

115 2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL
EN ACERO ESTRUCTURAL

T E S I S

Que para obtener el Titulo de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a n

RAFAEL PEREZ AVILA
SERGIO DORANTES RAMIREZ
JORGE MARTINEZ GUERRA
JOSE RAFAEL ESCORZA ARREGUI

México, D. F.

1990

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

I.	INTRODUCCION	I.1
II.	BASES DE DISEÑO	II.2
II.1	CARGAS	II.4
II.2	CARGAS MUERTAS	II.6
II.3	CARGAS VIVAS	II.7
II.4	VIENTO	II.8
II.5	SISMO	II.11
II.6	CARGAS DE GRUA Y DISEÑO DE TRABE CARRIL....	II.15
II.7	CARGAS POR TEMPERATURA.....	II.21
II.8	MATERIALES	II.21
II.9	COMBINACIONES DE CARGA.....	II.24
II.10	SEGURIDAD ESTRUCTURAL.....	II.25
II.11	FUNCIONALIDAD	II.27
II.12	REGLAMENTOS DE DISEÑO.....	II.29
III.	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NAVE.....	III.1
III.1	ESTRUCTURACION	III.2
III.2	CARGAS CONSIDERADAS.....	III.6
III.3	CARGAS DE VIENTO.....	III.9
III.4	CARGAS SISMICAS.....	III.14
III.5	DIMENSIONAMIENTO DE TRABE CARRIL Y GRUA	III.16
III.6	COMBINACIONES DE CARGA Y ANALISIS DEL MARCO.....	III.26
III.7	DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	III.44

IV.	CIMENTACION	IV.1
IV.1	ZAPATAS AISLADAS.....		IV.4
IV.2	COMPORTAMIENTO A FLEXION Y CORTANTE DE ZAPATAS.....		IV.7
IV.3	DISTRIBUCION DE PRESTIONES EN LA BASE DE LAS ZAPATAS.....		IV.8
IV.4	CONSIDERACIONES DE DISEÑO EN FLEXION.....		IV.11
IV.5	CONSIDERACIONES DE DISEÑO EN CORTANTE.....		IV.12
IV.6	TRANSFERENCIA DE FUERZA Y MOMENTO EN LA BASE DE LA COLUMNA.....		IV.13
IV.7	SECUENCIA DE CALCULO PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS.....		IV.15
IV.8	DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.....		IV.17
V.	MONTAJE	V.1
V.1	SELECCION DEL METODO DE MONTAJE.....		V.1
V.2	EQUIPO Y HERRAMIENTA.....		V.4
V.3	TRABAJOS PRELIMINARES.....		V.5
V.4	SECUENCIA DE MONTAJE.....		V.16
VI.	CONCLUSIONES	VI.1

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

Desde que se inició la era industrial el hombre ha tenido la necesidad de tener un espacio protegido de la intemperie e inclemencias del tiempo, donde pueda hacer uso de maquinaria y materia prima para elaborar productos de uso doméstico, agrícola, industrial, etc. En un principio la solución que se dió fue, la de construir edificaciones de un solo techo de acuerdo a la tecnología de la época.

En la actualidad, la industria requiere de edificios con mayores dimensiones libres, versátiles, con grúas viajeras de mayor capacidad y económicos.

Durante mucho tiempo el material que se ha utilizado es la madera para fabricar armaduras, material que en algunos países es más abundante y por lo tanto de menor costo inicial, a pesar de esto la madera requiere mayor costo en mantenimiento y es poco duradera, además su resistencia es poca comparada con otros materiales que son fabricados como lo son el concreto y el acero, los cuales se utilizan cada vez más en las construcciones. De estos dos últimos el más empleado para construir edificios industriales es el acero por su gran resistencia, ductilidad y poco peso, es por ello que en el presente trabajo se eligió tratar con edificios de acero.

Los edificios de acero pueden subdividirse en tres categorías: edificios comerciales de varios pisos, edificios de claros muy grandes y edificios de un solo piso para uso industrial, de este último tipo de edificios es del que principalmente se trata en esta tesis.

La nave industrial objeto principal de este trabajo, tiene dimensiones usuales y se diseña con trabe carril para una grúa viajera, la cual se puede usar en el área de la industria de la transformación en donde se requiera mover piezas pesadas por encima de otros objetos, también se puede emplear como bodega o darle algún otro uso. Las dimensiones se pueden apreciar en las figuras de la 3.1 a la 3.3. El marco principal elemento resistente, está formado por dos columnas en los extremos y una armadura a dos aguas (ver fig. 3.1). La principal ventaja sobre otro tipo de marcos como lo es el marco rígido, es que las armaduras pueden construirse a un costo relativamente bajo, los demás elementos estructurales que forman parte del edificio como por ejemplo las vigas de techo, los largueros de muro y las columnas principales son similares o iguales que si se tratara de un edificio con marcos rígidos, así que la diferencia principal estriba en usar armaduras en lugar de trabes de alma llena.

En el capítulo III se analizan y diseñan los elementos estructurales que componen el edificio en particular, para ello se utilizaron diversos códigos o reglamentos actuales nacionales y extranjeros, para el análisis del marco principal se empleó la ayuda tecnológica con la que actualmente se cuenta, la computadora, con ella se pueden analizar las estructuras con mayor número de condiciones de carga y exactitud.

Uno de los objetivos de este trabajo es mostrar un panorama general del análisis y diseño no únicamente de edificios de un solo piso de uso industrial, sino también de otro tipo de estructuras de uso común en nuestro medio, es por ello que en el capítulo II se tratan las bases de diseño en sus conceptos generales, en él se habla acerca de las cargas normales y especiales como en este caso lo es la grúa viajera, también se comenta sobre materiales de construcción básicos, métodos de diseño y reglamentos.

La cimentación, la cual se trata en el capítulo IV es también parte importante de la estructura principal, en su diseño se debe tener cuidado con los asentamientos diferenciales ya que estos pueden ocasionar deformaciones, que si bien no pondrán en peligro la estabilidad de la estructura, sí pueden afectar las condiciones de servicio.

Por último en el capítulo V se trata brevemente el montaje de los edificios metálicos. Fase de la construcción, en la que finalmente se unen las piezas para dejar lista la estructura, y en donde se debe considerar la seguridad de los trabajadores y de los elementos fabricados así como la rapidez de montaje.

En épocas antiguas el diseño estructural consistía casi siempre en repetir lo que se había hecho en el pasado, con muy poco conocimiento del comportamiento del material y mucho menos de la teoría estructural. En aquel tiempo la experiencia era el único maestro; en la actualidad todavía es un elemento importante de un buen diseño. Gradualmente, a través de siglos de experiencia, evolucionó el arte de proporcionar los miembros. Se establecieron reglas empíricas, los grandes constructores del Renacimiento no conocían los análisis de esfuerzos y sin embargo lograron estructuras algo más que empíricas. Eran artistas, arquitectos, ingenieros y constructores a la vez y los domos de las catedrales se yerguen en la actualidad como testimonio de que pudieron diseñar en forma intuitiva magníficas estructuras que en nuestros días no se intentarían sin la utilización de complejos procedimientos fundamentados en los análisis matemáticos.

En la actualidad el concepto de estructura va más allá de lo que era antes, hoy una estructura se puede crear para cubrir un espacio, soportar la calzada de una carretera, contener o retener diversos materiales o bien, puede ser que la estructura tenga que viajar por el espacio. Cualquiera que sea la razón de ser, para su diseño se deben especificar y satisfacer varios objetivos de proyecto relativos a la seguridad, funcionalidad y factibilidad.

Para satisfacer estos y otros objetivos del proyecto, se debe tener un conocimiento básico del comportamiento de los materiales de construcción cuando se les somete a esfuerzos. Como ejemplos de

algunos materiales de construcción comunes se podría citar la roca y la tierra (en las cimentaciones), el concreto, el acero y la madera.

Entre los objetivos más importantes del diseño está el de lograr una estructura segura. Los derrumbes, las deformaciones y torceduras severas, o la falla general de un sistema estructural son inaceptables, porque las fallas de este tipo pueden producir grandes pérdidas económicas y en vidas humanas.

El problema de la seguridad estructural puede enfocarse de varias maneras. El enfoque más común, llamado diseño por esfuerzos permisibles, se basa en la suposición de que la estabilidad queda asegurada cuando los esfuerzos producidos por las cargas de trabajo se limitan a valores considerablemente menores que los correspondientes a los esfuerzos de falla. Las cargas de trabajo generalmente se especifican en los reglamentos de construcción, pero el mismo ingeniero puede fijarlas; la intención es que representen las cargas máximas que se presentarán durante la vida útil de la estructura y, cuando se eligen correctamente, rara vez se exceden.

Otros métodos para resolver el problema de la seguridad, son los llamados diseño por resistencia, diseño por resistencia última, diseño plástico o diseño al límite. Cada uno de estos términos tiene un significado especial, pero todos los métodos de diseño tienen en común la suposición de que puede predecirse el comportamiento en el punto de falla o en cualquier otro umbral de comportamiento de una sección transversal, de un miembro, o de toda la estructura. El diseñador se asegura de contar con un margen de seguridad suficiente entre las cargas de trabajo esperadas y las cargas de falla calculadas; primero obtiene la capacidad a la falla de la estructura, incrementando las cargas de trabajo con factores de carga mayores que la unidad, y luego diseña la estructura asegurándose de que no se exceda esa capacidad.

Además de su seguridad contra la falla, las estructuras deben de tener una utilidad adecuada. Esto quiere decir que todos los aspectos de su comportamiento deben ser aceptables para el uso a que se le destina. Las deformaciones y el agrietamiento deben limitarse de manera que sean prácticamente invisibles para el lego. La vibración y el ruido deben controlarse. Los depósitos para líquidos y gases no deben tener fugas y las cimentaciones no deben sufrir grandes

asentamientos. Los requisitos de utilidad forman una lista casi interminable y deben ajustarse cuidadosamente a las necesidades de cada estructura en particular. La clave para satisfacer los requisitos de utilidad es comprender perfectamente el comportamiento de la estructura durante todas sus fases de carga y de ambiente.

Una estructura puede ser segura y tener la funcionalidad adecuada, pero todo esto resulta inútil, a menos que la estructura sea factible. La factibilidad económica es de la mayor importancia; una vez que se ha determinado ésta, la estructura puede construirse. Muchas decisiones para el diseño dependen de los métodos de construcción y el ingeniero debe estar familiarizado con éstos.

El ingeniero en estructuras es responsable ante el cliente, el cual puede no tener la habilidad y el conocimiento necesarios para entender completamente los principios del diseño estructural. El ingeniero es también responsable ante toda la sociedad, ya que sus decisiones afectan la seguridad y la calidad del medio ambiente. En el caso de estructuras de tipo común, la profesión crea reglamentos de diseño que representan los puntos de vista actualizados sobre resistencia, funcionalidad y métodos de construcción. Algunas veces éstos reglamentos de diseño tienen la fuerza de leyes en las diferentes entidades políticas, proporcionando así un medio legal de protección para el cliente y el público en general. Las estructuras poco comunes, como los recipientes para contener materiales radiactivos, los túneles, puentes especiales y otras parecidas, no están cubiertos generalmente por esos reglamentos. En éstos casos, la reputación y la responsabilidad profesional del ingeniero son los medios de protección.

Los reglamentos de construcción varían mucho en estilo, objetivos y enfoque. Algunos contienen requisitos detallados respecto a cargas, esfuerzos de resistencia, fórmulas para el diseño y otros detalles. Otros, llamados normas de comportamiento especifican la forma en que debe funcionar la estructura cuando esté completa, pero no intentan describir el método para obtener ese funcionamiento.

II.1 CARGAS

El diseño detallado de las estructuras incluye la determinación de la forma y tamaño de los miembros y de sus conexiones y el principal requisito es que las estructuras deben soportar con seguridad todas las cargas que se les apliquen. Por tanto, para el proceso de diseño es indispensable conocer todas las cargas máximas probables y sus combinaciones. A continuación se ilustrarán algunos conceptos del análisis de las cargas.

Los ingenieros especialistas en estructuras deben determinar las combinaciones racionales de cargas que puedan producir los máximos esfuerzos o deformaciones en las diferentes partes de la estructura. No es factible diseñar las estructuras ordinarias para que resistan todas las combinaciones de cargas concebibles, ni las fuerzas excepcionalmente grandes (como las que producen los grandes sismos); por tanto, el proyecto es necesariamente incierto. Se puede hacer la evaluación estadística y probabilística de las intensidades de las cargas y del funcionamiento estructural, calculando las pérdidas económicas y los daños a seres humanos, pero en la actualidad, los ingenieros en estructuras apenas comienzan a considerar cuantitativamente estos factores. En vez de esto, se establecen las magnitudes de las cargas y sus combinaciones críticas por medio de criterios basados en la experiencia, en medidas y en la lógica.

Aunque los valores de las cargas dados en los reglamentos pueden ser los mínimos legales, con frecuencia solamente sirven de guías y en algunos casos éstas guías pueden ser insuficientes; por ejemplo, la presión del viento depende de gran número de factores que no pueden describirse en términos generales. De ésta manera es claro que la determinación de las cargas críticas o de control, con frecuencia no es una cuestión de rutina y puede requerir de un estudio extenso y hasta de pruebas reales. A menudo, las especificaciones para los grandes trabajos prescriben cargas que difieren de las prescritas por los reglamentos de construcción de la ciudad o estatales. En el caso de obras muy especiales el diseñador desarrolla criterios de carga que pueden someterse para su revisión a un grupo de asesoría de ingenieros consultores.

Para simplificar el proyecto de las estructuras comunes, los reglamentos de construcción especifican las cargas mínimas de diseño para los diferentes usos de una estructura. La magnitud de las cargas de diseño (es decir, las cargas que deben usarse para determinar las dimensiones de los miembros estructurales) se ha fijado a través de muchos años de práctica y, en menor grado, por medio de experimentación e investigación. ¿Cuáles valores de las cargas podrían especificarse en los reglamentos? Si la carga tiene el valor máximo posible, el costo de construcción sería muy elevado. Es evidente que las consideraciones probabilísticas, directas o intuitivas, influirán en la determinación de las cargas de diseño. Sin embargo, los valores de diseño de las cargas vivas, rara vez se alcanzan durante la vida útil de la mayor parte de las estructuras, ya que las cargas especificadas se basan en suposiciones conservadoras.

En algunos casos, la carga total de diseño si actúa con frecuencia, por ejemplo, la presión activa de la tierra contra los muros de contención, las cargas de los camiones en los puentes cortos y la carga del agua sobre diferentes estructuras hidráulicas.

Usualmente las cargas se clasifican en dos grandes grupos: cargas muertas y cargas vivas. Las cargas muertas (CM) son esencialmente constantes durante la vida útil de la estructura y normalmente consisten en el peso de los elementos estructurales. Por otra parte, usualmente las cargas vivas (CV) varían mucho. El peso de los ocupantes, los vehículos y las fuerzas producidas por el viento o los sismos son ejemplos de cargas vivas. Las magnitudes de éstas cargas no se conocen con precisión, y los valores de diseño dependen del uso que va a darse a la estructura.

Los principales tipos de cargas se clasificarán en las siguientes categorías:

1. - Carga muerta.
2. - Cargas vivas
3. - Cargas de viento.
4. - Cargas sísmicas.
4. - Cargas de grúas viajeras
6. - Cargas producidas por temperatura

Enseguida se verá cada uno de éstos tipos de carga indicando ejemplos de valores reales de diseño y también tratando de buscar el origen, hasta cierto punto del desarrollo de los preceptos comunmente usados en los reglamentos.

II.2 CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas incluyen el peso de todos los componentes permanentes de una estructura, como vigas, columnas, losas de pisos, techos y cubiertas de puentes. También incluyen componentes arquitectónicos, como cielos rasos, herrajes de ventanas y muros divisorios de los cuartos. Generalmente a los muebles o equipos fijos se les clasifica por separado, aunque sus efectos son los mismos que los de las cargas muertas.

La carga muerta es quizá el tipo de carga más sencillo que hay que manejar, porque puede calcularse con facilidad a partir de las dimensiones dadas y las densidades conocidas del material. Sin embargo, las dimensiones estructurales no se conocen durante las fases iniciales de proyecto, y deben hacerse estimaciones que pueden estar sujetas a cambios posteriores, al ir determinando sus proporciones estructurales. Con alguna experiencia, y con las técnicas de análisis aproximados, uno puede estimar rápidamente un diseño preliminar con el cual pueden calcularse cargas muertas razonables. En los casos que no son de rutina, puede ser necesario complementar este método con una revaluación de la carga muerta y un rediseño de la estructura. En la tabla del artículo 223 del título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 se indican los pesos unitarios de algunos de los materiales de construcción mas comunes.

Las cargas muertas se calculan de forma conservadora, lo cual implica a menudo que las estimaciones quedan un poco antes del límite de seguridad, de manera que no sea necesario rediseñar a causa de cambios de poca importancia en las propiedades finales. Sin embargo este procedimiento debe usarse con cuidado, porque se presentan muchos casos en los que la carga muerta ayuda a la estructura a contrarrestar la carga viva.

II.3 CARGAS VIVAS

Se llaman cargas vivas todas las originadas directamente por personas, máquinas u objetos movibles. Generalmente estas cargas actúan solo durante una fracción de la vida de la estructura, pero, de cualquier manera, es necesario considerarlas en el diseño con valores moderadamente elevados.

Hasta ahora no se ha logrado obtener una definición verdaderamente racional de las cargas vivas. Para ayudar al diseñador en las especificaciones por lo general se prescriben cargas vivas uniformemente distribuidas que, conservadoramente, representan las cargas vivas máximas. En la tabla del artículo 199 del título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 se indican los valores de las cargas vivas unitarias uniformemente distribuidas para edificios. La mayor parte de los demás reglamentos dan valores semejantes, aunque con frecuencia se encuentran grandes variaciones. Para simplificar el análisis y debido a la falta de una mejor información, las cargas vivas se consideran distribuidas sobre toda el área del piso como cargas uniformes, aunque las cargas reales puedan estar concentradas en una área determinada.

Como los diseños se basan principalmente en cargas uniformes, no es prudente almacenar mercancías muy pesadas en una área muy pequeña del piso. Los ingenieros en estructuras proyectan las mismas para que soporten cargas probables, pero los propietarios deben estar conscientes de que tal vez en el diseño original no se consideraron las concentraciones de carga poco comunes. Las cargas ocasionales muy pesadas debidas a archiveros o cajas de seguridad, se consideran en el diseño de edificios de oficinas aplicando una carga concentrada en el lugar que mas afecte al elemento estructural en cuestión. Sin embargo, por lo general no se considera la posibilidad de que estos muebles pesados se coloquen en todo el piso.

La probabilidad de que toda la carga viva de diseño actúe sobre todo el piso disminuye claramente al aumentar la superficie del mismo. Para tomar en cuenta esta circunstancia, la mayor parte de los reglamentos contienen normas para la reducción de la carga viva.

Los efectos dinámicos de la mayor parte de las cargas vivas no se consideran explícitamente, ya que hacer un análisis dinámico completo

se llevaría mucho tiempo. Las cargas de ocupación son suficientemente conservadoras como para tomar en cuenta el aumento de los esfuerzos, producido por la vibración de la estructura; por ejemplo, cuando la gente baila. Una carga aplicada bruscamente (sin que caiga) produce esfuerzos máximos del doble de los que produciría una carga aplicada lentamente (estática); pero si la carga se deja caer de cierta altura, el efecto del impacto es todavía mayor. Es poco probable que toda la carga viva de proyecto actúe dinámicamente en forma sincronizada.

II.4 VIENTO

Las cargas de viento ejercen presión o succión sobre las superficies expuestas de las estructuras. La presión del viento es una carga de proyecto muy importante en el caso de estructuras altas. La magnitud, frecuencia y distribución de las cargas de viento dependen de varios factores que se han detallado y han simplificado las normas de los reglamentos de proyecto para permitir el diseño rápido de la mayor parte de las estructuras.

Las fuerzas de viento se basan en la máxima velocidad a 10 mts del suelo en un lugar determinado. Estas velocidades se toman de los datos de las estaciones meteorológicas; se esperan que ocurran una vez cada 50 años.

La acción de viento es una de las condiciones de carga que se debe tomar en cuenta cuando se analice la estructura en combinación con otras cargas.

Las fuerzas debidas al viento resultan difíciles de ser evaluadas debido a la complejidad del fenómeno y a la incertidumbre sobre los datos estadísticos de viento máximos que se han de utilizar.

El viento es aire en movimiento, y al igual que en cualquier otro fluido, produce distintos efectos sobre los objetos que se le interponen. Todas las fuerzas ocasionadas por el viento son dinámicas debido a que son producidas por un fluido en movimiento; sin embargo, bajo determinadas circunstancias, es válido tratar a éstas fuerzas como cargas estáticas. Esta aproximación resulta satisfactoria dado que en general la relación entre la variación del viento en el tiempo

y la frecuencia natural de la estructura es tal que se genera básicamente una respuesta estática.

La ecuación de Bernoulli para flujo laminar se puede utilizar para determinar la presión en el punto de obstrucción, considerando al aire como no viscoso e incompresible, lo cual es razonable para la magnitud de las velocidades con que se diseñan las estructuras en la Ingeniería Civil:

$$q = \frac{1}{2} \rho v^2$$

donde :

q = presión de velocidad, dinámica o de estancamiento

ρ = densidad del aire

v = velocidad del aire

Es importante hacer notar que esta ecuación está basada en un flujo estable y no toma en cuenta los efectos dinámicos de ráfaga o la respuesta dinámica del cuerpo.

Dependiendo de los cambios locales en las velocidades que dependen a su vez del tamaño y forma del cuerpo, la presión resultante "p", normal a la superficie expuesta, se expresa en términos de un factor de forma (también llamado coeficiente de presión) "c":

$$p = \frac{c \rho v^2}{2}$$

Según el Manual de Diseño por Viento de la Comisión Federal de Electricidad, los efectos de viento se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta.

Dicha fuerza se supondrá perpendicular a la superficie en que actúa y su valor por unidad de área se calcula con la expresión:

$$p = 0.0049 G C Vd^2$$

donde:

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

C = factor de forma, coeficiente de empuje o coeficiente de presión.

Vd = velocidad de diseño en Km/hr

p = presión o succión debida al viento, en Kg/m²

Los coeficientes de empuje para dirección de viento paralelo a las generatrices se puede ver en la fig. 3.8 y para viento normal a las generatrices se puede ver en la fig. 3.7.

II.5 SISMO

Las fuerzas sísmicas afectan el proyecto de las estructuras en las zonas de gran actividad sísmica, como en la zona central y en la Costa del Pacífico de la República Mexicana. Las sacudidas altamente irregulares del terreno transmiten aceleraciones a las estructuras y la masa de las estructuras resiste el movimiento debido a los efectos de la inercia. La fuerza total de inercia (que es usualmente igual a la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura) varía en función de cW en la mayoría de los edificios, donde c es un coeficiente sísmico y W es el peso total. La respuesta de las estructuras a los sismos depende de varios factores: de las características del movimiento del terreno, de la rigidez y masa de la estructura, de las condiciones del subsuelo y de la magnitud del amortiguamiento interno.

La meta del diseño sísmico es producir estructuras óptimas para la sociedad. Esto implica considerar ciertas opciones, evaluar los costos y consecuencias de cada una y hacer la mejor selección. Dicha meta puede expresarse en términos de los siguientes objetivos directos: se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad; que el daño estructural sea limitado y fácilmente reparable y el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y que para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables. También se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general, y para evitar que se produzca pánico incontrolado durante temblores de intensidad moderada o severos principalmente.

Los temblores se clasifican de acuerdo con el fenómeno que los origina, pueden tener entre otros un origen tectónico o volcánico. Los temblores tectónicos se deben a la acumulación de energía de deformación en los grandes bloques de la corteza terrestre, provocada por distintas causas, tales como contracción térmica, desplazamientos, etc.

Cuando ésta acumulación de esfuerzos alcanza intensidades grandes, se producen deslizamientos súbitos a lo largo de fracturas preexistentes.

La corteza falla y los grandes bloques se acomodan hasta aliviar los esfuerzos y deformaciones que existían. En este proceso se desarrollan ondas que se propagan en distintas direcciones, algunas a grandes distancias, dependiendo de la energía disipada. La acumulación de energía puede ser un proceso lento y puede existir un largo período que terminará abruptamente cuando se alcance un estado crítico de esfuerzos, que provocará el disparo sísmico.

Aunque un temblor se origina en un cierto volumen de la corteza terrestre, se llama foco al punto donde se considera emanan primero las ondas sísmicas. La proyección de este punto en la superficie de la tierra se llama epicentro ó epifoco.

Entre los aparatos que existen para medir el movimiento de la superficie del terreno, los más importantes para la Ingeniería Estructural son los acelerógrafos, que miden la historia de las aceleraciones en el lugar donde están colocados; ésta historia se conoce con el nombre de acelerograma.

La intensidad es una medida de la severidad de un temblor en un cierto lugar. Un mismo temblor tiene distintas intensidades en diferentes lugares. La escala de intensidades más comunmente usada en el medio es la de Mercalli modificada, la cual es una escala de tipo subjetivo que, con base en informes de cómo fue sentido el temblor, de cómo daño a la estructuras, de qué cambios se produjeron en la superficie de la tierra en el lugar en cuestión, etc., asigna a la intensidad valores entre I y XII.

Desde el punto de vista de diseño sísmico de edificios, son muy importantes las características de los temblores que proceden de registros obtenidos mediante acelerógrafos, entre ellas están los desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas del terreno. A partir de estos registros sísmicos se calculan los diferentes espectros de respuesta. Todas estas cantidades también pueden considerarse como medidas instrumentales de la intensidad de un temblor.

Existen estudios sobre la distribución de probabilidades de las

diferentes cantidades que se pueden medir durante un temblor, así como de las ordenadas espectrales; con ellos se pueden definir espectros de diseño en distintos lugares y para diferentes tipos de estructuras, considerando la influencia de efectos locales del terreno y la consecuencia de posibles fallas.

Hablando en términos generales, éstas cargas de diseño representan los efectos de sismo de intensidad moderada a intensidad alta que puedan presentarse en la región considerada, pero pueden ser excedidos durante un sismo extraordinario, en cuyo caso será necesario confiar en la capacidad de reserva de la estructura.

La resistencia a los sismos requiere capacidad de absorción de energía o ductilidad, más que resistencia únicamente. Si un edificio es capaz de deformarse horizontalmente una cantidad varias veces que la correspondiente a la carga sísmica de diseño y mantener aún así su capacidad de carga vertical, será capaz de absorber sismos considerablemente mayores que el de diseño. La deformación o ductilidad puede suministrarse en el rango plástico de los materiales y componentes del edificio; si existe dicha ductilidad, puede evitarse el colapso del edificio aún en el caso de que esté seriamente dañado. Al diseñarse contra sismos deben utilizarse materiales, detalles estructurales y tipos de construcción que reduzcan al mínimo los daños ocasionados por sismos intensos; por consiguiente además de la carga sísmica de diseño deben considerarse debidamente la ductilidad y la plasticidad de los edificios.

Es por esto que los criterios de diseño del Reglamento del D.D.F. incluyen el uso de factores de comportamiento sísmico, que permiten diseñar para fuerzas sísmicas menores que las correspondientes a coeficientes o espectros de diseño elástico. Mediante éstas reducciones, el Reglamento reconoce la capacidad de disipación de energía que poseen distintos sistemas estructurales.

Las cargas sísmicas que actúan sobre la estructura durante un terremoto son efectos internos de inercia, que resultan de las aceleraciones a que está sujeta la masa del sistema. Las cargas reales dependen de los siguientes factores:

- a).- Intensidad y carácter de movimiento del suelo, en el lugar en que se origina el temblor, y forma de transmisión al

edificio.

b).- Propiedades dinámicas del edificio, tales como sus modos y periodos de vibración y sus características de amortiguamiento.

c).- Masa del edificio como un todo, o de sus componentes.

El progreso realizado en la Ingeniería Sísmica aclara considerablemente los efectos de los sismos sobre los edificios, y esto se refleja en el diseño sísmico; sin embargo, existen todavía numerosas incertidumbres. Entre éstas se cuentan la intensidad probable y el carácter del sismo máximo de diseño, las características del amortiguamiento de los edificios reales, los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura y los efectos de las deformaciones inelásticas. La discusión de los fundamentos de la Ingeniería Sísmica y de su relación con su diseño práctico quedan fuera del alcance de este trabajo.

Por conveniencia de diseño, la mayoría de las veces, el efecto de un sismo se considera como una carga estática equivalente que actúa horizontalmente sobre el edificio. Aunque no es posible predecir los sismos máximos en una cierta localidad, la historia y la experiencia, junto con observaciones geológicas, han demostrado que los sismos máximos probables varían con las diferentes áreas y que pueden especificarse diferentes cargas sísmicas de diseño.

II.6 CARGAS DE GRUA Y DISEÑO DE TRABE CARRIL

Las grúas móviles de las instalaciones industriales y los elevadores son ejemplos en los que intervienen las cargas vivas dinámicas en los edificios. Para tomar en cuenta los efectos dinámicos de las grúas móviles, se incrementan las cargas estáticas verticales aproximadamente un 25% y, para tomar en cuenta la desaceleración sobre la trabe carril, se aplica una fuerza que equivale aproximadamente a un 20% de la carga a lo largo de ella, como se verá más adelante con detalle.

Para seleccionar un cierto tipo de arreglo de la trabe carril, se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones: magnitudes de las fuerzas verticales, laterales y longitudes para las cuales debe diseñarse la estructura; claro de la trabe y separación entre columnas.

Al escoger una sección de prueba para una trabe carril deben tomarse en cuenta los siguientes conceptos: Esfuerzo permisible máximo, deflexiones permisibles máximas, estabilidad lateral y rigidez torsional. En la fig. 2.1 se muestran las secciones más comúnmente usadas.

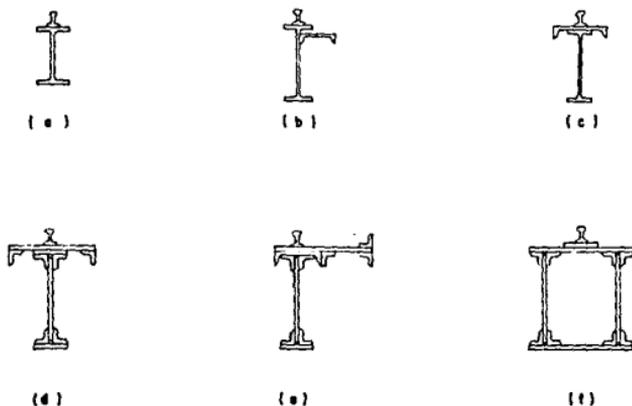


FIGURA: 2.1 SECCIONES PARA TRABES CARRIL

La sección que aparece en la Fig. 2.1.a es un perfil IR estándar, el cual es económico siempre y cuando la magnitud de las cargas y los claros permitan su uso; con el fin de aumentar su capacidad para resistir cargas laterales e incrementar su rigidez torsional, puede agregársele canales de refuerzo, como en 2.1.b y 2.1.c. Nótese que la sección 2.1.c tiene un plano de simetría, mientras que en 2.1.b debe tomarse en cuenta la falta de simetría, al calcular los esfuerzos de flexión. La sección 2.1.d muestra una trabe remachada con sección transversal simétrica, y la 2.1.e muestra una sección similar asimétrica, con refuerzo en el patín superior, para incrementar su rigidez torsional y lateral y su capacidad de carga. Cuando las cargas laterales son altas y la estabilidad lateral y la torsional de la trabe son importantes, las secciones en cajón como la mostrada en 2.1.f resultan altamente ventajosas.

Además de las limitaciones en los esfuerzos, deformaciones y estabilidad de las traveses carril, en su diseño deben considerarse los siguientes problemas especiales.

- a).- Debido a las cargas móviles, con los consiguientes efectos dinámicos y posibles inversiones de esfuerzos, deben diseñarse las conexiones muy conservadoramente. Los remaches que conectan los ángulos de los patines al alma deben diseñarse no solo para el cortante horizontal, sino también para una porción de la carga directa por rueda. Las soldaduras deberán diseñarse también conservadoramente, en vista de que existe la posibilidad de tener un gran número de ciclos de variación de esfuerzos y de impacto.
- b).- Debe suministrarse un apoyo adecuado en los extremos de la trabe, especialmente en cuanto a la manera en que se transmite la reacción del extremo a través de los atiesadores hasta la columna de soporte.
- c).- Los extremos de las traveses giran una cantidad variable, que depende de la posición de la carga sobre ellas. Cualquier tendencia a restringir ésta rotación impondrá grandes momentos en las conexiones extremas; estos momentos y los efectos de fatiga que los acompañan pueden ocasionar dificultades serias. La mejor

práctica de diseño es evitar la restricción de los extremos de la trabe contra la rotación.

d).- En ocasiones se usa la trabe carril para arriostramiento longitudinal de todo el edificio. Esto se logra colocando "patas de gallo" entre las columnas y la trabe, en el plano longitudinal vertical. La variación de las deformaciones de la trabe con el cambio de posición de la carga, así como los efectos dinámicos verticales y longitudinales, pueden ocasionar fallas por fatiga en las conexiones de las patas de gallo, por lo que no debe usarse la trabe para arriostrar el edificio, a menos que se diseñen adecuadamente las conexiones.

e).- Es recomendable usar placas de desgaste entre el riel y la trabe, para reducir al mínimo la posibilidad de una disminución en el área del patín, debida al desgaste.

Especificaciones para análisis y diseño

Como ya se mencionó, para seleccionar una trabe carril depende de magnitud de fuerzas, distancias de apoyo, esfuerzos y deflexiones permisibles. En el Whiting Crane Handbook y en el Manual del A. I. S. C., se encuentran precisamente los datos de las grúas y especificaciones para diseño de las trabes grúa y de las trabes carril respectivamente, y del cual se obtuvieron los datos de la grúa, cargas y requisitos para el diseño estructural de nuestra trabe carril. Las especificaciones para el análisis y diseño de la trabe carril son las siguientes:

A). FUERZAS VERTICALES. Según el A. I. S. C.

- 1.- CARGA MUERTA. La carga muerta estimada en el diseño consistirá del peso del acero utilizado y de todo el material unido o soportado permanentemente por él.
- 2.- CARGA VIVA. La carga viva, será la especificada en el código que sirve de base al diseño de la estructura, o la requerida por las

condiciones del caso.

- 3.- IMPACTO. Para estructuras que soportan cargas vivas que inducen vibración o impacto, la supuesta carga viva deberá ser aumentada de manera suficiente para tener en cuenta los dos efectos mencionados. Si no se especifica otra cosa, el incremento será:

Para soportes de elevadores.....	100 %
Para vigas soporte de grúas viajeras y otras conexiones.....	25 %
Para soportes de maquinaria liviana accionadas por motor no menor que.....	20 %
Para soportes de maquinaria correspondiente a una unidad propulsora, no menor que.....	50 %
Para elementos colgantes soportando pisos y balcones.....	35 %

B). FUERZA LONGITUDINAL. Segun el A.I.S.C.

La fuerza longitudinal, si no se especifica otra cosa, se calculará con el 10 % de las cargas máximas en las ruedas y se aplicará en la cabeza del riel.

C). FUERZA LATERAL. Segun el A.I.S.C.

La fuerza lateral sobre el carril de una grua ocasionada por el efecto del conjunto de la armadura del trolley móvil, si no se especifica otra cosa, se tomará como el 20 % de la suma de los pesos de la carga levantada y de la armadura del trolley (excluyendo las otras partes de la grúa), aplicándose a la parte superior del riel en cada lado de la vía, y deberá considerarse actuando en cualquier sentido normal al carril.

D). MOMENTO TORSIONANTE.

Se puede evitar un estudio complicado de la torsión que se induce, si se calcula el esfuerzo en el patin superior, producido por la carga lateral, suponiendo que el patin superior por si mismo soporta toda la carga lateral. Esta simplificación del problema de análisis proporciona un procedimiento seguro del diseño. Al aplicar la

fórmula de interacción modificada (1.6-2) del AISC, se puede calcular F_{bx} con la fórmula (1.5-6) del AISC, con F_{bx} como se determina para el patín en compresión. En el patín en tensión se puede suponer que el esfuerzo no es afectado por la carga lateral, pero f_{bx} será más grande que en el patín en compresión.

ED. DEFLEXION.

La flecha máxima de diseño sin incluir impacto será:

$L/500$ para grúas de servicio A, B y C
 $L/800$ para grúas de servicio D y E

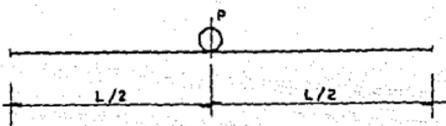
La clasificación del servicio de las grúas es el siguiente:

Tipo A. Mantenimiento.
Tipo B. Ligero
Tipo C. Mediano
Tipo D. Pesado
Tipo E. Cíclico

A continuación se muestran expresiones para calcular momentos flexionantes para traveses carril bajo varias cargas móviles. Se considera para todos los casos "L" (claro de la trabe).

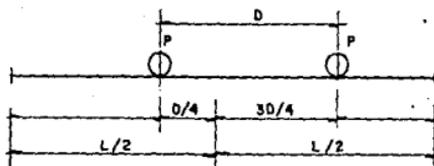
Los siguientes casos son considerados por el Whiting Crane Handbook:

CASO 1:



$$\text{MOMENTO MAXIMO} = \frac{P \times L}{4} \quad (\text{al centro del claro})$$

CASO 2:



$$\text{MOMENTO MAXIMO} = \frac{2P}{L} \left[\frac{L}{2} - \frac{D}{4} \right]^2$$

Donde: D = distancia entre ejes de rueda

Recomendación: Usar caso 1 si:

$$D > 0.586 L \quad \text{o si} \quad L < 1.7065 D$$

Más adelante se verá el análisis y diseño estructural de la trabe carril, específicamente para la Nave Industrial.

II.7 CARGAS POR TEMPERATURA

En las estructuras pueden crearse fuerzas cuando los movimientos relativos entre sus diferentes puntos no pueden producirse con libertad. Estos movimientos relativos pueden ser el resultado de los cambios de temperatura, contracción, asentamientos en algunos de los apoyos. Estas cargas deben considerarse en el diseño, porque pueden producirse fuerzas sorprendentemente grandes en los componentes estructurales, cuando éstos no pueden dilatarse o contraerse libremente.

En los proyectos de grandes estructuras se acostumbra diseñar juntas de dilatación que permitan que la estructura "se libere" cuando haya variaciones de temperatura o de las contracciones, sin deformar ni "agrietar" la estructura. Debe notarse que la temperatura y los esfuerzos producidos por contracción no se desarrollan en las estructuras estáticamente determinadas.

II.8 MATERIALES

El conocimiento completo de los materiales es fundamental para entender el comportamiento de miembros y estructuras, es oportuno hacer un breve análisis de las propiedades físicas importantes de los materiales comunes, al principiar el estudio de la ingeniería estructural. Aunque la mayor parte de las estructuras están sometidas a estados de esfuerzo complejos, en dos y hasta en tres dimensiones, las propiedades básicas estructurales de los materiales de construcción se determinan en probetas sencillas cargadas a tensión o a compresión.

El acero se usa en muy diversas estructuras. Tiene propiedades casi idénticas a la tensión y a la compresión; por tanto, sus propiedades más importantes pueden determinarse por medio de pruebas a la tensión en probetas pequeñas. En la figura 2.2 se muestra la curva de esfuerzo-deformación de un típico acero al carbono estructural. Este acero en particular tiene una resistencia a la cedencia de 36 ksi (2,530 kg/cm²) pero pueden obtenerse aceros con un amplio rango de resistencias, hasta de 100 ksi (7,000 kg/cm²) y mayores. La pendiente

de la curva esfuerzo-deformación es una medida de la rigidez; se le llama módulo de elasticidad, E , y tiene un valor aproximado de 29.000 ksi (2.039×10^6 kg/cm²) en todos los aceros. ϵ_y es la deformación unitaria en el punto de cedencia, y ϵ_p es la deformación plástica unitaria.

Una de las características más importantes del acero al carbono es su ductilidad. Después de la cedencia, la probeta de acero puede sufrir una gran deformación (del orden del 20%) antes de la ruptura final. La resistencia última a la tensión es aproximadamente 50% mayor que la resistencia a la cedencia, en la curva específica que se muestra aquí.

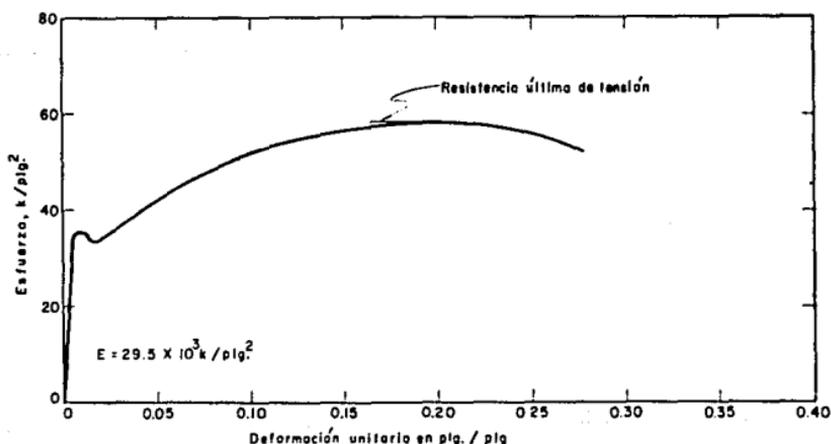


FIG. 2.2 Curva típica esfuerzo-deformación del acero al carbon A-36

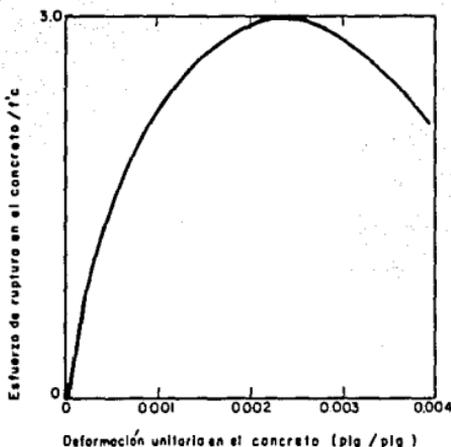


FIG. 2.3 Curva esfuerzo - deformación del concreto a compresión

El concreto es un material completamente diferente al acero, y no debe sorprendernos que los métodos de diseño difieran de los empleados para el acero; el concreto es muy débil a la tensión en comparación con su resistencia a la compresión. La fig. 2.3 es una curva típica de esfuerzo-deformación basada en pruebas de compresión en cilindros. En la práctica, la resistencia a la compresión, $f'c$ varía de 150 a 300 kg/cm^2 , pero pueden hacerse mezclas con las que se obtenga mayor resistencia. El módulo de elasticidad en el concreto aumenta con su resistencia y su valor es aproximadamente igual a un décimo del que tiene el acero. El concreto no tiene una resistencia de cedencia definida, sino que la curva esfuerzo-deformación se prolonga suavemente hasta el punto de ruptura, cuando la deformación de ruptura es aproximadamente de 0.004. Cuando los esfuerzos son más elevados, la falta de linealidad de la curva esfuerzo-deformación presenta algunos problemas para su análisis, debido a que su comportamiento resultante de los miembros de concreto no es lineal. Generalmente en el análisis de las estructuras de concreto reforzado podemos suponer que existe linealidad.

Debido a la baja resistencia a la tensión del concreto se colocan varillas de acero de refuerzo en las regiones de tensión de los miembros de concreto. Por lo tanto, la sección transversal se comporta como una sección compuesta de dos materiales, acero y concreto, que responden como una sola unidad.

Aunque existen muchos aspectos peculiares en el comportamiento del acero y del concreto, es interesante hacer notar que en el diseño de estructuras de acero, el pandeo de los miembros o elementos de placas delgadas es un problema fundamental; en el proyecto de elementos de concreto son de importancia: el agrietamiento, el flujo plástico, el peso muerto y la ductilidad.

II.9 COMBINACIONES DE CARGAS

Para determinar las combinaciones críticas de carga, debe aplicarse un buen criterio desde el punto de vista de la ingeniería. No es necesario superponer todas las cargas máximas. Por ejemplo, como la probabilidad de su ocurrencia simultánea es mínima, las cargas máximas de viento no se combinan con las cargas máximas de sismo. Generalmente los reglamentos especifican las combinaciones críticas. El método lógico sería apoyar el análisis de cargas en un procedimiento estadístico y probabilístico, pero es necesario que la información sea lógica lo que en la actualidad todavía está lejos de ser un hecho.

Reconociendo la poca probabilidad que existe de la ocurrencia simultánea de las cargas máximas del viento y de los sismos, con el valor completo de las otras cargas vivas, los reglamentos generalmente admiten un aumento de 33% en los esfuerzos admisibles bajo estas combinaciones de carga.

Para las cargas vivas mal definidas se requiere de factores de seguridad mayores que para las cargas muertas. Por esta razón también se acostumbra agrupar las diferentes cargas de acuerdo con los factores de seguridad que se les asignen. La probabilidad de que se produzcan las combinaciones críticas y sus efectos en la seguridad de sus ocupantes y en las pérdidas económicas producidas por la falla varía mucho de una estructura a otra.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal especifica que la seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a).- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorables se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.
- b). Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados.

II.10 SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Los requisitos de seguridad representan la responsabilidad principal del ingeniero especialista en estructuras, porque son los medios más directos para proteger la vida y la propiedad. Para cumplir con esta grave responsabilidad, el ingeniero debe tener pleno conocimiento del medio, de los usos de la estructura y del comportamiento de los materiales de construcción y luego debe usar estos conocimientos para predecir su comportamiento estructural. Una parte importante de este proceso es el criterio que se necesita para fijar tolerancias donde tomen en cuenta las incertidumbres que intervienen en la predicción de los efectos de las cargas y en la respuesta estructural.

Generalmente se encuentran dos puntos de vista en las especificaciones y reglamentos: el primero de estos se basa en el criterio de esfuerzos permisibles; el segundo en el criterio de la resistencia.

DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES

El diseño por esfuerzos permisibles comienza con la elección de las cargas de trabajo adecuadas. La naturaleza y magnitud de las cargas de trabajo para el diseño se basan en el tipo de estructura.

Puede suceder que los reglamentos no abarquen todos los casos posibles.

Una vez que se han fijado las cargas de trabajo, la estructura se analiza suponiendo que se comporta elásticamente y se determinan los esfuerzos. Los grupos adecuados para la redacción de reglamentos especifican los esfuerzos máximos admisibles. Estos esfuerzos permisibles se eligen como una fracción (aproximadamente 80%) del esfuerzo correspondiente a la falla, cualquiera que sea el tipo de falla que rija; ésta puede ser el esfuerzo por pandeo, el esfuerzo límite por fatiga, el esfuerzo de cedencia u otros esfuerzos asociados a la falla. Con este procedimiento se asegura que, en servicio normal, la estructura se comportará en forma casi elástica y que no estará sujeta a pandeo, fatiga o a otra forma de falla.

DISEÑO POR RESISTENCIA

En el diseño por resistencia se empieza por determinar las cargas de trabajo para el diseño, como en el caso del diseño por esfuerzos permisibles. Estas cargas se multiplican luego por factores de carga, para determinar la resistencia requerida. El factor para las estructuras de ingeniería civil es aproximadamente 1.5, pero puede variar, de acuerdo con el tipo de carga o de combinaciones de carga.

Los diseños del acero estructural para algunos tipos de edificios y puentes puede efectuarse usando el método de resistencia. Se le llama diseño plástico, debido a la plastificación que ocurre en la sección transversal del acero cuando los momentos aplicados son iguales a la resistencia a la cedencia de la sección. El diseño de estructuras de concreto por medio de este método se llama diseño por resistencia. En el caso de estructuras de concreto, la variabilidad propia de los materiales y las dimensiones en el campo precisa del uso de un factor de reducción de la capacidad, el cual varía aproximadamente de 0.65 a 0.9; el factor se aplica a la resistencia teórica del miembro, para estimar la resistencia mínima que realmente

tiene.

Todos los métodos para obtener la seguridad estructural se basan en el hecho de que se necesita un margen de seguridad para cubrir la incertidumbre acerca de cargas, materiales, métodos de análisis y calidad de la construcción. La teoría de las probabilidades puede usarse para hacer modelos de problemas de incertidumbre, y parece que en un futuro cercano contribuirán a solucionar este tipo de problemas en la seguridad estructural. Ya se han hecho algunos progresos y se dispone ahora de métodos que pueden ayudar en la determinación de los factores de carga o de otros parámetros que intervienen en las decisiones sobre la seguridad. La ingeniería estructural depende en gran parte de la intuición y del criterio, basados en la experiencia, de manera que las decisiones sobre la seguridad no pueden tomarse valiéndose únicamente de los métodos analíticos de la probabilidad y la mecánica. Las decisiones del ingeniero experimentado siempre serán el factor más importante en el diseño.

No puede decirse que haya un estudio completo sobre los medios que se emplean para lograr seguridad si no se toman en cuenta las consecuencias de la falla. El conocimiento de algunas fallas catastróficas ocurridas en el pasado puede ser útil al ingeniero, que debe diseñar para el futuro.

II.11 FUNCIONALIDAD

Muchos hemos sentido los efectos molestos del movimiento o de la vibración de los pisos de los edificios o de otras estructuras, como los producidos por maquinaria o simplemente por el movimiento de la gente. También hemos observado que las vigas muy cargadas se flexionan hacia abajo, dando mal aspecto. Estos signos tan evidentes de mal comportamiento estructural no son comunes; por lo general, una estructura parece rígida o inmóvil, aunque cada elemento de soporte está sometido a esfuerzos y a las correspondientes deformaciones. El efecto acumulativo de la deformación es que la estructura se desplaza de su posición original. Una actividad fundamental del ingeniero en estructuras es entender, controlar y dirigir este importante comportamiento, para obtener una estructura que se comporte de una

manera aceptable. La tendencia a utilizar materiales mas fuertes, con las correspondientes secciones mas ligeras y delgadas, trae consigo problemas crecientes de vibración y flexión.

Las vigas flexionadas hacia abajo son antiestéticas y dan a la estructura apariencia de debilidad, aunque la resistencia pueda ser lo bastante adecuada. Entonces, pueden establecerse limites a la flecha, para asegurar una apariencia satisfactoria. Generalmente se les da una contraflecha a las vigas, o sea, que se construyen con una curvatura inicial opuesta a la producida por las cargas, de manera que los desplazamientos producidos por la carga no parezcan grandes.

La vibración de un piso puede tambien controlarse, limitando el desplazamiento estático. Los usuarios pueden considerar malos los pisos en que los pesos producen una vibración perceptible. Este aspecto del comportamiento está muy relacionado con la flecha visible, ya que ninguno de ellos indica debilidad, pero dan la sensación psicológica de ella.

Otro factor de control importante para los requisitos respecto a las flechas está relacionado con la interacción entre los componentes estructurales y los factores arquitectónicos.

La flecha puede limitarse por razones ajenas a la apariencia o la compatibilidad con los materiales de construcción.

La determinación del desplazamiento estático y la manera de evitarlo por medio de la especificación de requisitos para tenerla sobre la rigidez adecuada es quizá uno de los problemas más sencillos para el ingeniero en estructuras. Sin embargo, es probable que los problemas de vibración sean difíciles e imprevisibles. La vibración producida por la maquinaria giratoria o con movimiento recíproco puede ser peligrosa para las estructuras, además de ser inaceptable desde el punto de vista de la comodidad humana. Las frecuencias naturales de la estructura, que dependen de la masa y de la rigidez, deben controlarse con objeto de evitar la vibración destructiva. El viento y los sismos pueden producir todavía más dificultades. Aquí la carga es fortuita y la respuesta de la estructura es un proceso aleatorio complicado.

La funcionalidad incluye varios aspectos adicionales de comportamiento. La estructura debe ser durable. Los materiales deben elegirse prestando atención a los efectos de la corrosión o el

deterioro, todos los materiales tienen sus ventajas y desventajas a este respecto. El acero está sujeto a corrosión pero puede pintarse o galvanizarse; en algunos aceros modernos, llamados aceros para intemperie, se forma una capa dura de óxido que resiste la corrosión.

II.12 REGLAMENTOS DE DISEÑO

Se dice que los antiguos ingenieros que construyeron las grandes pirámides, el Partenón y los grandes puentes romanos, eran controlados por muy pocas especificaciones, lo que ciertamente es verdad. Por otra parte, podría decirse que sólo algunos de esos grandes proyectos fueron realizados en el transcurso de muchos siglos, y que lo fueron aparentemente sin tomar en cuenta el costo de materiales, trabajo y vidas humanas. Probablemente fueron construidos intuitivamente y bajo ciertas reglas empíricas desarrolladas por las observaciones de las medidas mínimas o resistencia de miembros que fallarían precisamente bajo condiciones dadas. Seguramente que sus numerosas fallas no han sido registradas históricamente y sólo sus éxitos han perdurado.

En la actualidad la construcción de estructuras implica la intervención de propietarios, diseñadores (ingenieros y arquitectos), fabricantes y constructores. En primer término, diseñadores y propietarios deben llegar a un acuerdo en cuanto a los requisitos generales del proyecto; basados en ellos, los diseñadores preparan planos y especificaciones que describen el proyecto en detalle. Estos planos y especificaciones sirven a fabricantes y constructores para construir la estructura; en este proceso, las especificaciones juegan un papel importante ya que definen normas de calidad aceptables para los materiales y la mano de obra, tanto en fabricación como en montaje.

Se utilizan tres tipos de especificaciones: de proyecto, de materiales, y códigos o especificaciones de diseño.

Las especificaciones de proyecto, junto con los planos, suministran a los contratistas (fabricantes, montadores y otros proveedores de servicios) información completa referente a los requisitos precisos establecidos por el propietario y el ingeniero para la estructura terminada. Dichas especificaciones forman la base

del contrato legal entre el propietario y el contratista y por lo tanto su exactitud, alcance y claridad son de gran importancia.

Una de las especificaciones de materiales que más es aceptada es la que edita la Sociedad Americana para Ensayo de Materiales (American Society for Testing Materials, ASTM) y varias dependencias gubernamentales preparan normas para tipos específicos de productos.

Los códigos y especificaciones de diseño son preparados por varias asociaciones profesionales y oficinas gubernamentales, y dictan el criterio mínimo aceptable para diseño. Esto incluye recomendaciones de cargas, esfuerzos y deformaciones límites, así como requisitos especiales que controlan el proporcionamiento de miembros y conexiones; a menudo, dichas especificaciones se aplican a un tipo limitado de estructuras. Las especificaciones generales más ampliamente aceptadas para edificaciones de acero son las del Instituto Americano de la construcción en Acero (American Institute of Steel Construction, AISC), y para aspectos especiales de diseño se usan las de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society, AWS), el Instituto Americano del Hierro y el Acero (American Iron and Steel Institute, AISI), el Instituto de Vigas de Acero de Celosía (Steel Joist Institute, SJI), y otras. En cuanto a estructuras de concreto las especificaciones más usadas son las del Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute, ACI). Las especificaciones regionales, locales y los reglamentos de construcción de las ciudades, se basan generalmente en las especificaciones mencionadas anteriormente.

En la ciudad de México se tiene el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal con sus Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, acero, madera, mampostería, y para diseño por sismo y viento; las cuales fueron editadas por el Departamento del D.F. y revisadas aumentando los factores de seguridad a raíz de los sismos registrados en Septiembre de 1985. También se tienen diferentes manuales o normas como son; los manuales de diseño de la Comisión Federal de Electricidad CFE y el Manual de diseño de estructuras de acero editado por el Instituto Mexicano de la Construcción del Acero, IMCA, entre otras.

Aunque las distintas especificaciones pueden discrepar en ciertos conceptos, todas ellas se basan en los siguientes requisitos generales para lograr una estructura satisfactoria: (a) el material debe ser apropiado y de calidad adecuada, (b) en el diseño deben considerarse las cargas y condiciones de servicio adecuadas a cada caso, (c) el diseño y los cálculos deben hacerse de manera que la estructura y sus detalles posean la rigidez y resistencia requeridas, y (d) la mano de obra debe ser buena. Las cargas recomendadas por las diferentes especificaciones son únicamente aproximaciones de las condiciones reales, para propósitos de diseño; en algunos casos, pueden ser excedidas por las cargas máximas reales como, por ejemplo, cargas de viento en edificios aislados, o aglomeraciones poco usuales de vehículos pesados comerciales o militares en puentes de claro corto en carreteras. Así también, los métodos de análisis de esfuerzos que se usan en la práctica no están basados en teorías exactas y pueden ser demasiado conservadores o bien todo lo contrario; además los métodos de fabricación y montaje varían siempre y no pueden ser controlados en todos los casos de manera tal que pueda asegurarse una alta calidad de manufactura. Generalmente se compensan todas estas eventualidades mediante la especificación de un esfuerzo permisible de diseño considerablemente menor que la resistencia de fluencia del material.

Vemos entonces que las especificaciones para diseño estructural representan un acuerdo entre las consideraciones teóricas y los requisitos prácticos; por tanto, dichas especificaciones no son enteramente racionales y para algunas estructuras o condiciones de carga pueden llevar a resultados más conservadores que para otras. También, los valores de las cargas y esfuerzos permisibles están basados generalmente en experiencias pasadas y en resultados de investigaciones, por lo que deben ser revisados periódicamente para estar de acuerdo con los últimos descubrimientos.

En el análisis final, el ingeniero tiene la responsabilidad de que la estructura sea suficientemente segura, ya sea que las especificaciones resulten o no aplicables.

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NAVE

En este capítulo se analiza y diseña la nave industrial en particular. Se propone la estructuración conveniente basándose en la experiencia y en el criterio del ingeniero estructurista. Se analizan todos los miembros que componen la estructura bajo todas las cargas que actuarán en su vida útil, las cuales se combinan siguiendo las recomendaciones de los reglamentos de diseño y el criterio propio del diseñador. Esto último es muy importante ya que de ello depende crear una estructura económica con un grado razonable de seguridad.

La estructura de la nave se analiza, se obtienen los elementos mecánicos de todos los miembros componentes para todas las combinaciones de carga y enseguida se revisa el dimensionamiento de las piezas estructurales para que cumplan con las especificaciones y normas de seguridad para que tenga un funcionamiento adecuado durante su vida útil.

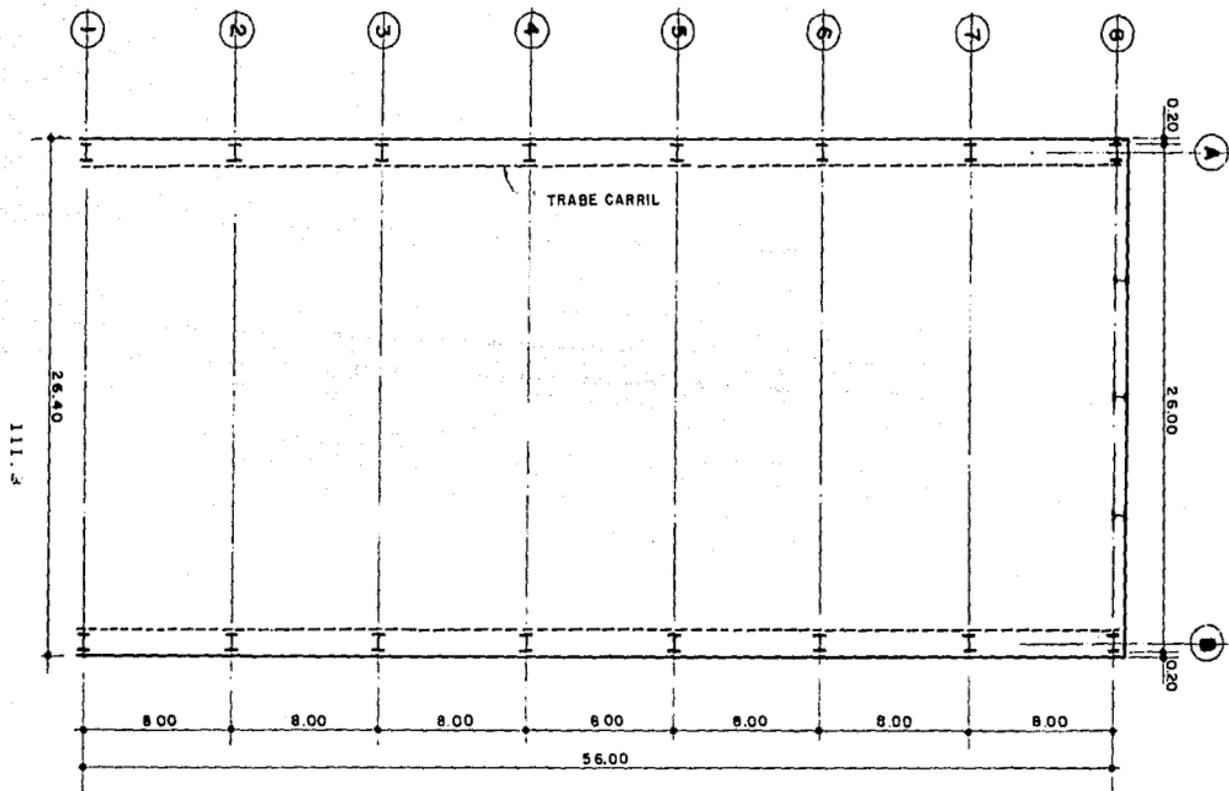


FIG 3.2 PLANTA

III.4

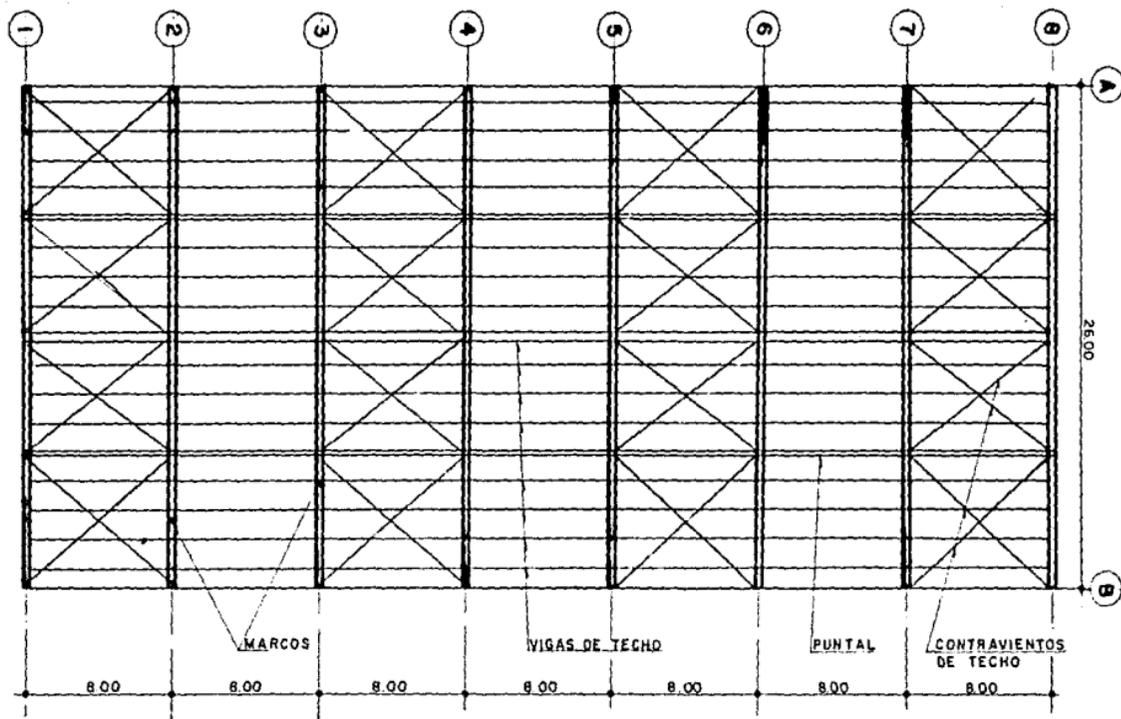


FIG. 3.3 PLANTA ESTRUCTURAL DE TECHO

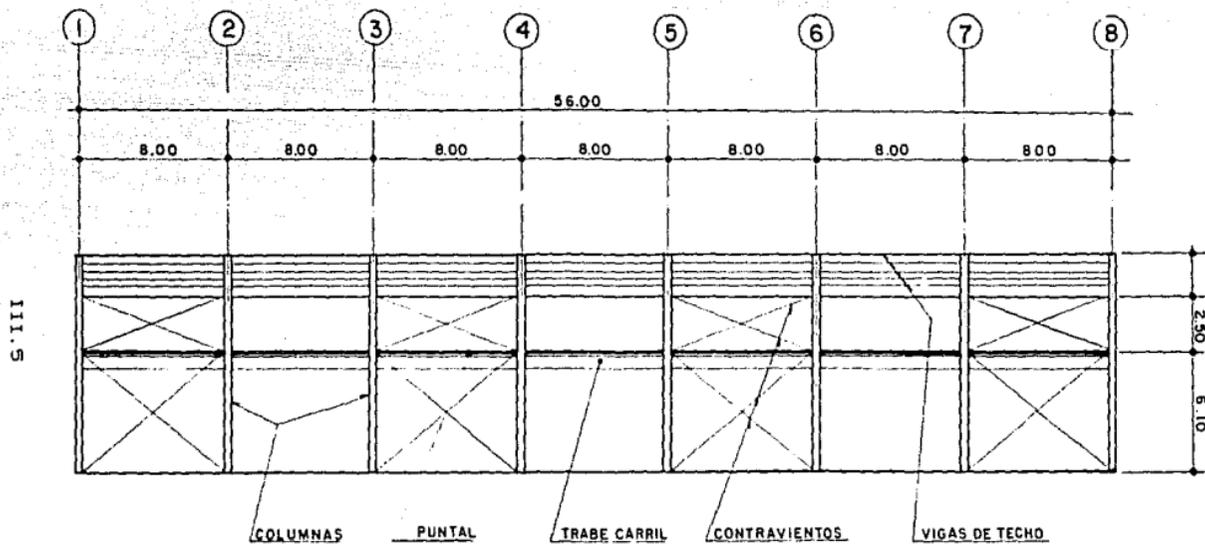


FIG. 3.4 MARCO LONGITUDINAL Y VISTA LATERAL DE SU ESTRUCTURA COMPLEMENTARIA

III.2 CARGAS CONSIDERADAS

Como ya se mencionó anteriormente para diseñar una estructura se deben considerar las diferentes cargas a las que estará sujeta durante su vida útil, las cuales en el caso específico de la nave industrial son las que a continuación se detallan:

1.- CARGA MUERTA. Es el peso propio de los diferentes elementos estructurales, cubierta y equipo fijo, esta carga es permanente. Los valores que se consideran son los siguientes:

Lámina metálica de techo	7.0 kg/m ²
Viga de techo y piezas secundarias ...	7.0 kg/m ²
Contravientos	2.0 kg/m ²
Instalaciones diversas	2.0 kg/m ²
Peso propio armadura	12.0 kg/m ²

C.M. = 30.0 kg/m² (ver fig. 3.5)

Cabe hacer notar que la trabe carril también es carga permanente, esta se analiza en conjunto con la grúa viajera.

2.- CARGA VIVA GRAVITACIONAL. Por lo general viene especificado en los reglamentos de construcciones estatales o institucionales, para nuestro caso y de acuerdo al Reglamento de Construcciones del D.D.F. para pendientes de azotea mayores del 5 % se considera lo siguiente:

Carga viva gravitacional CV... = 40 kg/m² (ver fig. 3.6)

3.- CARGA VIVA ACCIDENTAL. Al igual que la gravitacional es una carga accidental que depende de la geometría y uso de la estructura, la cual según el RCDDF se considera:

Carga viva sísmica CVS = 20 kg/m²

La cual se aplicará para obtener las fuerzas sísmicas como se verá más adelante.

Otras cargas consideradas para el caso en estudio son las debidas al viento, sismo y grúa viajera las cuales se obtienen por separado ya que dependen de la geometría y estructuración de la nave.

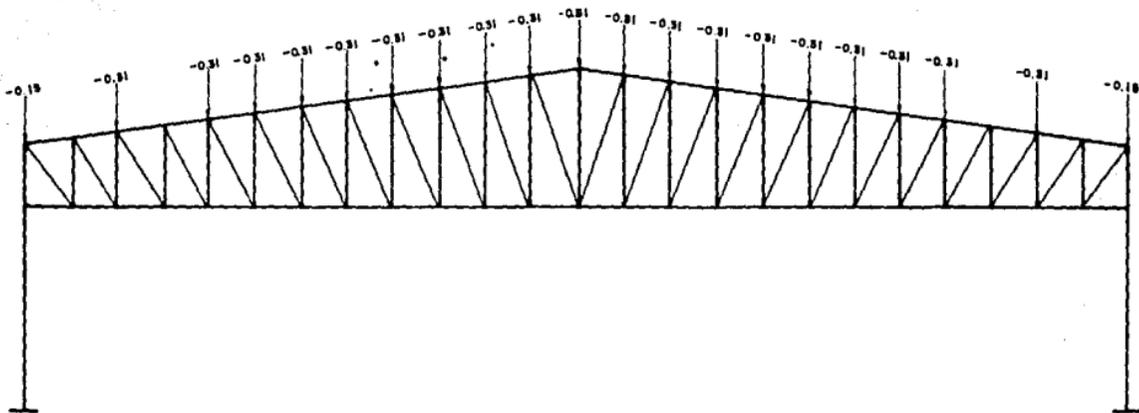


FIG. 3.5 CARGA MUERTA DEL TECHO

S. III

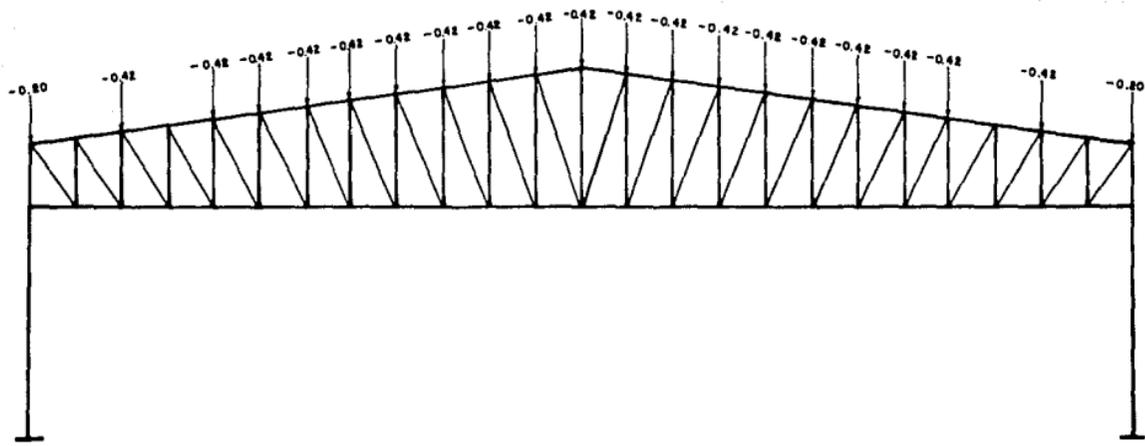


FIG. 3.6 CARGA VIVA GRAVITACIONAL

III.3 CARGAS DE VIENTO

Para fines de diseño, según el Manual de Diseño por Viento de la Comisión Federal de Electricidad, la Nave Industrial se clasifica de acuerdo a su destino y a las características de su respuesta ante la acción del viento.

Según su destino, la estructura pertenece al Grupo B, el cual tiene las siguientes características:

Estructuras en las que el cociente entre el costo de una falla y el costo de incrementar la resistencia es de magnitud moderada. Este es el caso de presas, plantas industriales, bodegas ordinarias.

De acuerdo a las características de su respuesta ante el viento, la estructura pertenece al Tipo 1, con las siguientes características:

Estructuras poco sensibles a ráfagas y a efectos dinámicos del viento, como son: bodegas, naves industriales, teatros, auditorios y otras construcciones cerradas, techadas con sistemas de arcos, traveses, armaduras, losas, cascarones u otros sistemas de cubiertas rígidas; es decir, que sean capaces de tomar las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría.

DETERMINACION DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO.

La velocidad de diseño es función de los siguientes parámetros: localización geográfica, probabilidad de excedencia, topografía en la vecindad de la estructura y características de la estructura.

- La nave industrial se ubica en la Zona Eólica no. 5.
- Dado que es un almacén industrial perteneciente al Grupo B, le corresponde una velocidad regional $V_r = 80 \text{ Km/hr}$, con un periodo de recurrencia de 50 años.
- La velocidad básica, V_b , se obtiene a partir de la velocidad regional V_r , de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_b = K V_r$$

donde:

$K = 1.00$, campo abierto, terreno plano.

$$V_b = V_r = 80 \text{ Km/hr}$$

- La velocidad de viento varía con la altura sobre el nivel del terreno. Dado que la nave industrial tiene en promedio una altura de 10 mts, no es necesario corregir la velocidad de viento por altura, por lo que:

$$V_z = V_b = 80 \text{ Km/hr}$$

- Finalmente la velocidad de diseño es:

$$V_d = FR V_z$$

donde :

$$FR = \text{Factor de Ráfaga} = 1.00 \text{ por lo que:}$$

$$V_d = V_z = 80 \text{ Km/hr}$$

FUERZAS DE VIENTO SOBRE EL EDIFICIO

Para obtener la fuerza de viento, se seleccionan los marcos más desfavorables calculándose la presión que ejerce el viento con base en los coeficientes de las diferentes zonas en las que se divide el edificio según la dirección del viento: Normal o Paralelo a las generatrices. A continuación se obtiene la fuerza uniformemente distribuida tomando el área tributaria considerando marcos a cada 8 mts. Posteriormente se obtienen las cargas puntuales que le transmiten al marco los largueros.

Para calcular la presión del viento se utiliza la expresión vista en el Capítulo II:

$$p = 0.0048 G C V_d^2$$

donde $G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$ siendo $h = 2.2 \text{ km}$

por lo que $G = \frac{8 + 2.2}{8 + 2(2.2)} = 0.83 \approx 1.00$

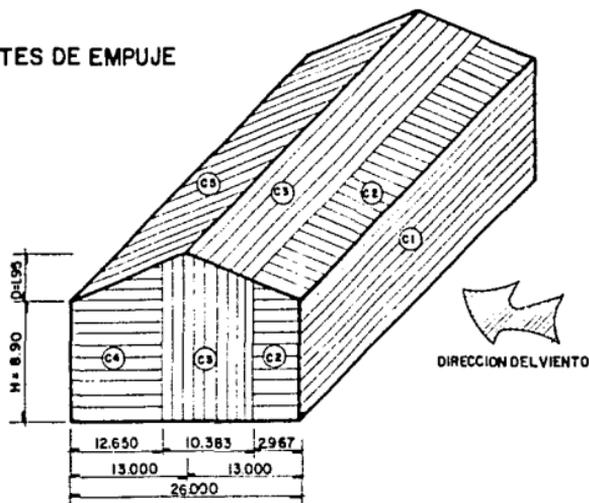
$$p = 0.0048 (1.0) (80^2) C$$

finalmente $p = 30.72 C$ (presión en kg/m^2)

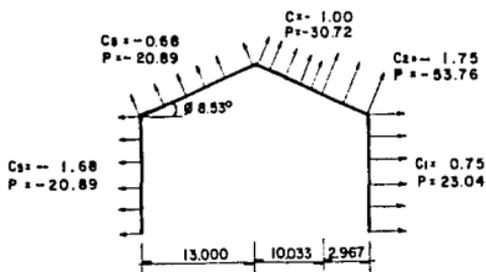
En la figura 3.7 se muestra el edificio con el viento normal a las generatrices y en la figura 3.8 con el viento paralelo a las generatrices. Finalmente se resume en la fig. 3.9 las fuerzas que ejerce el viento sobre el marco.

a).- COEFICIENTES DE EMPUJE

C1 = 0.75
 C2 = -1.75
 C3 = -1.00
 C4 = -0.40
 C5 = -0.68



b).- FUERZAS DE VIENTO (P) POR UNIDAD DE AREA (Kg/m²)



c).- FUERZAS (P) CONSIDERANDO MARCOS A CADA 8mts(Kg/m)

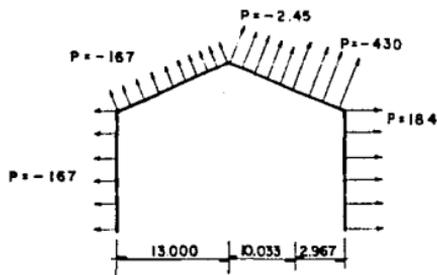
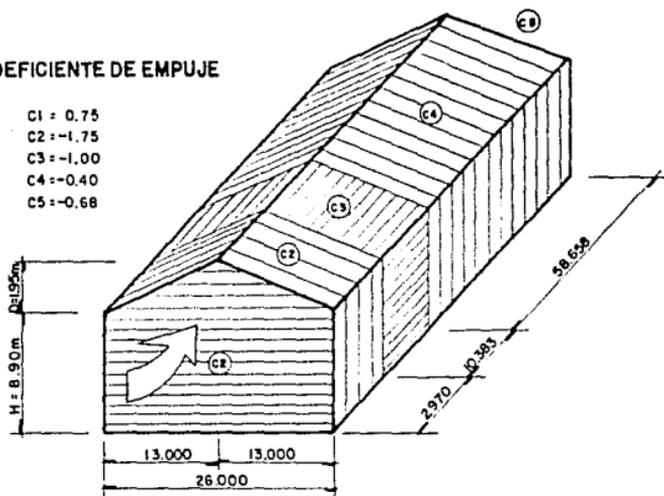


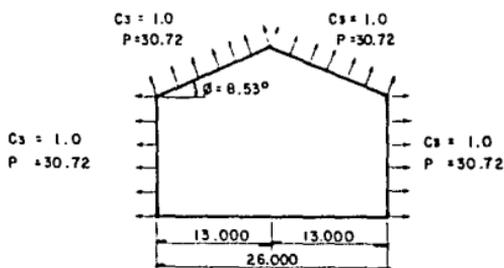
FIG. 3.7 VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

a).- COEFICIENTE DE EMPUJE

C1 = 0.75
 C2 = -1.75
 C3 = -1.00
 C4 = -0.40
 C5 = -0.68



b).- FUERZAS DE VIENTO POR UNIDAD DE AREA (Kg/m²)



c).- FUERZA CONSIDERADO MARCOS A CADA 8mts (Kg / m)

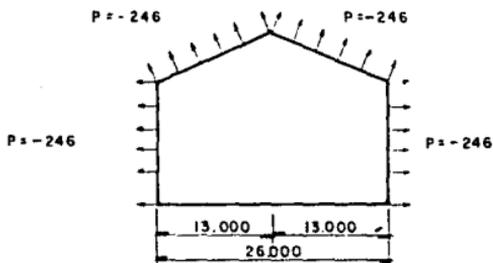


FIG. 3.8 VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES

III.4 CARGAS SISMICAS

Para valuar la fuerza sismica que actúa sobre el edificio, se utilizará el Método Estático, ya que la Nave Industrial no es propiamente una estructura alta que requiera de un análisis sismico mas riguroso como sería el utilizar el Método Dinámico. La aplicación de éste método consta esencialmente de los siguientes pasos:

- a).- Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas, en dos direcciones ortogonales.
- b).- Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (marcos y/o muros).
- c).- Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le corresponden.

Las fuerzas cortantes sismicas en los diferentes niveles de una estructura pueden valuarse suponiendo un conjunto de fuerzas que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. La fuerza actuante donde se concentra la masa "i" es igual al peso de la misma "W_i", por un coeficiente proporcional a la altura "h_i" de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a c/Q.

donde: V = Fuerza cortante
 W = Peso del nivel considerado
 c = Coeficiente sismico
 Q = Factor de comportamiento sismico

Para la Nave Industrial, la fuerza horizontal "V" aplicada al centro de masa del único nivel que se tiene, está dada por:

$$V = \frac{c}{Q} W$$

donde: c = 0.16 para zona I (terreno firme)
 Q = 2 (Factor de comportamiento sismico)

La carga Viva que establece el Reglamento del D.F. para diseño Sismico y por Viento corresponde a la carga Instantánea "W_a" y es:

- Para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5.0 % = 20 Kg/m²

Por lo que:

$$\text{Carga Muerta} = 30 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva} = 20 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso Total } W = 50 \text{ Kg/m}^2$$

Peso para columna considerando un area tributaria de 8×13 mts:

$$W = \frac{26}{2} \times 8 \times 50 = 5,200 \text{ Kg} = 5.2 \text{ Ton}$$

Aplicando la ecuación para obtener el cortante sismico que actúa en cada columna:

$$V = (\text{Fuerza cortante sismica}) = \frac{0.18}{2} (5.2)$$

$$V = 0.416 \text{ Ton}$$

Las fuerzas sismicas están representadas en la fig. 3.10.

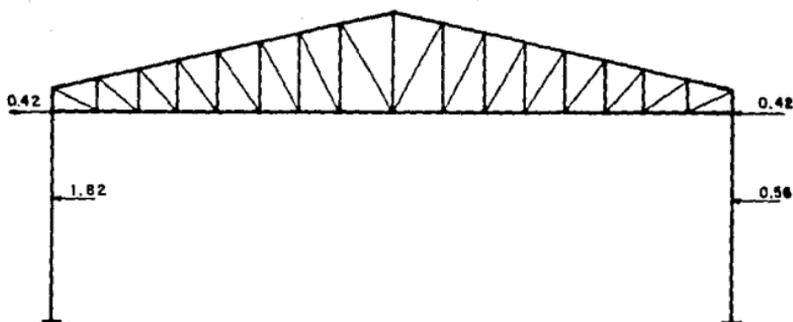


FIG. 3.10 FUERZAS DE SISMO

III.5 DIMENSIONAMIENTO DE TRABE CARRIL Y CARGAS DE GRUA

Las cargas de grúa se consideran especiales para el diseño de un edificio industrial. Por ello en esta sección se analizan las cargas que la grúa le transmite al marco y también se obtienen las cargas que afectan a la trabe carril y se llega al dimensionamiento de la misma, de acuerdo a los antecedentes que se mencionan en la sección 6 del capítulo II.

DATOS PRELIMINARES.

Considerando las especificaciones del Whiting Crane Handbook y del A.I.S.C. y todo lo referente a trabes carril ya mencionado, se dimensionará la trabe carril para la nave industrial que se está diseñando.

La longitud de la trabe carril estará definida por la separación entre columnas de la nave industrial que para este caso es $L = 8.00$ mts (26.24 ft) a ejes de columnas y estará sujeta a las cargas que le transmita la grúa viajera, que como ya se ha mencionado es de capacidad para 10 ton.

Los datos de la grúa se pueden obtener de los manuales de los fabricantes; este trabajo está basado en los del Whiting Crane Handbook y son los siguientes:

Grúa de Capacidad -----	10 ton (22.03 kips)
Claro de la Grúa -----	80 ft
Descarga máxima por rueda -----	31,200 lb
Separación entre ruedas -----	11 ft 6 pulg
Tipo de riel 60 ASCE -----	20 lb/ft
Peso neto de la grúa -----	55,400 lb
Peso del trolley (carretón de la grúa)	8,100 lb
Servicio de la grúa -----	Tipo C

ANÁLISIS DE CARGAS PARA TRABE CARRIL

De acuerdo a las especificaciones del AISC, la trabe carril está sujeta a 3 tipos de fuerzas: Carga Vertical (Fv), Fuerza Horizontal (Fh) y Fuerza Longitudinal (FL); además del peso propio del riel y trabe carril (W).

- a). Carga Vertical. Se obtiene multiplicando la carga máxima por rueda por el factor de impacto que en éste caso es el 25% y es la siguiente:

$$F_v = 1.25 \times 31.20 = 39.0 \text{ kips} \quad (17.706 \text{ ton})$$

la cual se colocará de tal manera que produzca el máximo momento.

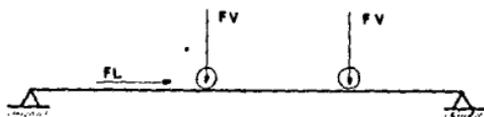
- b). Fuerza Horizontal. La especificación AISC estipula una carga lateral correspondiente al 20 % del peso del trolley más la carga elevada, aplicándose la mitad a cada lado del soporte del puente de la grúa. Puesto que hay 2 ruedas en cada lado del soporte, la carga lateral se encuentra dividida en 4. Así, la carga lateral es:

$$F_h = 0.20 (22.03 + 8.10)/4 = 1.51 \text{ kips} \quad (0.68 \text{ ton})$$

Esta es también una carga móvil y debe ser colocada en la posición en que produzca el máximo momento.

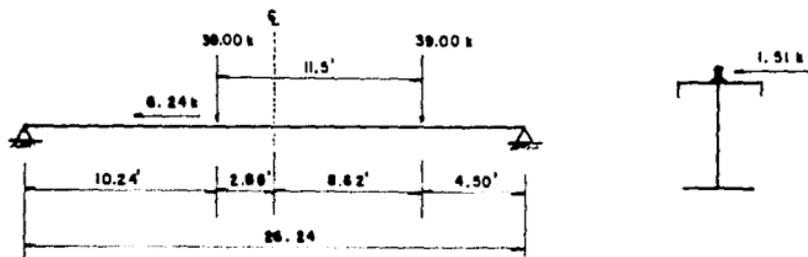
- c). Fuerza Longitudinal. En cuanto a la fuerza a lo largo de la trabe, el AISC especifica que se tomará el 10% de la carga máxima sobre ruedas (sin incluir el impacto), y es la siguiente:

$$F_L = 0.10 \times 31.20 \times 2 = 6.24 \text{ kips} \quad (2.83 \text{ ton})$$



ELEMENTOS MECANICOS

De acuerdo a lo visto anteriormente se considera la condición más desfavorable en cuanto a la posición de cargas móviles. Y como se demuestra en muchos libros de análisis estructural, el momento máximo debido a un sistema de cargas móviles de 2 ruedas se encuentra bajo la rueda más cercana al centro del claro cuando ésta y el centro de gravedad del sistema móvil de cargas son equidistantes del centro del claro.



suponemos un peso propio de trabe carril y riel $w = 0.15$ kips/pie (0.22 T/m)

Con el fin de obtener una sección de tanteo calculamos el momento máximo con las cargas de las ruedas. Se indica en el manual AISC que cuando la distancia entre 2 cargas iguales móviles es menor que 0.588 veces el claro, el momento máximo se obtiene con la siguiente expresión:

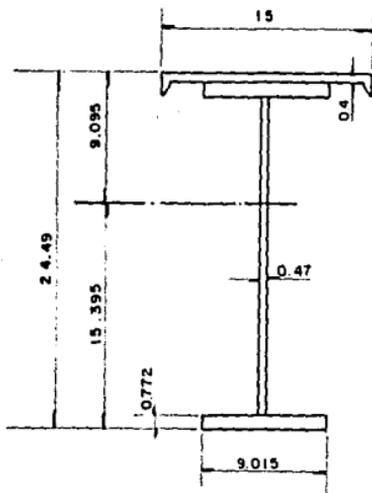
$$M = 2P/L (L/2 - D/4)^2 \quad \text{para } D < 0.588 L$$

efectuando las operaciones tenemos:

$$0.588 (26.24) = 15.37 \text{ ft} > D = 11.5 \text{ ft}$$

$$M = \frac{2(39)}{26.24} \times \left[\frac{26.24}{2} - \frac{11.5}{4} \right]^2 = 312.00 \text{ kips-ft}$$

Para proponer una sección W del manual AISC se empleará 2 veces el momento máximo obtenido y tomando en cuenta que la carga lateral se aplica en el patín superior, la solución más económica en éste caso es incluir una canal en la parte superior del patín. En éste punto se tiene que hacer notar que la experiencia del Ingeniero estructurista es muy valiosa ya que con ello encontrará más fácilmente la sección más económica y más adecuada, debido a que en éste caso se tiene que proponer una sección y después revisarla para que cumpla con las especificaciones de diseño. En este caso se propondrá una sección W24x84 reforzando el patín superior con una canal C15x33.9 para incrementar su rigidez torsional y lateral, quedando de la siguiente forma:



SECCION COMPUESTA POR
W 24 x 84 + C 15 x 33.9

PROPIEDADES DE LA SECCION

$I_x = 3340 L^4$
$S_{xt} = 217 L^3$
$S_{xc} = 368 L^3$
$r_x = 9.82 L$
$I_y = 409 L^4$
$S_y = 94.6 L^3$
$r_y = 3.44 L$
$A = 34.66 L^2$

NOTA:
ACOTACIONES EN PULGADAS

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y CORTANTES PARA CARGA VERTICAL Y LONGITUDINAL.

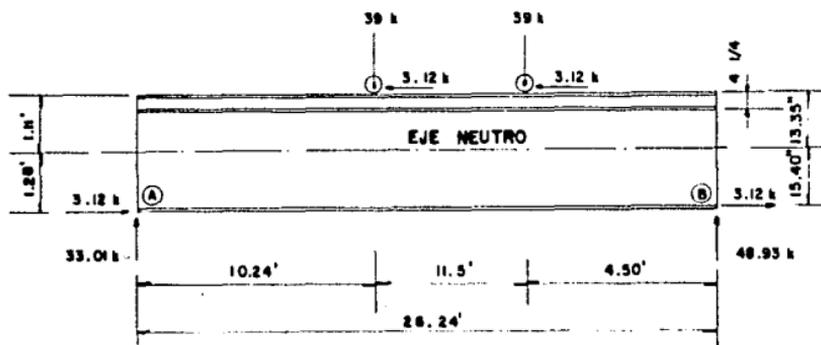


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

Puesto que tanto las cargas verticales como las longitudinales se encuentran en el plano vertical de la viga, el centro de momentos debe siempre ser tomado sobre su eje neutro, tanto para hallar las reacciones como para calcular el momento de flexión en cualquier punto a lo largo de la viga. Con un poco de intuición resultará evidente que la carga longitudinal en el tope del carril tiene en algo el mismo efecto sobre la viga que la aplicación repentina de los frenos en un carro; el extremo delantero desciende y la parte trasera se levanta. En el caso de la trabe carril de la grúa, la reacción hacia la que el puente de grúa se desplaza aumenta y la otra disminuye en la misma cantidad.

Refiriéndonos al diagrama de cuerpo libre, si la reacción a la izquierda se indica por V_a entonces tomando momentos con respecto al punto B:

$$V_a = ((0.15 \times 26.24 \times 13.12) + (39 \times 16) + (39 \times 4.5) + (2 \times 3.12 \times 2.39)) / 26.24 = 33.0 \text{ Kips}$$

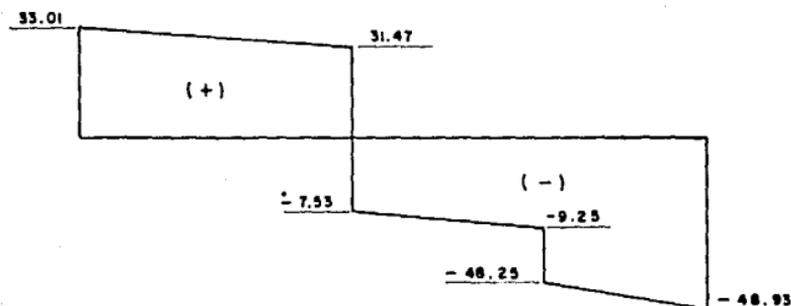
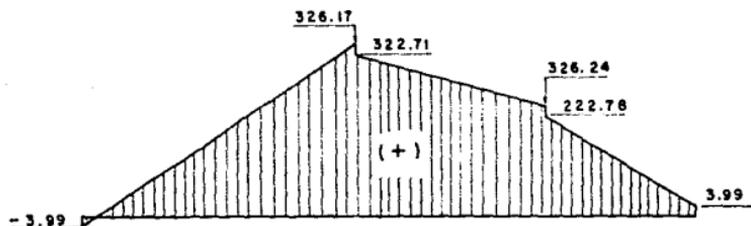
De manera similar, tomando momentos con respecto al punto A, la reacción a la derecha es:

$$V_b = 48.93 \text{ kips.}$$

La reacción horizontal de 3.12 kips en el extremo izquierdo produce un momento negativo en dicho punto de:

$$3.12 \times 1.28, \text{ o sea } 3.99 \text{ kips-ft.}$$

Los momentos en los otros puntos sobre el diagrama de momentos pueden hallarse aplicando los principios de estática.



MOMENTO FLEXIONANTE DEBIDO A CARGA LATERAL

La carga lateral como ya se vió es igual a $Fh = 1.51$ kips. Esta es también una carga móvil y debe ser colocada en la posición en que produzca el máximo momento. Naturalmente, siempre se aplicará en el mismo punto que la carga de rueda, dado que procede de la misma fuente. Así que el momento máximo es el siguiente :

$$M_h = (2 \times 1.51 / 26.24)(26.24/2 - 11.5/4)^2 = 12.08 \text{ kips-ft}$$

REVISION DE LA SECCION PROPUESTA DE LA TRABE CARRIL A. I. S. C.

a). - Esfuerzo Permissible a flexión F_{bx} para el patín superior sin soporte lateral.

Cálculo de r_T

1/3 del Área del alma a compresión

$$7.923 \times 0.47/3 = 1.241 \text{ in}^2$$

$$I = 315 + 0.772 (9.015^3)/12 + (0.47^3)(7.923)/12 = 362.202 \text{ in}^4$$

$$A = 1.241 + 9.96 + 9.015 (0.772) = 18.181 \text{ in}^2$$

$$r_T = \sqrt{362.202 / 18.181} = 4.466 \text{ in}$$

b). - Cálculo de F_{bx}

$$L/r_T = 26.24 \times 12 / 4.466 = 70.508$$

Utilizar la fórmula (1.5-6a) del AISC con $C_b=1$, puesto que

$$53 \leq L/r_T \leq 119$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{1,530,000 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y$$

sustituyendo valores numéricos para acero con $F_y=36 \text{ ksi}$ y efectuando operaciones obtenemos:

$$F_{bx} = 0.53 F_y = 19.789 \text{ Ksi}$$

c). - Esfuerzos producidos por la Flexión

c.1). Esfuerzo de flexión a compresión debido a carga vertical f_{bx}

$$f_{bx} = M_x/S_{xc} = 326.17 \times 12/368 = 10.64 \text{ Ksi} < 19.789 \text{ Ksi} \quad \text{OK}$$

c.2). Esfuerzo de Flexión a compresión debido a carga lateral f_{byc}

(tomamos en cuenta únicamente el patín a compresión)

$$I = 315 + 0.772 \times 9.015^3 / 12 = 362.134 \text{ in}^4$$

$$S_{yf} = 362.134 / 7.5 = 48.285 \text{ in}^3$$

$$f_{byc} = M_y/S_{yc} = 12.08 \times 12/48.285 = 3.002 \text{ Ksi} < 21.6 \text{ Ksi} \text{ correcto}$$

d). - Revisión de la Combinación de Esfuerzos

A continuación se revisan los esfuerzos combinados en compresión con la fórmula de interacción (1.6-2) del AISC, considerando que:

$$f_a = F_L/A_{fc} \quad (A_{fc} = \text{Área del patín a compresión})$$

$$f_a = 1.51 / 16.92 = 0.089 \text{ Ksi}$$

La relación de esbeltez de la trabe carril es:

$$L/r = 26.24 \times 12 / 3.44 = 91.5 \text{ por lo que el esfuerzo permisible a compresión } F_a = 14.0 \text{ Ksi mayor que } f_a \quad \rightarrow \text{correcto}$$

Finalmente la combinación de esfuerzos es:

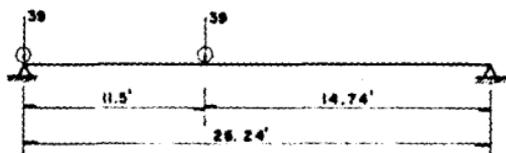
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{0.089}{14.0} + \frac{10.64}{19.769} + \frac{3.002}{21.6} = 0.683 < 1 \text{ *correcto}$$

El esfuerzo producido por la flexión en el patin a tensión es:

$$f_{bxt} = M_x/S_x t = 325.17 \times 12 / 217 = 18.04 \text{ Ksi} < 21.6 \text{ *correcto}$$

REVISION DEL CORTANTE

El cortante máximo se presenta cuando una de las ruedas está en un extremo de acuerdo con la figura siguiente:



Tomando momentos con respecto al punto B se obtiene la reacción en el punto A, la cual en éste caso es el cortante máximo y es como sigue:

$$V_{max} = R_a = (39 \times 26.24 + 39 \times 14.74 + 0.15 \times 26.24 \times 13.12) / 26.24 =$$

$$V_{max} = R_a = 62.88 \text{ Kips}$$

$$f_v = \frac{62.88}{22.546 (0.47)} = 5.935 \text{ ksi}$$

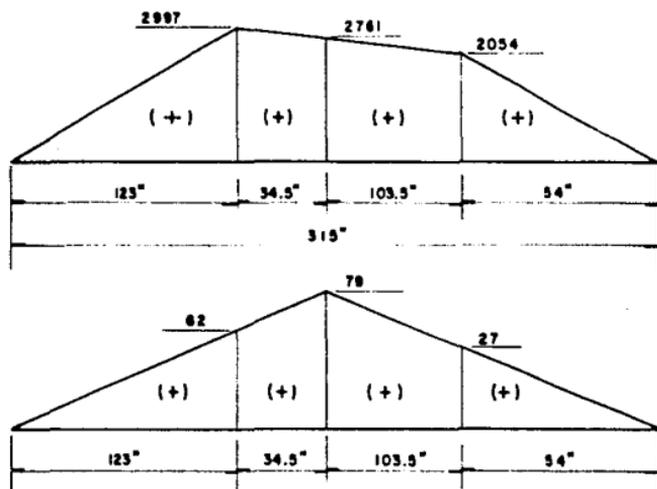
El esfuerzo cortante permisible F_v se obtiene de la tabla 3.36 del AISC. Se entra a dicha tabla con una relación de esbeltez h/t con valor $h/t = 22.546/0.47 = 47.97$ y con una relación de aspecto a/h mayor que 3 obteniéndose un esfuerzo cortante permisible de:

$$F_v = 14.5 \text{ Ksi.}$$

Este valor es mayor que el que se requiere, por lo tanto la trabe no requiere alisadores intermedios.

REVISION DE LA DEFLEXION VERTICAL

La deflexión al centro de la trabe se puede calcular por el método de la carga virtual al centro de la viga así como de la carga real, considerando para ello la posición más desfavorable. Los diagramas de momentos son los siguientes:



La deflexión vertical es la siguiente:

$$\Delta = 123 \times 62 \times 2997 / 3 + 103.5 (2 \times 2761 \times 79 + 2761 \times 27 + 2054 \times 79 + 2 \times 2054 \times 27) / 6 + 34.5 (2 \times 2997 \times 62 + 2997 \times 79 + 2761 \times 62 + 2 \times 2761 \times 79) + 54 \times 2054 \times 27 / 3 + 5(0.0125) (315)^4 / 384 = 30,733,436 / EI$$

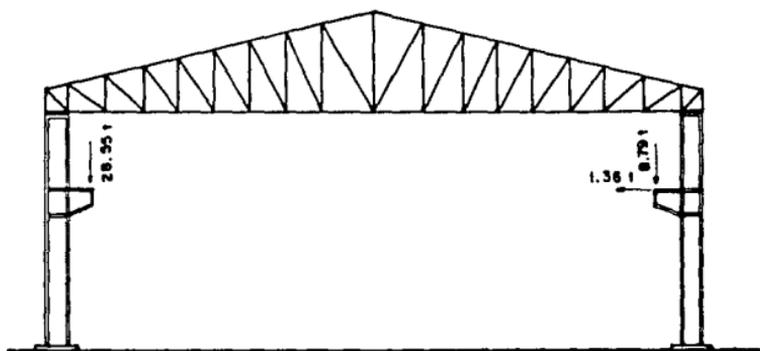
$$\Delta = 0.30 \text{ in}$$

La Flecha permisible es:

$$\delta_{perm} = L/600 = 315/600 = 0.525 \text{ in} > (\Delta = 0.30 \text{ in}) \quad \text{correcto}$$

CARGAS EN EL MARCO DEBIDAS A LA GRUA

Finalmente y de acuerdo a todo lo tratado, a las cargas y especificaciones de la grúa, las fuerzas que actúan en las columnas del marco quedan según la figura siguiente:



CARGAS DE LA GRUA SOBRE EL MARCO.

En la figura anterior cabe hacer notar que el carro puente de la grúa está cargado en el extremo izquierdo con su capacidad total, es por ello que la carga vertical es mayor en el lado izquierdo que en el derecho. La fuerza lateral debida al frenaje para efecto de análisis se aplica en su totalidad en el lado derecho por ser más desfavorable.

III.6 COMBINACIONES DE CARGA Y ANALISIS DEL MARCO

Una vez que ya se han determinado las fuerzas básicas que actúan en la estructura principal, como son: carga muerta, carga viva gravitacional, fuerzas de viento, fuerzas sísmicas y cargas de grúa viajera, se deben combinar entre ellas pensando en la posibilidad de que dos o más cargas actúen simultáneamente y la probabilidad de que en un momento determinado esto pueda ocurrir. Por otra parte se debe pensar en un diseño económico y factible. Sería muy poco probable que en un momento dado la grúa viajera estuviera trabajando a su máxima capacidad y que en esos momentos se presentaran simultáneamente un viento fuerte y un sismo de alta intensidad. Si la estructura se diseñara para tales condiciones sería sumamente costosa. Ante tal situación algunas instituciones han hecho estudios basados en la probabilidad de recurrencia y han editado manuales en los que se recomiendan las combinaciones de carga para diseño de edificios; por mencionar algunas de estas instituciones tenemos por ejemplo: Comisión Federal de Electricidad (CFE), American Institute of Steel Construction (AISC), Metal Building Manufacturing Association (MBMA), etc. Para las combinaciones de carga se seleccionó el Metal Building Manufacturing (MBMA), ya que se especializa más en este tipo de estructuras. Para este caso se realizaron ocho combinaciones de carga en el marco principal, el valor de las cargas combinadas aparece en las figuras de la 3.12 a la 3.19 y el resultado de los marcos ya analizados se puede ver en las figuras de la 3.20 a la 3.27, en estas últimas aparecen las reacciones o cargas que transmiten a la cimentación, misma que se trata más adelante.

En la fig. 3.11 se representa el marco idealizado para su análisis estructural, el cual como se puede observar está empotrado en la base de las columnas. El marco se analizó con ayuda de computadora utilizando el método de las rigideces, el cual tiene la ventaja de obtener los desplazamientos globales de la estructura. A continuación se presentan las figuras del marco sus cargas y su análisis.

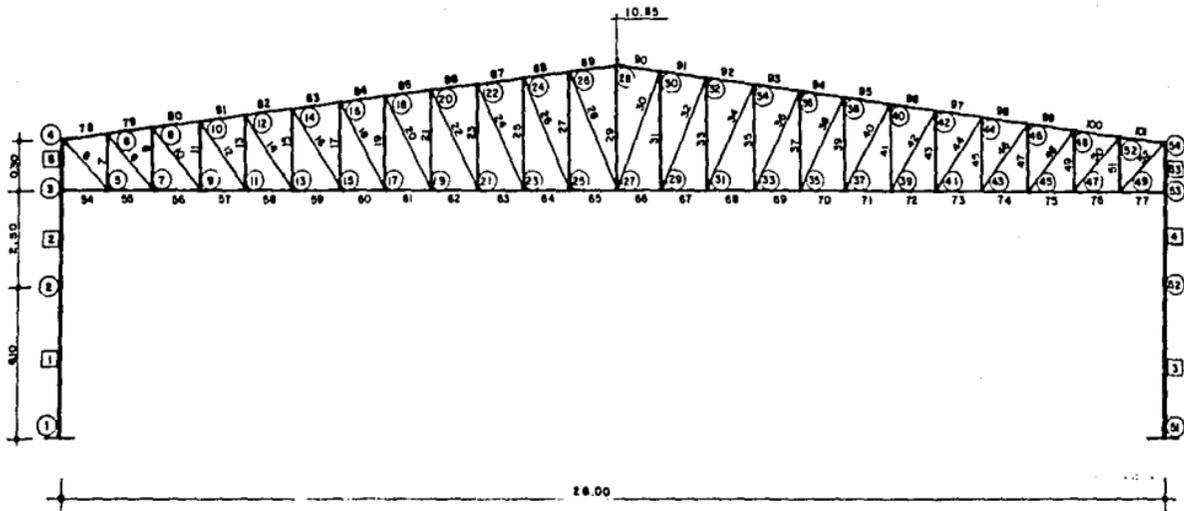


FIG.3.II MARCO 1 IDEALIZACION PARA ANALISIS ESTRUCTURAL

SIMBOLOGIA

④ NUDOS

⑤ BARRAS

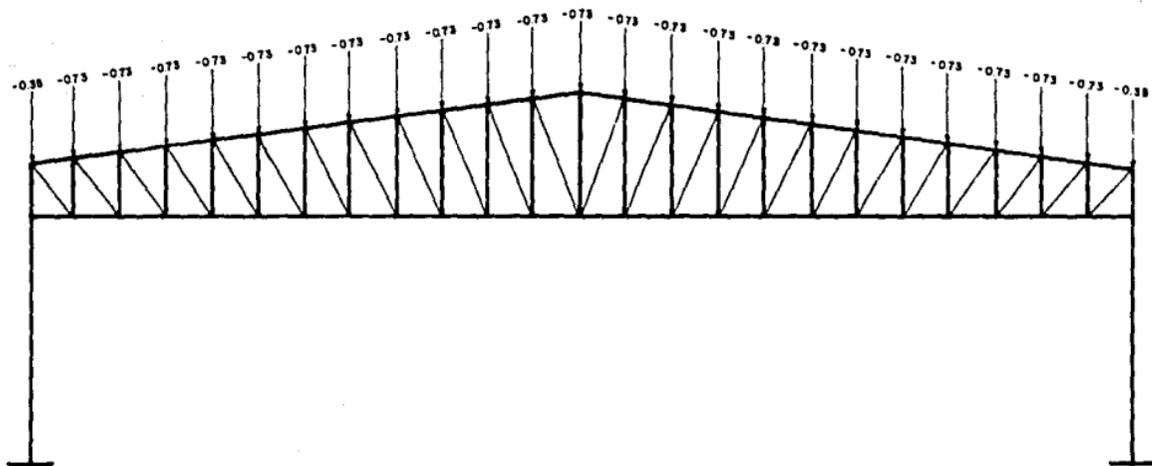


FIG.3.12 CONDICION 1 CM + CV

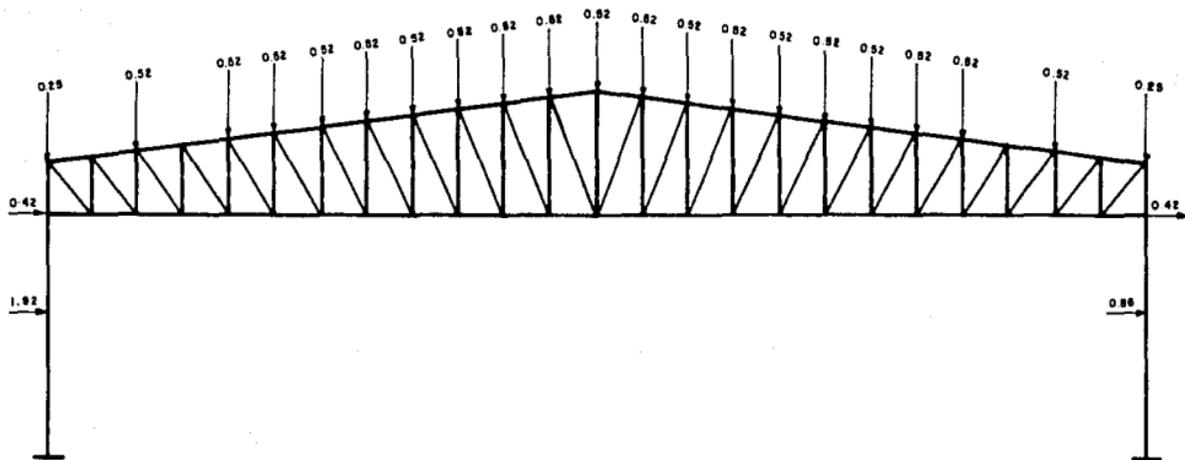


FIG 3.14 CONDICION 3 CM + CV + SISMO

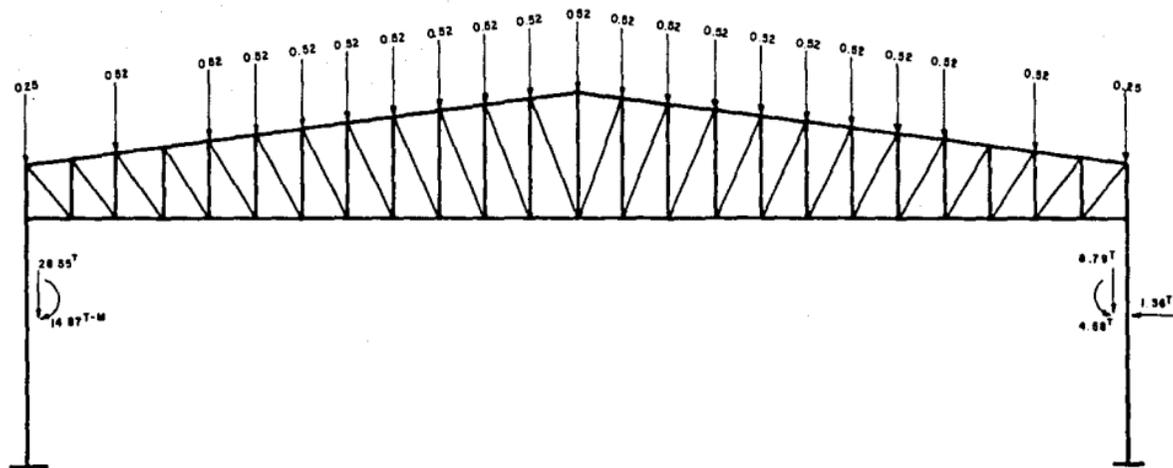


FIG.3.15 CONDICION 4 CM + GRUA + 1/2 CV.

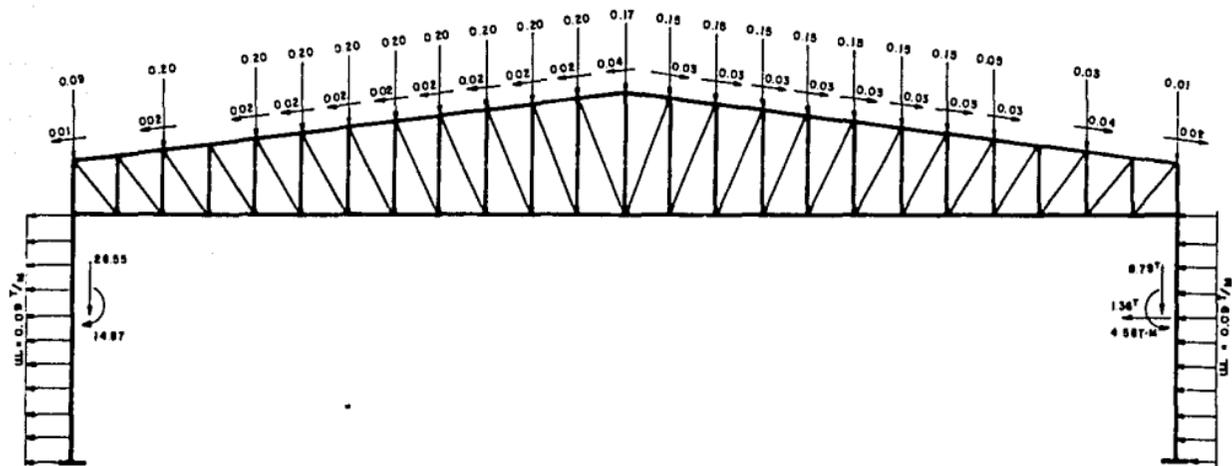


FIG 3.17 CONDICION 6 CM+GRUA + 1/2 VTO. DER.

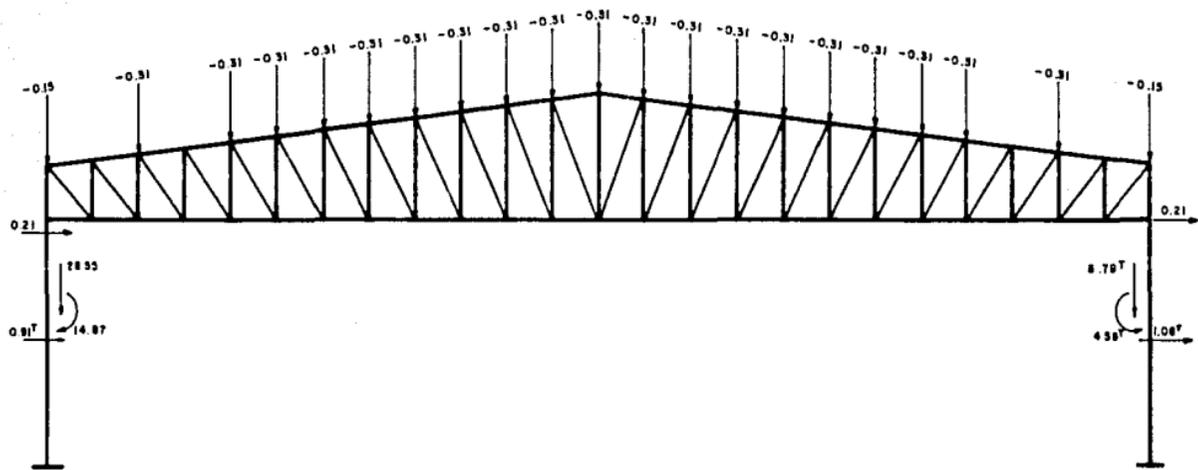
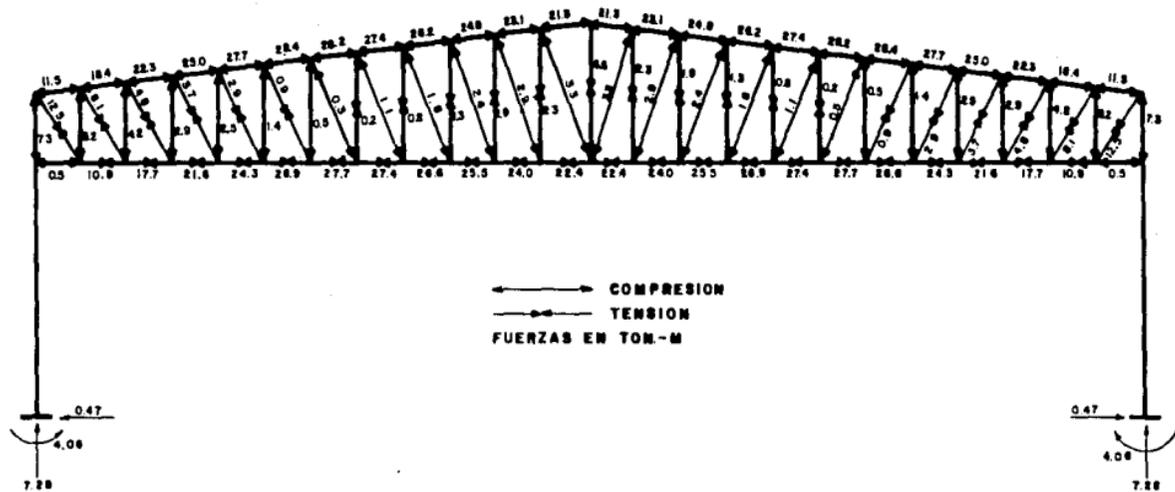
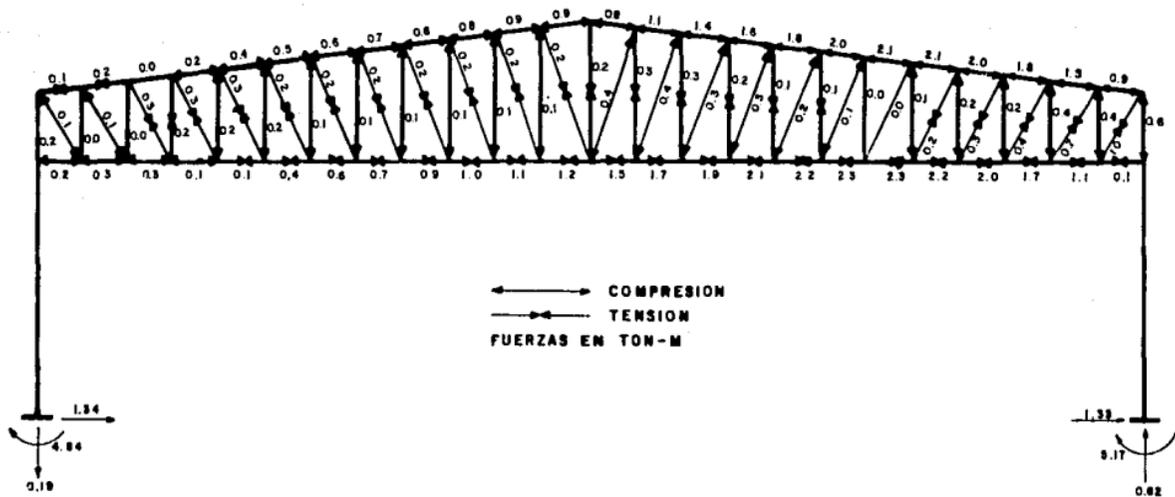


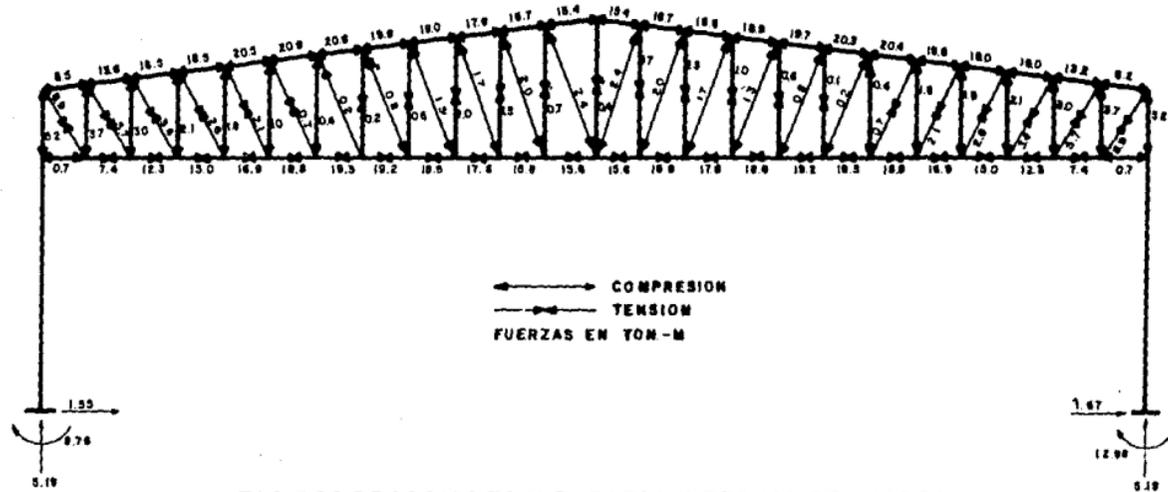
FIG. 3.19 CONDICION 8 CM+GRUA +1/2 SISMO IZQ.



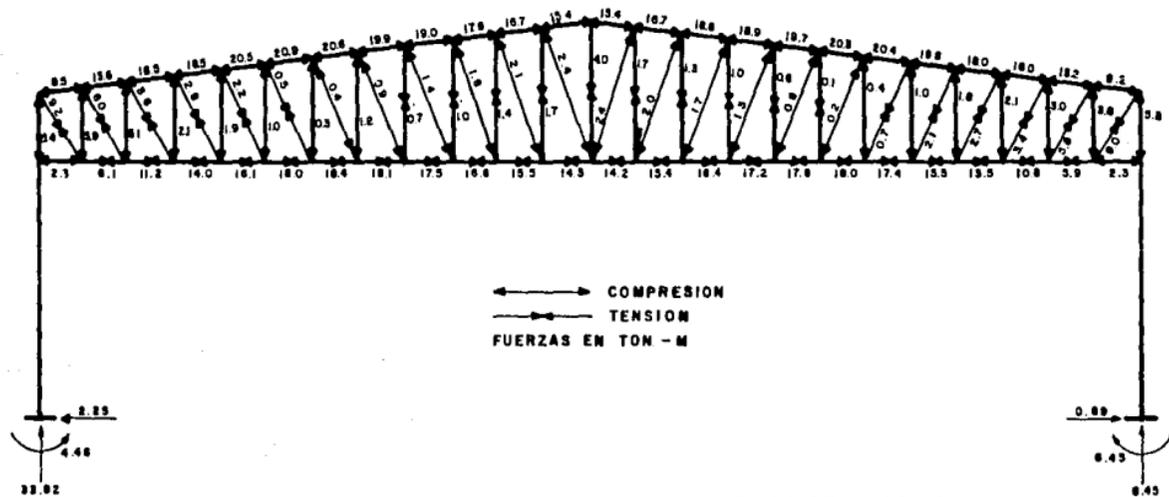
**FIG.3.20 REACCIONES Y FUERZAS INTERNAS DEL MARCO
 COMBINACION N.º 1 CM + CV**



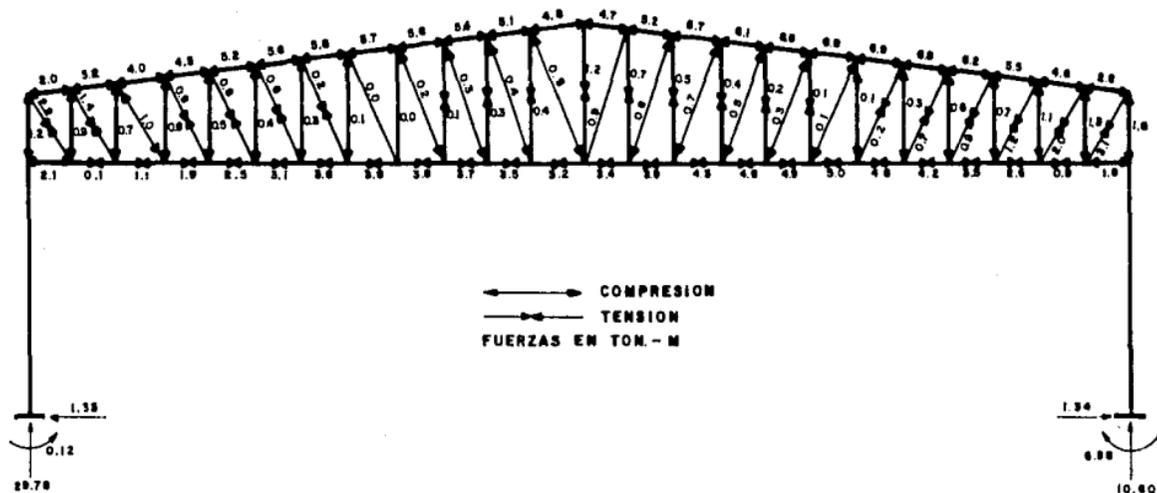
**FIG. 3.21 REACCIONES Y FUERZAS INTERNAS DEL MARCO
COMBINACION No. 2 CM + VTO.**



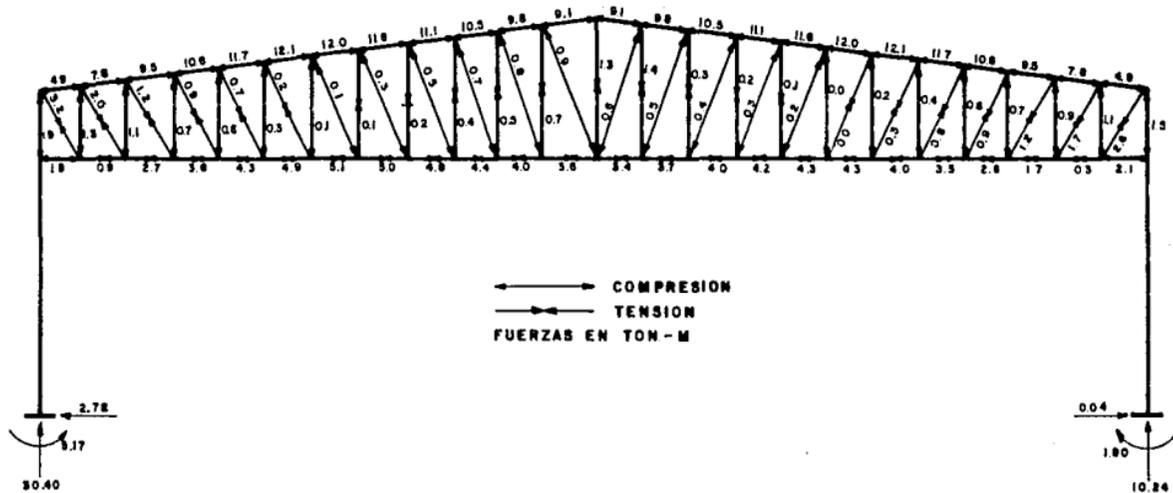
**FIG. 3.22 REACCIONES Y FUERZAS INTERNAS DEL MARCO
 COMBINACION N.º 3 CM + CV + SISMO**



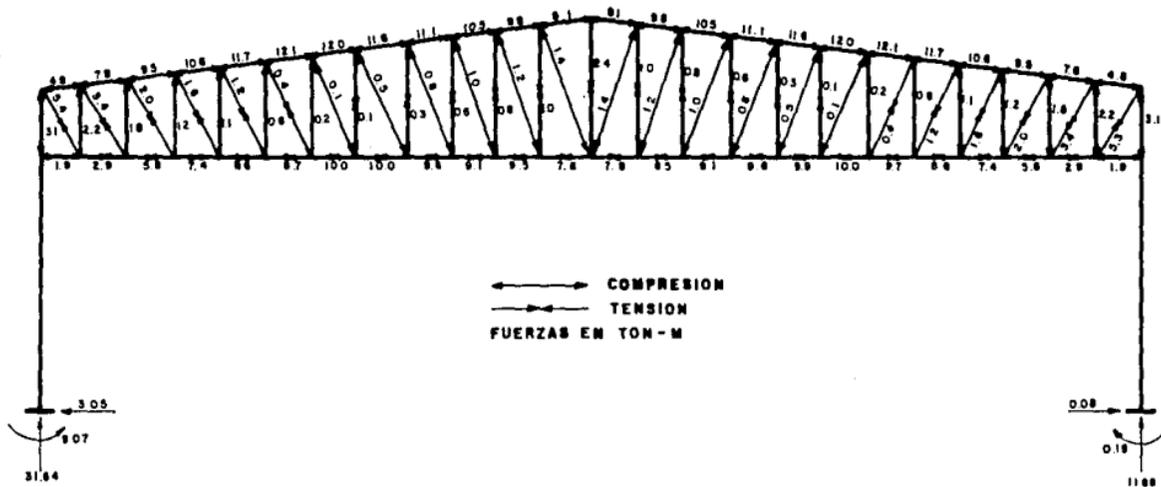
**FIG.3.23 REACCIONES Y FUERZAS INTERNAS DEL MARCO
 COMBINACION No. 4 CM + GRUA + 0.5 CV**



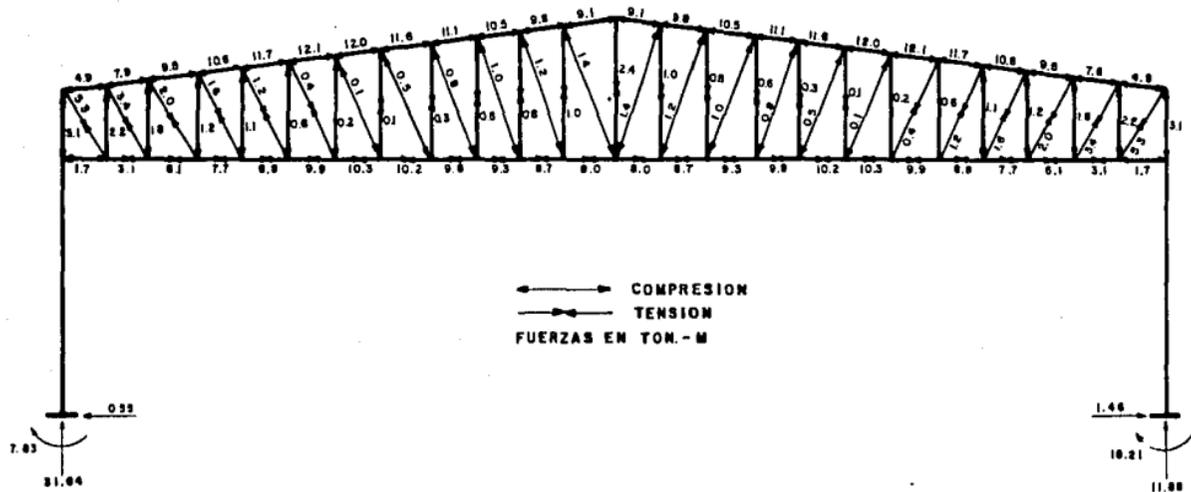
**FIG. 3.24 REACCIONES Y FUERZAS INTERNAS DEL MARCO
 COMBINACION N. 5 CM + GRUA + 0.5 VTO. IZQ.**



**FIG. 3.25 REACCIONES Y FUERZAS INTERNAS DEL MARCO
 COMBINACION No. 6 CM + GRUA + 0.5 VTO. DER.**



**FIG.3.26 REACCIONES Y FUERZAS INTERNAS DEL MARCO
 COMBINACION No. 7 CM + GRUA + 0.5 SISMO DER.**



**FIG.3.27 REACCIONES Y FUERZAS INTERNAS DEL MARCO
 COMBINACION No. 8 CM + GRUA + 0.5 SISMO IZQ.**

III.7 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES.

Una vez realizado el análisis de la estructura principal, corresponde ahora verificar si las dimensiones de los miembros que componen el esqueleto del edificio y cuyas dimensiones se prediseñaron o se propusieron con base en la experiencia, son lo suficientemente resistentes a los esfuerzos máximos a los cuales estarán sujetos en algún momento durante su vida útil. Para lo cual nuevamente se recurrirá a las especificaciones existentes para tomar como ya se ha mencionado un factor de seguridad razonable dentro de la factibilidad y economía.

Para llevar a cabo la revisión del dimensionamiento de todos los elementos que componen la nave industrial, que en este caso todos son de acero, se eligió el criterio de esfuerzos permisibles por su fácil aplicación y las especificaciones que se utilizaron son las que propone el AISC (American Institute Steel Construction) las cuales son de amplia aceptación en el medio.

DIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA

La columna se propone de tres placas formando una "I", tiene las ventajas de fácil mantenimiento contra la corrosión y mayor resistencia a la flexión en el sentido del plano del marco.

Para el diseño de la columna se requiere obtener los elementos mecánicos para conocer los esfuerzos críticos a los que estará sujeta la columna, para esto se obtienen los diagramas de elementos flexionantes, cortantes y normales de las ocho combinaciones, las cuales se muestran en las fig. de la 3.28 a la 3.35; de hecho la columna se tiene que revisar para todas las combinaciones, las cuales se muestran enseguida.

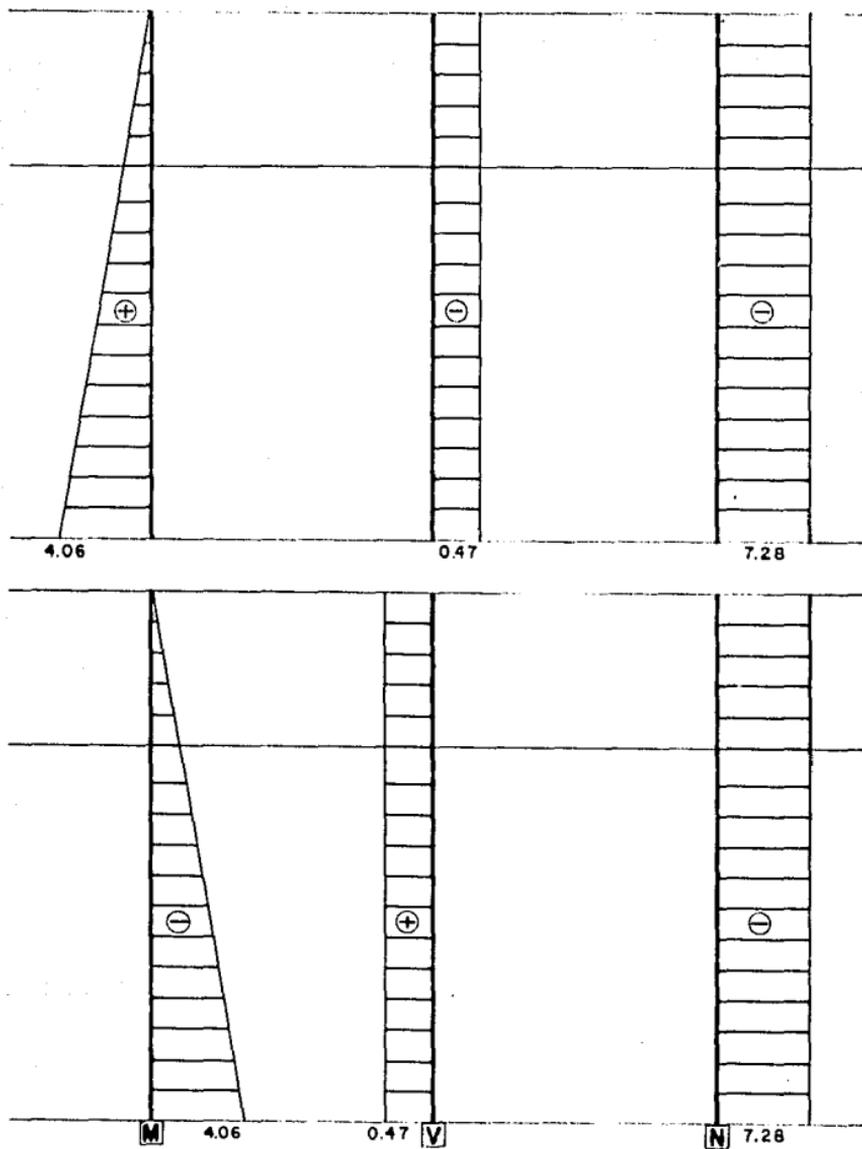


FIG 3.28 DIAGRAMAS M,V y N COLUMNAS 1 y 2 COMBINACION N.º 1

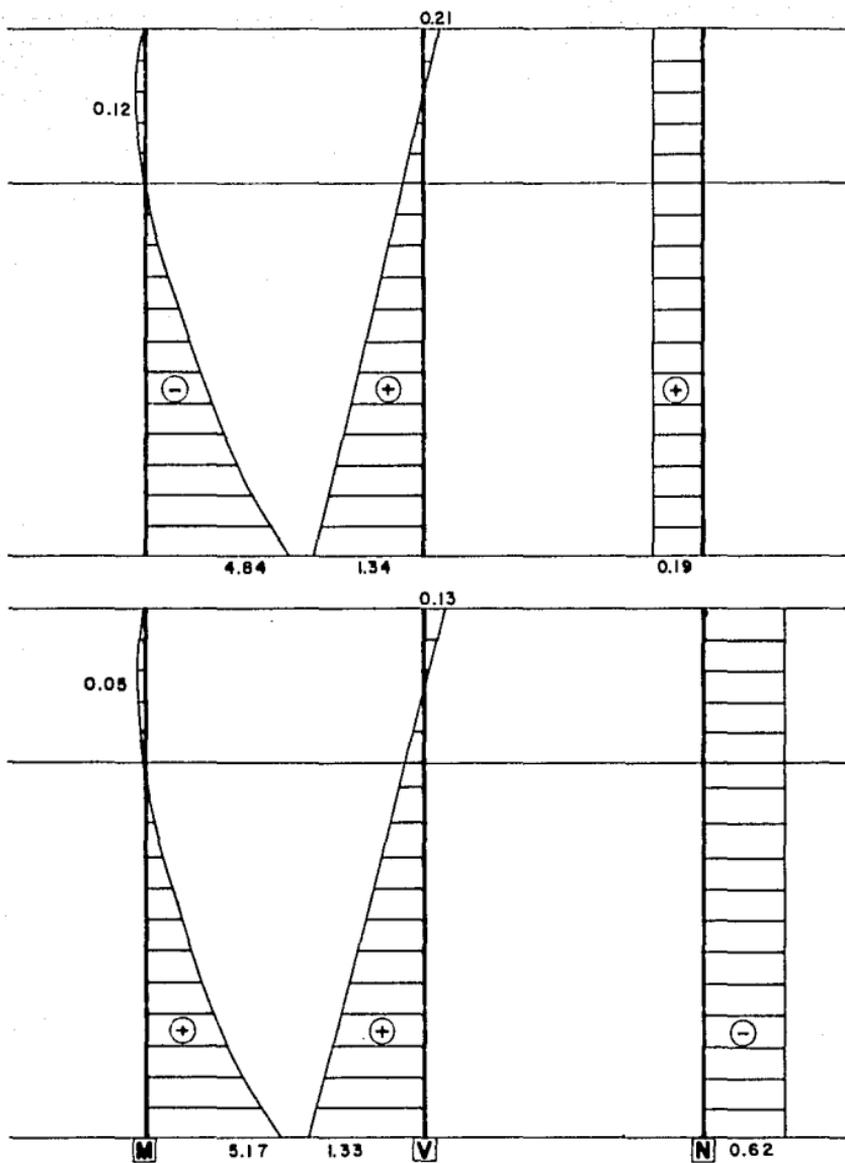


FIG 3.29 DIAGRAMAS M, V y N COLUMNAS 1 y 2 COMBINACION N. 2

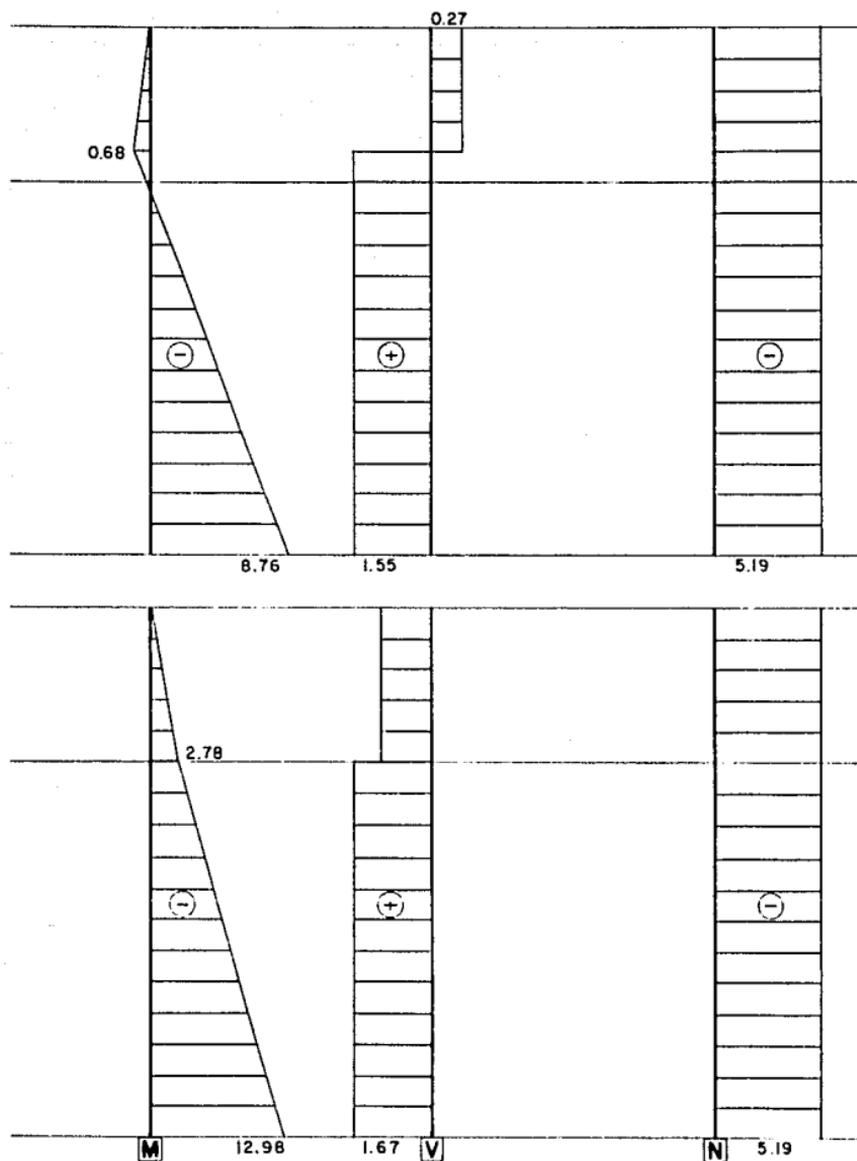


FIG 3.30 DIAGRAMAS M, V y N COLUMNAS 1 y 2 COMBINACION N.º 3

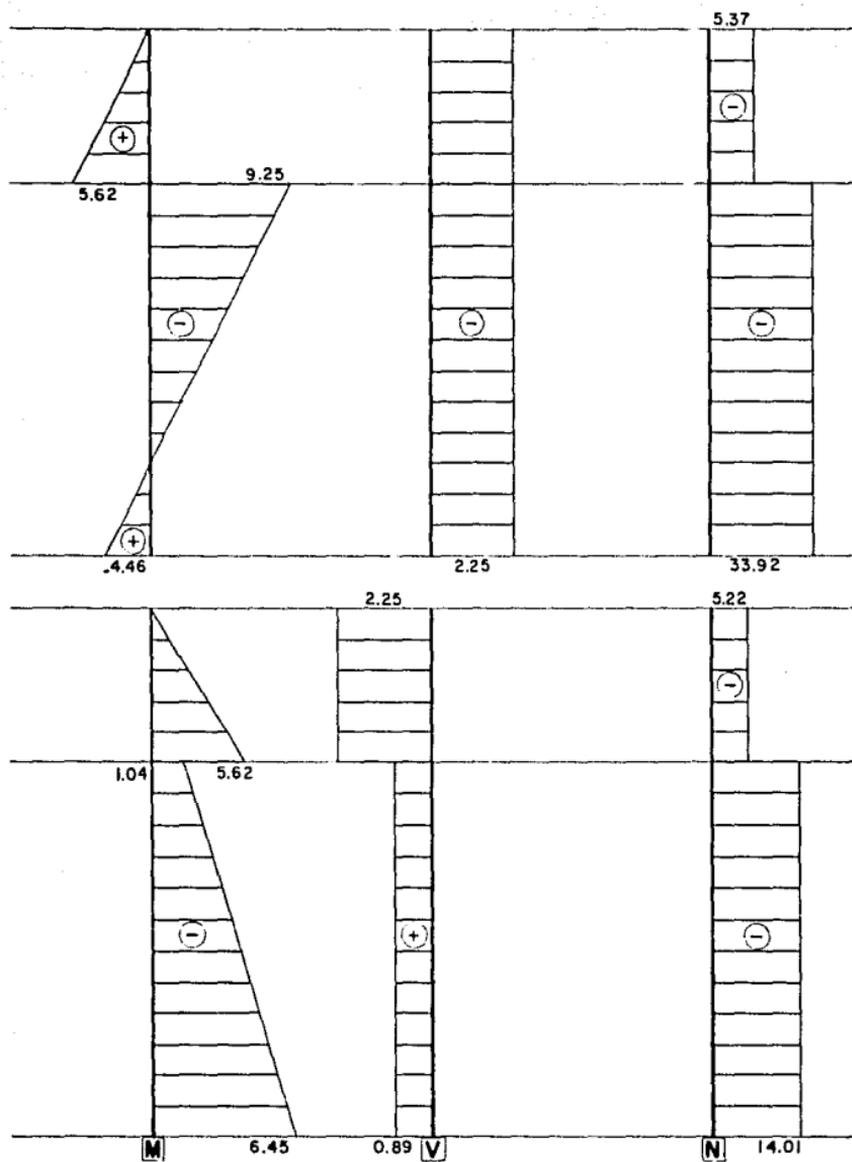


FIG.3.31 DIAGRAMAS M, V y N COLUMNAS 1 y 2 COMBINACION No. 4

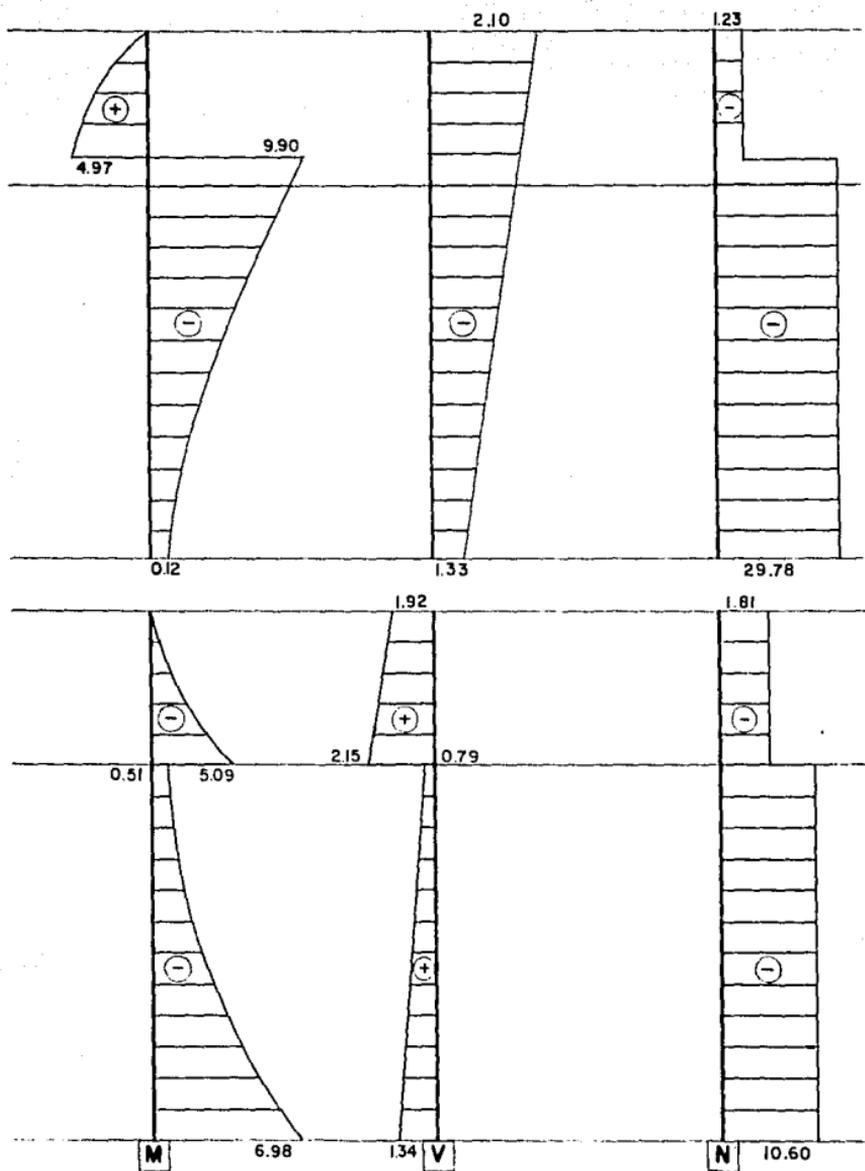


FIG.332 DIAGRAMAS M, V y N COLUMNAS 1y2 COMBINACION N.5

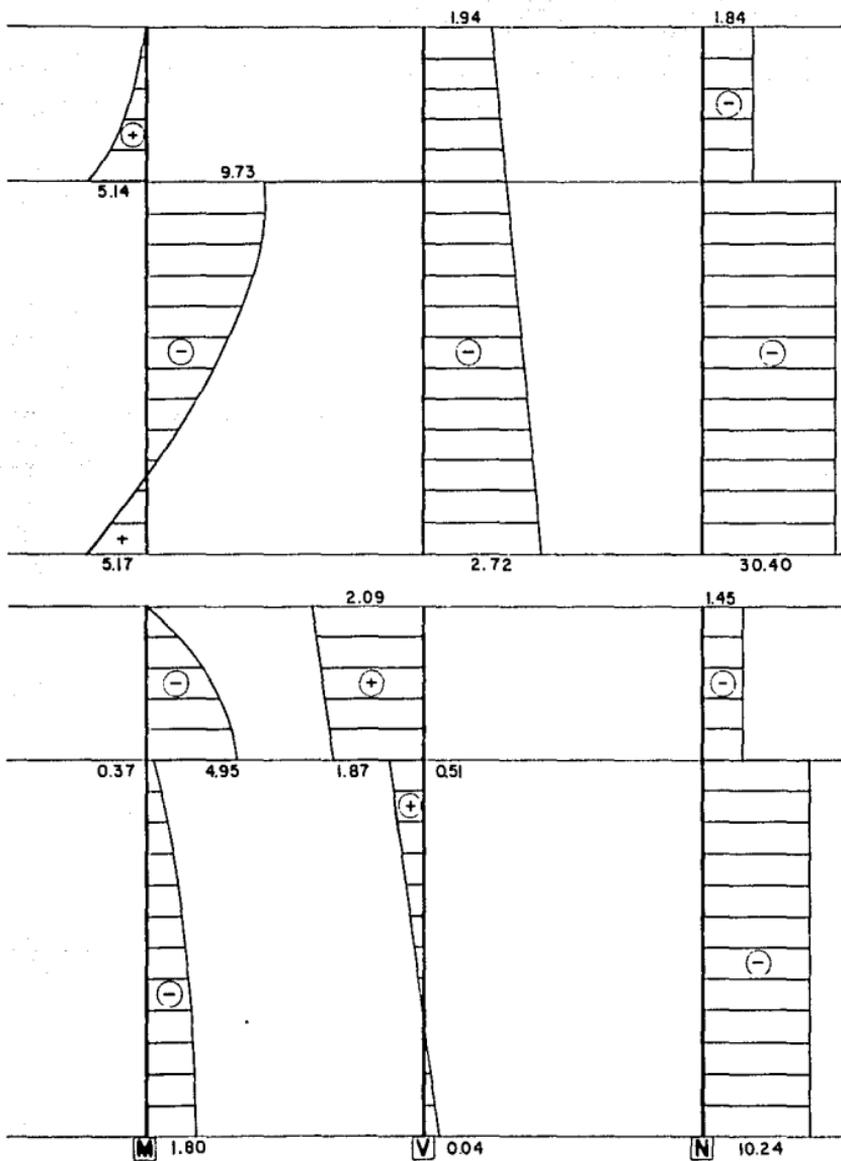


FIG 3.33 DIAGRAMAS M, V y N COLUMNAS 1 y 2 COMBINACION N.º 6

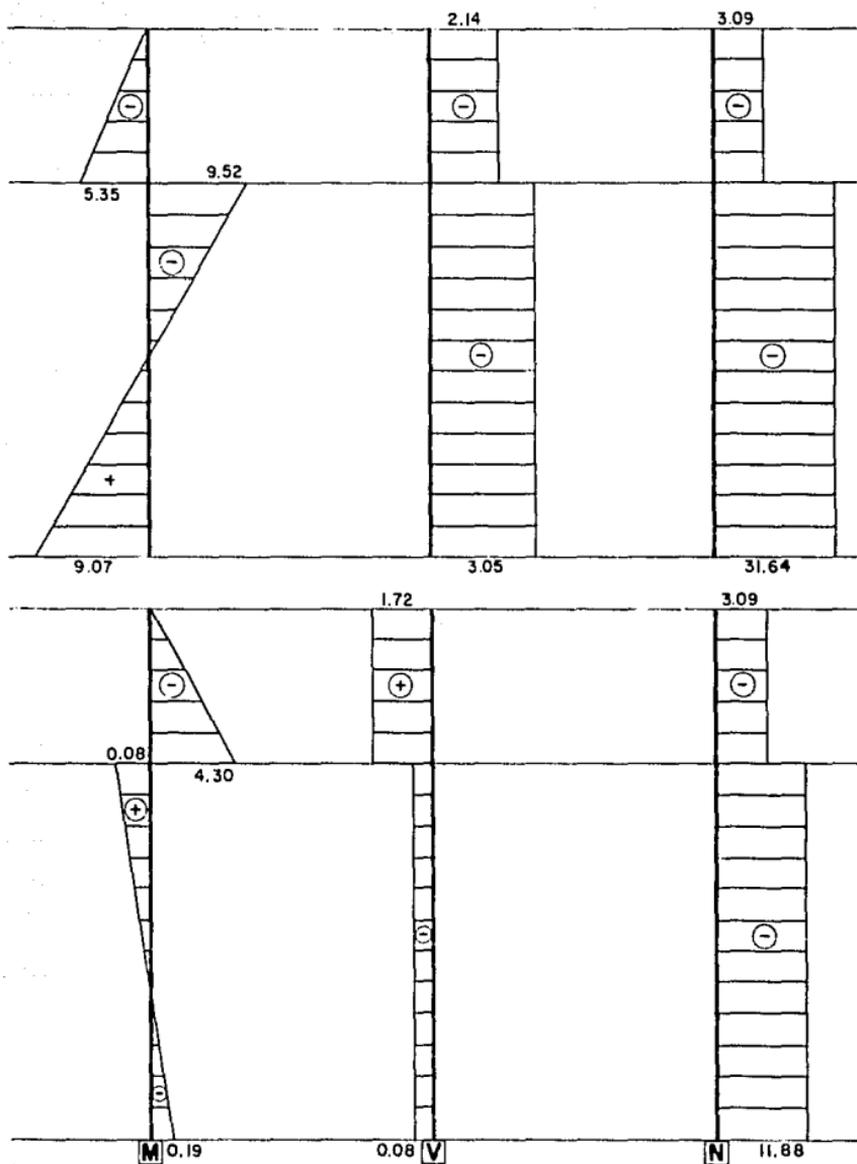


FIG. 3.34 DIAGRAMAS M, V y N COLUMNAS 1 y 2 COMBINACION N. 7

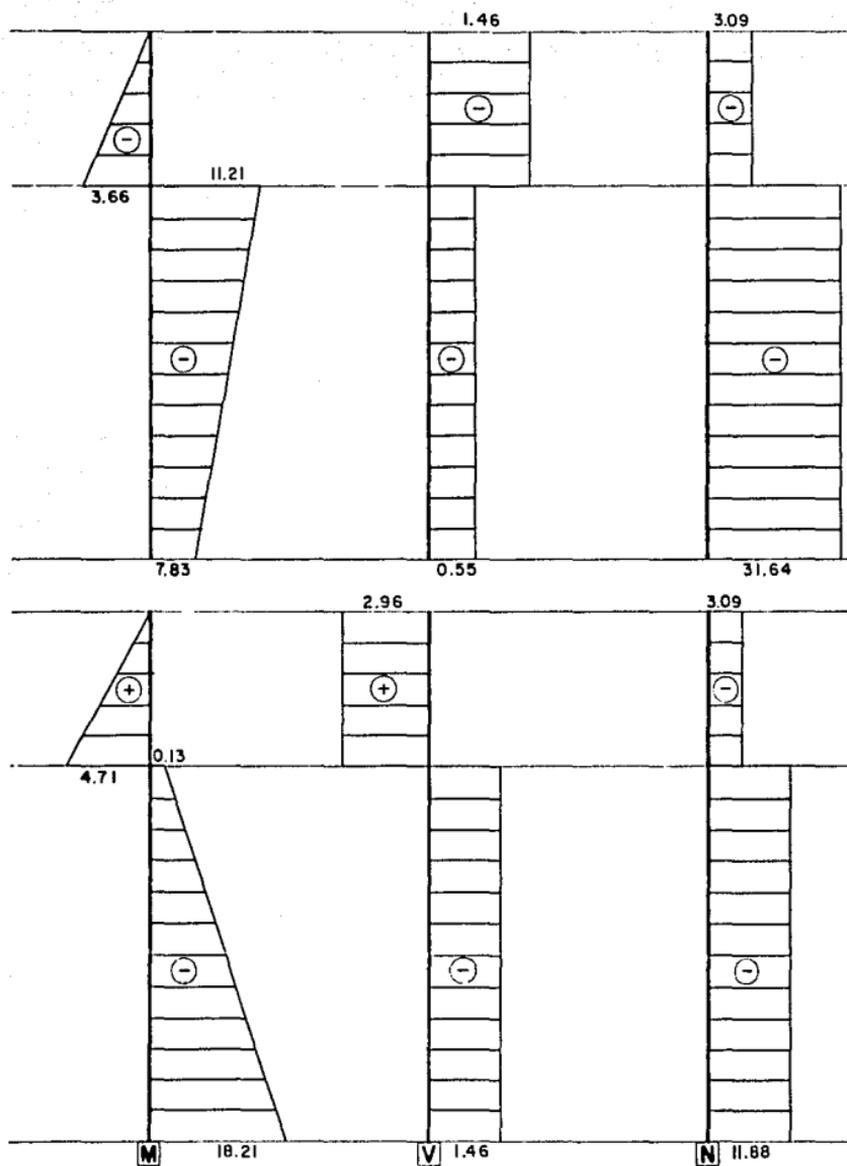
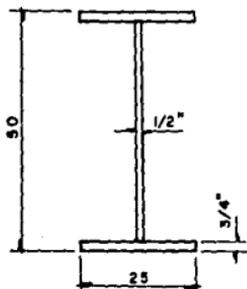


FIG.3.35 DIAGRAMAS M, V y N COLUMNAS 1 y 2 COMBINACION N.º 8

A continuación se presenta la revisión de la columna para la combinación número 8 que es la más desfavorable.

Elementos mecánicos: $M = 18.21 \text{ t-m} = 1581.0 \text{ ksi}$
 $P = 11.88 \text{ ton} = 26.2 \text{ kips}$

SECCION PROPUESTA:



$b = 25.0 \text{ cm} = 9.84 \text{ in}$
 $d = 50.0 \text{ cm} = 19.68 \text{ in}$
 $b_f = 1.9 \text{ cm} = 0.75 \text{ in}$
 $t_w = 1.3 \text{ cm} = 0.50 \text{ in}$
 $h = 46.2 \text{ cm} = 18.19 \text{ in}$

Propiedades de la sección: $A = 23.86 \text{ in}^2$
 $I_x = 1575 \text{ in}^4$
 $S_x = 159.08 \text{ in}^3$
 $r_x = 8.12 \text{ in}$
 $r_y = 2.24 \text{ in}$
 $r_t = 2.59 \text{ in}$
 $d/A_t = 2.67$

Consideraciones de Diseño:

$L_x = 880 \text{ cm} = 339 \text{ in}$
 $L_y = 810 \text{ cm} = 240 \text{ in}$
 $K_x = 2.10$
 $k_y = 1.00$
 $L_b = 339 \text{ in}$
 $C_b = 1.0$

Revisiones de las relaciones ancho-espesor

Patín: $\frac{b}{t} = \frac{9.84}{0.75} = 13.12$

$$\frac{95}{\sqrt{F_y}} = 15.83 > b/t$$

→ correcto

Alma: $\frac{h}{t} = \frac{18.19}{0.50} = 36.37$

$$\frac{257}{\sqrt{F_y}} = 42.83 > h/t$$

→ correcto

Esfuerzos a Compresión :

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{26.20}{23.86} = 1.10 \text{ ksi}$$

Relación de Esbeltez :

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{2.1 \times 339}{8.12} = 87.87 < 200$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 \times 240}{2.24} = 107.14 < 200$$

correcto

por lo que rige el diseño $\frac{K_y L_y}{r_y} = 107.14$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \pi^2 29000}{36}} = 126.1$$

$$\text{si } \frac{K L}{r} < C_c$$

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{K L}{r}\right)}{8 C_c} - \frac{\left(\frac{K L}{r}\right)^2}{8 C_c^2} = 1.9086$$

$$F_a = \left[1 - \frac{\left(\frac{K L}{r}\right)^2}{2 C_c^2} \right] \frac{F_y}{FS} = 12.03 \text{ ksi} > f_a \rightarrow \text{correcto}$$

Esfuerzos a Flexión :

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{1581}{159.98} = 9.88 \text{ ksi}$$

Esfuerzos Permisibles a Flexión :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{9.84}{2(0.75)} = 6.56$$

$$\frac{95}{\sqrt{F_y}} = \frac{95}{\sqrt{36}} = 15.83 > \frac{b_f}{2t_f} \rightarrow \text{correcto}$$

$$F_b' = \frac{12000 C_b}{L_b \frac{d}{A_f}} = \frac{12000 \times 1.0}{339 \times 2.6667} = 13.27 \text{ ksi} \rightarrow \text{correcto}$$

$$\frac{L_b}{r_t} = \frac{339}{2.59} = 130.89$$

$$\sqrt{\frac{510,000 C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{510,000 \times 1.0}{36}} = 119.02$$

$$\frac{L_b}{r_t} > 119.02$$

$$F_b'' = \frac{170,000 C_b}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} = \frac{170,000 \times 1.0}{(130.89)^2} = 9.92 \text{ ksi} \rightarrow \text{correcto}$$

por lo tanto $F_b = 13.27 \text{ ksi} > f_b \rightarrow \text{correcto}$

Esfuerzos Combinados :

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{1.10}{12.03} = 0.091 < 0.15$$

por lo tanto se aplicará la fórmula (1.6-2 AISC)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

$$\frac{1.10}{12.03} + \frac{9.88}{13.27} = 0.091 + 0.745 = 0.836 < 1.0 \rightarrow \text{correcto}$$

Esfuerzos de Corte :

$$V_{\max} = 3.05 \text{ ton (Ver fig. 3.34)}$$

$$V = 6.73 \text{ kips}$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{6.72}{18.189 \times 0.50} = 0.74 \text{ ksi}$$

Esfuerzo Permissible a Cortante :

$$\frac{h}{t} = \frac{18.185}{0.50} = 36.37$$

$$\frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{\sqrt{36}} = 63.33 > h/t \rightarrow \text{correcto}$$

$$F_v = 0.4 F_y = 14.5 \text{ ksi} > 0.74 \rightarrow \text{correcto}$$

ARMADURA

Cuerda Superior.

Del análisis del marco se observa que la cuerda superior trabaja únicamente a compresión y la carga crítica se obtiene de la combinación no. 1 (CM+CV) fig. 3.20.

$$C = 28.4 \text{ ton} = 62.56 \text{ kips} \quad (\text{Compresión})$$

$$L = 131 \text{ cm} = 51.58 \text{ in}$$

Se propone una sección de 2 angs. L de $4 \times 4 \times 5/16 \text{ in}$

$$\text{Area de los 2 ángulos} \quad A = 4.80 \text{ in}^2$$

$$\text{Radio de giro mínimo} \quad r = 1.24 \text{ in}$$

Relación de esbeltez :

$$\frac{K L}{r} = \frac{1.0 \times 51.58}{1.24} = 41.60 < 200 \rightarrow \text{correcto}$$

con lo cual se obtiene :

$$F_a = 19.05 \text{ ksi}$$

Esfuerzo actuante :

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{62.56}{4.80} = 13.03 \text{ ksi} < F_a \rightarrow \text{correcto}$$

Por lo tanto se usarán 2 angs. L de $4 \times 4 \times 5/16 \text{ in}$ como cuerda superior.

Cuerda Inferior.

Del análisis del marco se observa que la cuerda inferior trabaja únicamente a tensión y la carga crítica se obtiene de la combinación no. 1 (CM+CV) fig. 3.20.

$$T = 27.70 \text{ ton} = 61.01 \text{ kips} \quad (\text{Tensión})$$

$$L = 130 \text{ cm} = 51.18 \text{ in}$$

Se propone una sección de 2 angs. \angle de $4 \times 4 \times 1/4 \text{ in}$

$$\text{Área de los 2 ángulos} \quad A = 3.88 \text{ in}^2$$

$$\text{Radio de giro mínimo} \quad r = 1.25 \text{ in}$$

Relación de esbeltez :

$$\frac{K L}{r} = \frac{1.0 \times 51.18}{1.25} = 40.94 < 200 \quad \rightarrow \text{correcto}$$

Esfuerzo permisible a Tensión:

$$F_a = 0.6 F_y = 21.6 \text{ ksi}$$

Esfuerzo actuante :

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{61.01}{3.88} = 17.19 \text{ ksi} < F_a \quad \rightarrow \text{correcto}$$

Por lo tanto se usarán 2 angs. \angle de $4 \times 4 \times 1/4 \text{ in}$ como cuerda inferior.

Montantes Zona Central (Del elemento 19 al 39 ver fig. 3.11)

La carga crítica se obtiene de la combinación mas desfavorable, siendo la combinación no.1 (CM+CV) fig. 3.20.

$$T = 5.80 \text{ ton} = 12.34 \text{ kips} \quad (\text{Tensión})$$

$$L = 225 \text{ cm} = 88.58 \text{ in}$$

Como el elemento se encuentra a tensión, para estar del lado de la seguridad se revisa también a compresión con la misma fuerza.

Se propone una sección en cajón de 2 angs. \square de $2 \times 2 \times 5/16 \text{ in}$

$$\text{Área de los 2 ángulos} \quad A = 2.30 \text{ in}^2$$

$$\text{Radio de giro mínimo} \quad r = 0.68 \text{ in}$$

Relación de esbeltez :

$$\frac{K L}{r} = \frac{1.0 \times 88.58}{0.68} = 130.26 < 200 \quad \rightarrow \text{correcto}$$

con lo cual se obtiene el esfuerzo permisible a Compresión.

$$F_a = 8.84 \text{ ksi}$$

Esfuerzo actuante :

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{12.34}{2.30} = 5.36 \text{ ksi} < F_a \quad \rightarrow \text{correcto}$$

Por lo tanto se usarán 2 angs. en cajón \square de $2 \times 2 \times 5/16 \text{ in}$

Montantes Zona Lateral (Del elem. 5 al 17 y del 41 al 53 ver fig.3.11)

La carga crítica se obtiene de la combinación mas desfavorable, siendo la combinación no.1 (CM+CV) fig. 3.20.

$$C = 7.30 \text{ ton} = 16.08 \text{ kips} \quad (\text{Compresión})$$

$$L = 108 \text{ cm} = 42.28 \text{ in}$$

Se propone una sección de 2 ang. en cajón \square de $2 \times 2 \times 1/4$ in

$$\text{Area de los 2 ángulos} \quad A = 1.88 \text{ in}^2$$

$$\text{Radio de giro mínimo} \quad r = 0.89 \text{ in}$$

Relación de esbeltez :

$$\frac{K L}{r} = \frac{1.0 \times 42.28}{0.89} = 61.25 < 200 \quad \rightarrow \text{correcto}$$

con lo cual se obtiene el esfuerzo permisible a Compresión.

$$F_a = 8.84 \text{ ksi}$$

Esfuerzo actuante :

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{16.08}{1.88} = 8.55 \text{ ksi} < F_a \quad \rightarrow \text{correcto}$$

Por lo tanto se usarán 2 ang. en cajón \square de $2 \times 2 \times 1/4$ in

Diagonales Zona Central (Del elemento 18 al 40 ver fig. 3.11)

La carga crítica se obtiene de la combinación mas desfavorable, siendo la combinación no.1 (CM+CV) fig. 3.20.

$$C = 3.30 \text{ ton} = 7.28 \text{ kips} \quad (\text{Compresión})$$

$$L = 243 \text{ cm} = 95.87 \text{ in}$$

Se propone una sección de 2 ang. \square de $2 \times 2 \times 5/16$ in

$$\text{Area de los 2 ángulos} \quad A = 2.30 \text{ in}^2$$

$$\text{Radio de giro mínimo} \quad r = 0.80 \text{ in}$$

Relación de esbeltez :

$$\frac{K L}{r} = \frac{1.0 \times 95.87}{0.80} = 159.45 < 200 \quad \rightarrow \text{correcto}$$

con lo cual se obtiene el esfuerzo permisible a Compresión.

$$F_a = 5.87 \text{ ksi}$$

Esfuerzo actuante :

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{7.28}{2.30} = 3.16 \text{ ksi} < F_a \quad \rightarrow \text{correcto}$$

Por lo tanto se usarán 2 ang. \square de $2 \times 2 \times 5/16$ in

Diagonales Zona Lateral (Del elem. 6 al 16 y del 42 al 52 fig. 3.11)

La carga crítica se obtiene de la combinación mas desfavorable, siendo la combinación no.1 (CM+CV) fig. 3.20.

$$T = 12.5 \text{ ton} = 27.50 \text{ kips} \quad (\text{Tensión})$$

$$L = 157 \text{ cm} = 61.81 \text{ in}$$

Como el elemento se encuentra a tensión, para estar del lado de la seguridad se revisa también a compresión con la misma fuerza.

Se propone una sección de 2 angs. JL de $2 \times 2 \times 5/16$ in

$$\text{Area de los 2 ángulos} \quad A = 2.30 \text{ in}^2$$

$$\text{Radio de giro mínimo} \quad r = 0.60 \text{ in}$$

Relación de esbeltez :

$$\frac{K L}{r} = \frac{1.0 \times 61.81}{0.60} = 103.02 < 200 \quad \rightarrow \text{correcto}$$

con lo cual se obtiene el esfuerzo permisible a Compresión.

$$F_a = 12.59 \text{ ksi}$$

Esfuerzo actuante :

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{27.50}{2.30} = 11.96 \text{ ksi} < F_a \quad \rightarrow \text{correcto}$$

Por lo tanto se usarán 2 angs. JL de $2 \times 2 \times 5/16$ in

LARGUEROS DE TECHO

La cubierta está formada por lámina metálica apoyada en largueros de acero de 8.00 mts de claro y una separación entre ellos de 1.31 mts

El peso de la cubierta se puede considerar como sigue:

Peso de la lámina metálica	7.0 kg/m ²
Largueros metálicos y piezas secundarias....	7.0 kg/m ²
Instalaciones diversas	2.0 kg/m ²
Carga Muerta .. CM =	<u>16.0 kg/m²</u>

Como ya se mencionó, la carga viva gravitacional es de :

$$\text{Carga Viva} \quad CV = 40.0 \text{ kg/m}^2$$

y la succión del viento sobre el techo es de :

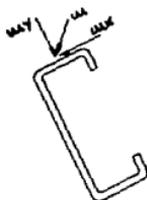
$$\text{Carga de Viento} \quad C.VTO = -53.78 \text{ kg/m}^2$$

considerando la combinación mas desfavorable:

$$CM + CV = 16.00 + 40.00 = 56.00 \text{ kg/m}^2$$

$$CM + C.VTO = 16.00 - 53.78 = -37.78 \text{ kg/m}^2$$

A continuación se analizarán los largueros para la condición de carga que rige :



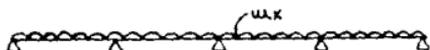
$$\alpha = 8.40^\circ$$

$$w = 56 \times 1.31 = 73.36 \text{ kg/m}$$

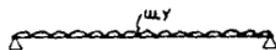
$$w_x = 73.36 \times \sin \alpha = 10.72 \text{ kg/m}$$

$$w_y = 73.36 \times \cos \alpha = 72.58 \text{ kg/m}$$

Para disminuir la longitud libre de los largueros colocaremos tensores (Sag-Rods) a cada 2.00 mts., que cumplen la función de un apoyo libre (en la dirección x) quedando entonces las condiciones de carga de la siguiente manera :



DIRECCION X



DIRECCION Y

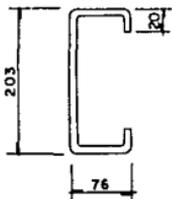
$$\text{donde } M = c w L^2$$

Los momentos flexionantes máximos son los siguientes :

$$M_x = \frac{\omega L^2}{10} = \frac{10.72 \times 2^2}{10} = 4.29 \text{ kg-m}$$

$$M_y = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{72.58 \times 8^2}{8} = 580.64 \text{ kg-m}$$

Se propone una sección tipo canal de acero de refuerzo MON-TEN de sección nominal 8 x 3 cal. 12 de $F_y=3500 \text{ kg/cm}^2$, con la sgtes. propiedades :



$$A = 10.0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 628.5 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 61.9 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 13.8 \text{ cm}^3$$

Esfuerzos Actuantes :

$$f_{\max} = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$$

$$f_{\max} = \frac{4.29}{13.8} + \frac{580.64}{61.9} = 9.89 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Permisibles :

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6 (3500) = 2100 \text{ kg/cm}^2 > f_{\max} \quad \rightarrow \text{correcto}$$

Deflexión Total :

Flecha al centro del claro :

$$\delta_{\text{act}} = \frac{5 \omega L^4}{384 EI} = \frac{5 \times 0.7258 \times 800^4}{384 \times (2.1 \times 10^9)} = 2.94 \text{ cm}$$

Utilizando el criterio del RCDDF, la flecha permisible es :

$$A_{\text{perm}} = 0.5 + \frac{L}{240} = 0.5 + \frac{800}{240} = 3.83 \text{ cm}$$

$$A_{\text{perm}} > \delta_{\text{act}} \quad \rightarrow \text{correcto}$$

Enseguida se revisa si los largueros cumplen con las especificaciones del AISI (American Iron and Steel Institute), para perfiles de lámina delgada doblados en frío.

Según estas, el cortante admisible no debe sobrepasar de :

$$v_{adm} = \frac{4'500,000}{(h/t)^2} \text{ en kg/cm}^2$$

con un máximo de $2/3 f_b$

en donde :

t = espesor del alma

h = distancia libre entre patines

f_b = esfuerzo permisible a flexión

por lo que :

$$v_{adm} = \frac{4'500,000}{\left[\frac{18.76}{0.27}\right]^2} = 840 \text{ kg/cm}^2$$

$$2/3 f_b = \frac{2 \times 2100}{3} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

el esfuerzo cortante actuante máximo es:

$$v_{act} = \frac{290}{0.27 \times 19.76} = 54 \text{ kg/cm}^2 \ll v_{adm} = 840 \text{ kg/cm}^2$$

por lo que la sección está sobrada por cortante.

Se revisará ahora el desgarramiento del alma. La carga máxima permisible esta dada por la siguiente expresión :

$$P_{max} = 7.03 t^2 \left[980 + 42(B/t) - 0.22(B/t)(h/t) - 0.11(h/t) \right]$$

en donde :

t = espesor del alma = 0.27 cm

B = longitud del apoyo = 7.62 cm

h = altura libre del alma = 19.76 cm

$$P_{max} = 7.03(0.27)^2 \left[980 + 42\left(\frac{7.62}{0.27}\right) - 0.22\left(\frac{7.62}{0.27}\right)\left(\frac{19.76}{0.27}\right) - 0.11\left(\frac{19.76}{0.27}\right) \right]$$

$$P_{max} = 873 \text{ kg}$$

$$\text{Reacción máxima} = 72.58 \text{ kg/m} \times 4\text{m} = 290 \text{ kg} < P_{max} \text{ *correcto}$$

y el alma no falla por desgarramiento.

La relación ancho-espesor :

$$\frac{d}{t} = \frac{7.6}{0.27} = 28 < 60 \text{ (máximo permisible)} \text{ *correcto}$$

por tanto usaremos como largueros de techo la sección propuesta :

$$8 \times 3 \text{ cal. } 12$$

SAG-RODS (Tensores de Techo)

Los tensores o Sag-Rods se diseñan por tensión solamente, con las reacciones de los largueros considerados como vigas continuas, que como se dijo antes, los tensores cumplen la función de apoyos libres.

Debido a que los tensores se encuentran alineados uno con otro, se debe considerar para su diseño la suma de las reacciones por carga uniforme, esto es:

$$R = \frac{\omega L}{2} = \frac{10.72 \times 2}{2} = 10.72 \text{ kg}$$

No. de tensores alineados = 10

$$T = 10 R = 10 (10.72) = 107.20 \text{ kg}$$

el área requerida para los Sag-Rods será suponiendo:

$$F_t = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{T}{F_t} = \frac{107.2}{1400} = 0.08 \text{ cm}^2$$

Se propone como tensor un redondo de ϕ 3/8" con rosca en los extremos para que se pueda atornillar; el área neta descontando el espacio de la rosca es de :

$$A_n = 0.35 \text{ cm}^2 \gg 0.08$$

por lo tanto se usará la sección (ϕ 3/8") para los Sag-Rods.

COLUMNAS DE VIENTO.

Se le llamará así a los postes que servirán al muro cabecero. La lámina al recibir la presión o succión del viento se la transmite a los largueros del muro y estos a su vez a las columnas de viento (también llamadas postes de fachada). Estas últimas se la transmiten parte al piso donde se ancla y parte a los puntales de techo, los cuales a su vez se la transmiten al sistema de contraventeo, el cual se verá mas adelante.

Como se dijo anteriormente, los postes reciben la presión o succión del viento, la cual es una fuerza uniformemente repartida, y se considerará de:

$$W_v = c_2 P = 1.75 \times 30.72 = 53.76 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ver fig. 3.7)}$$

Para el análisis del poste se considerará que estará articulado en ambos extremos con una carga uniforme de :

$$\omega = 53.76 \text{ kg/m}^2 \times 6.5 \text{ m} = 349.44 \text{ kg/m}$$

altura del poste mas alto : $H = 10.85 \text{ mts}$

$$M_{\max} = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{349.44 \times 10.85^2}{8} = 5,142 \text{ kg-m}$$

$$R = \frac{\omega L}{2} = \frac{349.44 \times 10.85}{2} = 1,096 \text{ kg}$$

Módulo de sección requerido :

$$S_{req} = \frac{M_{max}}{F_b} = \frac{514,000}{1,520} = 338 \text{ cm}^3$$

se utilizará como columna de viento una sección IR 254 x 32.9 kg/m, la cual tiene :

$$S_x = 380 \text{ cm}^3 > 338 \text{ cm}^3$$

por lo tanto se acepta la sección.

LARGUEROS DE MUROS.

Las vigas de muro reciben la lámina y esta a su vez soporta las presiones o succiones del viento. Los largueros se colocan sobre las columnas de viento o columnas principales y se separan de acuerdo a la resistencia de la lámina; en este caso quedarán a 1.50 mts. La carga que actúa en los largueros es la siguiente:

$$\omega = 53.76 \text{ kg/m}^2 \times 1.50 \text{ m} = 80.64 \text{ kg/m}$$

$$M_{max} = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{80.64 \times 8^2}{8} = 812.65 \text{ kg-m}$$

Empleando secciones similares a las del techo, el módulo de sección requerido es:

$$S_{req} = \frac{M}{F_b} = \frac{81,285}{2,100} = 38.70 \text{ cm}^3$$

La sección 8 MT 14 tiene un módulo de sección de :

$$S_x = 45.2 \text{ cm}^3 > 38.70 \text{ cm}^3$$

la cual como ya se vió, cumple con los requisitos del AISI. Por tanto se usará esta sección para los largueros de muros.

CONTRAVIENTOS Y PUNTALES

La función principal de los contravientos y puntales es rigidizar el edificio industrial en el sentido longitudinal tomando las fuerzas que actúan en esa dirección como son: el viento, el sismo y las fuerzas de frenaje de la grúa y transmitir las al piso o cimentación a través de puntales trabajando a tensión formando un sistema de tal manera que las fuerzas se reciben en el techo y se transmiten a través de puntales y varillas del techo y muros a la cimentación como se verá enseguida:

Refiriéndose a las fig.3.35 y 3.38 las fuerzas F_1 y F_2 son las que las columnas de viento le transmiten al techo y la fuerza F_4 es

debida al frenaje de la grúa. Con las fuerzas obtenidas se procede a diseñar los elementos como sigue:

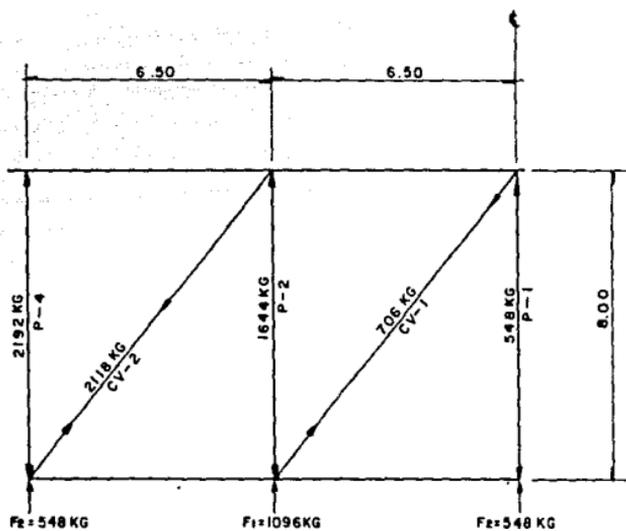


FIG. 3.35 CONTRAVIENTOS Y PUNTALES DE TECHO

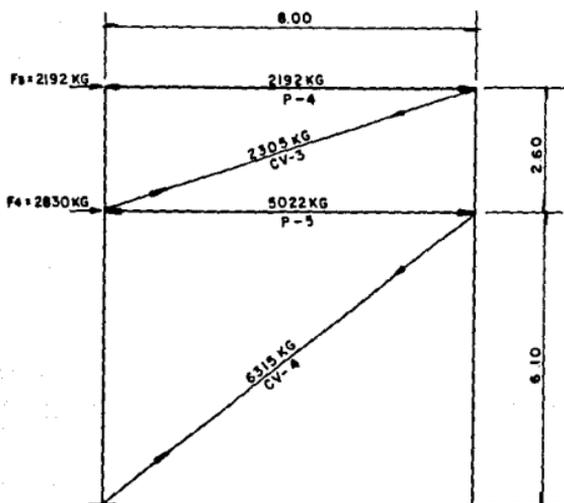


FIG. 3.36 CONTRAVIENTOS Y PUNTALES DE MURO

CONTRAVIENTOS DE TECHO.

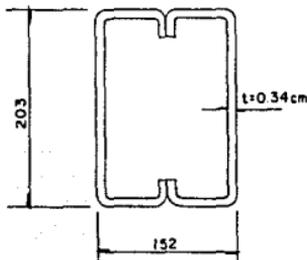
El valor mas grande es el de CV-2 $T=2,118 \text{ kg}$. Se propone un redondo de acero $F_y=2,530 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{req} = \frac{T}{F_t} = \frac{2,118}{1,400} = 1.51 \text{ cm}^2$$

El Redondo de $\phi 5/8"$ tiene un $A=1.99 \text{ cm}^2$ que se usará como CV-1 y CV-2

PUNTALES DE TECHO

Se usará el valor de $C=2,192$ kg que es el que corresponde al del puntal P-4. tomando en cuenta a los largueros de techo se propone usar dos perfiles tipo MON-TEN en cajón de sección 8x6 CAL.10 según el Manual Monterrey con las sgtes. propiedades:



$$\begin{aligned}
 F_y &= 3,500.00 \text{ kg/cm}^2 \\
 A &= 25.80 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 1,608.70 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 927.40 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 158.30 \text{ cm}^3 \\
 S_y &= 121.80 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 7.90 \text{ cm} \\
 r_y &= 5.99 \text{ cm} \\
 \text{factor de columna } Q &= 0.837
 \end{aligned}$$

Esfuerzo de compresión actuante:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{2,119}{25.80} = 85.0 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de esbeltez:

$$L/r = \frac{800}{5.99} = 133.6 < 200 \quad \rightarrow \text{correcto}$$

De acuerdo a las Especificaciones del AISI:

$$\text{si } L/r \geq \frac{6,413}{\sqrt{F_y} \sqrt{Q}} = \frac{6,413}{\sqrt{3500} \sqrt{0.837}} = 118.5$$

$$F_a = \frac{10,476,000}{(L/r)^2} = \frac{10,476,000}{(133.6)^2} = 586.9 \text{ kg/cm}^2 > f_a$$

Tratándose de un puntal que también servirá de apoyo a la lámina, trabajará a flexión con la misma carga que un larguero. Por lo tanto se revisarán los esfuerzos a flexión.

$$M_y = 580 \text{ kg-m}$$

$$f_{by} = \frac{58,064}{158.3} = 367.0 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_x = \frac{429}{121.8} = 367.0 \text{ kg/cm}^2 \ll 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Combinados:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{85.0}{586.9} = 0.145 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{85}{586} + \frac{367}{2100} + \frac{4}{2100} = 0.32 \leq 1.0 \rightarrow \text{correcto}$$

Se observa que la sección está sobrada y también que la fuerza F_a es aproximadamente el doble trabajando únicamente a compresión con la misma longitud. Por lo tanto se usará esta misma sección (8x6 MT10) como puntal de techo y muros.

CONTRAVIENTOS DE MURO

El contraviento CV-4 es el que recibe mayor fuerza $C=6.315$ kg suponiendo un $Ft=1400$ kg/cm² se requiere un área de :

$$A_{req} = \frac{C}{Ft} = \frac{6.315}{1.400} = 4.51 \text{ cm}^2$$

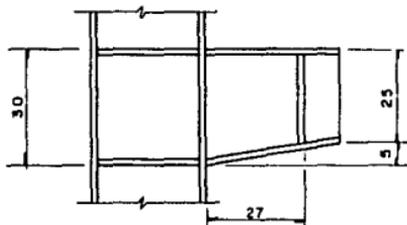
Se usará un Redondo $\phi=1\frac{1}{8}$ " que tiene un área de $A=7.92$ cm² > 4.51 cm²

Como contraviento CV-3 se utilizará un Redondo $\phi=3/4$ " en virtud de que se presenta una fuerza un poco mayor que la CV-2 y fácilmente se puede demostrar que el Redondo $\phi=3/4$ " resiste la fuerza de tensión $T=2.305$ kg.

$$ft = \frac{2.305}{2.85} = 809 \text{ kg/cm}^2 < 1.400 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{correcto}$$

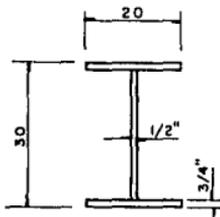
MENSULA

La trabe carril se apoya sobre la ménsula, elemento estructural en voladizo que tiene que ser diseñado para resistir la carga vertical máxima como se verá enseguida.



$$M_{max} = 28.55 \times 0.27 = 7.71 \text{ T-n}$$

SECCION DE LA MENSULA



$$A = 97.6 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 14,872 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 991 \text{ cm}^3$$

Revisión de Esfuerzos a Flexión.

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{771,000}{991} = 778 \text{ kg/cm}^2 < 1,400 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{correcto}$$

Revisión de Esfuerzos a Cortante.

$$f_v = \frac{P}{A_m} = \frac{28,550}{1.27 \times 25} = 899 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{correcto}$$

PLACA BASE Y ANCLAS

Las placas base de columnas metálicas con cargas excéntricas se pueden dividir en tres clases diferentes:

Clase I. Para esta clase corresponden todas las placas base en las que el momento es tan pequeño en relación con la carga axial y en la que se presenta compresión en toda el área entre la superficie inferior de la placa y su cimentación.

Clase II. Son las que presentan tensión en una parte (un tercio ó menos) de su superficie.

Clase III. Son aquellas que se encuentran expuestas a un momento relativamente grande y en las que por lo tanto hay tensión en una gran parte (mas de un tercio del área entre la cara inferior de la placa y el dado que la recibe).

Para los tres casos se revisa el equilibrio estático y los esfuerzos en el concreto y en el acero. A continuación se estudia el caso III que es el más general.

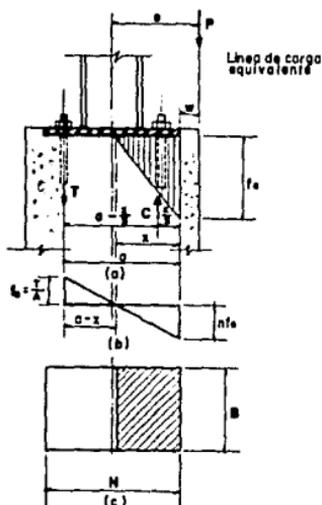


FIG. 3.33 placa base de columna

Refiriéndonos a la fig. 3.37 se puede obtener una ecuación en "x", por medio de la cual puede determinarse el eje neutro de las fuerzas que actúan sobre la cimentación. En la misma figura puede observarse que las tres fuerzas verticales que intervienen son: P, C y T

La primera ecuación preliminar se obtiene igualando su suma a cero:

$$P + T - C = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Ecuación con tres incógnitas por lo que se requiere de 3 ecuaciones para su resolución.

La segunda ecuación se puede establecer con la suma de momentos con respecto a la fuerza "C", donde por equilibrio se debe cumplir:

$$P(x/3 + w) - T(a - x/3) = 0 \dots\dots\dots(2)$$

La ecuación (3) corresponde al diagrama de la sección transformada de la fig. siguiente donde por triángulos semejantes, se tiene que:

$$\frac{n f_c}{T/As} = \frac{x}{a-x} \dots\dots\dots(3)$$

donde: As = Área de acero de las anclas de sujeción. (Se deben suponer)

$$n = \frac{E_s \text{ (acero)}}{E_c \text{ (concreto)}} = \text{Módulo de elasticidad}$$

De la segunda igualdad se puede despejar "P".

$$P = \frac{T(a - x/3)}{(w + x/3)} = \frac{T/3 (3a - x)}{1/3 (3w + x)} = \frac{T(3a - x)}{(3w + x)} \dots\dots(4)$$

"C" se puede definir como el volúmen del prisma de esfuerzos en compresión:

$$C = \frac{f_c x}{2} B \dots\dots\dots(5)$$

despejando f_c de ecuación ... (3):

$$f_c = \frac{x}{a-x} \frac{T/As}{n}$$

sustituyendo f_c en ecuación ... (5)

$$C = \frac{x}{As(a-x)} \frac{T}{n} \frac{B x}{2} = \frac{B T x^2}{2n As (a - x)} \dots\dots(6)$$

sustituyendo "C" y "P" en ecuación ... (1):

$$\text{donde: } P + T = C$$

$$\frac{(3a - x)}{(3w + x)} T + T = \frac{B}{2n As} \frac{x^2}{(a - x)} T \dots\dots(7)$$

dividiendo por T y simplificando fracciones, tenemos:

$$x^3 + 3w x^2 + \frac{6n As}{B} (a + w)x = \frac{6n As}{B} (a + w)a \dots\dots(8)$$

$$\text{haciendo } W = \frac{6n As}{B} (a + w) \dots\dots(9)$$

$$\text{se tiene: } x^3 + 3w x^2 + Wx = Wa \dots\dots(10)$$

Ecuación a la que se quería llegar, en donde "x" para propósitos de tanteos no deberá ser mayor que la dimensión "H". Se puede ver que todos los términos son conocidos.

Antes de que las ecuaciones puedan ser aplicadas es necesario suponer cuál será el área total A_s de las anclas de sujeción, así como el ancho B de la placa base. Una vez encontrado "x", basado en estos valores supuestos, es necesario comprobar la validez de ellos.

Para comprobar A_s , se requiere la fuerza T en las anclas de sujeción, que se encuentra en la ecuación ... (2):

$$T = P \frac{(x - 3w)}{(3a - x)} \dots \dots \dots (11)$$

Conociendo "T" se puede calcular el esfuerzo resultante f_c en la base del concreto a lo largo de la placa base. Despejando C de ecuación (1) y sustituyendo en ecuación (5), se obtiene:

$$f_c = \frac{2(P+T)}{B \cdot x} \dots \dots \dots (12)$$

y debe cumplirse que $f_c \leq F_p$

De acuerdo al suplemento No. 3 del AISC para éste caso debe

cumplirse que: $F_p = 0.35 f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.7 f'c$

donde: A_1 = área sometida a aplastamiento (cm^2)

A_2 = área total del concreto (cm^2)

A continuación se presenta una secuela de cálculo de la placa base sujeta a momento flexionante, basado en el análisis aquí expuesto.

- 1.- De acuerdo a las dimensiones del perfil de la columna que se trate, estimar las dimensiones de la placa base.
- 2.- Suponer un área de acero de dos anclas (diámetro comercial)

$$W = \frac{6n \cdot A_s}{B} (a + w)$$

- 3.- Sustituir y resolver por tanteos, la ecuación cubica con anterioridad deducida:

$$x^3 + 3w \cdot x^2 + Wx = Wa$$

- 4.- Calcular y checar que la tensión: $T = P \frac{(x + 3w)}{(3a - x)}$ sea resistida por el área de acero supuesta.

- 5.- Calcular y checar que el esfuerzo $f_c = \frac{2(P+T)}{B \cdot x}$ sea menor que

$$0.35 f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.7 f'c$$

6.- Calcular el espesor $t = \sqrt{\frac{6 M}{B F_b}}$ * (cm)

* Si el espesor "t" > 38 mm conviene usar cartabones para repartir el momento flexionante de la placa base.

Diseño de anclas y placa base

Enseguida se diseñan las anclas y placa base, aplicando el procedimiento que se describió.

Los elementos mecánicos máximos son:

$$P = 11.9 \text{ ton}$$

$$M = 18.2 \text{ ton-m}$$

Tomando en cuenta las dimensiones de la sección de la columna, se propone una placa de 40x80 cm la cual se revisa como se indica enseguida:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{18.2}{11.9} = 1.53 \text{ mts}$$

$$\omega = e - H/2 = 153 - 80/2 = 113 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2'100.000}{141.421} = 14.8$$

Se propone A_s con 4 anclas $\phi = 1 \text{ in}$; $A_s = 4 \times 3.55 = 14.20 \text{ cm}^2$

$$W = \frac{6n A_s(a+\omega)}{B} = \frac{6(14.8)(14.2)(72.5+113)}{40} = 5.768.89$$

sustituyendo en :

$$x^3 + 3\omega x^2 + Wx = Wa$$

$$x^3 + 3(113)x^2 + (5847.70)x = 5847.70(72.5)$$

$$x^3 + 339x^2 + 5847.70x = 423.958.25$$

haciendo tanteos : $x = 26.97$

sustituyendo :

$$T = P \left[\frac{x + 3w}{3a - x} \right]$$

$$T = 11.900 \left[\frac{26.970 + 3(113)}{3(72.5) - 26.97} \right] = 22.858 \text{ kg}$$

Tensión en Anclas:

$T = A_s F_t = 14.20 \times 1.518 = 21.555 \text{ kg} < 22.858$ \rightarrow no pasa
 por lo tanto se incrementará el area neta de las anclas. Se
 propone 4 anclas ϕ 1 1/8" $A_s = 4 \times 4.46 = 17.84 \text{ cm}^2$

$$W = \frac{6 \times 14.8 \times 17.84 (72.5 + 113)}{40} = 7.346.69$$

$$x^3 + 3(113)x^2 + (7346.69)x = 7.346.69(72.5)$$

$$x^3 + 339x^2 + 7346.69x = 532.635.03$$

haciendo tanteos : $x = 29.34$

sustituyendo :

$$T = 11.900 \left[\frac{29.34 + 3(113)}{3(72.5) - 29.34} \right] = 23.295 \text{ kg}$$

Tensión en Anclas:

$$T = 17.84 \times 1.518 = 27.081 \text{ kg} > 23.295 \quad \rightarrow \text{ Bien}$$

Por lo tanto se usarán 4 anclas ϕ 1 1/8" de cada lado de la placa base.

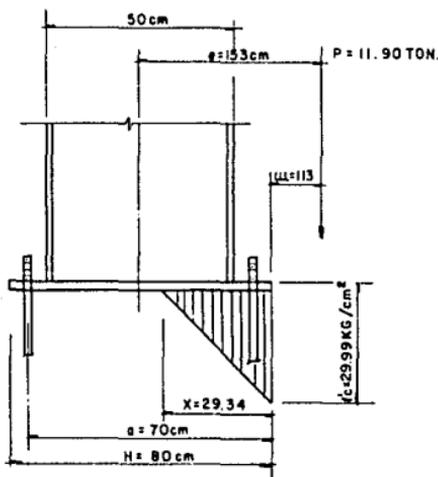


FIG. 3.38 PLACA BASE. DIAGRAMA DE ESFUERZOS

Esfuerzo de Compresión en el Dado de concreto :

$$f_c = 2 \left[\frac{P + T}{Bx} \right] = 2 \left[\frac{11,900 + 23,295}{60 \times 29.340} \right] = 29.99 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Permisible de Aplastamiento (Fp):

$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{A_z/A_t} \leq 0.7 f'_c$$

$$F_p = 0.35 \times 200 \sqrt{\frac{40 \times 80}{40 \times 28.58}} = 117 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.7 f'_c = 0.7 (200) = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p = 117 \text{ kg/cm}^2 > f_c = 29.99 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{correcto}$$

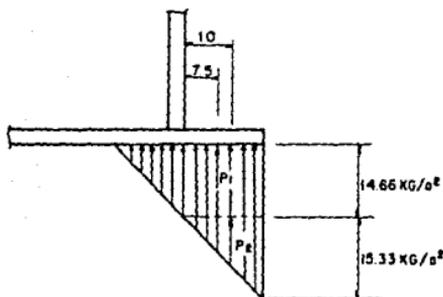


FIG. 3.39 ESFUERZOS DE COMPRESION

ESPESOR DE LA PLACA BASE.

El espesor de la placa base se obtiene con la ecuación :

$$t = \sqrt{\frac{B M}{B F_b}}$$

donde:

M = Momento máximo en la base de la placa

B = Ancho de la placa base

$F_b = 0.75 F_y$ (AISC 1.10.10)

El momento máximo se presenta en la intersección de la placa y el paño exterior del patín de la columna (punto "A" en fig. 3.39) ya sea con los esfuerzos a compresión ó con los de tensión .

Momento donde actúan las anclas (4 ϕ 1 1/8")

$$M = 23,295(7.5) = 174,713 \text{ kg-cm}$$

→ rige

Momento donde apoya sobre el dado:

$$M = (14.66 \times 15 \times 7.5 \times 40) + (15.33 \times 15 \times 10 \times 40) \div 2 = 111,960 \text{ kg-cm}$$

Esfuerzo Permissible a Flexion :

$$F_b = 0.75 F_y = 0.75 (2,530) = 1,897.5 \text{ kg/cm}^2$$

sustituyendo valores en ecuación para "l":

$$l = \sqrt{\frac{C_6 \times 174,713}{C_{40} \times 1,897.5}} = 3.71 \text{ cm}$$

$l = 3.71 \text{ cm} < 3.81 \text{ cm}$ por lo que no requiere cartabones

se usará placa de espesor "l" = 3.81 cm (1 1/2")

LONGITUD DE ANCLAJE

Las anclas deben de tener una longitud adecuada para resistir la tensión a las que en un momento dado estarán sujetas. El reglamento de construcciones del D.D.F. presenta una expresión con la cual se puede determinar la longitud de anclaje, como se indica enseguida:

$$L_{db} = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.008 d_b f_y$$

para anclas de $\phi = 1 \frac{1}{8}$ " (2.858 cm)

$$A_g = 6.413 \text{ cm}^2$$

$$L_{db} = 0.06 \frac{6.413 \times 2530}{\sqrt{200}} = 68.84 \text{ cm}$$

$$0.008 \times 2.858 \times 2530 = 43.38 \text{ cm}$$

la longitud del ancla por tanto es:

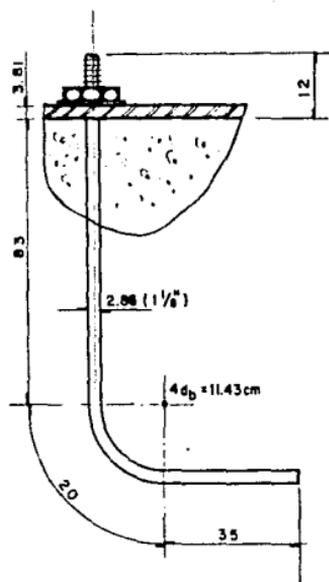
$$L_a = 2 L_d = 2 \times 68.84 = 137.68 \text{ cm}$$

La longitud de anclaje será de 150 cm

ver figura de ancla tipo.

Finalmente se presenta el croquis de la placa base y anclas en la

figura 3.40.



ANCLA TIPO

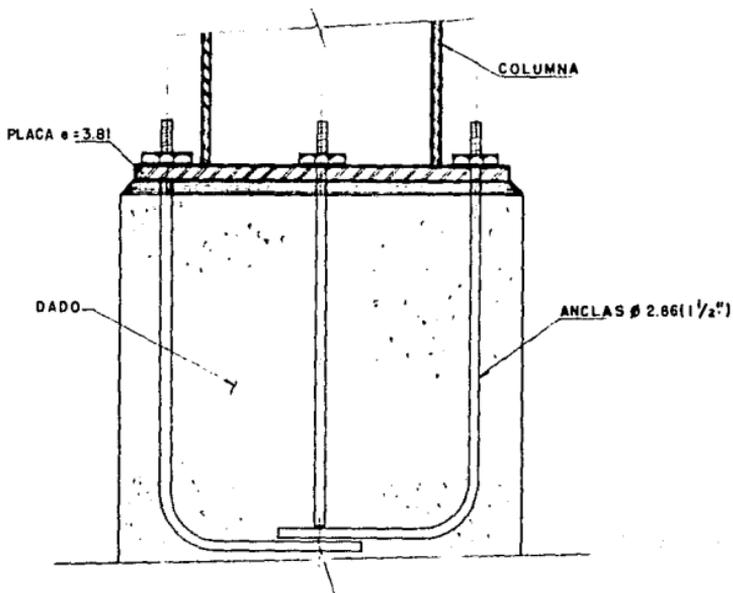
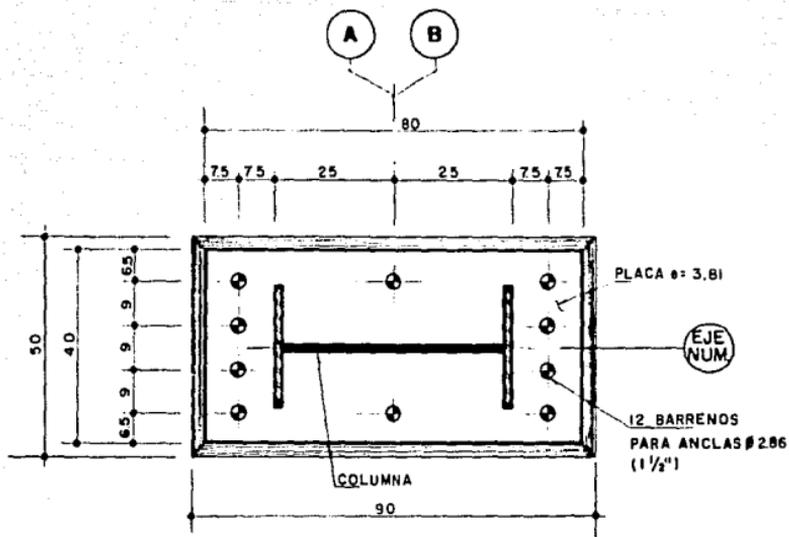


FIG. 3.40 placa base y anclas

La cimentación de cualquier estructura, debe ser diseñada con el mayor cuidado posible, ya que su falla implica asentamientos, rupturas y hasta el colapso total de la estructura; poco puede hacerse para remediar una falla de cimentación, excepto en aquellos casos en que puedan usarse pilotes de control para corregir los hundimientos. Por esto no debe escalimarse tiempo ni dinero, dentro de los límites económicos particulares de cada proyecto, para el diseño y ejecución de la cimentación.

El tipo de cimentación más adecuada para una estructura dada, depende de varios factores:

1.- Función del Edificio.

Dependiendo de su función, son los factores de seguridad; los cuales influyen en el diseño de la cimentación.

2.- Tipo de Suelo.

Pueden encontrarse diferentes características del terreno, dependiendo de la localización de la obra, por ejemplo, se puede encontrar roca sana, roca intemperizada, gravas, arenas, etc., o bien, se pueden encontrar combinados. Cada uno de estos suelos tendrá diferente resistencia para soportar las cargas de una estructura dada y debe conocerse por lo tanto al fijar su localización, que tipo de terreno es el que va a soportarla.

Para esto se llevan a cabo exploraciones subterráneas que pueden variar, dependiendo de la magnitud de las cargas que se espera transmitir al terreno, desde una simple excavación a poca profundidad para una edificación pequeña, pavimentos, etc., hasta exploraciones a gran profundidad con la obtención de muestras, las cuales permiten trazar un perfil completo del subsuelo y conocer así su configuración en toda la zona de la cimentación, cuando las cargas son considerables.

Cuando así se requiera, deben hacerse también pruebas de carga para conocer la capacidad real del terreno y poder así fijar una capacidad de diseño. Estas pruebas de carga, para ser representativas, deben hacerse cerca de, o en el sitio exacto donde se aplicarán las cargas de la estructura.

3. Tipo de Estructura.

Dependiendo del tipo de estructura se pueden usar diferentes cimentaciones.

4. Cargas que soporta.

Estas, junto con el tipo de terreno, son las que rigen el diseño de la cimentación.

Puede que sea necesario hacer otras consideraciones, pero las anteriores son las principales.

Debido a las relaciones existentes entre estos factores, se pueden obtener varias soluciones aceptables para cada problema de cimentación. Cuando diferentes ingenieros con su gran experiencia se ven ante una situación dada, pueden llegar a conclusiones algo diferentes. Por lo tanto, el criterio juega un papel muy importante en el diseño de la cimentación. Es de dudar que alguna vez pueda elaborarse un procedimiento estrictamente científico para el diseño de cimentaciones, aunque los progresos científicos hallan contribuido mucho al perfeccionamiento de la técnica.

Algunos de los tipos más comunes de cimentación son los siguientes:

A. Zapatas Aisladas.

Se usan para distribuir cargas concentradas sobre un área de terreno tal que no sobrepase su capacidad de carga.

B. Muros de Cimentación.

Sirven para soportar cargas uniformes debidas a paredes y pueden ser simples o bien con una zapata en la base llamándose entonces zapatas corridas.

C. Losas de Cimentación.

Cuando un suelo tiene baja resistencia y las dimensiones de las zapatas aisladas resultarían muy grandes, se llega al límite de usar una losa completa para transmitir las cargas a toda el área bajo la estructura. Así también, se usan estas losas donde es necesario impedir la entrada del agua bajo la estructura.

D. Cimentaciones Compensadas.

Cuando se piensa sobrepasar la capacidad del terreno con las cargas que le serán aplicadas se usan en ocasiones cimentaciones de este tipo, cuyo principio básico es el de excavar un volumen de terreno tal que iguale o compense, en peso, la totalidad de las cargas de la estructura.

E. Pilotes.

Se usan para transmitir las cargas de la estructura a través de capas de terreno débil, hasta llegar a una capa con resistencia suficiente para soportar dichas cargas.

Existen también pilotes que transmiten las cargas al terreno por medio de la fricción entre ambos.

Pueden combinarse en una misma cimentación dos o más de los tipos anteriores, es decir, puede haber zapatas aisladas en concreto con muros de cimentación; pueden existir losas corridas sobre pilotes, etc.

La cimentación de la Nave Industrial, se resolvió mediante zapatas aisladas, ya que las cargas se concentran en puntos relativamente distanciados y uniéndose en el sentido longitudinal por medio de una trabe de liga, las cuales también tienen la función de transmitir las fuerzas longitudinales que resultan del viento y frenado de la grúa. Se considera que la cimentación se apoya en un suelo con capacidad de carga de $q_a = 8 \text{ t/m}^2$.

Enseguida se estudia lo relacionado con las zapatas aisladas, ya que es el tipo que se selecciona para la cimentación de la Nave Industrial de la cual se trata. Primero se mencionara un poco acerca de su evolución a través del tiempo y más adelante se estudiará su comportamiento y diseño de acuerdo al Reglamento ACI 318-83, conforme al criterio de Resistencia última que es el que actualmente más se está utilizando.

IV.1 ZAPATAS AISLADAS

Una zapata es una ampliación de la base de la columna o muro, cuya función es transmitir la carga al subsuelo con una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las cuales consisten de losas rectangulares o cuadradas, que pueden tener un espesor constante o que se reduce en la punta del voladizo.

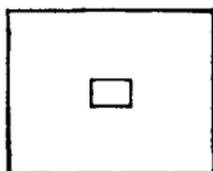
Al igual que la superestructura, las zapatas han evolucionado con el tiempo. Hasta mediados del siglo pasado, la mayor parte de las zapatas eran de mampostería. Si se construían de piedra cortada y labrada a tamaños especificados, se les llamaba zapatas de piedra labrada. En contraste, las zapatas de mampostería ordinaria se construían con pedazos de piedra de todos los tamaños, unidos con mortero. Las zapatas de mampostería eran adecuadas para casi todas las estructuras, hasta que aparecieron los edificios altos con cargas pesadas en las columnas. Estas cargas requerían zapatas grandes y pesadas que ocupaban un valioso espacio en los sótanos.

En los primeros intentos para ampliar las áreas de las zapatas,

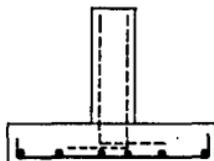
sin aumentar el peso, se construían emparrillados de madera, y las zapatas convencionales de mampostería se colocaban sobre ellas. En la última década del siglo pasado, se utilizó un emparrillado construido con rieles de acero de ferrocarril, ahogados en concreto como una mejora del emparrillado de madera. El emparrillado de rieles fue un adelanto importante, porque ahorraba mucho peso y aumentaba el espacio en el sótano. A principios de siglo, los rieles de ferrocarril fueron sustituidos por las vigas "I" de acero, que ocupaban un poco más de espacio, pero que eran apreciablemente más económicas en acero.

Con el advenimiento del concreto reforzado, poco después de 1900, las zapatas de emparrillado fueron superadas casi por completo por las de concreto reforzado, que son todavía el tipo dominante.

Las zapatas de concreto reforzado para columnas sencillas son por lo general cuadradas ó rectangulares como se muestra en la figura siguiente.



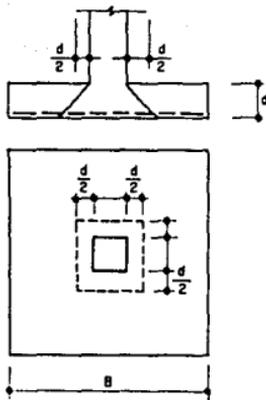
PLANTA



ELEVACION

Como se aprecia en el dibujo, este elemento representa voladizos que sobresalen de la columna o dado en ambas direcciones y soportan la presión del terreno hacia arriba, provocando en la parte inferior de la zapata esfuerzos por tensión, por lo cual una zapata debe ser reforzada mediante dos parrillas de acero perpendiculares entre sí.

Otros esfuerzos importantes son: el esfuerzo por tensión diagonal o esfuerzo cortante, el cual se produce en las caras de una pirámide truncada cuya pendiente es de 45°, como lo muestra la siguiente figura:



PLANOS DE FALLA POR ESFUERZO CORTANTE

Así mismo se presentan otros esfuerzos; uno debido a la adherencia y anclaje y otro debido al "aplastamiento" del concreto en la superficie de union entre la zapata y la columna o dado, como se tratará más adelante.

IV.2 COMPORTAMIENTO A FLEXION Y CORTANTE DE ZAPATAS

Para simplificar el diseño de las cimentaciones, se hace la hipótesis de que son rígidas y el suelo que las soporta consta de capas elásticas; en consecuencia, se puede suponer que la distribución de presiones del suelo es uniforme o varía en forma uniforme. El cálculo de los momentos flexionantes y del cortante se hace con la presión neta del suelo que se obtiene sustrayendo el peso propio de la cimentación y la sobrecarga de la presión total del suelo. Si la zapata de una columna se considera como un segmento invertido de losa, en el que se considera que la intensidad que la presión neta del suelo está actuando sobre una losa en voladizo apoyada en una columna, la losa estará sujeta a flexión y a cortante de modo similar a la losa de un piso que soporta cargas de gravedad.

Cuando intervienen cargas concentradas muy fuertes, se ha comprobado que el cortante y no la flexión controla la mayoría de los diseños de las cimentaciones. El mecanismo de la falla de cortante en las losas de las zapatas es semejante al de las losas de piso. Sin embargo la capacidad de cortante es considerablemente más alta que las de las vigas. Puesto que en la mayoría de los casos la zapata se flexiona en doble curvatura, se debe considerar el cortante y la flexión con respecto a dos ejes principales.

El estado de esfuerzos en cualquier elemento de la zapata, se debe principalmente a los efectos combinados del cortante, la flexión y la compresión axial.

La losa de la zapata se debe proporcionar para soportar todas las cargas factorizadas aplicadas y las reacciones inducidas, incluyendo las cargas axiales, los cortantes y los momentos que se deben resistir en la base de la zapata.

Una vez que se determina la presión admisible del suelo a partir de los datos disponibles del lugar, de los principios de Mecánica de Suelos y de los reglamentos locales, el tamaño del área de la zapata se calcula con las cargas sin factorizar (de servicio), como las cargas muerta, viva, de viento o las cargas de sismo, en cualquier combinación que gobierne al diseño.

Una vez determinado el tamaño de una zapata, es posible determinar la geometría de la zapata aplicando los principios y métodos para el diseño por cortante y por flexión. Las cargas y los momentos externos de servicio que se usaron para determinar el tamaño del área de la cimentación, se transforman a sus valores últimos factorizados aplicando los factores de carga apropiados y los factores de reducción de la resistencia ϕ , para determinar los valores de la resistencia nominal que se utilizarán para el análisis y el proporcionamiento del tamaño y la distribución del refuerzo en la zapata.

IV.3 DISTRIBUCION DE PRESIONES EN LA BASE DE LAS ZAPATAS

La distribución de la presión de apoyo del suelo en las zapatas, depende de la forma en que las cargas de los muros o las columnas se transmiten a la losa de la zapata y del grado de rigidez de la misma. Se supone que el suelo bajo la zapata es un material elástico y homogéneo y la zapata se supone rígida, como es el caso más común en las cimentaciones. En consecuencia, se puede considerar que la presión de apoyo del suelo está uniformemente distribuida si la reacción actúa en el eje del área de la losa de la zapata. Si la carga no es axial o no está aplicada simétricamente, la distribución de la presión del suelo adopta una forma trapezoidal debido a los efectos combinados de la carga axial y la flexión.

Las zapatas combinadas pueden estar sujetas a cargas excéntricas. Cuando el momento producido por la excentricidad es muy grande, se pueden presentar esfuerzos de tensión en un lado de la zapata, puesto que la distribución de esfuerzos de flexión depende de la magnitud de la excentricidad de la carga. Siempre es aconsejable proporcionar el área de estas zapatas en forma tal que la resultante se localice en el tercio medio, como se muestra en la figura 4.1.a. En tal caso, la carga se localiza en el tercio medio de la dimensión de la zapata en cada dirección, con lo que se evitan tensiones en el suelo que en teoría pueden ocurrir antes de la redistribución de esfuerzos.

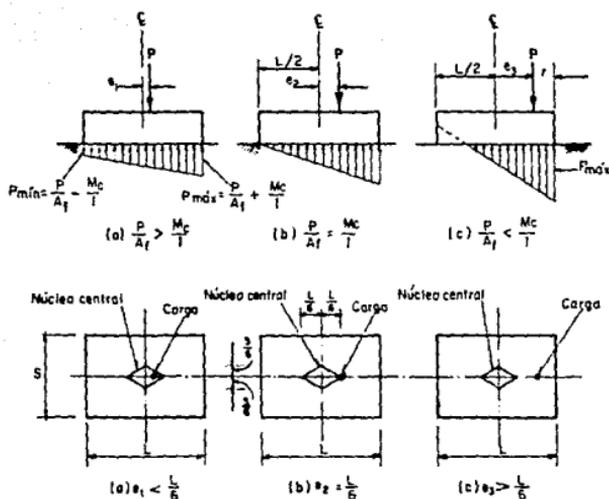


FIG. 4.1 DISTRIBUCION DE PRESIONES EN ZAPATAS CON CARGA EXCENTRICA

1. Caso de excentricidad $e_1 < L/6$ (fig. 4.1a). En este caso el esfuerzo P/A_f es mayor que esfuerzo de flexión M_c/I . El esfuerzo es:

$$p_{\max} = \frac{P}{A_f} + \frac{P e_1 c}{I} \quad (4.1a)$$

$$p_{\min} = \frac{P}{A_f} - \frac{P e_1 c}{I} \quad (4.1b)$$

2. Caso de excentricidad $e_2 = L/6$. (fig. 4.1b):

$$\text{esfuerzo directo} = \frac{P}{A_f} = \frac{P}{s L} \quad (4.2a)$$

$$\text{esfuerzo flexionante} = \frac{M_c}{I} = \frac{P e_2 c}{I} \quad (4.2b)$$

$$\frac{c}{I} = \frac{\frac{L}{6}}{s(L^2/12)} = \frac{1}{s(L^2/6)} = \frac{6}{sL^2} \quad (4.2c)$$

s y L son, respectivamente, el ancho y la longitud de la zapata. Con objeto de encontrar el caso limite donde no existe tensión

en la zapata, el esfuerzo directo P/Af debe ser equivalente al esfuerzo de flexión, en tal forma que:

$$\frac{P}{Af} - \frac{P e z c}{I} = 0 \quad (4.2d)$$

Sustituyendo para P/Af y c/I de las ecuaciones 4.2a y 4.2c en la ecuación 4.2d:

$$\frac{P}{s L} = P e z \times \frac{6}{s L^2} = 0 \quad \text{o} \quad e z = L/6$$

En consecuencia, la carga excéntrica debe actuar en la tercera mitad de la dimensión de la zapata para evitar tensión sobre el suelo.

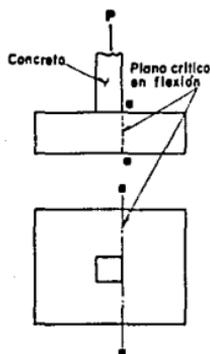
3. Caso de excentricidad $e_s > L/6$ (fig. 4.1c). Puesto que la carga actúa fuera del tercio medio, se presentan esfuerzos de tensión en el lado izquierdo de la zapata, como se muestra en la figura 4.1c. Si la presión máxima de apoyo P_{max} que produce la carga P no excede de la presión de apoyo permisible del suelo, no es de esperarse que el extremo izquierdo de la zapata se levante y el centro de gravedad de la distribución triangular de los esfuerzos del suelo, coincide con el punto de acción de la carga p en la fig. 4.1c.

La distancia de la carga P hasta el borde de la zapata es $r=(L/2)-e_s$ = distancia del centroide del triángulo de esfuerzos desde la base del triángulo. Por lo tanto, el ancho del triángulo es $3r=(L/2)-e_s$. Luego el esfuerzo máximo de apoyo en compresión es:

$$P_{max} = \frac{P}{\frac{3r}{2} \times s} = \frac{2P}{3s \left[\frac{L}{2} - e_s \right]} \quad \dots (4.3)$$

IV.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO EN FLEXIÓN

El momento máximo externo en cualquier sección de una zapata se determina con base a los momentos factorizados de las fuerzas que actúan en toda el área de la zapata, a un lado de un plano vertical que pasa a través de la zapata. Este plano se toma en la cara de la columna o pedestal, en zapatas aisladas como en la figura siguiente.



En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo de flexión se debe distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata. Esta recomendación es conservadora, particularmente si la presión de apoyo del suelo no es uniforme. Sin embargo, si se hicieran refinamientos en la hipótesis de los momentos flexionantes, no se obtendrían ahorros importantes.

En las zapatas rectangulares en dos direcciones que soportan una columna, se toma al momento flexionante que actúa en la dirección corta como equivalente al momento flexionante en la dirección larga. La distribución del refuerzo difiere en las direcciones larga o corta.

Se supone que el peralte efectivo es igual en la dirección corta y larga, sin pérdida significativa de precisión, aunque difiere ligeramente por las dos capas de las parrillas de refuerzo.

En todos los casos el peralte de la zapata por encima del refuerzo debe ser por lo menos de 15 cm. para zapatas desplantadas en el suelo y por lo menos de 30 cm. para las zapatas apoyadas en los pilotes (las zapatas sobre pilotes se deben reforzar siempre). Un peralte práctico para las zapatas de columnas, no debe ser menor de 20 cm.

IV.5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO EN CORTANTE

El comportamiento de la zapata en cortante es similar que el de las vigas y las losas de entrepiso. Por consecuencia, en el diseño por cortante de las cimentaciones, se aplican los mismos principios y expresiones para el cortante y la tensión diagonal.

La resistencia en cortante de las losas y las zapatas, en la vecindad de las reacciones de las columnas, está gobernada por la más severa de las dos condiciones siguientes:

1. Acción de viga

Se supone que la sección crítica de cortante en losas y zapatas se extiende en un plano a través de todo el ancho y que se localiza a una distancia d a partir de la cara de la carga concentrada o área de reacción. En este caso, si solamente actúan el cortante y la flexión, la resistencia nominal en cortante de la sección es:

$$V_c = \phi(0.53\sqrt{f'_c} b_v d) \quad (4.5)$$

en la que b_v es el ancho de la zapata

ϕ = factor de reducción

V_c siempre debe ser mayor que la fuerza nominal de cortante $V_n = V_u/\phi$, a menos que se proporcione refuerzo por cortante.

2. Acción en dos direcciones

Se supone que el plano de la sección crítica perpendicular al plano de la losa, está localizado de modo tal que tiene un perímetro mínimo b_o . Esta sección crítica no requiere estar más cerca que $d/2$ del perímetro de la carga concentrada o del área de la reacción. El mecanismo de falla fundamental por cortante en la acción de dos direcciones, demuestra que la sección crítica se presenta a una distancia $d/2$ desde la cara del apoyo y no a la distancia d , como en la acción de la viga.

En este caso la resistencia a cortante de la sección es:

$$V_c = \rho \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) (0.27) \sqrt{f'_c} b_o d \leq \rho (1.1 \sqrt{f'_c} b_o d) \quad (4.6)$$

en la que $\beta_c = \frac{\text{lado largo } c_1}{\text{lado corto } c}$ de la carga concentrada o área de la reacción

b_o = perímetro de la sección crítica, esto es, la longitud del plano idealizado de falla.

V_c siempre debe ser mayor que la fuerza cortante de cortante $V_n = V_u / \phi$, a menos que se proporcione refuerzo por cortante.

En los casos tanto de acción en una dirección como de acción en dos direcciones, si se utiliza refuerzo por cortante consistente en varillas o alambres:

$$V_n = V_c + V_s \leq \rho (1.6 \sqrt{f'_c} b_o d) \quad (4.7)$$

en la que $V_c = \rho (0.53 \sqrt{f'_c} b_o d)$ y V_s se basa en el tamaño y la separación del refuerzo por cortante, a menos que se utilicen cabezales de cortante fabricados con perfiles I o canales.

$$V_s = \rho A_v f_y d/2$$

$$A_v = \frac{(V_u - \rho V_c) s}{\rho f_y d}$$

Donde A_v es el área total de refuerzo por cortante requerida en cuatro lados del apoyo de la columna.

Vale la pena tener en cuenta que en la mayoría de las losas de zapatas, al igual que en la mayoría de las losas o placas de la superestructura, la utilización de refuerzo por cortante no es popular debido a consideraciones prácticas y la dificultad de mantener en posición al refuerzo por cortante.

IV.6 TRANSFERENCIA DE FUERZA Y MOMENTO EN LA BASE DE LA COLUMNA

Las fuerzas y los momentos en la base de una columna o de un muro se transfieren a la zapata por medio del apoyo en el concreto y con refuerzos, dovelas y conectores mecánicos. Este refuerzo puede transmitir las fuerzas de compresión que excedan la resistencia de aplastamiento del concreto de la zapata o de la columna apoyada, así como cualquier fuerza de tensión que se presente en la superficie de interacción.

El esfuerzo permisible de aplastamiento en el área de carga de la base de la columna o del área superior de contacto de la zapata es:

$$f_b = \phi (0.85 f'_c) \quad \text{donde } \phi=0.85 \quad (4.8a)$$

o bien:

$$f_b = 0.60 f'_c \quad (4.8b)$$

Luego, el esfuerzo permisible de aplastamiento en la columna se puede considerar normalmente de $0.60 f'_c$ para la columna de concreto. La fuerza de compresión que se exceda de la que desarrollan los esfuerzos permisibles de aplastamiento en la base de la columna o en la parte alta de la zapata, se debe transmitir con dovelas o extendiendo las varillas longitudinales.

Si la superficie de apoyo de la zapata es más ancha en todos los lados que el área cargada, el reglamento permite que la resistencia de diseño por aplastamiento en el área cargada se multiplique por $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ pero el de $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ no puede exceder de 2.0. A_1 es el área cargada y A_2 es el área mayor de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.

A través de la superficie de interacción entre la columna y la zapata, se debe proporcionar un área mínima de refuerzo de $0.005 A_g$ (pero no menos de 4 varillas), incluso cuando no se excede la resistencia al aplastamiento del concreto; A_g (in^2) es el área bruta de la sección transversal de la columna.

IV.7 SECUENCIA DE CALCULO PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS

La secuencia de pasos que sigue, se puede aplicar para la selección y el proporcionamiento geométrico del tamaño y la separación del refuerzo en las zapatas.

1. Determinar la capacidad permisible de apoyo del suelo (resistencia del terreno), con base en los datos de las perforaciones de prueba del sitio y de las investigaciones del suelo.
2. Determinar las cargas de servicio y los momentos flexionantes que actúan en la base de las columnas que soportan a la estructura. Seleccionar la combinación de cargas de servicio y momentos más desfavorables.
3. Calcular el área necesaria de la zapata dividiendo la carga total de servicio más desfavorable entre la capacidad permisible de apoyo que se seleccionó para el suelo, si la carga es axial o también tomando en cuenta los esfuerzos de flexión más desfavorables si existe una combinación de carga y momentos flexionantes.
4. Calcular las cargas y momentos factorizados para las condiciones dominantes y encontrar los valores nominales de resistencia que se requieren, dividiendo las cargas y los momentos factorizados entre los factores ϕ de resistencia pertinentes.
5. Determinar por prueba y ajuste, el peralte efectivo d que se requiere en la sección para que cuente con una capacidad adecuada para resistir el cortante por penetración a una distancia d de la cara del apoyo, en la acción en una dirección y a una distancia $d/2$ para la acción en dos direcciones; de tal modo que $V_c = \phi(0.53\sqrt{f'_c} b_v d)$ para la acción en una dirección y $V_c = \phi\left(2 + \frac{4}{f'_c}\right)(0.27)\sqrt{f'_c} b_o d \leq \phi(1.1\sqrt{f'_c} b_o d)$ para la acción en dos direcciones, en las que b_v es el ancho de la zapata en la acción en una dirección y b_o es el perímetro de los

planos de falla para la acción en dos direcciones. Puesto que hay dos parrillas de refuerzo, se utilizará un valor promedio de d . Si la zapata es rectangular, revisar la capacidad a cortante como viga en cada dirección, en los planos situados a una distancia d de la cara de la columna de apoyo.

6. Calcular el momento resistente factorizado M_u en un plano en la cara de la columna de apoyo, que producen las cargas factorizadas dominantes, desde ese plano hasta el extremo de la zapata. Encontrar $M_n = M_u / (\phi = 0.9)$ y seleccionar un área total de refuerzo A_s con base en M_n y el peralte efectivo aplicable.

7. Determinar el tamaño y la separación del refuerzo por flexión en las direcciones larga y corta. Verificar que el área de acero en cada dirección principal de la zapata en planta exceda al valor mínimo necesario por contracción y temperatura: $A_s = 0.0018 b_v d$ para las secciones reforzadas con acero grado 60 y $A_s = 0.002 b_v d$ para las reforzadas con acero grado 40

8. Revisar la longitud disponible de desarrollo y anclaje, para comprobar si se satisfacen los requerimientos de adherencia:

$$L_{db} = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \text{ mayor o igual que } 0.006 d_b f_y$$

9. Revisar los esfuerzos de aplastamiento en la columna y en la zapata en sus áreas de contacto, de manera que la resistencia al aplastamiento P_{nb} para ambas sea mayor que el valor nominal de la reacción de la columna $P_n = P_u / (\phi = 0.7)$. Para la zapata el aplastamiento

$$P_{nb} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} (0.85 f'_c A_1), \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \text{ no debe de exceder de } 2.0.$$

10. Determinar la cantidad y tamaño de las varillas de dovela que transfieren la carga de la columna a la losa de la zapata

IV.8 DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Ahora se dimensionará la zapata que recibe a la columna de acero aplicando las consideraciones de diseño expuestas en la sección anterior.

DATOS:

Capacidad de apoyo del suelo (Resistencia del terreno) = 8 t/m^2

Elementos mecánicos que rigen:

$P = 11.90 \text{ ton}$

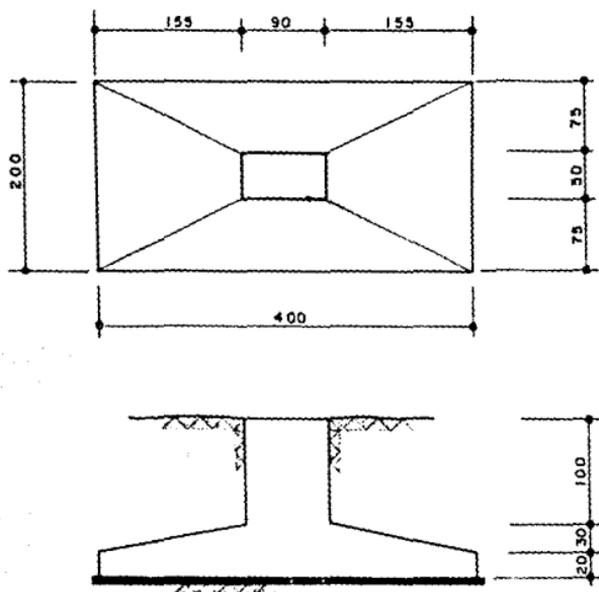
$M = 18.20 \text{ t-m}$

$e = M/P = 18.20/11.90 = 1.53$

Desplante de la zapata $h_f = 1.50 \text{ mts}$

Peso del suelo $\gamma_t = 1.60 \text{ t/m}^3$

Se revisarán los esfuerzos con las dimensiones que se muestran en la siguiente figura:



Peso propio del dado:

$$0.50 \times 0.90 \times 1.50 \times 2.4 = 1.62 \text{ ton}$$

Peso propio de la zapata (espesor promedio 35 cm)

$$((4.0 \times 2.0) - (0.50 \times 0.90)) \times 0.35 \times 2.4 = 6.34 \text{ ton}$$

Peso del relleno (Profundidad promedio = 1.15 mts)

$$((4.0 \times 2.0) - (0.50 \times 0.90)) \times 1.15 \times 1.6 = 13.90 \text{ ton}$$

Peso propio total = 21.86 ton

Presión debida al peso propio = $21.86/8 = 2.73 \text{ t/m}^2$

Presión neta permisible = $8.0 - 2.73 = 5.27 \text{ t/m}^2$

Intensidad de la presión neta σ_n :

$$\sigma_n = \frac{P}{A} \pm \frac{M c}{I}$$

$$A = 2.0 \times 4.0 = 8.0 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{2 \times 4^3}{12} = 10.67 \text{ m}^4$$

$$\sigma_n = \frac{11.90}{8.0} \pm \frac{18.20 \times 2}{10.67}$$

$$1.49 + 3.41 = 4.90 \text{ t/m}^2 \text{ (compresión)}$$

$$1.49 - 3.41 = -1.92 \text{ t/m}^2 \text{ (tensión)}$$

La presión neta máxima es de $4.90 \text{ t/m}^2 < 5.27 \text{ t/m}^2$ por lo tanto

se acepta.

DISEÑO DE LA ZAPATA.

Se determinará el tamaño y distribución del refuerzo de flexión con las cargas factorizadas de acuerdo al reglamento ACI-318-83

DATOS:

Concreto de resistencia nominal $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Tamaño del dado = $50 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}$

Dimensiones de la zapata en planta $2.0 \times 4.0 \text{ mts}$

La combinación que rige es: CM+GRUA+1/2 SISMO

	CM	GRUA	1/2 SISMO	TOTAL	
P	3.12	7.75	1.01	11.88	ton
M	1.74	12.01	4.46	18.21	t-m

INTENSIDAD DE LA CARGA FACTORIZADA

$$U = 0.75(1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ GRUA} + 1.87 \text{ SISMO})$$

$$P_u = 0.75(1.4 \times 3.12 + 1.7 \times 7.75 + 1.87 \times 1.01) = 14.58 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.75(1.4 \times 1.74 + 1.7 \times 12.01 + 1.87 \times 4.46) = 23.40 \text{ ton}$$

$$\text{excentricidad } e = M/P = 23.40 / 14.58 = 1.60 \text{ mts}$$

ESFUERZOS FACTORIZADOS

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

$$f = \frac{14.58}{8.0} \pm \frac{23.40 \times 2}{10.67} = 1.82 \pm 4.39$$

$$f_{\text{max}} = 6.21 \text{ t/m}^2$$

$$f_{\text{min}} = -2.57 \text{ t/m}^2$$

(ver figura 4.2)

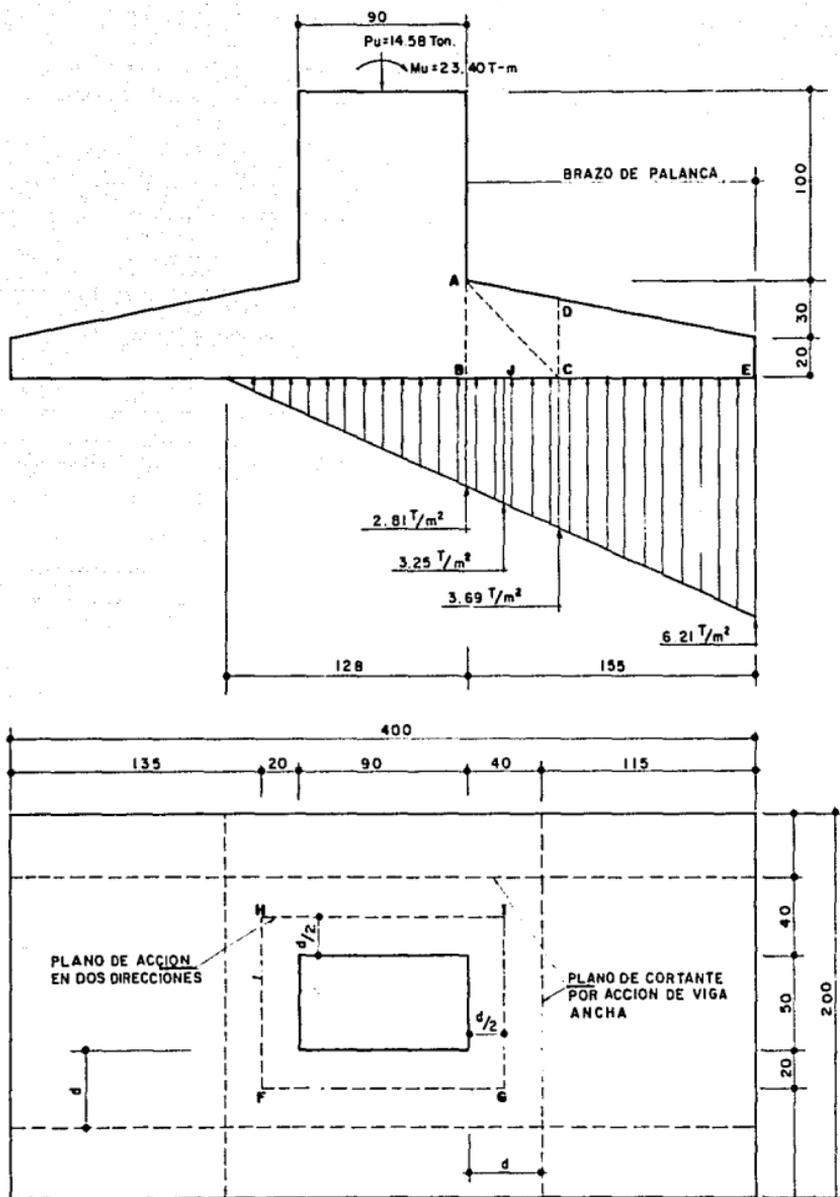


FIG. 4.2 DIAGRAMA DE ESFUERZOS FACTORIZADOS Y PLANOS DE LA ACCION DE VIGA Y DE LA ACCION EN DOS DIRECCIONES.

CAPACIDAD EN CORTE.

De acuerdo a las características supuestas de la zapata con espesor variable (ver figura 4.2), se puede obtener un peralte efectivo d en la sección DC

$$x/1.05 = 30/1.55 \quad \Rightarrow x = 20.32 \text{ cm}$$

$$d = (20 + 20.32) - \text{rec} - \phi \text{ vs la capa}$$

$$d = 40.32 - 3 - 1.90 = 35.42 \text{ cms} \quad \text{sea } d = 35 \text{ cms}$$

$$\text{recubrimiento total } 5 \text{ cms} \quad h = d+r = 35 + 5 = 40 \text{ cms}$$

Acción de viga (A la distancia desde la cara de la columna)

De la figura 4.2 la longitud EC que esta sujeta a una reacción del suelo de una intensidad variable, en la acción de viga en una dirección, es:

$$1.55 - 0.40 = 1.15 \text{ mts}$$

Cortante Factorizado:

$$V_u = 3.69 \times 1.15 \times 2.0 + \frac{(6.21 - 3.69)(1.15)(2.0)}{2} = 11.39 \text{ ton}$$

Cortante Máximo Actuante:

$$V_n = V_u/\phi = 11.39/0.85 = 13.40 \text{ ton}$$

Cortante resistente como viga:

$$V_p = \phi(0.53\sqrt{f_c} b_v d) = 0.85(0.53 \sqrt{200} (200 \times 35)) = 44.60 \text{ ton}$$

$$V_p = 44.60 \text{ ton} > 13.40 \text{ ton} \quad \Rightarrow \text{correcto}$$

Acción en dos direcciones (A la distancia $d/2$ desde la cara de la columna)

Area cargada fuera de la zona de falla EFGH en la figura 4.2

$$\begin{aligned} A &= 2.0 \times 4.0 - (0.90 + d)(0.50 + d) = \\ &= 2.0 \times 4.0 - (0.90 + 0.40)(0.50 + 0.40) = \\ &= 6.83 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Cortante Factorizado

$$V_u = 6.83 \times \frac{(6.21 + 3.25)}{2} = 32.31 \text{ ton}$$

$$V_n = 32.31/0.95 = 38.01 \text{ ton}$$

Perimetro del Plano de Falla por Cortante

$$b_o = 2((c_1 + d) + (c_2 + d))$$

$$b_o = 2((50 + 40) + (90 + 40))$$

$$b_o = 440 \text{ cm}$$

De la ecuación 4.6

$$V_c = \phi \left(C_2 + \frac{4}{\beta_c} \right) (0.27) \sqrt{f'_c} b_o d \leq \phi (1.1 \sqrt{f'_c} b_o d)$$

$$\beta_c = 90/50 = 1.80$$

$$(2 + 4/1.80)(0.27) > 1.1$$

$$\text{por lo que } V_c = \phi (1.1 \sqrt{f'_c} b_o d) \quad \rightarrow \text{rige}$$

Cortante Resistente

$$V_c = 0.85(1.1 \sqrt{200} (440 \times 35))$$

$$V_c = 203.63 \text{ ton} \gg 39.01 \quad \rightarrow \text{correcto}$$

DISEÑO DEL REFUERZO A FLEXIÓN

La sección crítica para flexión está en la cara de la columna AB (ver figura 4.2). El brazo de palanca es:

$$1.15 + 0.40 = 1.55$$

Momento Factorizado:

$$M_u = \frac{2.81 \times 1.55^2 \times 2.0}{2} + 1/2 (6.21 - 2.81)(1.55)(2/3)(1.55)(2)$$

$$M_u = 12.20 \text{ t-m}$$

Momento Máximo Actuante

$$M_n = M_u / \phi = 12.20 / 0.90 = 13.56 \text{ t-m}$$

Supóngase que $(d-a/2) \approx 0.9 d$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2)$$

o bien:

$$1'356,000 = A_s \times 4200 \times 0.90 \times 35$$

$$A_s = \frac{1'356,000}{4200 \times 0.9 \times 35} = 10.25 \text{ cm}^2 / 2.0 \text{ m de ancho de franja}$$

Revisión:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{10.25 \times 4200}{0.85 \times 200 \times 200} = 1.27 \text{ cm}$$

$$1'356,000 = A_s \times 4200 (35 - 1.27/2)$$

$$A_s = 9.40 \text{ cm}^2 = 9.40/2.0 = 4.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{por flexión}$$

Acero Mínimo por Flexión:

$$A_{st} = 14/F_y b d = (14/4200) 100 \times 35 = 11.67 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \text{rige}$$

Se usarán vars #6

$$\text{separación} = \frac{2.85 \times 100}{11.67} = 24.42 \text{ cm} \quad \text{sea } \phi 25 \text{ cms}$$

LONGITUD DE DESARROLLO.

La sección crítica para determinar la longitud de desarrollo, es la misma, sección crítica en flexión, esto es, en la sección AB de la figura 4.2 para varillas del #6

Aplicando la expresión del reglamento ACI-318-83 sección 12.2.2.

$$Ldb = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{pero no menor que } 0.008 d_b f_y$$

$$Ldb = 0.06 \frac{2.85 \times 4200}{\sqrt{200}} = 50.78 \quad \rightarrow \text{rige}$$

$$Ldb = 0.008 \times 1.90 \times 4200 = 47.88$$

La longitud de cada varilla que se proyecta más allá de la cara de la columna es:

$$115 + 40 - 5(\text{rec}) = 150 > 50.78 \quad \rightarrow \text{correcto}$$

TRANSFERENCIA DE FUERZAS EN LA SUPERFICIE DE CONTACTO DE LA COLUMNA Y LA ZAPATA.

Fuerza Vertical Factorizada $P_u = 14.58 \text{ ton}$

Resistencia de aplastamiento en la columna, aplicando la ecuación 4.8 b:

$$\begin{aligned} \phi P_{nb} &= 0.70 \times 0.85 f'_c A_t \\ &= 0.60 \times f'_c A_t \\ &= 0.60 \times 200 \times 50 \times 90 \\ &= 540.0 \text{ ton} \gg 14.58 \text{ ton} \quad \rightarrow \text{correcto} \end{aligned}$$

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO.

$$\begin{aligned} \sqrt{\frac{A_z}{A_t}} &= \sqrt{\frac{200 \times 400}{50 \times 90}} = 4.21 > 2. \quad \rightarrow \text{UTILIZAR } 2.0 \\ \phi P_{nb} &= 2.0 (0.6 f'_c A_t) = 2.0 \times 0.60 \times 200 \times 50 \times 90 \\ &= 1080.0 \text{ ton} \gg 14.58 \text{ ton} \quad \rightarrow \text{correcto} \end{aligned}$$

REFUERZO DEL DADO.

El dado se reforzó con el mínimo de acero que marca el reglamento, que en este caso es del 1.0%. Con este porcentaje se puede revisar el dado a flexo-compresión como columna corta. El presente trabajo no incluye la revisión (ya que no está dentro del alcance de este trabajo), pero si se realizara el dado estaría sobrado como columna a flexo-compresión. En la figura 4.3 se presenta la zapata Z-1 con sus dimensiones y refuerzo final, y en la figura 4.4 se muestra la planta de cimentación.

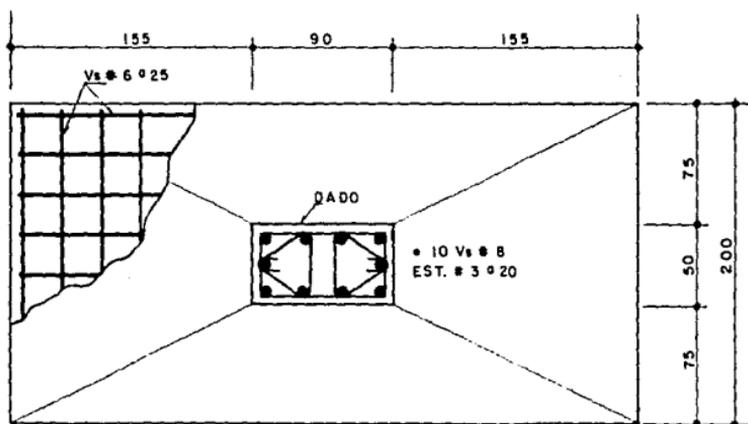
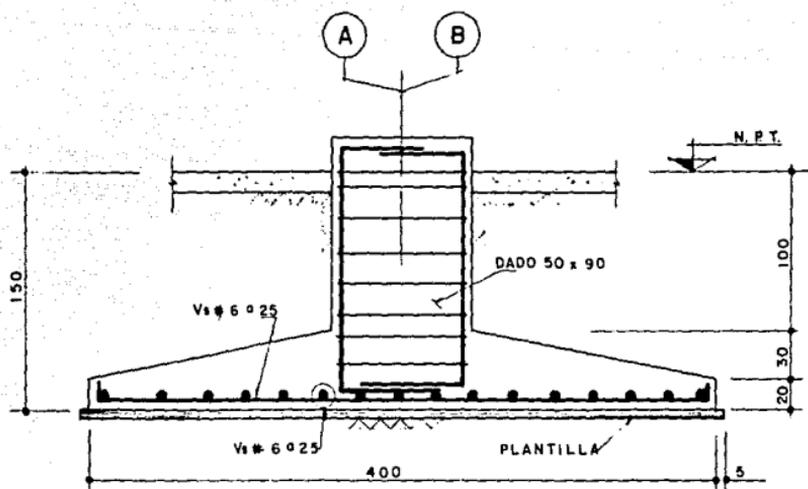


FIG. 4.3 CROQUIS ARMADO ZAPATA Z-1

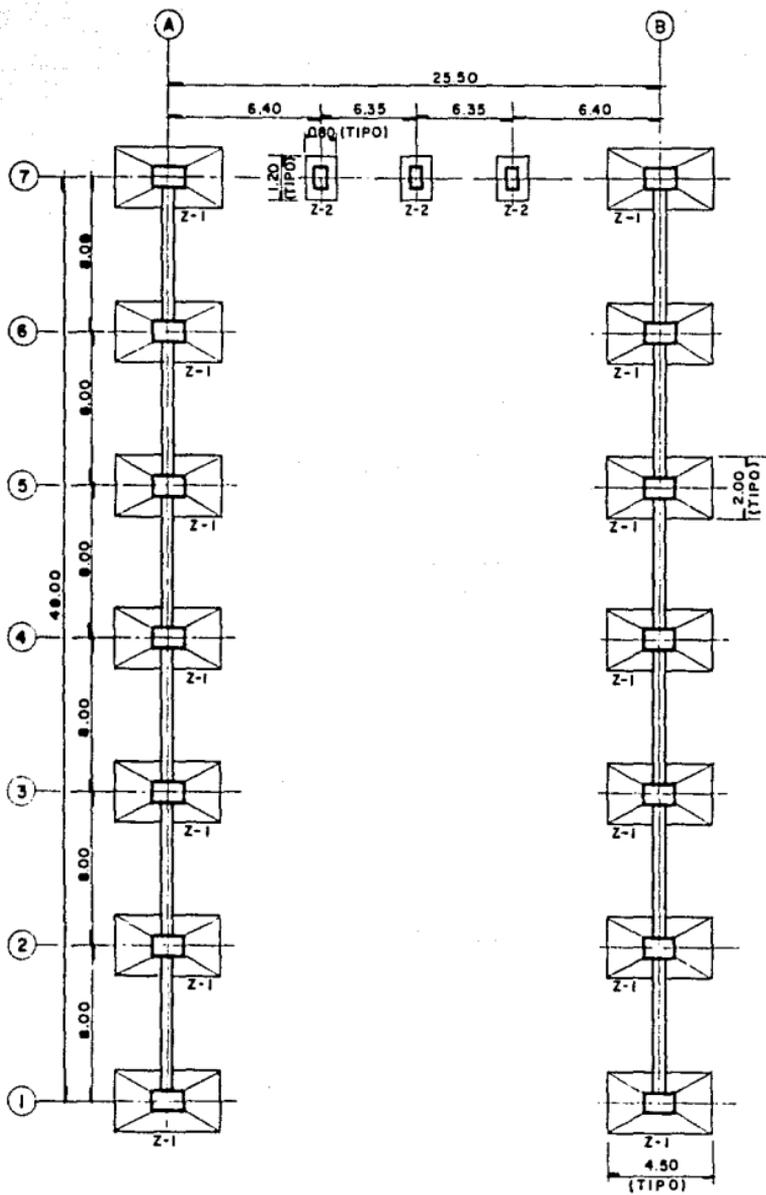


FIG. 4.4 PLANTA DE CIMENTACION

MONTAJE

El montaje estructural consiste en tomar diferentes elementos de acero estructural que han sido fabricados a base de placas, ángulos y otros perfiles rolados, y colocarlos en el campo en sus posiciones correctas para formar una estructura de acero o edificio metálico.

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

Aunque entre todas las fases existe una estrecha relación, se han separado cada una de ellas, éstas son: preparación para servicio y uso de las herramientas y del equipo, selección de personal y preparación del equipo de campo, colocación de los miembros de acero estructural mediante diferentes tipos de equipo y todas las operaciones necesarias para terminar el trabajo, tales como el plomeo, los ajustes y el uso de tornillería y soldadura.

V.1 SELECCION DEL METODO DE MONTAJE

El estudio de los planos y una revisión de las condiciones del lugar conducirán a una decisión acerca del equipo y del método que se utilizarán; el método seleccionado depende de la rapidez requerida y del equipo disponible, se deben tomar en cuenta los costos relativos

de muchos otros factores; el método depende de las condiciones del lugar, de las áreas disponibles para operar el equipo y de los riesgos de un plan determinado en comparación con otro.

Es necesario tomar en cuenta el tipo, tamaño, peso de las piezas y altura de la estructura, las posibles interferencias con otras operaciones, el tráfico de carreteras o de peatones que pudiesen demorar la entrega de materiales o bien restringir el área en el cual pueden entregarse dichos materiales en el lugar de la obra; con frecuencia las normas legales locales limitan los horarios de entrega de los camiones y entonces es importante contar con equipo de gran capacidad para descargar con rapidez grandes partidas de estructura.

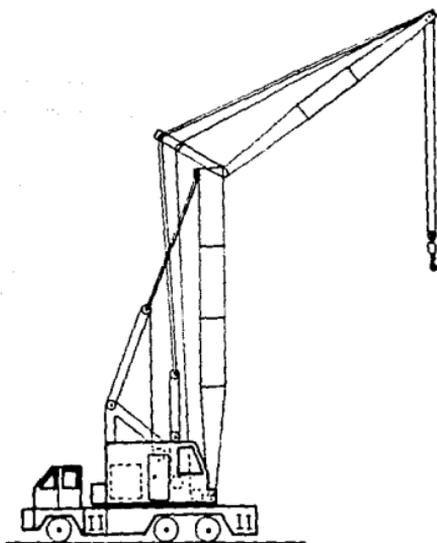


FIG:5.1 GRUA-TORRE MONTADA SOBRE CAMION

En algunas ciudades no se permite que una grúa permanezca operando desde la calle, debiendo trabajar entonces dentro de los linderos del edificio; ésto requiere dejar parte de la estructura desmontada, desde el piso hasta el techo mientras algunas secciones se montan con la grúa.

Se debe tomar en cuenta el clima, las posibilidades de inundación o vientos fuertes; una tormenta súbita o lluvia constante puede inundar de tal manera que una grúa móvil no puede operar sobre el terreno.

Las estructuras circundantes pueden modificar la decisión sobre como montar y que equipo usar. Si el lugar de la obra está en una área donde hay trabajadores experimentados solo en montajes con grúa, éste es un factor que influirá sobre la decisión de usar una pluma; por otro lado, éste factor debe balancearse en relación al costo que representaría transportar hasta el lugar de la obra a personal experimentado en montajes con pluma, para contrarrestar el montaje más lento o más costoso que se realizará con la grúa.

Siempre hay que esforzarse por utilizar el método que implique el menor riesgo para el personal y el equipo; la prevención de accidentes, es de gran importancia porque una relación mínima de accidentes propicia una producción máxima y un costo mínimo. La velocidad de montaje que se espera lograr debe estar en relación con la velocidad a la que el fabricante podrá producir y cargar, así como con la velocidad a la cual el transportista podrá entregar el material fabricado y con la velocidad de descarga y de montaje que se tendrá con el equipo del montador.

V.2 EQUIPO Y HERRAMIENTA

La selección de las herramientas para una obra deberá basarse en el proyecto de montaje; en las cantidades de piezas, su peso, cantidades de tornillos, remaches y soldaduras; en las dimensiones y pesos de piezas grandes y pesadas; en el número de cuadrillas de izaje, de ajuste, de atornillado, remachado, soldadura, plomeo y las que ejecutan operaciones de movimiento, así como en el número de trabajadores que se tendrán en el equipo de trabajo. También deberá tomarse en cuenta el tiempo disponible para terminar la obra ya que esto puede determinar la cantidad de torres, grúas, máquinas de soldar, compresores, etc., que deban bien tenerse a mano.

Se requiere de un machote impreso planeado para enlistar las herramientas, para uso constante. El arreglo de una lista de este tipo puede hacerse por orden alfabético o por grupos, como puede ser el equipo neumático en un grupo, el eléctrico en el otro, el cable de alambre y de manila separados de las garruchas y poleas.

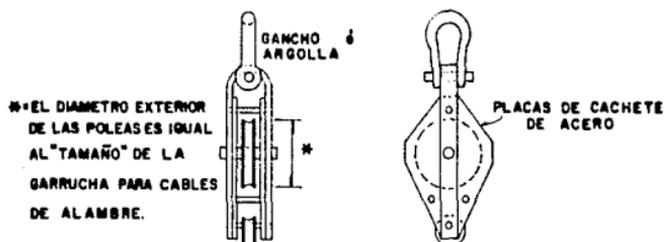


FIG: 5.2 GARRUCHA DE POLEA SENCILLA PARA CABLE DE ALAMBRE

Se deben incluir en la lista de todas las herramientas que puedan utilizarse en cualquier tipo de proyecto de montaje, aún cuando el montador no posea todas las partidas; en general, las herramientas que no se posean pueden ser rentadas o comprarlas cuando sea conveniente. Con una lista de este tipo, la persona encargada de preparar la lista de herramientas, que de preferencia será el ingeniero responsable de

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

la obra, podrá estar al tanto del movimiento de herramientas.

Cuando no se posee un cierto equipo, debe tomarse la decisión de comprarlo, rentarlo o, en todo caso, ajustar el proyecto de montaje al equipo disponible en lugar de comprarlo o rentarlo.

Una lista completa de revisión del equipo y herramientas que se utilizan en el montaje de estructuras de acero para edificios deberá incluir los conceptos que dependerá de las necesidades del montador, del tipo de estructuras que espera montar, y deberá arreglarse para cumplir sus necesidades particulares. Cuando la pieza indicada es de uso diario, no se da ninguna descripción, pero cuando es poco común o especial para el montaje de estructuras, se describirá e ilustrará lo suficiente para identificarla, o para explicar su utilidad y necesidad en el trabajo.

V.3 TRABAJOS PRELIMINARES

Después de que se ha analizado la obra y se ha seleccionado el tipo de equipo de montaje, el plan de montaje debe estar ya bien definido; entonces se dibuja el proyecto que se seguirá en el campo.

Al trabajar en el plan de montaje pueden encontrarse dificultades que impidan usar algunos ensambles que ya se solicitaron, o quizá se requieren conexiones más pesadas para soportar el equipo de montaje ya seleccionado, o cualquier otro cambio en los detalles convenidos con el fabricante. Es vital que ésta información se transmita con rapidez con el fin de evitar cargos extras en caso de que el fabricante tenga que hacer nuevos dibujos o cambiar su programa de fabricación.

Es conveniente que el departamento de diseño esté enterado de la magnitud de las cargas que soportará la estructura en caso de que algún equipo de montaje vaya a funcionar encima de la estructura permanente; ésto es necesario para asegurar que las conexiones sean lo bastante fuertes para soportar la grúa, pluma o pluma viajera. No siempre es posible hacer éstas conexiones a base de conectores

permanentes, como tornillos de alta resistencia, remaches o soldadura, antes de que el equipo se mueva o se cambie de nivel; al revisar la resistencia de las conexiones, debe considerarse una resistencia mínima suponiendo que se usen tornillos de ajuste, de preferencia tratados térmicamente, así como algunos pasadores. Esto se debe indicar en los dibujos que se preparan para el campo, para mostrar la localización de la pluma o de la grúa levadiza en los diferentes pisos, o en las hojas que muestran el procedimiento para la operación o la pluma viajera sobre la estructura.

Las copias de un croquis básico en que solo se muestren las localizaciones de las columnas, pueden ser muy útiles ya que se pueden usar para mostrar detalles del método de montaje que no se encuentran en los dibujos del plan de montaje, y también serán útiles para la oficina y el campo, para seguir el avance de montaje. Pueden ser útiles para informar al departamento de proyecto acerca de las áreas de entrega y de los detalles de localización de la conexiones especiales que se requieren; los ingenieros de campo pueden usarlos para llevar registros de la diferencia en la posición real de las columnas, con respecto a su posición correcta. Cuando el contratista general o el dueño hallan asignado un área específica para cobertizos, oficinas almacenamientos de materiales, etc., esto puede mostrarse en éste tipo de croquis o en algunas instrucciones, en vez de indicarlos en el dibujo del plan de montaje.

Los planos del plan de montaje deben mostrar en detalle no sólo el plan que se decidió seguir, sino también cualquier condición no usual que pueda presentarse en el campo. Cuando el montaje es normal y no se tendrá ningún caso poco usual, los dibujos del plan de montaje se pueden reemplazar por un simple juego de instrucciones escritas en que se describa el procedimiento a seguir, cuando todos los detalles necesarios para que el superintendente del campo siga el esquema planeado por los ingenieros del montador.

Se debe proveer tablas de capacidad para el equipo que se usará, mostrando el alcance máximo permisible para colocar las piezas pesadas y la carga máxima que se puede levantar al máximo alcance (con el mástil horizontal); para la preparación del plan de montaje debe hacerse un análisis del peso de las cargas críticas y, al mismo

tiempo, de los pesos de la estructura que hay en cada nivel, la cantidad de piezas, los pesos por cada área, el número y el tipo de los conectores en cada conexión y cualquier detalle relacionado con la obra.

La longitud del mástil que se necesite para un aparejo de montaje se determina calculando las diferencias que hay desde el pie del mástil hasta la parte superior de la columna más lejana, con una tolerancia por encima de éste punto, que permita pasar a las poleas de carga cuando estén en su posición más alta, así como a la bola de contrapeso, el gancho y el eslinga o estrobo colocando entre el gancho y la parte superior de la pieza.

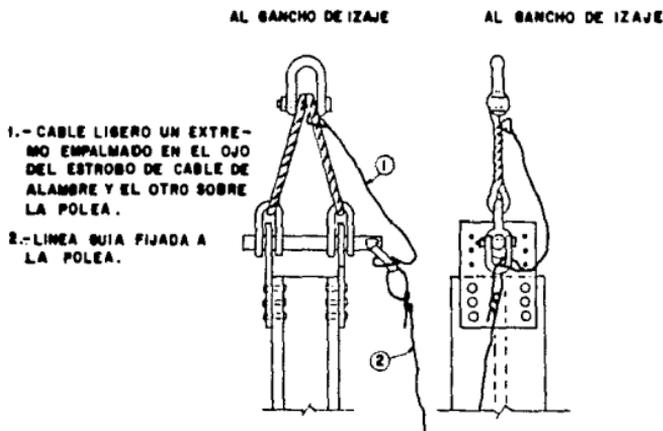


FIG:5.3 GANCHO PARA COLOCAR COLUMNA.

Si es necesario ensamblar algunas armaduras o traveses en el lugar de la obra, antes de izarlas como una sola pieza, las áreas de ensamble deben marcarse para que ninguna otra pieza se descargue ahí y se entorpezcan los trabajos, debe darse la cantidad necesaria de

soportes para ensamblar las piezas individuales, si se ensamblan en posición plana, para permitir que el personal trabaje con seguridad instalando los tornillos o remaches permanentes o soldando los miembros, mientras las piezas se encuentran todavía encima de los soportes. Si una armadura o una trabe se ensamblará en lo alto, debe diseñarse la obra falsa necesaria para soportar los miembros que se están ensamblando y debe revisarse su estabilidad una vez colocada en un sitio; el procedimiento se debe especificar en detalle.

Si algunos de los miembros se van a izar con dos aparejos adyacentes, o si existe un impedimento para levantar alguna pieza en particular en una cierta posición, esto debe indicarse en el dibujo del plan de montaje, o agregar un dibujo por separado para explicar esta situación; en el caso del montaje con grúas móviles, es necesario considerar y prever el movimiento y localización de las grúas al levantar cargas críticas, la secuencia de montaje y los conceptos similares, mostrándolos en detalle en los dibujos.

Cuando la estructura se sujeta permanentemente por medio de tirantes, contraflameos, o varillas con templadores, éstos miembros se pueden presentar primero fijando a ellos los elementos estructurales, con lo cual se elimina la obra falsa; cuando sea necesario, se diseña la obra falsa adecuada y se detalla para fabricarla en el almacén o en el campo, o tal vez en el taller del fabricante de la estructura. Esto debe indicarse en los dibujos.

En los hangares con armaduras en voladizo que se proyectan por fuera de los soportes interiores, por lo general se requieren apoyos temporales debajo de cada armadura hasta que se han montado y ajustado todas. Las guías para puertas que se cuelgan de los extremos de éstas requieren de una precisión mayor que la normal para colocarlas a plomo y a nivel, por lo que las armaduras que las soportan deben colocarse con precisión; debido a las tolerancias de fabricación, puede ser necesario que algunas de las armaduras se nivelen con gatos, bajando algunas de ellas, o usando laines hasta lograr una línea recta y niveladas entre sus extremos exteriores. En las instrucciones deben incluirse un aviso para revisar las elevaciones de los extremos de este tipo de armaduras en voladizo, antes de fijarlas en su sitio. Si no puede colocarse obra falsa puede ser necesario apuntalar

temporalmente la cuerda superior de cada armadura, para soportar su extremo exterior. Todo ésto debe mostrarse en los dibujos.

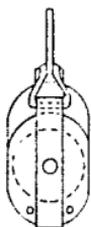
Si se usan puntales en todo el terreno para soportar los taludes de la excavación, se debe decidir si éstos puntales interfieren con la operación de las grúas o la colocación de las plumas en los puntos adecuados; si existe interferencia, las grúas no podrán trabajar bien. Si se selecciona una pluma para el montaje, puede ser necesario diseñar una torre de obra falsa en donde pueda colocarse la primera vez; si es posible usar ésta torre, debe construirse con algunos de los miembros permanentes de uno de los niveles superiores; con ésto se elimina el costo de embarcar una obra falsa y temporal y manejarla en el almacén. Al diseñar la torre debe tomarse en cuenta que el encargado de manejar la pluma puede operar con seguridad encima de la torre de obra falsa, a menos que se use un mecanismo para mover la pluma desde otro sitio. Será necesario confirmar si por causa de interferencias algunos miembros de la estructura definitiva no se montarán temporalmente hasta eliminar el contraventeo. Toda ésta información se debe incluir en las instrucciones para el campo y presentarse con claridad en los dibujos del plan de montaje.

Si el fabricante no tiene suficiente espacio para almacenar la estructura antes de embarcarla en la secuencia y el momento adecuado para un programa de montaje eficiente, podrá pedirle al montador que la descargue antes de tiempo; en el dibujo debe mostrarse el área, el método de almacenamiento, los separadores que se deben colocar entre las piezas, la altura de las pilas, etc., (en general, el fabricante pagará el costo de éste servicio extra).

Se debe indicar con claridad cualquier obstrucción o cualquier otro riesgo que haya que vigilar, mostrando en el dibujo las precauciones que deben tomarse, incluyéndolas en las instrucciones escritas para el superintendente. Debe mostrarse con claridad la secuencia y dirección del montaje, así como las áreas de entrega.

Cuando una pieza es demasiado pesada para un solo aparejo, puede ser necesario usar dos; cuando ambos son de igual capacidad, pueden tomar el miembro de puntos equidistantes de su centro de gravedad, si es que puede izarse con seguridad por éstos puntos y si su estabilidad lateral es satisfactoria. Si la pieza puede izarse por el centro,

puede usarse una viga equilibradora, enganchando cada uno de los aparejos en uno de los extremos de la viga y levantando después la pieza por medio de una "oreja" colocada en el centro de la viga; ésto es más seguro que izar la pieza por puntos separados, ya que permanecerá nivelada aún si uno de los aparejos levanta su extremo de la viga antes que el otro. Si solo se usa un aparejo, la viga equilibradora permitirá usar varios puntos de izaje si la pieza no es estable al izarla por un solo punto.



EL GANCHO ó EL ASA DEBEN GIRARSE 90° PARA ACOPLAR EL TOPE EN EL SUJETADOR DE LA GAZA, PARA EVITAR EL DESACOPAMIENTO ACCIDENTAL DEL GANCHO ó DE LA ARGOLLA EN LA POSICION DE TRABAJO.

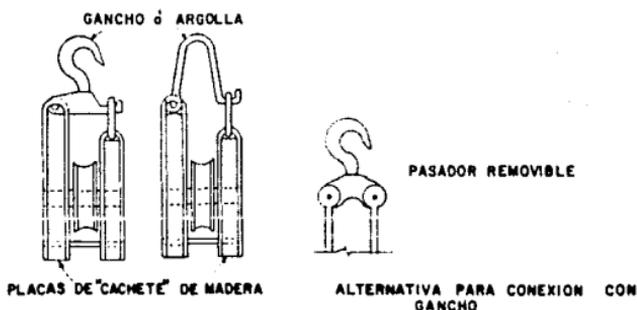


FIG: 5.4 GARRUCHA DE BISAGRA, PARA CABLE DE MANILA

Si los dos aparejos no son de igual capacidad, deben calcularse los puntos que se usarán para el izaje, mostrándolos después en un dibujo. Estos puntos se determinarán dividiendo el peso total entre los pesos que levantará cada aparejo, en proporción directa a sus capacidades. Sin embargo puede izarse por su centro de gravedad, pero si los dos

aparejos son de diferente capacidad, puede usarse una viga equilibradora; el gancho de izaje estará entonces en un solo punto de la viga tal que la carga se divide entre las dos, de acuerdo a sus capacidades relativas.

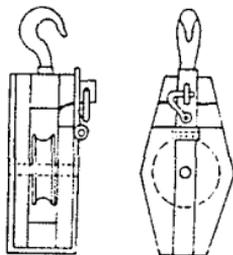


FIG: 5.5 GARRUCHA DE COMPUERTA PARA CABLE DE MANILA

Tan pronto como se monta el primer panel de la estructura, la cuadrilla de plomeo debe encargarse de instalar tirantes, se enviarán listos para usarlos; de otra manera, los montadores deberán tomar rollos de cable.

Para confirmar la verticalidad de las columnas se baja una plomada ligera colgada de un cordel, o una plomada pesada colgada de un alambre, del nivel superior al nivel inferior; ésta plomada se coloca a una distancia determinada de la cara o del alma de la columna, por medio de una regla marcada y el montador que está en el nivel inferior mide la distancia que hay del cordel a la misma cara de la columna. Si ésta distancia es la misma que en el nivel superior y en ambas direcciones, por ejemplo, de Este a Oeste y de Norte a Sur, se considera que la columna está a plomo; si es mayor o menor, se aprietan y se aflojan respectivamente los templadores para jalar la parte superior de las columnas hasta que estén a plomo. Si desde el principio las columnas se colocaron con precisión en sus placas base, entonces en teoría las dos columnas en las que se utiliza un juego de tirantes deben estar a plomo y en posición correcta; ésto no siempre es cierto, y debe revisarse cada columna por separado.

Quando hace viento, el cordel de la plomada se balancea demasiado, entonces puede usarse un balde de agua para sumergir ahí la plomada y amortiguar el balanceo. En algunos casos es más fácil colocar un tránsito en la calle y mandar una visual hacia una regla colocada contra la columna, debe tomarse en cuenta la distancia que hay en el centro de ésta, y si la regla se coloca en el alma, debe agregarse una dimensión igual a la mitad de su espesor. La lectura directa del tránsito en caso de que todas las columnas que se estén plomeando tengan el mismo peralte, o el alma del mismo espesor, respectivamente.

El montador debe tener una cierta tolerancia para plomear las columnas. Por lo general, las tolerancias permisibles en las laminadoras, en la fabricación y en el montaje no son acumulativas, sino que se eliminan una con otra.

Por lo general, en el contrato o en las especificaciones se estipulan las tolerancias permitidas o se indican los reglamentos que tienen que respetarse, tales como el "Reglamento de Prácticas Estándar (Code of Standar Practices)" del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), el cual permite una desviación en el plomeo de las columnas y una falta de nivel en las vigas, trabes, etc., dependiendo de si las columnas son de la fachada del edificio, de un tiro para elevador, o columnas intermedias; las columnas más importantes en cuanto al plomeo son las de la fachada del edificio y las que están alrededor de un tiro para elevador. Cuando se va a instalar una cubierta metálica en la cara o fachada de un edificio, el plomeo de las columnas de fachada es crítico y el superintendente debe asegurarse de la tolerancia que se le permite en el plomeo de éstas columnas.

En ocasiones, las piezas de la estructura se fabrican un poco más largas o cortas; en el primer caso, puede ser necesario quitar los tornillos de montaje e instalar tornillos de menor diámetro, quitando los pasadores y jalando las columnas con los tirantes. Si las piezas son cortas, también se pueden necesitar tornillos de menor diámetro; así, jalando los extremos de las vigas y de las columnas y aflojando los tirantes, las columnas se pueden empujar hacia la posición requerida. En cualquier caso, a continuación se aprietan los

ornillos, se riman los agujeros de conexión y se fijan en forma permanente las conexiones. En el caso de estructuras remachadas o atornilladas, los agujeros que se riman son los permanentes y se necesitarán tornillos de mayor diámetro para llenarlos. Si la fijación permanente se hará mediante soldadura, los tornillos de ajuste se colocarán dentro de agujeros para montaje; de ordinario no se necesitará rimar los agujeros, ya que la soldadura fijará la conexión en su posición.

Para completar la fijación permanente, si los agujeros coinciden sin mayor problema, los trabajos de ajuste prosiguen después del plomeo, o al mismo tiempo. Si los agujeros no coinciden solo ligeramente, las cuadrillas de ajuste usarán rima para "agrandarlos"; por lo general ésta rima es neumática o eléctrica y con ella se pueden ajustar los agujeros lo suficiente para colocar los remaches o tornillos del diámetro correcto. Cuando los agujeros no coinciden debido a discrepancias de fabricación, la cuadrilla de ajuste los rimará a un diámetro mayor, y tan pronto como se hagan coincidir, se usan tornillos de ajuste y pasadores para conectar las piezas entre sí.

En los montajes con pluma o grúa levadiza, el plomeo debe hacerse de inmediato, de manera que se pueda proceder con las fijaciones permanentes antes de cambiar de nivel el aparejo de montaje, ya que los miembros permanentes que lo soportan y los miembros situados entre los extremos inferiores de los tirantes de una pluma y el pie del mástil deben estar perfectamente fijos para transmitir los esfuerzos que producen la pluma o la grúa en condiciones de trabajo. También en el caso de un montaje con grúa móvil debe procederse de inmediato con el plomeo, para mantener la estructura en su sitio en forma correcta y segura.

Por lo común, los soldadores se aprueban para calificarlos en soldaduras de cabeza, verticales, y horizontales; si un soldador no se presenta a trabajar, tal vez no se puede sustituir hasta que se pruebe y contrate otra persona. En general las pruebas se hacen en el lugar de la obra y los especímenes se envían a un laboratorio acreditado para realizar pruebas de doblez, de ruptura, etc., según lo requieran las especificaciones del contrato. La prueba usual es la que se indica

en las especificaciones de la Sociedad de Soldadura (American Welding Society).

Cuando en los trabajos se incluyan soldaduras en acero de alta resistencia o aceros de aleación, debe establecerse por anticipado un procedimiento, quizá haciendo soldaduras de prueba en el almacén del montador; después deberá seguirse el procedimiento que fué satisfactorio para cada junta y cada tipo de acero en particular.

En algunas ciudades, las ordenanzas locales requieren que las soldaduras sean hechas por personas que hayan sido reconocidas por alguna autoridad establecida para éste propósito. A los soldadores que pasan las pruebas especificadas se les entrega certificados que los autoriza para realizar trabajos de soldadura en esa ciudad. Algunos montadores entregan certificados a los soldadores que han pasado pruebas en una de sus obras, indicando que las han aprobado a satisfacción del montador; así, por un tiempo especificado, éstos soldadores no necesitan pasar nuevas pruebas en obras futuras con ese mismo montador. Como en el caso de las estructuras atornilladas, a menudo la soldadura puede llevarse a cabo sin necesidad de andamios, ya que el soldador trabaja desde las piezas de la estructura; de otro modo, pueden colgarse andamios o plataformas especiales. Debido a que los obreros que hacen la soldadura son altamente calificados, por lo general es más económico que otra cuadrilla instale por anticipado dichos andamios, en vez de retrasar las labores de los soldadores; la misma cuadrilla que instala los andamios se encarga de quitarlos. Para obtener una mejor producción, los generadores, transformadores o rectificadores deben estar tan cerca como sea posible del trabajo que se está haciendo; se deben colocar sobre tablonés en buen estado y levantar éstos lo suficiente sobre el nivel del terreno para evitar que los alcancen la lluvia o la nieve derretida, lo cual podría conectarlos peligrosamente a tierra. Algunos soldadores han recibido fuertes descargas por pararse sobre tablonés húmedos y tocar alguna parte de un generador o de un punto con corriente eléctrica.

El capataz o la persona designada como inspector debe realizar una inspección constante, para asegurarse de que los soldadores sigan el procedimiento y secuencia aprobados, usando la cantidad predeterminada de pasadas y en la dirección correcta. Los

portaelectrodos deben mantenerse en buenas condiciones, para que un soldador no pueda hacer contacto con si mismo o con las piezas, en caso de que lo deje colocado de manera incorrecta.

Se debe utilizar un recipiente de algún tipo para guardar los cabos de los electrodos, para que los soldadores no los tiren por descuido, en especial donde pueda lastimarse a alguien o que puedan pisarlos y resbalar causando un accidente. Si se asigna un número de identificación a cada soldador, el cual debe marcar en los puntos donde ha trabajado, es fácil comprobar si están haciendo buenas soldaduras.

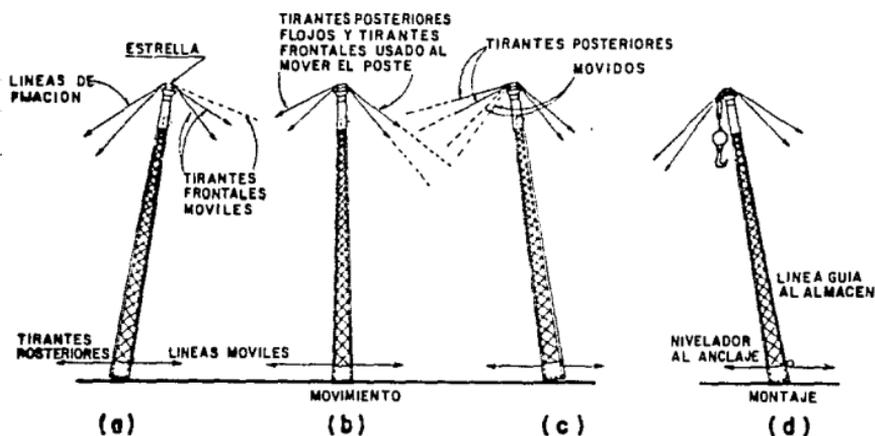


FIG. 5.6 POSTE - GRUA

V.4 SECUENCIA DE MONTAJE

A continuación se sugieren una serie de pasos a seguir basados en lo anterior para edificios metálicos similares a la Nave Industrial que se trató en el desarrollo de éste trabajo:

- 1.- Revisión de las armaduras, columnas y elementos secundarios, ésto de acuerdo a planos y especificaciones.
- 2.- Verificar nomenclatura de las piezas fabricadas.
- 3.- Verificar lista de embarque de taller.
- 4.- Supervisar embarque y descarga del material de tal manera que no se dañe la estructura, que se deje bien estibada para que sea fácil su acarreo.
- 5.- Instalación de almacén provisional para herramienta, soldadura, tornillería y piezas menores.
- 6.- Selección de grúa con capacidad suficiente, con pluma de altura adecuada para montar las estructuras. En caso de haber obstáculos que impidan el libre acceso de la grúa, específicamente para el caso de ésta Nave Industrial se puede realizar el montaje auxiliándose con una pluma de tirantes llamado también poste-grúa como el que se muestra en la fig. v.6..
- 7.- Supervisión de anclaje con plano de cimentación (se recomienda que las anclas estén engrasadas y encamisadas para que el concreto no se adhiera a la rosca de las anclas).
- 8.- La alineación de las anclas debe estar sujeta a las tolerancias que marcan los reglamentos.
- 9.- Colocación de columnas revisando el plomeo y alineación.
- 10.- Colocación de la primera armadura.
- 11.- Instalación de contraventeo provisional de marco armado con cable.
- 12.- Montaje del segundo marco y contraventeo definitivo entre la primera pareja de marcos con puntales y diagonales.
- 13.- Se continúa montando los siguientes marcos y sus contraventeos definitivos.
- 14.- Colocación de elementos secundarios, largueros, riostras, contraflambeos y tornillería en general.
- 15.- Supervisión final para que se proceda a la entrega de la estructura o edificio metálico ya montado.

En el presente trabajo se analiza y diseña una nave industrial, como ejemplo de una estructura que debe cumplir determinada función. El ingeniero en estructuras debe dimensionar los elementos que componen el edificio tomando en cuenta su seguridad estructural, su funcionalidad y su factibilidad económica.

Para llegar a la solución final implica realizar varios pasos como son: el análisis de las cargas o fuerzas externas, la obtención de fuerzas o esfuerzos internos de la superestructura, revisión del dimensionamiento de los elementos estructurales, diseñar una cimentación adecuada y enseguida fabricar las piezas y montarias para obtener el edificio que previamente se requirió para satisfacer una función.

Hablando de análisis y diseño estructural, la determinación de las cargas es un paso muy importante. En el caso de estructuras raras o especiales, el análisis de cargas puede requerir un estudio muy laborioso. En algunos reglamentos se especifican cargas para casos normales, los cuales se aplican con éxito. De cualquier manera el ingeniero estructural debe investigar las cargas probables durante su vida útil y el comportamiento estructural debido a ellas.

En cuanto a la obtención de fuerzas internas, en la actualidad se puede hacer uso cada vez con mayor facilidad de las computadoras, las cuales nos ayudan a realizar las laboriosas operaciones matemáticas; no obstante hay que tener cuidado con la interpretación de los resultados.

Finalmente se debe recordar que en el proceso de diseño los elementos estructurales se proponen de determinadas dimensiones y se revisan para que cumplan con los requisitos de seguridad que recomiendan los códigos y reglamentos, al hacer la revisión es posible que los elementos resulten escasos o sobrados, en ambos casos habrá que proponer otras secciones y volverlas a analizar y revisar. Esto significa que para diseñar una estructura se tengan que hacer varias iteraciones de tal manera que se pueda llegar a la optimización de los materiales, sin embargo hay que tomar en cuenta el costo de fabricación y montaje antes de dar una solución final.

En el caso de la nave industrial que aquí se presenta, no está optimizada pero sirve de base para obtener una solución más óptima.

BIBLIOGRAFIA

1. MANUAL OF STEEL CONSTRUCCION, EIGHT EDITION AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCCION
2. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO BRESLEP, LIN Y SCALZI
3. MANUAL DE CONSTRUCCION DE ACERO INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCION EN ACERO, A. C.
4. BASIC STEEL DESIGN JOHNSTON, LIN AND T. V. GALAMBOS
5. INTRODUCCION A LOS CONCEPTOS DE ANALISIS Y DISEÑO WHITE, GERGELY Y SEXSMITH
6. MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO EN LA CONSTRUCCION DE EDIFICIOS WILLIAM G. RAPP
7. MANUAL WHITING CRANE HANDBOOK H. G. GREINER
8. LIGHT GAGE COLD FORMED STEEL DESIGN MANUAL AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE
9. CONCRETO REFORZADO EDWARD G. HAWY
10. REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO ACI 318-83 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
11. DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS JOHN E. LOTHERS
12. INGENIERIA DE CIMENTACIONES PECK, HANSON Y THORNBURN
13. MANUAL DE DISEÑO POR VIENTO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D. F.
14. MANUAL DE DISEÑO POR SISMO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D. F.