	0.000	1.000	1.000
3 y	602	1.49	0.013	1.503	1.503

ENTREPISO (2) - TABLA 5

$$V_x = 6.83 \text{ T}$$

$$M_{Tx} = 6.83 (\pm 0.05 \times 15.0) = 5.12 \text{ Tm}$$

$$V_y = 6.83 \text{ T}$$

$$M_{Ty} = 6.83 (\pm 0.05 \times 11.0) = 3.75 \text{ Tm}$$

EJE	K_{ix} (T/m)	V. DIRECTO (T)	V. TORSION (T)	V. TOTAL (T)	V. MARGO (T)
1 x	4262	3.31	0.300	3.610	0.095
2 x	147	0.10	0.010	0.100	0.100
3 x	147	0.10	0.010	0.100	0.100
4 x	4262	3.31	0.300	3.610	0.095

EJE	K_{iy} (T/m)	V. DIRECTO (T)	V. TORSION (T)	V. TOTAL (T)	V. MARGO (T)
1 y	532	2.27	0.020	2.290	2.290
2 y	535	2.29	0.000	2.290	2.290
3 y	532	2.27	0.020	2.290	2.290

ENTREPISO (1) TABLA 6

$$V_x = 8.38 T$$

$$M_{Tx} = 8.38 (\pm 0.05 \times 15.0) = \pm 6.30 Tm$$

$$V_y = 8.38 T$$

$$M_{Ty} = 8.38 (\pm 0.05 \times 11.0) = \pm 4.62 Tm$$

EJE	K_{ix} (T/m)	V.DIRECTO (T)	V.TORSION (T)	V.TOTAL (T)	V.MARGO (T)
1 x	3556	4.05	0.380	4.430	0.120
2 x	121	0.14	0.003	0.143	0.143
3 x	121	0.14	0.003	0.143	0.143
4 x	3556	4.05	0.380	4.430	0.120

EJE	K_{iy} (T/m)	V.DIRECTO (T)	V.TORSION (T)	V.TOTAL (T)	V.MARGO (T)
1 y	570	2.58	0.030	2.610	2.610
2 y	715	3.22	0.000	3.220	3.220
3 y	570	2.58	0.030	2.610	2.610

ENTREPISO (3) TABLA 7

$$V_x = 3.98 T$$

$$M_{Tx} = \pm 3.00 Tm$$

EJE	K_{ix} (r/m)	V. DIRECTO (T)	V. TORSION (T)	V. TOTAL (T)	V. MARGO (T)
1 x	118	0.96	0.050	1.010	0.505
2 x	125	1.03	0.020	1.050	0.525
3 x	125	1.03	0.020	1.050	0.525
4 x	118	0.96	0.050	1.010	0.505

ENTREPISO (2) TABLA 8

$$V_x = 6.83 T$$

$$M_{Tx} = \pm 5.12 Tm$$

EJE	K_{ix} (r/m)	V. DIRECTO (T)	V. TORSION (T)	V. TOTAL (T)	V. MARGO (T)
1 x	112	1.48	0.100	1.580	0.790
2 x	147	1.93	0.050	1.980	0.990
3 x	147	1.93	0.050	1.980	0.990
4 x	112	1.48	0.100	1.580	0.790

ENTREPISO (1) TABLA 9

$$V_x = 8.38 T$$

$$M_{Tx} = \pm 6.30 Tm$$

EJE	K_{ix} (T/m)	V. DIRECTO (T)	V. TORSION (T)	V. TOTAL (T)	V. MARGO. (T)
1X	96	1.85	0.110	1.960	0.980
2X	121	2.34	0.050	2.390	1.195
3X	121	2.34	0.050	2.390	1.195
4X	96	1.85	0.110	1.960	0.980

Una vez conocido el sistema de cargas que actúa en cada marco, se procedió a analizar éstos por el Método de H. L. Bowman, cuyas bases se expusieron en la Capítulo VI.

Para el marco M (γ_2) se obtuvieron los siguientes momentos de barra sobre apoyo: fig. 6.

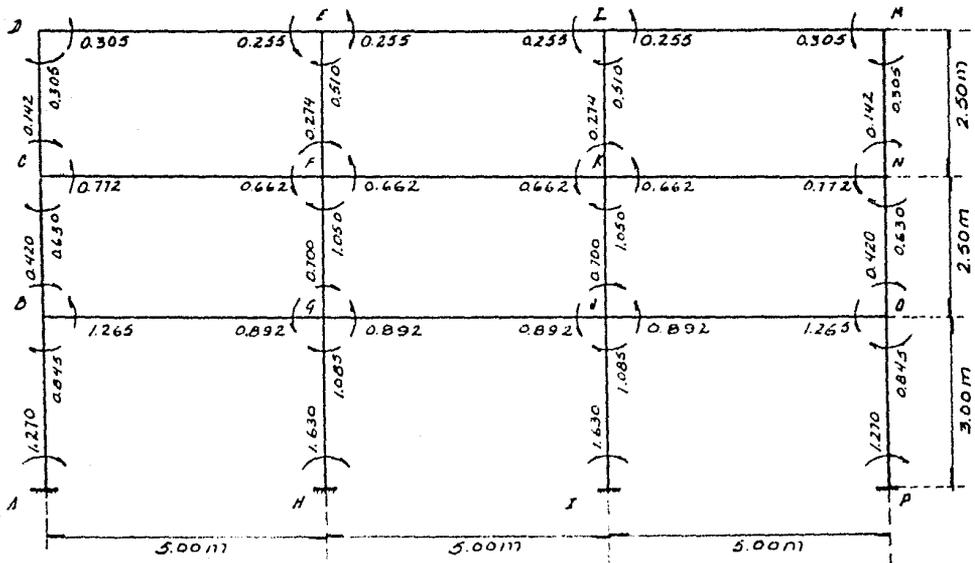


fig. 6

Conocidos los efectos de las cargas horizontales y las sollicitaciones de las cargas verticales se procedió a diseñar los diferentes elementos de la estructura.

A continuación se presentan como ejemplos tipo ilustrativo, el diseño

de la columna " C B " y de la trabe " F K " del marco M (y_2), así como - las secciones de las vigas y columnas adoptadas en la construcción de la - estructura, siendo todas ellas en cajón, formado por dos canales con ce- - jas atiesadoras en los patines, se anexan también una serie de diagramas - y tablas tomados del "Manual de diseño de secciones estructurales de acero formadas en frío de calibre ligero" publicado por la Cámara Nacional de la - Industria del Hierro y el Acero, y de las publicaciones de la Cfa Fundido - ra de Fierro y Acero de Monterrey S.A.

DISEÑO COLUMNA (C-B)

La columna C-B se encuentra sujeta a la combinación de esfuerzos axiales y de flexión.

Datos:

- 1.- Acero. Límite de fluencia mínimo especificado 35150 Kg/cm^2 ($\sigma_b = 2100.0 \text{ Kg/cm}^2$)
- 2.- Longitud = 250 cm (La sección está adecuadamente sujeta con relación al eje $y-y$ y libre con relación al eje $x-x$)
- 3.- Carga axial.
 $N_{c.v} = -14.33 \text{ T}$
 $N_{sis.} = -0.39 \text{ T}$
- 4.- Momentos de $B_s \Delta$ en los extremos.
 $M_{c.v} = -2.82 \text{ Tm}$
 $M_{B.c.v} = -2.69 \text{ Tm}$
 $M_{c.sis} = -0.63 \text{ Tm}$
 $M_{B.sis} = -0.42 \text{ Tm}$

Se requiere:

Una columna o miembro principal que sea adecuado para soportar la carga axial y la flexión:

Rige carga vertical; supondremos una sección de
 $2 \square 12" \times 7" N^{\circ} 12$ ($304.8 \text{ mm} \times 177.8 \text{ mm} \times 2.67 \text{ mm}$)

Propiedades de la sección.

$$A = 27.10 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 11.61 \text{ cm}$$

$$S_x = 237.61 \text{ cm}^3 \text{ (Efectivo para } \tau_b = 2100.0 \text{ kg/cm}^2)$$

$$Q = 0.640 \text{ (Factor de columna } A_{efec}/A_{TOT})$$

Para miembros principales

$$\frac{L}{r} < 200$$

factor de longitud efectiva $K = 1.20$

$$L = 1.20 \times 250 = 300 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{r_x} = \frac{300}{11.61} = 25.8 < 200.$$

Investigando esta sección (sección 3.6 Especificaciones de Diseño A.I.B.I.)

Esfuerzo unitario axial permisible (Ecu. 26 Cap III)

$$\bar{\sigma}_c = 0.515 Q \bar{\sigma}_y - \left(\frac{Q \bar{\sigma}_y L/r}{125880} \right)^2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siempre que: } \frac{L}{r} < \frac{6413}{\sqrt{\bar{\sigma}_y} \sqrt{Q}}$$

en nuestro caso

$$\frac{L}{r} < \frac{6413}{\sqrt{3515} \sqrt{0.640}} = 135 > 25.8 \quad \therefore$$

$$\sigma_c = 0.515 \times 0.640 \times 3515 - \left(\frac{0.640 \times 3515 \times 25.8}{125 \text{ BBO}} \right)^2$$

$$\sigma_c = 1158 - 0.212 \approx 1158 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible de compresión en flexión:

$$\sigma_b = 2100.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo unitario axial

$$\sigma_n = \frac{14330}{27.10} = 529.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo unitario en flexión

$$\sigma_m = \frac{M}{S_x} = \frac{282000}{237.61} = 1185 \text{ Kg/cm}^2$$

Comprobando lo anterior por la sección 3.7 de las especificaciones de Diseño A.I.S.I. se tiene que: (Ecu. 11 Cap V)

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_c} + \frac{C_m \sigma_m}{\left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_a'}\right) \sigma_b} \leq 1$$

En la cual:

$$C_m = 0.85$$

$$\sigma_a' = \frac{10\,476\,000}{(L/r)^2} = \frac{10\,476\,000}{668} = 15770 \text{ Kg/cm}^2$$

∴

$$\frac{529.0}{1158.0} + \frac{0.85 \times 1185}{\left(1 - \frac{529}{15770}\right) 2100} = 0.457 + 0.496 = 0.953$$

$0.953 < 1.00$ se cumple

Comprobando también el miembro en los extremos de acuerdo con la sección 3.7 de las Especificaciones de Diseño A.I.S.I. se tiene que:

$$\frac{F_n}{0.515 Q T_y} + \frac{F_m}{F_b} \leq 1 \quad \therefore$$

$$\frac{529}{1158} + \frac{1185}{2100} = 0.457 + 0.564 = 1.021 \approx 1.000$$

"Se acepta la sección"

DISEÑO TRABE (F-K)

La trabe F-K se encuentra sujeta a la combinación de esfuerzos axiales y de flexión

Datos:

- 1.- Acero. Límite de fluencia mínimo especificado 3515.0 Kg/cm^2 ($F_b = 2100.0 \text{ Kg/cm}^2$)
- 2.- Claro $L = 500 \text{ cm}$ (Ver fig 1 Cap VIII)
- 3.- Carga axial

$$N_{c.v} = +0.33 T$$

$$N_{s.is} = +0.149 T$$

4.- Momentos flexionantes en los extremos.

$$M_{F.c.v} = - 4.42 \text{ Tm}$$

$$M_{K.c.v} = - 4.42 \text{ Tm}$$

$$M_{F.sis.} = + 0.662 \text{ Tm}$$

$$M_{K.sis.} = - 0.662 \text{ Tm}$$

5.- Momento trabe libremente apoyada.

$$M_d = + 6.83 \text{ Tm}$$

6.- Cortante.

$$V_{F.c.v} = V_{K.c.v} = 3.805 \text{ T}$$

$$V_{F.sis.} = - 0.267 \text{ T}$$

$$V_{K.sis.} = + 0.267 \text{ T}$$

Se requiere:

Una trabe o miembro principal que sea adecuado para soportar la carga axial y la flexión:

Rige carga vertical; supondremos una sección de $2 \square 10" \times 7" N^{\circ} 10$ (254.0 mm x 177.8 mm x 3.43 mm.)

Propiedades de la sección:

$$A = 31.35 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 239.25 \text{ cm}^3 \text{ (Efectivo para } \nabla b = 2100 \text{ Kg/cm}^2)$$

Comprobando que no hay reducción en el esfuerzo permisible en flexión, de acuerdo con la sección 5.3 de las Especificaciones de Diseño del A.I.S.I. se tiene:

No hay reducción en el esfuerzo permisible de compresión en flexión por pandeo lateral, para vigas en cajón, si la relación entre la longitud sin apoyo lateral y la distancia entre las almas de la sección no excede de "75.0"

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$b = 17.43 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{b} = \frac{500}{17.43} = 28.6 < 75 \quad \text{se cumple}$$

$$\sigma_b = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

El miembro está sujeto a flexo-tensión. ∴

$$\frac{\sigma_n}{0.6\sigma_y} + \frac{\sigma_m}{\sigma_b} \leq 1.0$$

El primer término de la expresión resulta despreciable en nuestro caso. ∴

Para momento (-) en los apoyos

$$\sigma_m = \frac{442000}{239.25} = 1847 \text{ Kg/cm}^2 < 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

Para momento (+) a/cantro del claro

$$\sigma_m = \frac{241000}{239.25} = 1010 \text{ Kg/cm}^2 < 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión de cortante en el alma:

El esfuerzo permisible por alma sección 3.4.1 de las Especificaciones de Diseño del A.I.S.I es

$$V_p = \frac{4500000}{(h/t)^2} < \frac{2}{3} \sqrt{b}$$

$$h = 25.4 \text{ cm} \quad t = 0.343 \text{ cm}$$

$$V_p = \frac{4500000}{\left(\frac{24.71}{0.343}\right)^2} = 865 \text{ Kg/cm}^2$$

Capacidad al cortante por alma

$$C_o V = 865 \times 24.71 \times 0.343 = 7330 \text{ Kg}$$

$$C_o V_{\text{tot}} = 14660 \text{ Kg} > 3805 \text{ Kg.}$$

"Se acepta la sección".

MARCOS M.x.1. y M.x.4

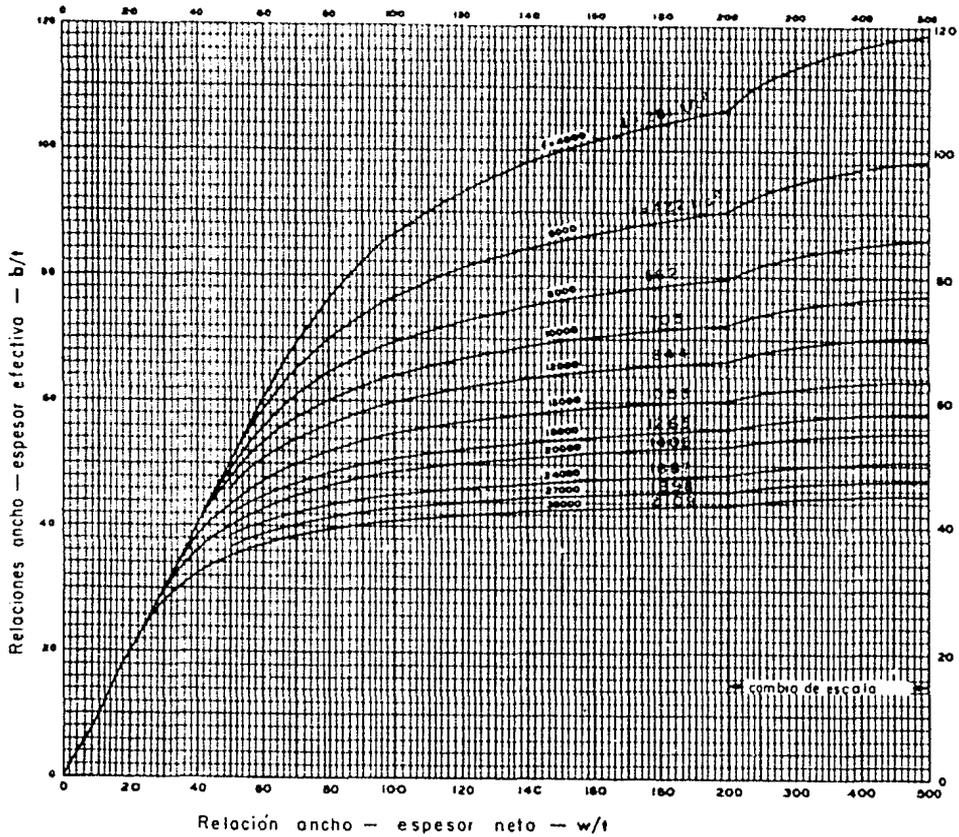
	2 [7 8 " x 6 " N° 12	2 [7 8 " x 6 " N° 12	
2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 12	20.32 x 15.24 2 [9 " x 6 1/2 " N° 10	20.32 x 15.24 2 [9 " x 6 1/2 " N° 10	2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 12
2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 12	22.86 x 16.51 2 [9 " x 6 1/2 " N° 10	22.86 x 16.51 2 [9 " x 6 1/2 " N° 10	2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 12
2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 12	22.86 x 16.51 2 [10 " x 7 " N° 10	22.86 x 16.51 2 [10 " x 7 " N° 10	2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 12
	2 [7 10 " x 7 " N° 12	2 [7 10 " x 7 " N° 12	2 [7 10 " x 7 " N° 12
	25.40 x 17.78	25.40 x 17.78	25.40 x 17.78
			2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 12
			22.86 x 16.51

MARCOS M.x.2 y M.x.3.

	2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 10	2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 10	
2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 10	22.86 x 16.51 2 [12 " x 7 " N° 10	22.86 x 16.51 2 [12 " x 7 " N° 10	2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 12
2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 10	30.48 x 17.78 2 [12 " x 6 " N° 8	30.48 x 17.78 2 [12 " x 7 " N° 10	2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 10
2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 10	30.48 x 15.24 2 [12 " x 7 " N° 10	30.48 x 17.78 2 [12 " x 7 " N° 10	2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 10
	2 [10 " x 7 " N° 10	2 [10 " x 7 " N° 10	2 [10 " x 7 " N° 10
	25.40 x 17.78	25.40 x 17.78	25.40 x 17.78
			2 [7 9 " x 6 1/2 " N° 10
			22.86 x 16.51

DIAGRAMA — 3A
 ANCHO EFECTIVO PARA DETERMINACION DE CARGA DE SEGURIDAD.

(Sección 2.3.11 de la Especificación).

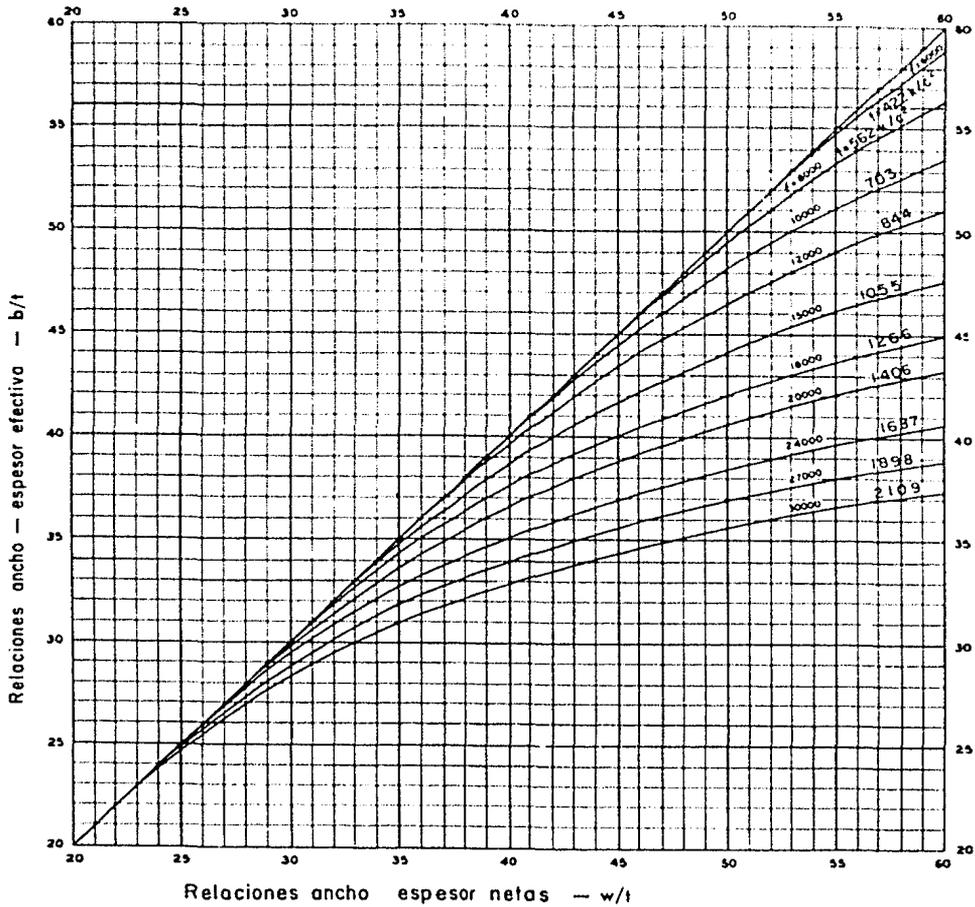


ELEMENTOS A COMPRESION ATIESADOS EN AMBOS BORDES (Relaciones $\frac{w}{t}$ grandes)

DIAGRAMA — 3B

ANCHO EFECTIVO PARA DETERMINACION DE CARGA DE SEGURIDAD.

(Sección 2.3.1.1 de la Especificación).

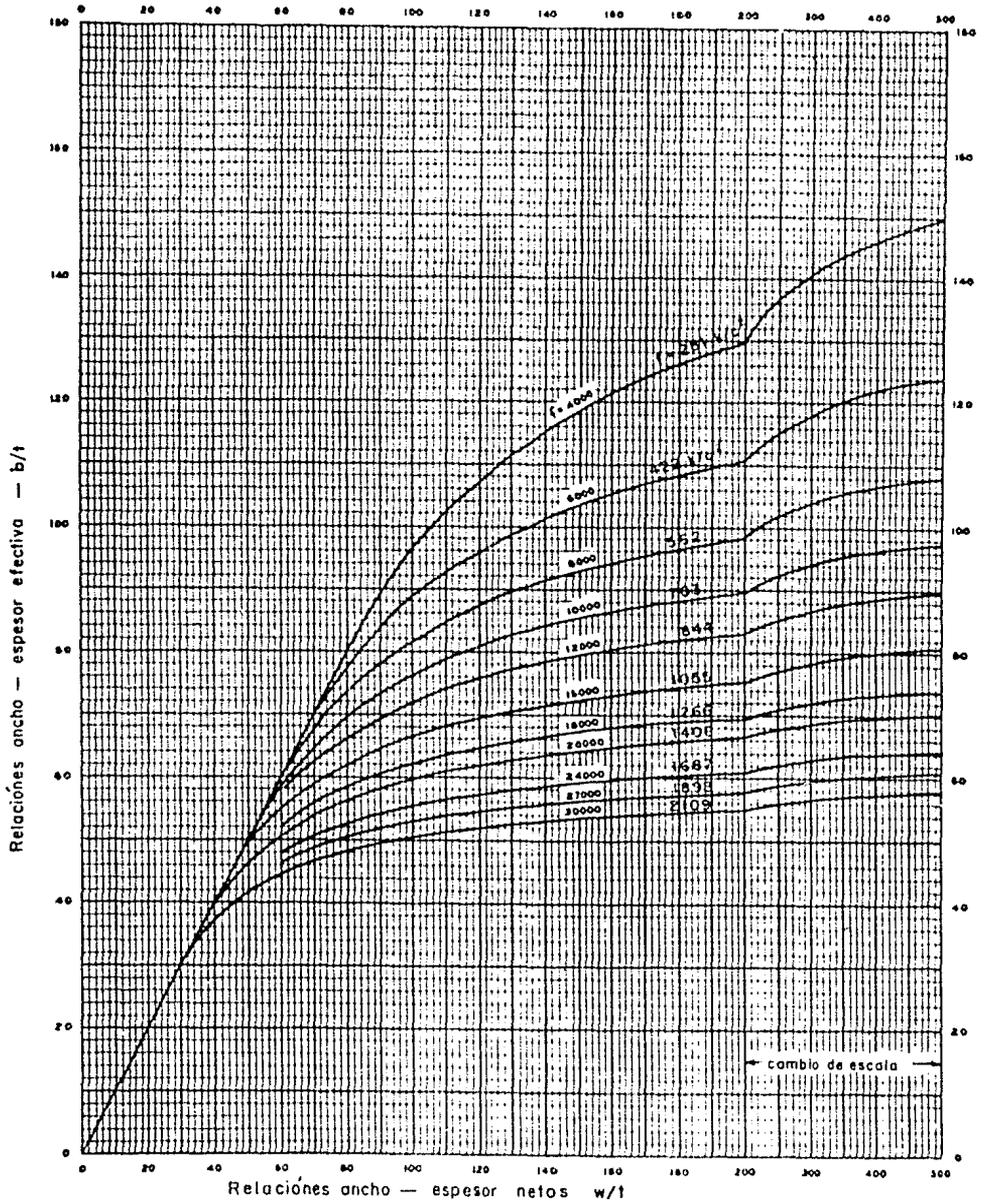


ELEMENTOS A COMPRESION ATIESADOS A LO LARGO DE AMBOS BORDES

(Relaciones w/t pequeños)

DIAGRAMA — 3C

ANCHO EFECTIVO PARA DETERMINACION DE DEFLEXIONES
(Sección 2.3.1.1 de la Especificación)

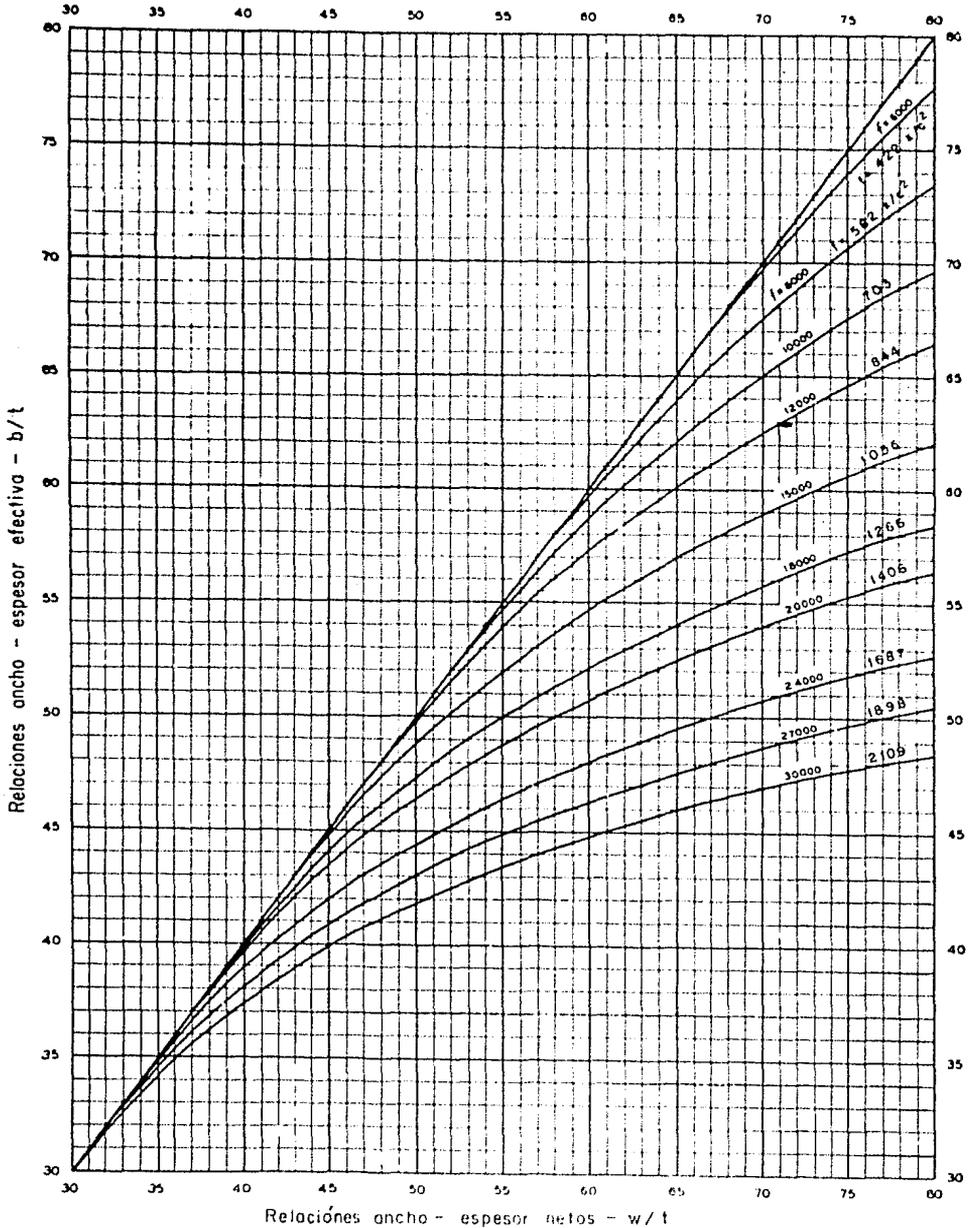


ELEMENTOS A COMPRESION ATIESADOS A LO LARGO DE AMBOS BORDES.

(Relaciones w/t pequeños)

DIAGRAMA - 3D

ANCHO EFECTIVO PARA DETERMINACION DE DEFLEXIONES
(Sección 2.3.1.1 de la Especificación)



ELEMENTOS A COMPRESION ATIESADOS A LO LARGO DE AMBOS BORDES

(Relaciones w/t pequeñas)

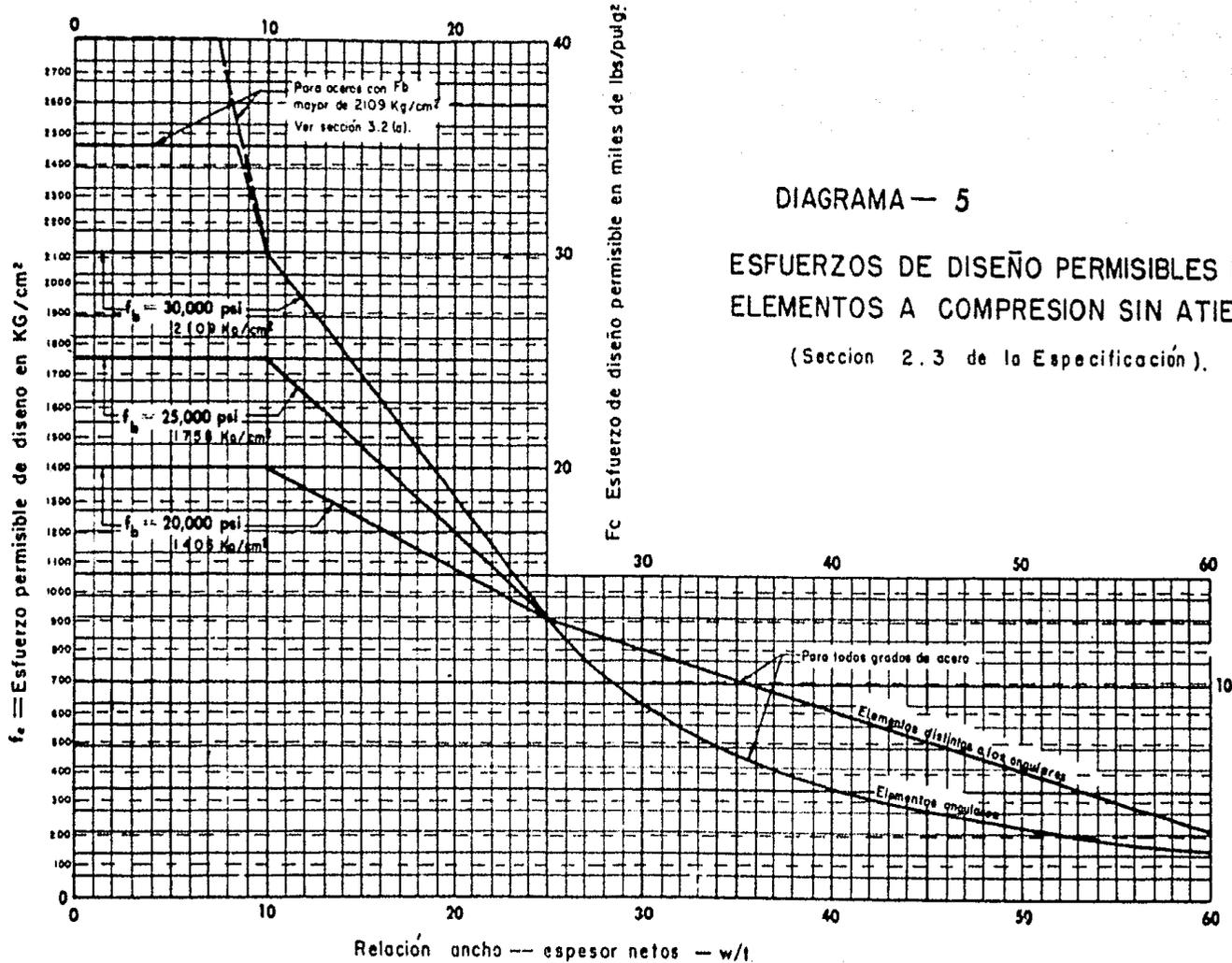
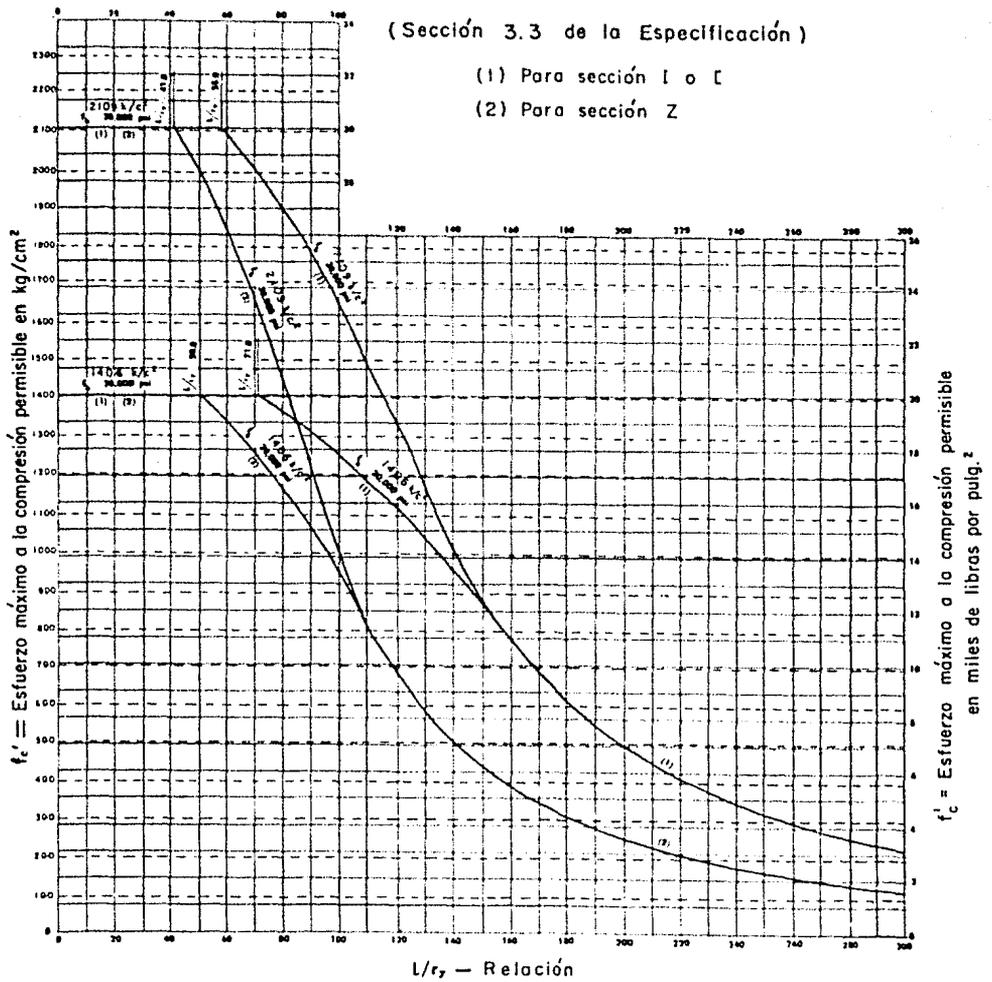


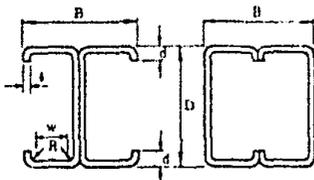
DIAGRAMA — 5

ESFUERZOS DE DISEÑO PERMISIBLES PARA
ELEMENTOS A COMPRESIÓN SIN ATIESAR
(Sección 2.3 de la Especificación).

DIAGRAMA - 6
ESFUERZO MAXIMO PERMISIBLE EN LA COMPRESION EN
PATINES DE VIGAS SUJETAS A FLAMBEO LATERAL

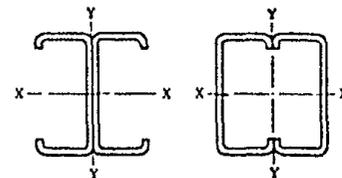


DOS CANALES DE ACERO MON-TEN FORMADAS EN FRIO CON DOS PATINES ATIESADOS ESPALDA A ESPALDA Y FORMANDO CAJON



DIMENSIONES NOMINALES Y PROPIEDADES.

Límite de Fluencia: 3,515 Kg/cm²
Esfuerzo de Trabajo: 2,100 Kg/cm²

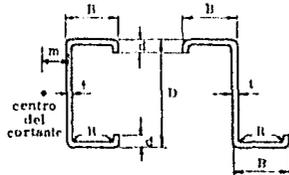


SECCION NOMINAL (Pulgadas)	CALIBRE	PESO Kg/ml	AREA cm ²	DIMENSIONES						PROPIEDADES DE LA SECCION												FACTOR COLUMNA Q	CALIBRE	SECCION NOMINAL (Pulgadas)
										EJE XX						EJE YY								
				D	B	d	t	R	JC		CJ		JC		CJ									
				Sx* Efect.	Ix cm ⁴	Sx cm ³	rx cm	Sy* Efect.	Iy cm ⁴	Sy cm ³	ry cm	Sy* Efect.	Iy cm ⁴	Sy cm ³	ry cm									
5" x 6"	10	19.53	24.67	203	152	19	3.42	9.5	148.50	1,508.74	148.50	7.82	36.95	281.56	36.95	3.35	92.31	907.96	119.16	6.07	0.53	10	5" x 6"	
	12	15.37	18.58	203	152	19	2.66	9.5	117.96	1,198.52	117.96	7.56	29.56	225.23	29.53	3.41	64.22	717.41	94.13	0.05	0.79	12		
	14	11.25	13.99	203	152	19	1.90	9.5	84.81	874.15	86.04	7.91	21.71	165.41	21.71	3.44	39.28	520.52	66.31	6.10	0.71	14		
7" x 5 1/2"	10	17.73	22.07	175	140	19	3.42	9.5	116.40	1,954.77	116.40	6.85	31.75	221.98	31.75	3.17	79.59	665.42	95.26	5.49	0.89	10	7" x 5 1/2"	
	12	13.94	17.36	175	140	19	2.66	9.5	92.70	1,244.05	92.70	6.59	25.47	177.94	25.47	3.20	55.97	526.77	75.41	5.51	0.83	12		
	14	10.07	12.54	175	140	19	1.90	9.5	67.65	902.54	67.75	6.93	16.78	130.96	16.78	3.23	30.36	382.93	54.82	5.53	0.76	14		
6" x 5"	10	15.64	19.46	152	127	19	3.42	9.5	87.99	1,070.45	87.99	5.47	26.97	171.25	26.97	2.97	66.83	469.55	73.94	4.91	0.94	10	6" x 5"	
	12	12.31	15.33	152	127	19	2.66	9.5	70.30	895.99	70.30	5.91	21.67	139.62	21.67	3.00	47.62	372.61	55.68	4.93	0.88	12		
	14	8.91	11.09	152	127	19	1.90	9.5	51.54	592.71	51.54	5.95	15.99	104.52	15.99	3.03	29.60	271.47	42.75	4.95	0.79	14		
5" x 4"	10	12.45	15.99	127	102	19	3.42	9.5	58.05	808.64	58.05	4.70	18.16	93.77	18.16	2.42	45.80	240.10	47.26	3.88	0.95	10	5" x 4"	
	12	10.14	12.63	127	102	19	2.66	9.5	46.67	596.25	46.67	4.85	14.92	75.84	14.92	2.45	33.57	191.54	37.70	3.90	0.93	12		
	14	7.35	9.16	127	102	19	1.99	9.5	34.43	418.66	34.43	4.89	11.08	56.20	11.08	2.48	21.19	140.25	27.61	3.92	0.86	14		
4" x 4"	10	11.45	14.25	102	102	19	3.42	9.5	42.28	514.77	42.28	3.66	14.45	93.74	14.45	2.56	39.04	198.24	39.02	3.73	1.00	10	4" x 4"	
	12	9.06	11.28	102	102	19	2.66	9.5	34.15	473.41	34.15	3.92	14.93	75.82	14.93	2.59	30.40	158.51	31.20	3.75	0.99	12		
	14	6.58	8.20	102	102	19	1.90	9.5	25.31	425.69	25.31	3.56	11.08	56.29	11.08	2.62	20.07	116.25	22.85	3.77	0.93	14		



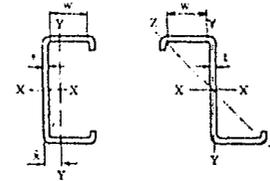
Las propiedades ilustradas en la tabla son propiedades de la sección total, con excepción de los módulos de sección Sx y Sy marcados con un asterisco (*), los cuales corresponden a la "sección efectiva" para un esfuerzo de 2,100 kg/cm². Para este esfuerzo se toma como ancho efectivo del patín a compresión un ancho máximo de 23.2 t, siendo t el grueso del patín.

CANALES Y ZETAS DE ACERO MON-TEN FORMADAS EN FRIO CON DOS PATINES ATIESADOS



DIMENSIONES NOMINALES Y PROPIEDADES

Límite de Fluencia: 3,515 Kg/cm²
Esfuerzo de Trabajo: 2,100 Kg/cm²

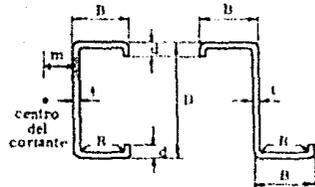


PERFIL	DIMENSIONES EN PULGADAS	CALIBRE	PESO Kg/ml.	AREA Cm ²	DIMENSIONES					PROPIEDADES DE LA SECCION TOTAL													Factor Col.	PERFIL			
					D	B	d	t	H	VIGAS			EJE X X						EJE Y Y						EJE Z-Z		
										Sx Efect.	C ó Z		C			Z			Z								
											Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	X	m	Iy	Sy	ry	r			min.		
mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm.	cm ⁴	cm ³	cm.	cm.	cm.	cm ⁴	cm ³	cm.	cm.										
8 MT 10	8"x3"	10	9.91	12.34	203	76	19	3.42	9.5	71.25	754.37	71.25	7.82	44.07	15.35	2.61	2.14	3.37	131.09	17.73	3.27	2.08	225.24	0.45	8 MT 10		
8 MT 12	8"x3"	12	7.78	9.69	203	76	19	2.66	9.5	58.98	599.26	58.98	7.56	68.06	12.43	2.65	2.14	3.42	107.26	14.33	3.33	2.11	189.98	0.79	8 MT 12		
8 MT 14	8"x3"	14	5.62	6.99	203	76	19	1.90	9.5	42.11	437.94	43.02	7.91	50.56	5.25	2.69	2.14	3.17	79.93	10.62	3.35	2.14	139.35	0.71	8 MT 14		
7 MT 10	7"x2 3/4"	10	8.87	11.03	178	70	19	3.42	9.5	58.20	517.39	58.20	6.85	64.44	13.97	3.42	2.08	3.19	103.54	15.29	3.06	1.91	173.91	0.89	7 MT 10		
7 MT 12	7"x2 3/4"	12	6.97	8.68	178	70	19	2.66	9.5	46.35	412.04	46.35	6.89	52.35	10.62	2.46	2.06	3.25	84.37	12.31	3.12	1.94	149.09	0.83	7 MT 12		
7 MT 14	7"x2 3/4"	14	5.03	6.27	178	70	19	1.90	9.5	33.41	301.27	33.89	6.93	39.03	7.92	2.50	2.06	3.29	63.08	9.16	3.17	1.97	103.59	0.76	7 MT 14		
6 MT 10	6"x2 1/2"	10	7.82	9.73	152	64	19	3.42	9.5	43.99	375.23	43.59	5.87	47.94	10.94	2.22	1.97	3.04	73.36	12.84	2.86	1.74	123.71	0.94	6 MT 10		
6 MT 12	6"x2 1/2"	12	6.16	7.67	152	64	19	2.66	9.5	35.15	267.85	35.15	5.91	39.12	8.93	2.26	1.92	3.07	65.28	10.50	2.92	1.76	99.90	0.88	6 MT 12		
6 MT 14	6"x2 1/2"	14	4.46	5.55	152	64	19	1.90	9.5	25.77	196.35	25.77	5.95	29.45	6.64	2.30	1.97	3.12	48.74	7.79	2.97	1.80	74.18	0.79	6 MT 14		
5 MT 10	5"x2"	10	6.42	7.90	127	51	19	3.42	9.5	29.03	184.32	29.03	4.89	25.42	7.39	1.74	1.64	2.51	42.64	8.69	2.31	1.40	67.33	0.95	5 MT 10		
5 MT 12	5"x2"	12	5.07	6.31	127	51	19	2.66	9.5	23.33	148.17	23.33	4.85	20.98	6.09	1.62	1.61	2.56	35.24	7.13	2.36	1.44	51.87	0.93	5 MT 12		
5 MT 14	5"x2"	14	3.68	4.58	127	51	19	1.90	9.5	17.22	109.33	17.22	4.89	15.86	4.61	1.54	1.64	2.64	26.77	5.37	2.42	1.47	41.03	0.86	5 MT 14		
4 MT 10	4"x2"	10	5.73	7.12	102	51	19	3.42	9.5	21.14	107.39	21.14	3.88	23.32	7.15	1.81	1.82	2.71	42.84	8.69	2.45	1.37	52.43	1.00	4 MT 10		
4 MT 12	4"x2"	12	4.59	5.64	102	51	19	2.66	9.5	17.08	86.71	17.08	3.92	19.25	5.80	1.85	1.82	2.73	35.28	7.13	2.50	1.40	42.80	0.99	4 MT 12		
4 MT 14	4"x2"	14	3.29	4.10	102	51	19	1.90	9.5	12.66	64.39	12.66	3.96	14.58	4.47	1.83	1.82	2.79	28.77	5.37	2.56	1.43	32.65	0.93	4 MT 14		

Nomenclatura: El primer número indica el perfil en pulgadas; la M-T significa "Acero MON-TEN" de alta resistencia; y el último número significa el calibre de la lámina. Para indicar si se requiere una Canal o una Zeta se sugiere que al final se agregue una letra "C" o una letra "Z". Ej: 7 MT 12-C, significa una canal MON-TEN de 7" de perfil de calibre 12.

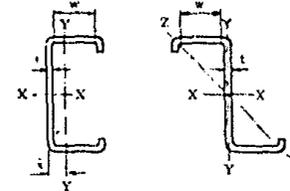


CANALES Y ZETAS DE ACERO MON-TEN FORMADAS EN FRIO CON DOS PATINES ATIESADOS



DIMENSIONES NOMINALES Y PROPIEDADES

Límite de Fluencia: 3,515 Kg/cm²
Esfuerzo de Trabajo: 2,100 Kg/cm²



PERFIL	DIMENSIONES EN PULGADAS	CALIBRE	PESO Kg./cm.	AREA Cm ²	DIMENSIONES					VIGAS SK Efect. C ó Z I _x cm ³	PROPIEDADES DE LA SECCION TOTAL												PRODUCTO DE ENERGIA I _{xy}	Factor Col. Q C ó Z I _p =2100 kg/cm ²	PERFIL
					D	B	d	t	R		EJE X X			EJE Y Y						EJE Z-Z					
											C ó Z	C			Z			Z							
					mm.	mm.	mm.	mm.	mm.		cm ³	I _x	S _x	r _x	I _y	S _y	r _y	r	m	I _y	S _y	r _y			
6 MT 10	6"x3"	10	9.91	12.34	203	76	19	3.42	9.5	74.25	754.37	74.25	7.82	84.97	15.35	2.61	2.14	3.37	132.69	17.73	3.27	2.08	235.24	0.45	6 MT 10
8 MT 12	8"x3"	12	7.78	9.69	293	76	19	2.66	9.5	51.98	599.26	51.98	7.86	68.96	12.43	2.65	2.14	3.42	107.26	14.33	3.33	2.11	185.98	0.79	8 MT 12
8 MT 14	8"x3"	14	5.62	6.99	293	76	19	1.99	9.5	42.41	437.08	43.02	7.91	59.56	9.23	2.69	2.14	3.47	79.93	10.62	3.38	2.14	139.35	0.71	8 MT 14
7 MT 10	7"x2 3/4"	10	8.87	11.63	175	70	19	3.42	9.5	58.20	617.39	58.20	6.86	64.44	13.07	2.42	2.06	3.19	103.54	15.20	3.06	1.91	173.91	0.99	7 MT 10
7 MT 12	7"x2 3/4"	12	6.97	8.68	174	70	19	2.66	9.5	46.35	412.04	46.35	6.89	52.35	10.92	2.46	2.06	3.25	84.37	12.31	3.12	1.94	140.09	0.63	7 MT 12
7 MT 14	7"x2 3/4"	14	5.03	6.27	175	70	19	1.99	9.5	33.84	391.27	33.89	6.93	39.03	7.92	2.50	2.06	3.29	63.08	9.16	3.17	1.97	103.59	0.76	7 MT 14
6 MT 10	6"x2 1/2"	10	7.82	9.73	152	64	19	3.42	9.5	43.99	335.23	43.99	5.87	47.94	10.94	2.22	1.97	3.02	78.36	12.84	2.86	1.74	123.71	0.94	6 MT 10
6 MT 12	6"x2 1/2"	12	6.16	7.67	152	64	19	2.66	9.5	35.15	267.85	35.15	5.91	39.12	8.39	2.26	1.97	3.07	65.28	10.50	2.92	1.76	99.99	0.88	6 MT 12
6 MT 14	6"x2 1/2"	14	4.46	5.55	152	64	19	1.99	9.5	25.77	196.35	25.77	5.95	29.26	6.69	2.30	1.97	3.12	48.74	7.79	2.97	1.80	74.18	0.79	6 MT 14
5 MT 10	5"x2"	10	6.42	7.99	127	51	19	3.42	9.5	29.93	184.32	29.93	4.80	25.42	7.39	1.78	1.64	2.51	42.64	5.69	2.31	1.40	67.33	0.95	5 MT 10
5 MT 12	5"x2"	12	5.07	6.31	127	51	19	2.66	9.5	23.33	145.17	23.33	4.85	20.96	6.09	1.82	1.64	2.56	35.28	7.13	2.36	1.44	54.87	0.93	5 MT 12
5 MT 14	5"x2"	14	3.76	4.58	127	51	19	1.99	9.5	17.22	109.93	17.22	4.89	15.86	4.61	1.86	1.64	2.61	26.77	5.37	2.42	1.47	41.03	0.86	5 MT 14
4 MT 10	4"x2"	10	5.73	7.12	102	51	19	3.42	9.5	21.14	107.59	21.14	3.88	23.32	7.15	1.81	1.62	2.71	42.64	8.69	2.45	1.37	52.43	1.00	4 MT 10
4 MT 12	4"x2"	12	4.53	5.64	102	51	19	2.66	9.5	15.08	86.74	15.08	3.92	19.25	5.99	1.85	1.82	2.75	35.28	7.13	2.50	1.40	42.89	0.99	4 MT 12
4 MT 14	4"x2"	14	3.29	4.10	102	51	19	1.99	9.5	12.99	64.99	12.99	3.95	14.56	4.47	1.89	1.82	2.79	26.77	5.37	2.56	1.43	32.95	0.93	4 MT 14

Nomenclatura: El primer número indica el peralte en pulgadas; la M-T significa "Acero MON-TEN" de alta resistencia; y el último número significa el calibre de la lámina. Para indicar si se requiere una Canal a una Zeta se sugiere que al final se agregue una letra "C" o una letra "Z". Ej: 7 MT 12-C, significa una canal MON-TEN de 7" de peralte de calibre 12.



REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

1. GEORGE WINTER P.H.D., Cornell Univ. "Comentary on the 1962 Edition Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual".
2. "LIGHT GAGE COLD-FORMED STEEL DESIGN MANUAL, A. I. S. I.", 1962 Edition.
3. "NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL" Edición - 1966.
4. E. L. RHEAD, Prof. Metalúrgica, Universidad de Manchester "Metalúrgica", Edición 1950.
5. SAAD MIGUEL, Ingeniero Civil, Prof. F.N.I. "Tratado de Construcción", - Edición 1960.
6. "SPECIFICATION A. S. T. M.", Partes 3 y 4, Edición 1964.
7. DE BUEN OSCAR, Ing. Civil, M. Estructuras, Div. Doctorado U.N.A.M., --- "Diseño de columnas de acero cargadas axialmente" Rev. Ingeniería, ---- Abril 1963.
8. RODRIGUEZ C. NEFTALI, Ing. Civil, Investigador Inst. Ingeniería U.N.A.M., "Diseño por viento en el Distrito Federal".

9. REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO" (A.C.I. 318-63).
10. COMPAÑIA FUNDIDORA DE FIERRO Y ACERO DE MONTERREY, S.A. "Laminación", - Edición 1965.
11. FRITZ ENGINEERING LABOTATORY-DEPT. OF CIVIL ENGINEERING LEHIGH UNIVER SITY, "Structural Steel Design", 1964 Edition.
12. DE BUEN OSCAR, Ing. Civil, M. Estructuras, Div. Doctorado U.N.A.M., -- "Pandeo lateral de vigas de acero", Rev. Ingeniería, Octubre 1963.
13. JOHN E. LOTHERS, Ing. Prof. Ing. Oklahoma Univ., "Advanced Design in- Structural Steel", 1965 Edition.
14. GEORGE WINTER P.H.D. Cornell Univ. "Discution of Strenght of Beams as- Determined by lateral Bucling, by Karl de Vries" Trans. A.S.C.E., 1947.
15. DE BUEN OSCAR, Ing. Civil M. Estructuras, Div. Doctorado U.N.A.M., --- "Miembros flexocomprimidos", Rev. Ingeniería, Abril 1964.
16. GEORGE WINTER P.H.D., Cornell Univ. "Tests on Bolted Connections in --- Light Gage Steel", Proceedings A.S.C.E. Vol. 82, 1956.
17. DE BUEN OSCAR, Ing. Civil, M. Estructuras, Div. Doctorado U.N.A.M., -- "Pandeo de placas comprimidas", Rev. Ingeniería Julio 1964.
18. GOMEZ P. JOSE F., Ing. Civil, Tesis Profesional "Cálculo y Diseño de - la estructura de un edificio en la Ciudad de México", 1958.
19. HERNANDEZ S. RODOLFO, Ing. Civil, Tesis Profesional, "Determinación de las cargas ocasionadas por el viento en las estructuras y su aplicación a las condiciones de la Ciudad de México". 1956.
20. "APUNTES DE LA CLASE DE ESTRUCTURAS METALICAS Y DE MADERA, F.N.I., --- U.N.A.M.", Prof. Ing. Civil Sánchez M. José Luis, 1964.
21. "APUNTES DE LA CLASE DE ESTABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES F.N.I., U.N. A.M.", Prof. Ing. Civil De Buen Oscar, 1963.

22. ROSENBLUETH EMILIO, Ing. Civil, Doctor en Ingeniería, Director del --
Inst. de Ingeniería de la U.N.A.M.
ESTEVA LUIS, Ing. Civil, Investigador del Inst. de Ingeniería de la --
U.N.A.M., "Folleto complementario, Diseño sísmico de edificios para el
Proyecto de Reglamento de las Construcciones en el Distrito Federal",
1962.
23. STEPHEN P. TIMOSHENKO P.E.M. Stanford University "History of strength
of Materials".
24. GEORGE WINTER, Cornell Univ, "Stress Distribution in an Equivalent ---
Width of Flanges" Engineering Experiment Stations. Reprint N° 33 1950.